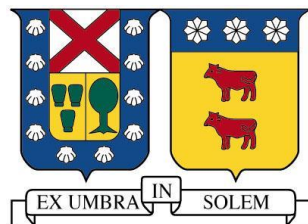


UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES
VALPARAÍSO – CHILE



**ESTUDIO ANALÍTICO DE CONEXIONES RÍGIDAS DE VIGA DE
PERFIL I SOLDADA CON COLUMNA RECTANGULAR RELLENA
DE HORMIGON (RCFT).**

MEMORIA DE TITULACIÓN PRESENTADA POR
FELIPE ANTONIO QUEZADA PÉREZ

COMO REQUISITO PARCIAL PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

PROFESOR GUÍA
CHRISTIAN SCHNAIDT MECKLENBURG

DICIEMBRE DE 2019

AGRADECIMIENTOS

A todas las personas que de una u otra manera formaron parte de este proceso.

A mi profesor guía Christian Schnaidt, que de principio a fin me brindó todas las facilidades para poder desarrollar este proyecto, además de contribuir directamente en mi formación como ingeniero.

A mis amigos que siempre me alegran el día cuando nos reunimos a recordar viejas historias...

A mis compañeros de trabajo, en especial a los que contribuyeron directamente con el desarrollo de este trabajo en particular, brindándome consejos que me ayudaron significativamente.

A mi familia que sé que desean lo mejor para mí. No siempre lo demuestro, pero les agradezco mucho

Y por último y más importante, a mi querida madre que me ha apoyado desde el primer en que llegué a este mundo en todo orden de cosas. Todo lo bueno que soy y que seré, se lo debo a ella. Te quiero.

RESUMEN

Luego de los terremotos de Northridge (1994) y Kobe (1995), se inició un proceso de investigación liderado por FEMA, con el fin de establecer las posibles causas del colapso en estructuras de marcos de acero, además de proponer recomendaciones para el diseño de conexiones rígidas resistentes a momento, las cuales quedaron registradas en diversas publicaciones tales como FEMA-350 (2000). Paralelamente, el comité internacional para el desarrollo y el estudio de estructuras tubulares (CIDECT por sus siglas en francés) desarrolló un conjunto de guías de diseño de estructuras de acero con perfiles tubulares con el fin de incentivar su uso, expandir su conocimiento y su aplicación al diseño y cálculo en estructuras metálicas [CIDECT, 2019]. Estas guías de diseño no están implementadas de manera oficial en la normativa chilena.

Pese a que entidades internacionales tales como FEMA han elaborado guías de diseño de conexiones precalificadas viga -columna, dichas guías cuentan con una serie limitada de conexiones dentro de las cuales no se encuentran incluidas las conexiones rígidas viga I - columna tubular rellena de hormigón (CFT por sus siglas en inglés).

El presente trabajo de titulación propone el diseño de conexiones rígidas viga I-columna CFT en base a dos enfoques diferentes:

- Guía de diseño de conexiones precalificadas ANSI/AISC358[2010].
- Guía de diseño N°9 para uniones a columnas de perfiles tubulares estructurales [Kurobane et al. 2004]

Una vez resuelto el diseño, dichas conexiones serán modeladas en el programa de elementos finitos ANSYS [ANSYS Inc, 2011] bajo la acción de cargas cíclicas y monotónicas, simulando ensayos de calificación de conexiones.

El objetivo de esta simulación es estudiar su comportamiento y evaluar, en primera instancia y de manera analítica, si es factible implementar este tipo de conexiones en Chile. Para cumplir con este objetivo, se realizará una revisión bibliográfica de los estudios, publicaciones científicas y ensayos más relevantes acerca de este tema, de manera de obtener una metodología de cálculo más certera para los requerimientos de nuestro país. Finalizadas las simulaciones, se realizará un análisis comparativo de todas las conexiones estudiadas con el fin de determinar la conexión más adecuada y/o la que más se ajuste a los requerimientos que exige la normativa utilizada en Chile para diseño de conexiones sismorresistentes.

ABSTRACT

After the earthquakes of Northridge (1994) and Kobe (1995), a research process led by FEMA was initiated, in order to establish the possible causes of the collapse in structures of steel frames, in addition to proposing recommendations for the design of rigid moment connections, which were recorded in various publications such as FEMA – 350 (2000). At the same time, the Committee for International Development and Education on Construction of Tubular structure (CIDECT for its acronym in French) developed a set of design guidelines for steel structures with tubular profiles in order to encourage their use, expand their knowledge and application to the design and calculation in metallic structures [CIDECT, 2019]. These design guidelines are not officially implemented in Chilean regulatory framework.

Although international entities such as FEMA have developed design guidelines for pre-qualified beam to column connections, these guidelines have a limited series of connections, within which are not included rigid connections beam I – concrete filled tube (CFT for its acronym in English).

The following degree assignment proposes the design of beam I to Column CFT connections based on two different approaches:

- Pre-qualified connections design guide ANSI/AISC358[2010].
- Design guide 9th for structural hollow section column connections. [Kurobane et al. 2004]

Once the design is resolved, these connections will be modeled in the ANSYS finite element program [ANSYS Inc, 2011] under the action of cyclical and monotonic loads, simulating tests for the qualification of connections.

The objective of this simulation is to study its behavior and evaluate in an analytical way if it is feasible to implement this type of connections in Chile. To achieve this objective, it will be carried out a literature review of the most relevant studies, scientific publications and essays on this subject in order to obtain a more accurate calculation methodology for the requirements of our country. After that, once the simulations have finished, it will be made a comparative analysis of all the connections studied in order to determine the most appropriate connection and/or the one that best fits to the requirements that is required by the Chilean regulations for the design of seismic connections.

GLOSARIO

ϕ_d y ϕ_v : Factores de minoración de resistencia para fallas dúctiles y frágiles, respectivamente (LRFD).

ϕ_d : Factor de resistencia para fallas dúctiles según AISC358.

ϕ_n : Factor de resistencia para fallas no dúctiles según AISC358.

A_b : Área de la sección transversal del perno.

A_{cp} : Área de la sección transversal del panel de hormigón.

A_{cw} : Área de acero resistente a cortante de la zona panel.

A_e : Área neta efectiva.

A_g : Área bruta.

A_{gc} : Área bruta de la columna.

A_{gv} : Área bruta de corte.

A_n : Área neta.

A_{nt} : Área neta en tracción.

A_{nv} : Área neta de corte.

b_b : Ancho de la viga.

b_{bc} : Ancho de la viga corta.

b_c : Ancho de la columna tubular.

b_{cp} : Ancho de la placa de empalme del ala para conexiones con diafragma externo.

b_j y d_j : Ancho y alto de la zona panel, respectivamente.

C_a : Razón entre la resistencia axial requerida y la resistencia axial de diseño.

C_{pr} : Factor que toma en cuenta la resistencia máxima en la conexión, incluyendo endurecimiento por deformación, restricciones locales, refuerzos adicionales y otras condiciones de la conexión.

C_x : Distancia horizontal desde el centro de gravedad del grupo de pernos al perno más lejano.

C_y : Distancia vertical desde el centro de gravedad del grupo de pernos al perno más lejano.

d_b : Diámetro nominal del perno.

d_{bi} = diámetro nominal del perno i.

d_h : Diámetro del agujero del perno.

d_{hd} : Diámetro del agujero en el interior del diafragma pasante que permite verter el hormigón.

d_{hi} = Diámetro del agujero del perno i

E_b : Módulo de elasticidad del acero.

E_t : Modulo tangente.

f_i : Factor de carga determinado por el código de construcción aplicable para cargas vivas, pero no menor que 0.5.

f_1 : Presión de confinamiento alrededor del núcleo de hormigón.

f_c : Resistencia a compresión del hormigón en probeta cilíndrica.

f_{cc} : Resistencia a la compresión del hormigón confinado.

F_{nv} : Resistencia nominal al corte del perno.

F_{pr} : Fuerza en traccion soportada por las alas de la viga debido al momento M_{cf} .

F_u : Resistencia ultima a la tracción del elemento a conectar.

F_{ub} : Resistencia última a la tracción del material de la viga.

F_{ubc} : Resistencia ultima a tracción del material de la viga corta.

F_{uc} : Resistencia ultima a tracción del material de la columna.

F_{up} : Resistencia ultima a la tracción del material de la plancha de ala (*flange plate*).

F_{up} : Resistencia ultima a la tracción del perno.

F_y : Esfuerzo nominal de fluencia.

F_{yb} : Esfuerzo nominal de fluencia de la viga.

F_{ybc} : Limite de fluencia del material de la viga corta.

F_{yc} : Limite de fluencia del material de la columna.

f_{yc} : Tensión de fluencia de la zona panel.

F_{yd} : Limite de fluencia del material del diafragma.

F_{yp} : Esfuerzo de fluencia de los pernos.

F_{yp} : Limite de fluencia de la placa de corte.

g_i : Gramil entre el agujero $i+1$ y el agujero i (distancia perpendicular a la dirección de la fuerza).

h_b : Altura de la viga.

h_{bc} : Altura de la viga corta.

h_{cw} : Altura del alma de la zona panel.

h_d : Ancho del diafragma medido desde la cara externa de la columna.

I_1 : Primer invariante del tensor de esfuerzos.

I_b : Inercia de la viga.

I_p : Momento de inercia polar del grupo de pernos.

J_2 : Segundo invariante del desviador de tensiones.

k_1 y k_2 : Constantes obtenidas mediante ensayos experimentales para determinar el confinamiento del hormigón.

K_b : Rigidez rotacional de la viga.

K_s : Rigidez secante al giro de la conexión.

K_{cw} : Rigidez inicial a cortante del panel del alma.

L_b : Distancia entre la posición de la rótula plástica en la viga y el eje central de la columna (figura 2-8).

L_b : Longitud de la viga entre apoyos.

L_{bmax} : Longitud máxima no arriostrada en vigas que clasifiquen como High Ductile Members (Miembros altamente dúctiles) según las provisiones sísmicas.

L_c : Distancia entre la posición de la rótula plástica en la columna y el eje central de la viga.

l_c : Distancia libre, en la dirección de la carga, entre el borde de la perforación y el borde de la perforación adyacente o borde del material.

L_e : Longitud de la soldadura de unión entre el alma de la viga corta y el diafragma.

L_h : Distancia entre rótulas plásticas.

$M_{0.04}$: Momento resistente de la conexión cuando se ha alcanzado una rotación de 0.04 radianes.

M_b : Momento generado en el punto medio de la viga.

M_{b1} : Momento flector en el lado derecho del nudo.

M_{b2} : Momento flector en el lado izquierdo del nudo

M_{bcn} : Capacidad resistente a flexión de la viga corta.

M_{bfu} : Momento ultimo soportado por la soldadura de conexión entre el ala de la viga corta y el diafragma.

M_{bn} : Capacidad resistente a flexión de la viga.

M_{bwc} : Momento ultimo soportado por la soldadura del alma de la viga corta.

M_{cf} : Momento soportado en la cara de la columna.

M_{cn} : Momento nominal resistente de la columna.

M_{dfu} : Momento resistente del diafragma.

M_j : Momento soportado por la conexión

M_{jcf} : Capacidad resistente a flexión de la viga corta referido a la cara de la columna.

M_{max} : Momento máximo alcanzado por la conexión en el análisis cíclico.

M_n : Máximo momento resistente de la conexión

M_p : Momento plástico de la viga

M_{pb} : Momento proyectado de la viga a ambos lados del nodo formado por la intersección entre el eje de la columna y el eje de la viga.

M_{pc} : Momento proyectado sobre y bajo el nodo formado por la intersección entre el eje de la columna y el eje de la viga considerando una disminución por carga axial.

M_{pr} : Momento probable

M_{uv} : Momento producto de la amplificación por el efecto del corte debido a la distancia entre la rótula plástica y la línea central de la columna.

$\bar{n}$: Tensión media en el panel del alma de la columna dividida por la tensión de fluencia del panel.

n_{fi} : Número de orificios en el ala de la viga por fila de pernos.

n_{fibc} : Numero de orificios en el ala en la primera fila de pernos.

Θ_u : Máxima deformación rotacional que puede soportar un elemento o conexión antes de que se genere el colapso.

P_{bf} : Resistencia última del diafragma en términos de la carga axial del ala de la viga.

P_{cf} : Carga axial soportada por las alas del diafragma generado por el momento medido en la cara de la columna.

P_{cf} : Carga axial soportada por las alas del diafragma generado por el momento medido en la cara de la columna.

P_u : Carga axial requerida.

P_u : Fuerza de corte.

P_{uc} : Carga axial requerida por la columna.

P_y : Resistencia axial nominal del elemento

P_{yc} : Resistencia nominal en compresión de la columna.

r_{mx} : Componente horizontal del corte producido por la excentricidad de la carga.

r_{my} : Componente vertical del corte producido por la excentricidad de la carga.

R_n : Resistencia nominal

r_n : Resistencia nominal del perno según AISC358.

R_{nmin} : Resistencia nominal minima.

R_o : Factor de modificación de la respuesta estructural (análisis modal espectral).

Rot : Rotación alcanzada por la conexión en el análisis cíclico.

r_p : Fuerza de corte actuando en cada perno, suponiendo una distribución uniforme.

r_{px} : Componente horizontal de la fuerza de corte actuando sobre el centro de gravedad del grupo de pernos.

r_{py} : Componente vertical de la fuerza de corte actuando sobre el centro de gravedad del grupo de pernos.

R_t : Razón entre la resistencia última a la tracción esperada y la resistencia última a la tracción nominal de acuerdo con las disposiciones sísmicas.

r_y : Radio de giro de la viga en torno al eje menor.

R_y : Razón entre la fluencia esperada y fluencia nominal de acuerdo con las disposiciones sísmicas.

S_1 : Distancia desde la cara de la columna hasta la línea más alejada de pernos.

S_c : Distancia desde la cara de la columna hasta la línea más cercana de pernos.

S_h : Distancia desde la cara de la columna a la rótula plástica.

S_i : Paso entre el agujero $i+1$ y el agujero i (distancia paralela a la dirección de la fuerza).

$S_{j,ini}$: Rigidez rotacional inicial de la conexión.

t_{bcf} : Espesor del ala de la viga corta.

t_{bcw} : Espesor del alma de la viga corta.

t_{bf} : Espesor del ala de la viga.

t_{bw} : Espesor del alma de la viga.

t_c : Espesor de la columna tubular.

t_{cw} : Espesor del alma de la zona panel.

t_d : Espesor del diafragma.

t_f : Espesor del ala de la viga.

t_p : Espesor de la placa de corte.

t_{pf} : Espesor del ala de la plancha.

t_{pl} : Espesor del material conectado.

t_{pl} : Espesor más pequeño entre placas a conectar.

t_w : Espesor del alma de la viga

t_w : Espesor del alma de un perfil.

U_{bs} : Coeficiente de reducción de resistencia que toma en cuenta la distribución de tensiones.

V_{c1} : Fuerza de corte en la parte inferior del nudo.

V_{c2} : Fuerza de corte en la parte superior del nudo.

V_{cf} : Carga de corte soportada por el alma de la viga corta generado por la acción del momento de diseño más el corte producto de las cargas gravitacionales.

V_{cw} : Resistencia mínima requerida al esfuerzo de corte en la zona panel.

V_{el} : Esfuerzo de corte en el rango elástico.

V_g : Corte producto de cargas gravitacionales.

V_{grav} : Fuerza de corte resultante de la combinación $1.2D + f_1 L + 0.2S$, actuando en la viga.

V_h : Fuerza de corte determinada en la rótula plástica.

V_r : Fuerza resultante de corte actuando sobre el perno más solicitado.

V_u : Esfuerzo de corte último.

V_{uc} : Corte obtenido del modelo en la posición de la rótula plástica en la columna, considerando los factores de amplificación de cargas señalados por la norma sísmica aplicada.

W_{plbwn} : Modulo plástico resistente del área neta del alma de la viga corta.

Z_b : Modulo plástico de la viga.

Z_c : Modulo Plastico de la columna.

δ_{el} : Desplazamiento o desplazamiento relativo entre plantas en el rango elástico.

δ_u : Desplazamiento último o desplazamiento relativo último entre plantas.

ϵ_c : Deformación unitaria ultima en compresión del hormigón no confinado.

ϵ_{cc} : Deformación unitaria ultima en compresión del hormigón confinado.

ϵ_u : Deformacion unitaria donde se alcanza la deformación última del elemento.

ϵ_y : Deformación unitaria de fluencia para el acero.

ϵ_y : Deformación unitaria donde se alcanza la fluencia del elemento.

ϵ_y : Deformación unitaria última para el acero.

$\theta_{el.cw}$: Rotacion elástica del panel del alma.

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$: Esfuerzos principales de un elemento sometido a un estado de carga.

σ_{vm} : Esfuerzos equivalentes de Von Mises.

ϕ_c : Factor de seguridad a compresión (LRFD).

Ω_c : Factor de seguridad a compresión (ASD).

Δ : Deformacion lateral de una estructura.

Δ : Penetracion entre elementos tipo *CONTACT-TARGET* en ANSYS.

∇ : Parametro de tolerancia que favorece la convergencia en la formulación augmented lagrange en ANSYS.

AIJ: *Architectural Institute of Japan* (Instituto de Arquitectura de Japón)

AISC: *American Institute of Steel Construction* (Instituto Americano de Construcción de Acero).

ANSI: *American National Standard Institute* (Instituto Nacional Estadounidense de Normas).

ASCE: *American Society of Civil Engineers* (Sociedad Americana de Ingenieros Civiles).

CJP: *Complete joint Penetration* (Unión de penetración completa).

DG6: *Design Guides N°6* (Guía de Diseño N° 6).

Hz: Hertz.

ASD: *Allowable Stress Design* (Diseño por Esfuerzos Admisibles) Método de diseño que consiste en evitar que las cargas de diseño reales sean superiores a las resistencias de diseño minoradas, dividiendo por factores mayores que la unidad.

B: Ancho de la placa.

CFT: *Concrete Filled Tube* (columnas tubulares rellenas de hormigón).

CHS: *Circular Hollow Section* (Sección circular tubular).

CIDECT: *Comité International pour le Développement et l'Etude de la Construction Tubulaire* (Comité Internacional para el Desarrollo y el Estudio de la Construcción Tubular).

C – SMF: *Composite Special Moment Frame* (Marcos Compuestos Especiales a momento).

DG9: *Design Guides N°9* (Guía de Diseño N° 9)

E: Módulo de elasticidad.

F: Fuerza generada durante el contacto entre elementos en ANSYS.

FEMA: *Federal Emergency Management Agency* (Agencia Federal para el Manejo de Emergencias).

FR: *Fully Restrained* (Completamente Restringida).

HSS: *Hollow Square Section* (Sección Cuadrada tubular).

IMF: *Intermediate Moment Frames* (Marcos intermedios a momento).

INN: Instituto Nacional de Normalización.

L: Longitud desde la cara de la columna al punto de inflexión de momento de la viga.

LRFD: *Load and Resistance Factor Design* (Diseño por Factores de Carga y Resistencia). Método de diseño en el cual las cargas de diseño se mayoran y las resistencias de diseño se minoran multiplicando por factores mayores y menores que la unidad, respectivamente.

MRF: *Moment Resisting Frames* (Marcos resistentes a momento).

NCh: Norma Chilena

P: carga axial.

PR: *Partially Restrained* (Parcialmente Restringida).

R: Factor de modificación de la respuesta estructural (análisis estático).

RCFT: *Rectangular Concrete Filled Tube* (columna tubular rectangular rellena de hormigón).

RHS: *Rectangular Hollow Section* (Sección rectangular hueca).

S: Espaciamiento entre líneas de pernos.

SFRS: *Seismic Force Resisting System* (Sistema resistente de fuerzas sísmicas).

SMF: *Special Moment Frames* (Marcos especiales a momento).

U: Coeficiente de reducción de área que toma en cuenta el shear lug o rezago por cortante.

V: Esfuerzo de corte basal.

WUF: *Welded unreinforced flange* (Ala soldada no reforzada).

b: Ancho efectivo del elemento plano para el cálculo de Razon Ancho/Espesor.

e: Excentricidad entre la fuerza de corte y el centro de gravedad del grupo de pernos.

h: Altura del perfil.

k: Parametro de penalización.

m: Capacidad resistente a momento adimensional de la soldadura de conexión del alma.

n: Número de pernos.

q: Carga uniformemente distribuida.

t: Espesor del elemento plano.

x: Distancia desde el eje neutro hasta el interior del ala comprimida.

Φ : Ángulo de rotación de la conexión.

α : Coeficiente de sobrerresistencia.

β : Parámetro determinado experimentalmente.

β : Razon entre el ancho y el alto de la zona panel.

γ : Deformacion debido al corte o distorsión angular.}

δ : Desplazamiento o desplazamiento relativo entre plantas.

θ : Ángulo de deriva de piso.

θ_s : Ángulo que produce las cargas de servicio

μ : Coeficiente de roce.

ϑ = Ángulo de inclinación de la fuerza de corte con respecto a la vertical.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

Contenido

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Objetivos	3
1.1.1. Objetivo general	3
1.1.2. Objetivos específicos	4
1.2. Antecedentes generales	4
1.2.1. Estudios previos a los terremotos de Northridge y Kobe.	4
1.2.2. Estudios posteriores a los terremotos de Northridge y Kobe.	7
2. MARCO TEÓRICO	14
2.1. Generalidades	14
2.2. Clasificación de conexiones	14
2.2.1. Clasificación según Eurocódigo 3	15
2.2.2. Clasificación según ANSI/AISC 360-10	17
2.2.3. Clasificación según NCh427	19
2.2.4. Clasificación según NCh2369.Of2003	19
2.3. Comportamiento de la conexión	21
2.3.1. Comportamiento elástico	21
2.3.2. Comportamiento Plástico	23
2.4. Requisitos especiales para carga sísmica	24
2.5. Bases de diseño	26
2.5.1. Specification for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 360-10)	26
2.5.2. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 341-10)	27
2.6. Comportamiento de conexiones rígidas viga- columna	36
2.7. Zona panel en conexiones viga- columna.	37
3. DISEÑO DE CONEXIONES A MOMENTO VIGA – COLUMNA TUBULARES	41
3.1. Conexiones con diafragma	43
3.2. Diafragma pasante	43
3.3. Diafragma interno	45
3.4. Diafragma externo	46
3.5. Guía de Diseño N°9	48
3.6. Metodología de diseño	49

3.7. Diseño del empalme de conexión entre el diafragma y la viga.	56
3.7.1. Modos de falla.....	57
3.8. Diseño del empalme de corte entre la viga y la ménsula.	60
3.9. Guía de diseño AISC 358-10	63
3.9.1. Límites de precalificación	64
3.10. Metodología de diseño	67
4. MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS	72
4.1. Antecedentes	72
4.2. Geometría de la probeta.	73
4.2.1. Diafragma Externo AISC358	73
4.2.2. Diafragma Pasante AISC358	74
4.2.3. Diafragma Externo DG9.....	76
4.2.4. Diafragma Pasante DG9	77
4.3. Elementos finitos.....	79
4.4. Contacto.	80
4.5. Protocolo de carga	82
4.6. Tipo de elementos.....	84
4.7. Relaciones constitutivas de los materiales	85
4.7.1. Hormigón.....	85
4.7.2. Acero	89
4.8. Condiciones de Borde	92
4.9. Mallado	93
4.10. Pretensión de pernos	95
4.11. Tiempo de procesamiento	95
5. RESULTADOS	96
5.1. Análisis con carga monotónica.....	97
5.1.1. Diafragma externo AISC358-10	97
5.1.2. Diafragma pasante AISC358-10.....	102
Diafragma externo DG9.....	105
5.1.3.....	105
5.1.4. Diafragma pasante DG9	108
5.1.5. Diafragma pasante DG9 2.0	112
5.2. Análisis con carga cíclica.....	118

5.2.1. Diafragma Externo AISC358-10	123
5.2.2. Diafragma Pasante AISC358-10.....	124
5.2.3. Diafragma Externo DG9.....	126
5.2.4. Diafragma Pasante DG9	127
5.2.5. Diafragma Pasante DG9 2.0	129
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	131
7. REFERENCIAS.....	135
8. ANEXOS	141
8.1. Diseño de conexiones con diafragma externo según AISC358.	141
8.2. Diseño de conexiones con diafragma externo según DG9.....	157
8.3. Diseño de conexiones con diafragma pasante según AISC358.....	167
8.4. Diseño de conexiones con diafragma pasante según DG9	176

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1. Capacidades resistentes a compresión para perfiles huecos y rellenos de hormigón de igual masa (alrededor de 60 kg/m) [Kurobane et al. 2004].	1
Figura 1-2. Detalles de conexiones ensayadas por Ansourian [1976].	5
Figura 1-3. Detalles de conexión ensayados por Matsui [1985].	6
Figura 1-4. Detalles de conexiones estudiados por [Kanatani et al. 1987].	7
Figura 1-5. Conexión WUF- utilizada antes del terremoto de Northridge [adaptada de FEMA 350, 2000].	7
Figura 1-6. Conexiones típicas viga- columna RCFT utilizadas en Japón: (a) Diafragma externo, (b) Diafragma interno y (c) Diafragma pasante.	9
Figura 1-7. Especímenes ensayados por Morino et al. [1996].	9
Figura 1-8. Conexión viga-columna CFT estudiada por Matsui y Kawano [1996].	10
Figura 1-9. Ejemplo de detalle de conexión de elementos embebidos en el núcleo de hormigón [Viest et al. 1997].	10
Figura 1-10. Detalles de conexiones ensayadas por Fujimoto et al. [2000] y Fujimoto et al. [2004].	12
Figura 1-11. (a) Diagrama de cuerpo libre de la zona panel, (b) Zona panel idealizada [Koester et al. 2000].	13
Figura 2-1. Límites para la clasificación por rigidez de las uniones viga- columna según el Eurocódigo 3.	16
Figura 2-2. Clasificación de las conexiones completamente restringidas (FR), parcialmente restringidas (PR) y conexión simple en función de la curva momento-rotación [AISC360, 2010].	18
Figura 2-3. Ejemplos de conexiones viga- columna: (a) Conexión simple, (b) Conexión a momento parcialmente restringida (semirrígida) y (c) Conexión a momento completamente restringida (rígida) [FEMA 350, 2000].	20
Figura 2-4: Diagrama momento-requerimiento de ductilidad de clasificación de conexiones según Bjorhovde et al. [1990].	21
Figura 2-5. Viga con distintos niveles de rigidez en los apoyos [Kurobane et al. 2004].	22
Figura 2-6. Variación de los momentos en apoyo y centro de viga en función de la rigidez de la unión [Anderson et al. 1997].	23
Figura 2-7. Curva típica de momento-rotación bajo carga monotónica [Swanson et al. 2000].	24
Figura 2-8. Relación Fuerza- desplazamiento de estructuras elásticas e inelásticas sometidas a una carga dinámica. [Kurobane et al. 2004].	25
Figura 2-9. Mecanismos de disipación de energía. [Kurobane et al. 2004]	29
Figura 2-10. Esquema criterio columna fuerte- viga débil [FEMA. 2000].	32
Figura 2-11. Diagrama de momentos flectores en un edificio de marcos rígidos debido a la acción del sismo.	36
Figura 2-12. Ejemplo de conexión viga- columna con diafragma pasante y su respectivo diagrama de momentos flectores producto del sismo [Kurobane et al. 2004].	36
Figura 2-13. (a) Configuración de la unión, (b) Panel del alma.	37
Figura 2-14. Tensiones en el panel de hormigón [Kurobane et al. 2004].	40
Figura 3-1: Conexión tipo CONXL MOMENT CONNECTION [AISC358. 2010].	41
Figura 3-2. Edificio de marcos de acero analizado en Japón, sin daño estructural importante [Futamura. 2017].	42

Figura 3-3. Conexión a momento con diafragma pasante analizada posterior al terremoto [Futamura. 2017].	42
Figura 3-4. Esquema de soldadura de un diafragma pasante [Futamura. 2017].	44
Figura 3-5. Robots de soldadura Automáticos utilizados en Japón [Futamura. 2017].	44
Figura 3-6. Uniones viga-columna con diafragmas pasantes para soldadura en taller [Kurobane et al. 2004].	45
Figura 3-7. Conexión viga-columna con diafragma interno y detalles de soldadura [Kurobane et al. 2004].	46
Figura 3-8 Ejemplo de conexión a momento.	47
Figura 3-9. Uniones atornilladas con diafragma pasante [kurobane et al. 2004].	48
Figura 3-10. Configuración del diafragma externo y sus parámetros de diseño [Kurobane et al. 2004]	52
Figura 3-11. Configuración de un diafragma pasante y sus parámetros de diseño [Kurobane et al. 2004].	53
Figura 3-12. Detalles de los diafragmas externos ensayados por Ikebata et al. [1999] y Mitsunari et al. [2001].	56
Figura 3-13. Posibles modos de falla por fractura de área neta en una unión apernada.	58
Figura 3-14. Esquema de un empalme de ala y alma modelado en ANSYS.	60
Figura 3-15. Excentricidad producida por la distancia entre el centro de gravedad de los pernos y la carga [ANSI/AISC 360, 2010].	61
Figura 3-16. Comportamiento inelástico deseado en estructuras de marcos [FEMA 350. 2000].	63
Figura 3-17. Conexión a momento tipo plancha de ala (flange plate) [AISC 358-10].	64
Figura 3-18. Ejemplo del cálculo del corte en una rótula plástica [FEMA 350.2000].	69
Figura 3-19. Cálculo de la demanda de momento en la cara de la columna [FEMA 350. 2000].	70
Figura 4-1. Ejemplo de una conexión modelada en ANSYS.	73
Figura 4-2. Vista general de una conexión con diafragma externo diseñada mediante la AISC 358 [2010].	73
Figura 4-3. Vista en planta de la conexión.	74
Figura 4-4. Vista lateral de la conexión.	74
Figura 4-5. Vista general de una conexión con diafragma pasante diseñada mediante la AISC 358 [2010].	75
Figura 4-6. Vista en planta de la conexión con del detalle del agujero en el diafragma.	75
Figura 4-7. Vista lateral de la conexión.	75
Figura 4-8. Vista general de una conexión con diafragma externo diseñada mediante la guía de diseño N9.	76
Figura 4-9. Vista en planta de la conexión.	76
Figura 4-10. Vista lateral de la conexión.	77
Figura 4-11. Vista general de una conexión con diafragma pasante diseñada mediante la guía de diseño N9.	77
Figura 4-12. Vista en planta de la conexión.	78
Figura 4-13. Vista lateral de la conexión.	78
Figura 4-14. Elemento 3D SOLID186 [ANSYS Inc. 2011].	79
Figura 4-15. Elemento 3D BEAM188 [ANSYS Inc. 2011].	80
Figura 4-16. Comportamiento de contactos [Ansys Inc. 2011].	80
Figura 4-17. Columnas analizadas por [Hu. 2003].	85

Figura 4-18. Curva característica de esfuerzo-deformación del hormigón [Hu. 2003].	86
Figura 4-19. Superficie de fluencia de Drucker-Prager [ANSYS Inc. 2011].	87
Figura 4-20. Carga axial vs deformación unitaria para las columnas RCFT [Hu. 2003].	88
Figura 4-21. Curva confinamiento lateral vs esbeltez para columnas RCFT [Hu.2003].	88
Figura 4-22. Condiciones de borde para cada conexión.	93
Figura 4-23. Ejemplo de refinamiento de mallado realizado en los empalmes de ala.	94
Figura 4-24. Comandos para el mallado tipo element size	94
Figura 4-25. Comandos para el mallado tipo contact sizing.	94
Figura 4-26. Ejemplo de refinamiento de mallado entre el agujero y el perno.	95
Figura 5-1. Conexión RCFT con diafragma externo [Vulcu et al. 2017].	98
Figura 5-2. Detalles de conexiones ensayadas por Vulcu et al. [2017].	99
Figura 5-3. Mecanismo de falla de la conexión con diafragma externo.	99
Figura 5-4. Concentración de tensiones en una de las tuercas de conexión.	100
Figura 5-5. Sector donde se esperaba falla por aplastamiento.	101
Figura 5-6. Esfuerzos máximos generados en el hormigón de relleno.	101
Figura 5-7. Zonas de fluencias en la conexión con diafragma pasante.	103
Figura 5-8. Comportamiento de la viga.	103
Figura 5-9. Esfuerzos generados en el sector de la soldadura.	104
Figura 5-10. Comportamiento de la zona panel en el núcleo de hormigón.	104
Figura 5-11. Comportamiento global de la conexión con diafragma externo.	106
Figura 5-12. Esfuerzos generados en la viga.	107
Figura 5-13. Esfuerzos generados en el diafragma externo.	107
Figura 5-14. Concentración de tensiones en el hormigón.	108
Figura 5-15. Comportamiento global de la conexión con diafragma pasante.	110
Figura 5-16. Esfuerzos generados en la placa del diafragma pasante.	110
Figura 5-17. Esfuerzos generados en el alma de la viga corta (ménsula).	111
Figura 5-18. Deformaciones en la pared del tubo debido al alma de la viga corta (ménsula).	111
Figura 5-19. Esfuerzos generados en el núcleo de hormigón.	112
Figura 5-20. Diafragma Pasante DG9 2.0.	113
Figura 5-21. Diafragma Pasante DG9.	113
Figura 5-22. Diafragma Pasante DG9 2.0.	114
Figura 5-23. Esfuerzos generados en el núcleo hormigón para la conexión mejorada	114
Figura 5-24. Esfuerzos de Von-Mises y deformaciones plásticas equivalentes para la conexión “Diafragma Externo AISC358”, respectivamente.	123
Figura 5-25. Esfuerzos de Von-Mises y deformaciones plásticas equivalentes para la conexión “Diafragma Pasante AISC358”, respectivamente.	124
Figura 5-26. Esfuerzos de Von-Mises y deformaciones plásticas equivalentes para la conexión “Diafragma Externo DG9”, respectivamente.	126
Figura 5-27. Esfuerzos de Von-Mises y deformaciones plásticas equivalentes para la conexión “Diafragma Pasante DG9”, respectivamente.	127
Figura 5-28. Esfuerzos de Von-Mises y deformaciones plásticas equivalentes para la conexión “Diafragma Pasante DG9 2.0”, respectivamente.	129

INDICE DE TABLAS

Tabla 2-1. Valores máximos de factores de modificación de la respuesta [Nch.433. 1996].	25
Tabla 2-2. Razón Ancho/Espesor para HSS en Elementos Compuestos y sus respectivos límites de ductilidad [AISC 341. 2010].	27
Tabla 2-3. Factores de fluencia probables para distintas calidades de acero [AISC 341. 2010].	30
Tabla 4-1. Protocolo de carga establecido por las provisiones sísmicas.	82
Tabla 4-2. Propiedades para los distintos tipos de acero utilizados en el análisis.	89
Tabla 4-3. Relación constitutiva para el acero ASTM A36.	90
Tabla 4-4. Relación constitutiva para pernos ASTM A490.	91
Tabla 4-5. Relación constitutiva para el acero ASTM A500 Gr.B.	92
Tabla 5-1. Propiedades geométricas y mecánicas de los elementos analizados.	96
Tabla 5-2. Resistencia y demanda del diafragma externo AISC358-10.	97
Tabla 5-3. Resistencia y demanda de la zona panel.	97
Tabla 5-4. Resistencia y demanda del Diafragma Pasante AISC358-10.	102
Tabla 5-5. Resistencia y demanda de la zona panel.	102
Tabla 5-6. Resistencia y demanda del Diafragma Externo DG9.	105
Tabla 5-7. Resistencia y demanda de la zona panel.	105
Tabla 5-8. Resistencia y demanda del Diafragma Pasante DG9.	109
Tabla 5-9. Resistencia y demanda de la zona panel.	109
Tabla 5-10. Resultados de las simulaciones con carga cíclica para cada conexión.	121

INDICE DE GRAFICOS.

Gráfico 1-1. Gráfico comparativo Momento vs deformación entre la pared del tubo y el ala inferior de la viga [France et al. 1999].	11
Grafico 3-1 Comparación entre curvas momento rotación de ambos modelos.	47
Gráfico 4-1. Protocolo de carga cíclica según AISC 341(2010).	83
Gráfico 4-2. Protocolo de carga monotónica.	83
Gráfico 4-3. Curva bilineal Esfuerzo-deformación del acero ASTM A36.	91
Grafico 4-4 Curva bilineal Esfuerzo-deformación del acero para pernos ASTM A490.	91
Gráfico 4-5 Curva bilineal Esfuerzo-deformación del acero ASTM A500 Gr.B.	92
Gráfico 5-1. Curvas Momento-Rotación para cada una de las conexiones analizadas.	115
grafico 5-2: Diagrama con las clasificaciones de conexión según el AISC360[2010]	116
grafico 5-3: Diagrama de clasificación de conexiones según por Bjorhovde et al. [1990].	117
Gráfico 5-4. Curvas de histéresis para cada una de las conexiones analizadas.	120
Gráfico 5-5: Energía total disipada de cada conexión producto de deformaciones no lineales.	122
Gráfico 5-6. Comparación de los niveles de deformación plástica equivalente de los elementos que componen la conexión “Diafragma Externo AISC 358”.	124
Gráfico 5-7. Comparación de los niveles de deformación plástica equivalente de los elementos que componen la conexión “Diafragma Pasante AISC 358”.	125
Gráfico 5-8. Comparación de los niveles de deformación plástica equivalente de los elementos que componen la conexión “Diafragma Externo DG9”.	127

Gráfico 5-9. Comparación de los niveles de deformación plástica equivalente de los elementos que componen la conexión “Diafragma Pasante DG9”.	128
Gráfico 5-10. Comparación de los niveles de deformación plástica equivalente de los elementos que componen la conexión “Diafragma Pasante DG9 2.0”.	130

1. INTRODUCCIÓN

El acero estructural es un material muy utilizado en el ámbito de la construcción debido a sus múltiples características tales como una alta resistencia frente a distintos tipos de solicitaciones, su versatilidad y su facilidad de montaje que permiten disminuir considerablemente el tiempo de construcción y sus costos asociados. Por su parte, el hormigón posee ciertas características que también lo hacen atractivo en el diseño de edificaciones tales como una extensa vida útil, gran resistencia a cargas de compresión y una excelente resistencia al fuego. El uso de elementos compuestos en la construcción de edificios ha ido en aumento en el último tiempo debido a las ventajas que trae consigo la utilización conjunta de acero y hormigón. Estas ventajas radican en que ambos materiales al trabajar en conjunto logran un complemento que posee características muy superiores a las de cada material por separado. Dentro de los elementos compuestos se encuentran las denominadas columnas CFT (*Concrete Filled Tube*, por sus siglas en inglés) que corresponden a columnas de sección tubular de acero rellenas de hormigón. Estos elementos, combinados con vigas de acero, conforman marcos rígidos que presentan un comportamiento estructural más eficiente que los sistemas de marcos rígidos tradicionales [Kawaguchi et al. 2002]. El motivo por el cual el uso de columnas compuestas ha logrado tanto interés en el último tiempo es que, debido a sus características, surge como una alternativa que optimiza el uso de acero en edificaciones de gran altura, disminuyendo los costos tanto de material como de construcción ya que la columna tubular de acero reemplaza al moldaje convencional que se realiza para columnas de hormigón y además no requiere esperar a que el hormigón fragüe para continuar con el montaje de la estructura.

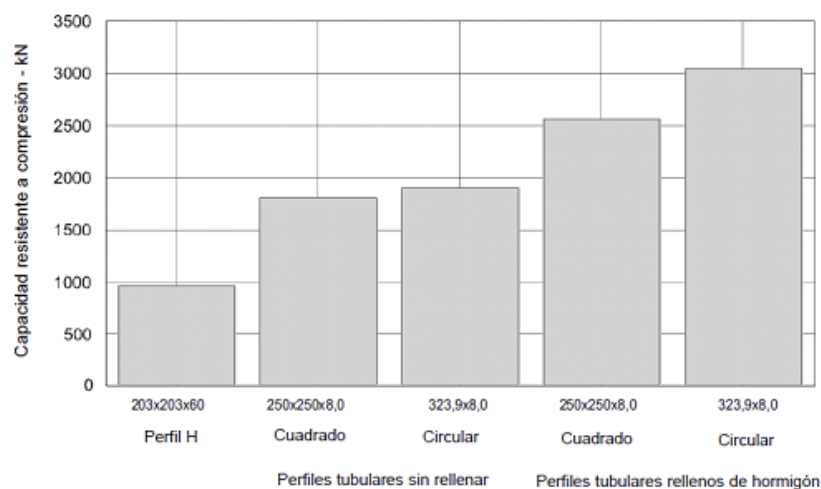


Figura 1-1. Capacidades resistentes a compresión para perfiles huecos y rellenos de hormigón de igual masa (alrededor de 60 kg/m) [Kurobane et al. 2004].

La **Figura 1-1** muestra la capacidad resistente a compresión de diversos perfiles de peso similar (~60 kg/m). Estos resultados son en base a una longitud efectiva de 5m, mientras que la resistencia a compresión se determinó según lo especificado en el Eurocódigo 3, con los requisitos del documento de aplicación nacional del Reino Unido, DD ENV 1993 [BSI. 1992]. Los perfiles utilizados son una columna de la serie británica UC perfil H [BSI. 1993], y dos perfiles tubulares de la serie europea acabados en caliente EN10210, uno cuadrado (RHS) y uno circular (CHS) [CEN. 1997].

Sin embargo, el mayor desafío en el diseño de marcos se presenta en el detallamiento de sus conexiones que son las que permiten la transferencia de carga entre sus elementos. Un mal diseño y/o dimensionamiento de éstas puede significar una baja o nula transferencia de cargas, lo que podría generar el colapso parcial o total de la estructura; además el diseño apropiado de conexiones trasciende considerablemente en el costo del material, reduciendo las dimensiones de los componentes estructurales. Según sea la naturaleza de la estructura y su configuración de elementos, existirán conexiones que se comporten mejor en determinadas posiciones, siempre y cuando se tenga en cuenta el tipo de transmisión de esfuerzos que se quiera materializar en dichos puntos de contacto.

Los terremotos de Northridge en 1994 y Kobe en 1995 fueron un llamado de alerta para los ingenieros estructurales de esa época, puesto que muchas de las conexiones soldadas que existían en estructuras de marcos sufrieron fracturas frágiles. Especialmente en Northridge, las fracturas de las soldaduras se iniciaron aun cuando la estructura permanecía en el rango elástico de deformación [Chen et al. 2014]. El programa de los EE.UU., denominado SAC Joint Venture (conformado por: (SEAOC: Structural Engineers Association of California, ATC: Applied Technology Council y CUREE: Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering) que comprendió tres ámbitos:

- El estudio de las prácticas de diseño y constructivas previas al terremoto de Northridge.
- El análisis de las fallas y sus causas.
- El desarrollo de nuevos criterios de diseño y detalles para las conexiones [Crisafulli. 2014].

Actualmente se dispone de valiosa información al respecto publicada por la *Federal Emergency Managment Agency* (FEMA). Esta información ha sido incorporada en las especificaciones AISC 2010 y en recomendaciones o guías de diseño [Miller. 2006, citado en Arizaga et al. 2014]. Sin embargo, pese al avance que ha tenido el desarrollo y mejoramiento de conexiones, FEMA 350 (2000) no cuenta con una guía de diseño especializada en conexiones precalificadas de elementos compuestos, en especial del tipo viga I- columna RCFT (*Rectangular Concrete Filled Tube*) lo que limita y desincentiva su uso. Hoy en día la tendencia en países como EE. UU y Japón es la de incorporar estos nuevos sistemas a la normativa de diseño debido a que, avalado por diversos estudios

[Xiong et al. 2004] [Wu et al. 2016], presentan un comportamiento muy favorable frente a cargas sísmicas.

Es el caso del Comité Internacional para el Desarrollo y el Estudio de la construcción tubular (*CIDECT* por sus siglas en francés), que a fines de los sesenta comenzó sus trabajos de investigación para determinar métodos de diseño de columnas mixtas con perfiles tubulares de manera de facilitar su uso tanto para constructores como para fabricantes. Estos trabajos dieron lugar a una serie de publicaciones que abarcan el diseño y dimensionamiento de estructuras compuestas por columnas tubulares, entre las que destaca la guía de diseño N°9 “Guía de diseño para uniones a columnas de perfiles tubulares estructurales”. Estos documentos han ayudado en gran medida en el proceso de armonización europea de las normas y recomendaciones nacionales hasta la formulación del Eurocódigo 4 “Proyecto de estructuras mixtas de Hormigón y Acero, Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificación”, una parte del cual está dedicado a las columnas mixtas con perfiles tubulares.

La escasez de información, de directrices de diseño y normativa aplicable a este tipo de estructuras en Chile y en general en América Latina obliga a los ingenieros a acudir a soluciones de diseño propuestos por otros países tales como Japón y EE.UU.

Es por esto que el presente trabajo propone una metodología de diseño y análisis de conexiones viga-columna RCFT mediante el método de elementos finitos bajo la acción de cargas cíclicas y cargas monotónicas. El objetivo es evaluar su desempeño sísmico en base al comportamiento histórico de sus elementos en términos de la relación fuerza-desplazamiento y la relación momento-rotación, y de esta manera verificar si cumplen los requerimientos de resistencia para marcos especiales a momento (SMF) según las provisiones sísmicas del AISC 341[2010].

1.1. Objetivos

1.1.1. Objetivo general

- a. Estudiar el comportamiento de conexiones rígidas viga I- columna RCFT bajo la acción de cargas cíclicas y monotónicas
- b. Establecer un precedente en el estudio de conexiones rígidas viga I- columna RCFT para su posterior validación experimental.
- c. Promover el estudio y desarrollo de conexiones rígidas viga I - columna RCFT.
- d. Determinar la configuración de conexión más eficiente en función de su desempeño sísmico.

1.1.2. Objetivos específicos

- a. Estudiar el estado del arte de conexiones rígidas viga I - columna RCFT.
- b. Desarrollar metodologías de diseño de conexiones rígidas viga I- columnas RCFT.
- c. Realizar un modelo analítico de conexiones viga I – columna RCFT mediante métodos de elementos finitos que simule el comportamiento de conexiones bajo la acción de cargas cíclicas y monotónicas.

1.2. Antecedentes generales

1.2.1. Estudios previos a los terremotos de Northridge y Kobe.

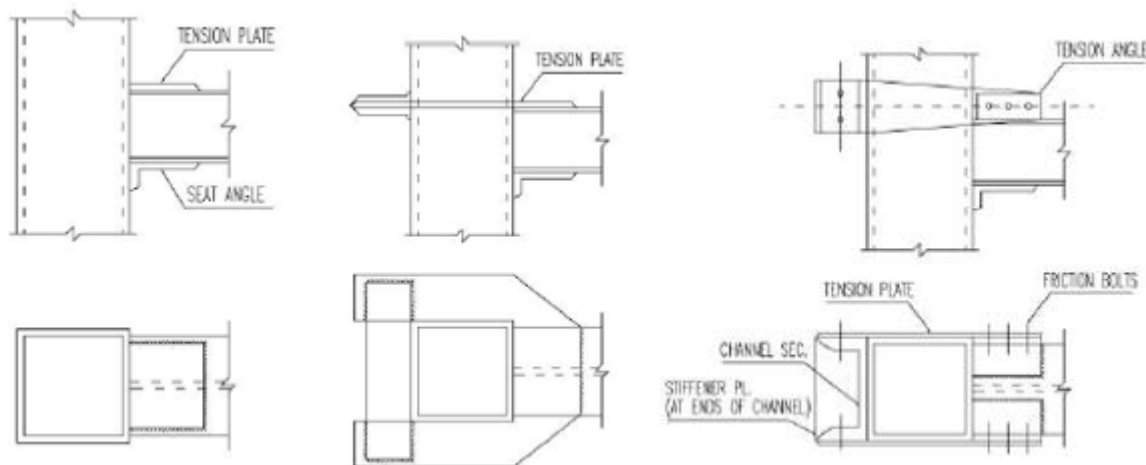
A comienzos del año 1960, la mayoría de los ingenieros consideraban las estructuras de marcos de acero con uniones soldadas como lo sistemas estructurales más dúctiles posibles. Se pensaba que estos sistemas eran casi invulnerables al daño inducido por la acción sísmica y que bastaba solo con limitar la capacidad resistente de los elementos y evitar el pandeo local para prevenir el colapso [FEMA, 2000]. En cuanto a los sistemas con columnas CFRT resultaba más conveniente conectar la viga directamente a la pared del tubo mediante soldadura que atravesar la columna, prestando especial atención a la resistencia y modos de falla que podrían ocurrir. Como resultado de esta convicción se construyó una cantidad significativa de edificios industriales, comerciales e instituciones estructuradas mediante marcos de acero a momento con uniones viga- columnas soldadas particularmente en el oeste de Estados Unidos, los cuales luego del terremoto de Northridge en 1994 presentaron una serie de fallas y fracturas inesperadas principalmente en el sector de las conexiones.

Este hecho generó un llamado de alerta para los ingenieros y un punto de partida para una serie de estudios teóricos y experimentales con el objetivo de complementar y mejorar la normativa vigente donde las conexiones viga- columna juegan un rol protagónico.

Las primeras investigaciones de sistemas con columnas RCFT previas al terremoto de Northridge consistían en determinar la resistencia de estos sistemas. Los resultados demostraron los beneficios de utilizar un relleno de hormigón en columnas tubulares, ya que el hormigón retrasa el pandeo local del tubo, aumenta la resistencia a compresión de la columna debido al confinamiento y mejora notoriamente su ductilidad [Furlong, 1967, citado en Chen et al. 2014].

Estudios posteriores buscaban determinar el tipo de conexión viga- columna que transmitiera de mejor manera la carga entre elementos [Ansourian, 1976, citado en Chen et al. 2014]. En la **Figura 1-2** se muestra los tipos de conexiones ensayados. El principal inconveniente de la configuración A

era la concentración de esfuerzos que se originaba en la zona de soldadura entre la placa de conexión y la pared del tubo, lo que produjo una fractura de esta zona y por lo tanto una baja capacidad de deformación. En el caso de las configuraciones B y C se logró una mejor transmisión de esfuerzos a la pared del tubo debido a la extensión de la placa en tensión, evitando una concentración excesiva en la pared frontal de la columna. La mayoría de los especímenes experimentaron fluencia en la zona panel debido a la deformación excesiva del tubo.



(a) Espécimen 1

(b) Espécimen 2

(c) Espécimen 3

Figura 1-2. Detalles de conexiones ensayadas por Ansourian [1976].

Los estudios realizados por Tomii et al, [1979] y Sakino et al, [1981] a principios de los ochenta fueron claves para determinar el comportamiento de sistemas RCFT en función de parámetros esenciales que prevalecen en el diseño de estas estructuras tales como la esbeltez del elemento (razón ancho/espesor de los elementos planos), la carga axial aplicada sobre la columna, resistencia del acero y resistencia a compresión del hormigón. Los resultados indicaban una disminución de la ductilidad del espécimen a medida que aumentaba la esbeltez del elemento y/o aumentaba la carga axial aplicada sobre la columna.

Los primeros intentos por desarrollar metodologías de diseño de conexiones viga-columna RCFT utilizando atiesadores transversales tales como diafragma externo (*outside stiffener*) (**Figura 1-3.a**) y diafragma pasante (*through stiffener*) (**Figura 1-3.b**) fueron propuestos por Matsui [1985]. En dicho estudio, seis especímenes fueron ensayados de manera de determinar su resistencia y comparar los resultados con los predichos por la formulas desarrolladas. Todas las conexiones fueron diseñadas para obtener un comportamiento disipativo mediante fluencia de los diafragmas y la zona panel de la

conexión. Los resultados indicaban un excelente comportamiento frente a cargas sísmicas cuando los diafragmas se diseñaban con las fórmulas propuestas.

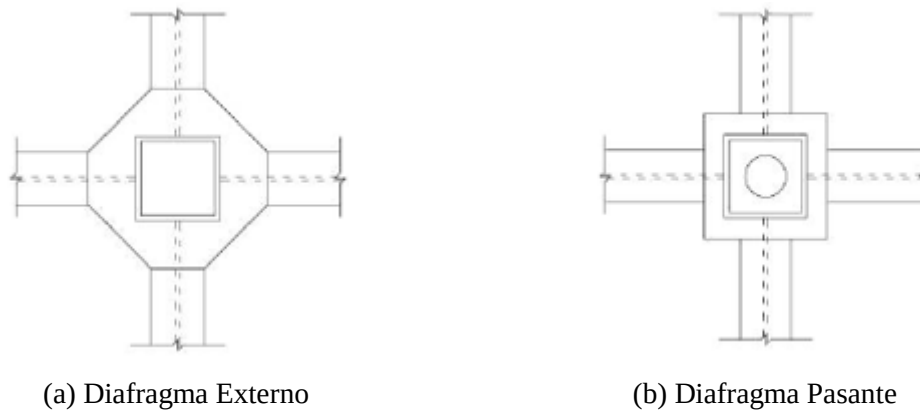
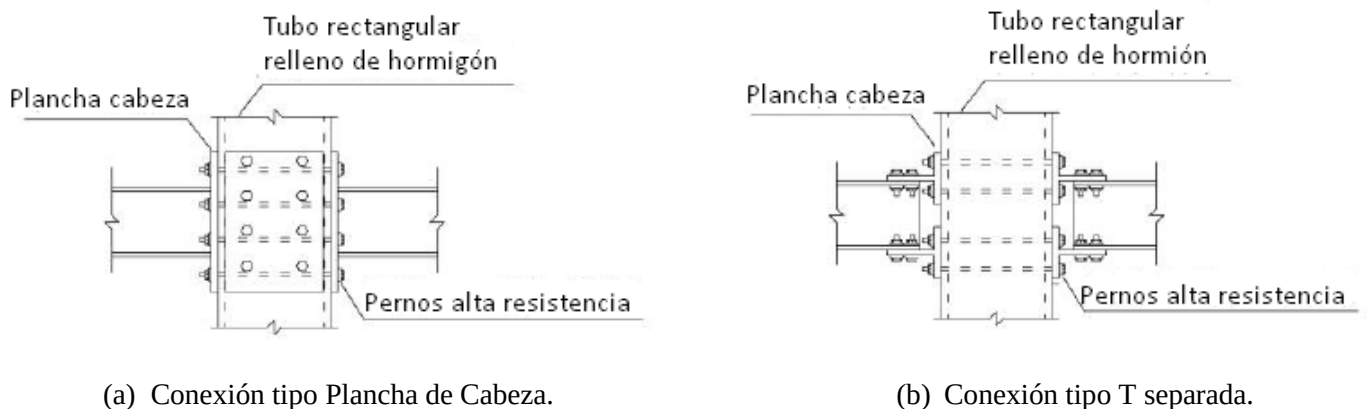
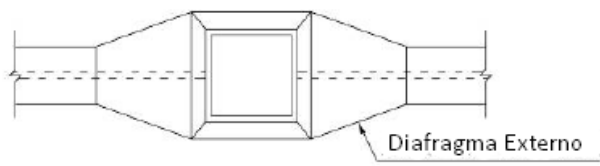


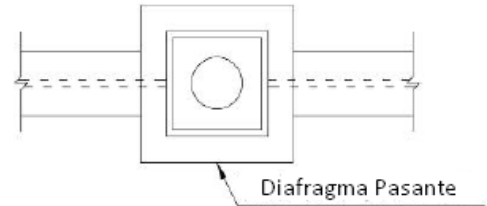
Figura 1-3. Detalles de conexión ensayados por Matsui [1985].

Como una alternativa a los sistemas con atiesadores transversales, se propuso conectar la viga directamente a la columna mediante pernos que la atravesaran (**Figura 1-4.a y Figura 1-4.b**). El objetivo de esta alternativa era evaluar la deformación fuera del plano de trabajo de la conexión y eliminar la necesidad de soldadura en las paredes del tubo. Los ensayos con carga monotónica revelaron que la conexión tipo “T Separada” (*Split Tee*) poseía un mejor comportamiento en términos de resistencia frente a las conexiones con diafragma. Por otro lado, los resultados de los ensayos con carga cíclica demostraron que tanto la conexión tipo “Pernos Pasantes” (*Through bolts*), como en el caso de la **Figura 1-4(a) y Figura 1-4(b)** funcionaban tan bien o incluso mejor que las conexiones con diafragma externo y pasante en términos de transferencia de cargas de la viga hacia la columna. Por último, concluyeron que si la razón de esbeltez del tubo (b/t) era superior a 42, la resistencia de la columna quedaba controlada por el pandeo local del tubo, a pesar del confinamiento que le otorgaba el hormigón [Kanatani et al, 1987].





(c) Conexión con diafragma externo.



(d) Conexión con diafragma pasante.

Figura 1-4. Detalles de conexiones estudiados por [Kanatani et al. 1987].

1.2.2. Estudios posteriores a los terremotos de Northridge y Kobe.

Antes de los terremotos de Northridge (1994) y Kobe (1995), la conexión típica de marcos a momento era la denominada *WUF* (*welded unreinforced flange*) (Figura 1-5) en la que, mediante soldadura de penetración completa, se unía ambas alas de la viga con el ala de la columna. Sin embargo, durante dichos terremotos se observó el desarrollo de grietas originadas en la soldadura, propagándose incluso hasta la zona panel de la columna. Se comprobó que soldando la viga directamente a la columna dificultaba la formación de la rótula plástica en la viga e inducía concentraciones de esfuerzo en la conexión.

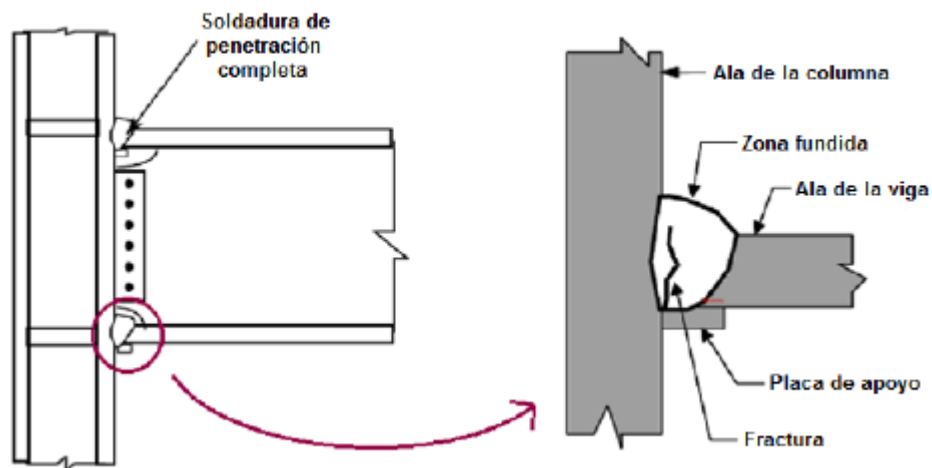


Figura 1-5. Conexión WUF- utilizada antes del terremoto de Northridge [adaptada de FEMA 350, 2000].

A raíz de esta falla recurrente, se realizaron estudios en las inmediaciones de Northridge de terremotos de características similares tales como los de Landers (1992), Big Bear (1992) y Loma Prieta (1989), descubriendo que estos sismos, anteriores al de Northridge, habían producido fallas similares, pero de menor magnitud [Aedo. 2009].

Los estudios realizados detectaron las posibles fuentes de falla de la conexión:

- Las soldaduras pudieron ser realizadas por mano de obra no calificada en el cual el soldador (montado sobre la viga), interrumpía la soldadura en el sector del alma de ésta, teniendo una menor área de soldadura que la teórica, y por consiguiente una concentración de tensiones en la discontinuidad que pudo dar origen a la grieta.
- La barra de respaldo dificultaba la inspección visual de la conexión, ocultando posibles fallas, las que en el caso de un sismo se convertirían en el inicio de una grieta.
- El diseño consideraba que el corte lo transmitiría el alma de la viga y el momento las alas, no obstante, debido a condiciones de borde impuestas por la columna, las alas de la viga traspasaban una cantidad importante de corte.
- Los aceros estructurales subieron su calidad, debido a procesos de producción mejorados, en cambio la soldadura siguió siendo la misma, ocurriendo una descompensación en el diseño, fallando primero la conexión, con una falla frágil, antes que el elemento unido.

Desde entonces, los investigadores han evaluado exhaustivamente la inspección de las conexiones afectadas, la reparación de las conexiones dañadas, reevaluar las conexiones existentes para mejorar el comportamiento futuro y el diseño de nuevas conexiones que proporcionen un comportamiento sísmico adecuado [Mehanny et al, 2001] [Tort, 2007].

Considerando la importancia de elaborar guías de diseño de estructuras compuestas, se fundó la asociación *U.S. – Japan Cooperative Earthquake Research Program on Composite and Hybrid Structures* [Goel, 1998]. Los estudios en Japón se enfocaron principalmente en las conexiones mediante diafragmas interno, externo y pasante (**Figura 1-6**). Sus investigaciones abarcaron el estudio de la resistencia, ductilidad y el comportamiento de la conexión, así como también el efecto de la temperatura en su desempeño, la resistencia última del método de conexión avanzada, las propiedades de los materiales como el acero y el metal de soldadura, el efecto del calor de la soldadura, la geometría del acceso a la soldadura además de otros detalles de soldadura, y la eliminación del acceso a la soldadura [Chung et al. 2005].

Por su parte, la universidad de Lehigh y la universidad de Texas en Austin, EE. UU, se encargaron de la investigación acerca de las conexiones de columnas tubulares rectangulares. Mientras que en la universidad de Lehigh se enfocaron en el diseño y comportamiento de la conexión, en la Universidad de Texas en Austin se centraron en el mecanismo de transferencia de la fuerza de corte de las uniones interiores y en sus respectivos modos de falla en el nudo (zona panel) [Koester, 2000, citado en Chen et al. 2014].

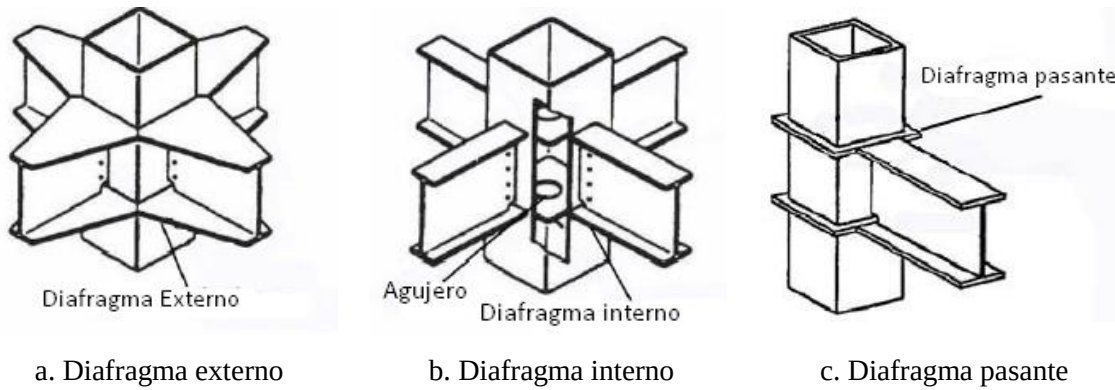


Figura 1-6. Conexiones típicas viga- columna RCFT utilizadas en Japón: (a) Diafragma externo, (b) Diafragma interno y (c) Diafragma pasante.

Como una manera de estudiar el comportamiento real de las conexiones frente a cargas cíclicas, se realizaron ensayos viga-columna CFT con dos tipos de configuración: vigas en dos y en tres direcciones (**Figura 1-7**). Las conexiones eran del tipo diafragma pasante (*Through Diaphragm*) donde el espesor del diafragma y el ala de la viga eran iguales. Para permitir el vertido del hormigón en la zona panel, se realizó un agujero en el centro de las placas. Se esperaba dos tipos de falla en este experimento: falla por corte en la zona panel y falla por flexión en la columna. Se observó que la falla en la zona panel debido al corte generaba un comportamiento más estable y poseía mayor capacidad de disipación de energía que la falla por flexión en la columna [Morino et al. 1996].

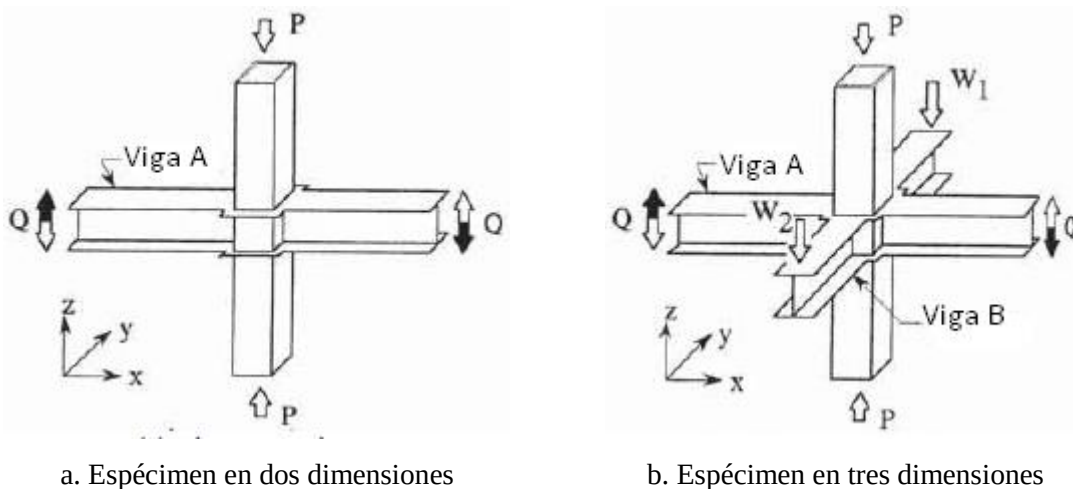


Figura 1-7. Especímenes ensayados por Morino et al. [1996].

Debido a las grandes dimensiones que posee la conexión con diafragma externo, se propuso el uso de atiesadores verticales en las conexiones de borde (**Figura 1-8**). Pese a que los diafragmas externos poseen un comportamiento sísmico altamente confiable, el tamaño del diafragma limita su uso casi exclusivamente a los nudos interiores de un edificio. La conexión propuesta fue diseñada para superar

esta desventaja. Se observó que este tipo de conexión tiene la capacidad de lograr un comportamiento estructural estable y un desempeño sísmico superior a los detalles de conexión con diafragma externo convencionales [Kawano et al. 1996].

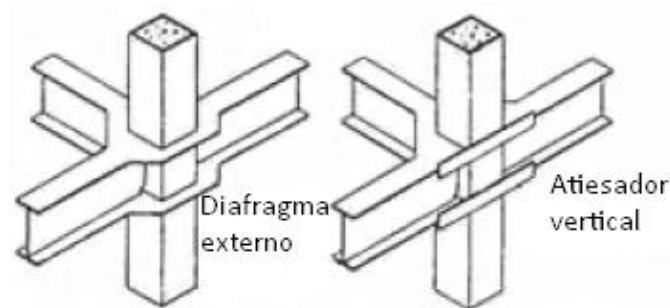


Figura 1-8. Conexión viga-columna CFT estudiada por Matsui y Kawano [1996].

Viest et al. [1997][citado en Chen et al. 2014] propusieron el uso de pernos de anclaje, elementos embebidos y vigas atravesando la columna como alternativas de conexión (**Figura 1-9**). De acuerdo con su investigación, en general, se debería evitar soldar la viga directamente a la pared de la columna para prevenir los siguientes inconvenientes:

- La separación entre la pared del tubo y el núcleo de hormigón debido a la fuerza axial del ala de la viga.
- Grandes tensiones residuales en el acero debido a la restricción producida por otros elementos de conexión.
- Comprometer el confinamiento que le otorga la sección tubular al núcleo de hormigón producto de esfuerzos inesperados en la pared del tubo.

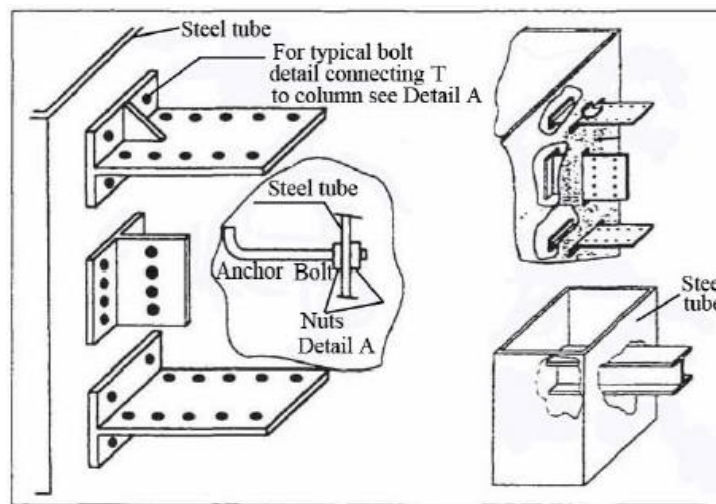


Figura 1-9. Ejemplo de detalle de conexión de elementos embebidos en el núcleo de hormigón [Viest et al. 1997].

Con respecto a las investigaciones analíticas orientadas a sistemas CFT, Hajjar et al. [1998] [citado en Chen et al. 2014] realizaron dos estudios en los cuales se desarrolló una formulación de elementos finitos de la plasticidad distribuida a base de fibras para realizar análisis monotónicos tridimensionales de uniones viga-columnas RCFT. La formulación del elemento viga- columna describía el comportamiento no lineal de la columna y el deslizamiento de la capa intermedia entre la pared del tubo y el hormigón, la cual se profundizó en un análisis cíclico de sistemas RCFT. Un análisis más detallado de los modelos constitutivos del hormigón y el acero se encuentra en dichos estudios.

France et al. [1999], Llevaron a cabo diversos ensayos para determinar el comportamiento de las uniones viga-columna CFT utilizando placas terminales atornilladas directamente a la cara de la columna mediante perforaciones fluotalladradas, es decir, la perforación se realiza con un taladro cuya punta está a una elevada temperatura. Los resultados de los ensayos se compararon con otros ensayos realizados con columnas sin relleno y se observó un aumento sustancial de la resistencia de la columna en la zona de compresión, lo que obligó al eje de rotación del nudo a moverse debido al ala comprimida de la viga, provocando una mayor capacidad a momento del nudo.

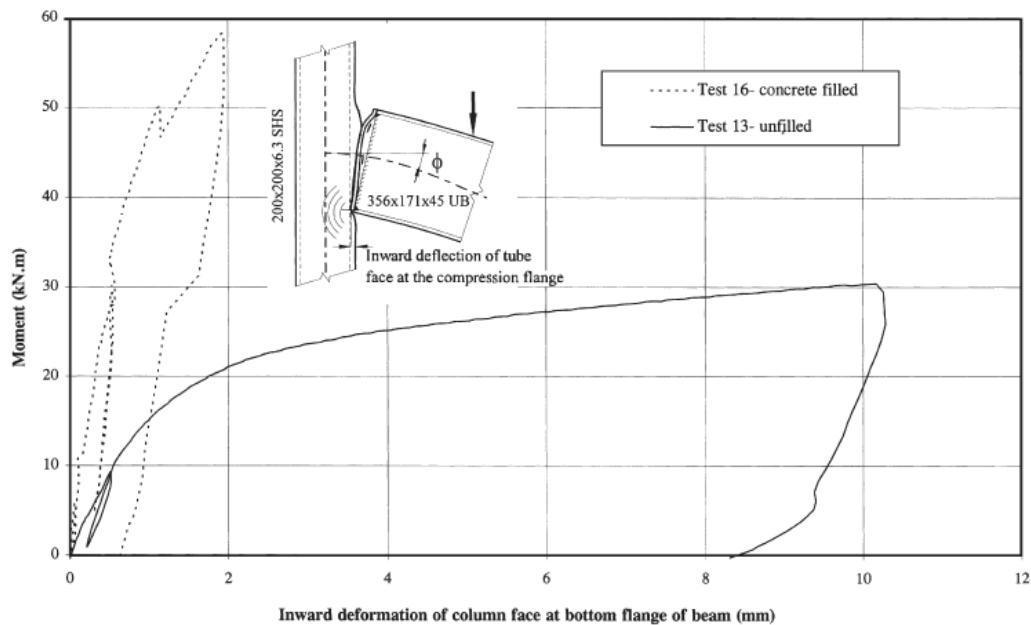


Gráfico 1-1. Gráfico comparativo Momento vs deformación entre la pared del tubo y el ala inferior de la viga
[France et al. 1999].

Fujimoto et al. [2000] y Nishiyama et al. [2004] Realizaron una serie de ensayos de conexión viga-columna CFT con el fin de investigar el comportamiento de la zona panel. Un total de once probetas a escala 1:2 fueron ensayadas bajo cargas cíclicas probando distintos tipos de configuración (**Figura 1-10**). Estos especímenes fueron diseñados con materiales de alta resistencia. En el caso del hormigón, la resistencia a compresión no confinada fue de hasta 110 MPa, mientras que el acero alcanzó una resistencia a la tracción de hasta 809 MPa. Los resultados de las pruebas mostraron que la rigidez en el rango elástico de las conexiones RCFT coincide con el valor teórico dado en la fórmula de diseño de la norma AIJ (Instituto de Arquitectura de Japón. 1987) independiente de la resistencia del material y de la ductilidad de la conexión.

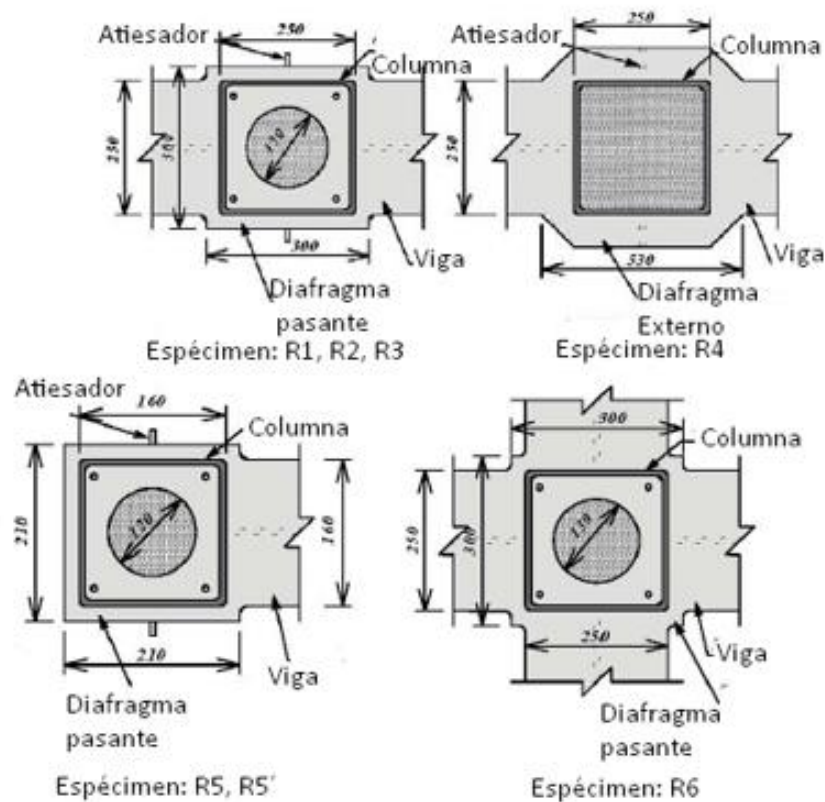


Figura 1-10. Detalles de conexiones ensayadas por Fujimoto et al. [2000] y Fujimoto et al. [2004].

Koester et al. [2000][citado en Chen et al. 2014] investigó los mecanismos de transferencia de cargas y los modos de fallas de conexiones soldada en T (**Figura 1-11.a**). Quince conexiones fueron ensayadas, idealizando la zona panel de la conexión para simular la fuerza aplicada por los perfiles T (**Figura 1-11.b**). Se observaron fallas por corte en la zona panel combinadas con el aplastamiento de la pared del tubo. A raíz de esto, nuevos modelos y ecuaciones han sido desarrolladas para el cálculo de resistencia de la zona panel.

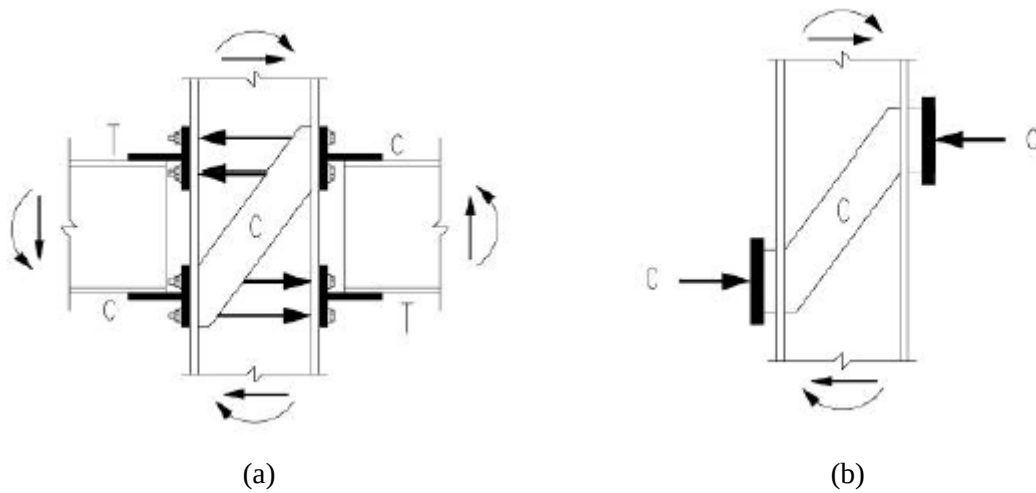


Figura 1-11. (a) Diagrama de cuerpo libre de la zona panel, (b) Zona panel idealizada [Koester et al. 2000].

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Generalidades

El principal desafío en el diseño sísmico de edificios consiste en otorgarle capacidad suficiente para resistir sismos severos sin que se genere el colapso de la estructura, aun cuando se produzca daños estructurales significativos y de resistir sismos de baja a mediana intensidad sin sufrir daños estructurales importantes [NCh433. 1996, Mod2009]

Para cumplir con este objetivo, muchos países han incorporado a sus respectivos códigos de diseño procedimientos básicos a seguir, tales como definir el tipo de edificio, configuración estructural, materiales y detalles de construcción que aseguren y favorezcan un comportamiento dúctil. Debido a esto, resulta conveniente mencionar los conceptos básicos que rigen un buen desempeño sismorresistente.

Resistencia: Los elementos estructurales deben ser capaces de resistir las cargas estáticas y las sollicitaciones sísmicas actuando simultáneamente, evitando el colapso.

Rigidez: La conexión y todos los elementos involucrados deben tener la capacidad de controlar las deformaciones excesivas que se producen por efectos sísmicos y así evitar daños en elementos no estructurales como tabiques, además se deben controlar los efectos de segundo orden (efecto P- Δ) que producen inestabilidad en la estructura.

Ductilidad: Una estructura se considera altamente dúctil cuando posee gran capacidad de deformación en el rango no lineal. Esta característica permite absorber y disipar gran cantidad de energía inducida por la acción sísmica. Al ser sometido a cargas cíclicas el sistema no debe sufrir degradación significativa de resistencia y rigidez, es decir, lo que se busca es obtener un comportamiento estable. Podemos entender, por lo tanto, por ductilidad a la capacidad que poseen las estructuras de tener grandes deformaciones inelásticas sin disminución importante en la rigidez y resistencia, evitando así las fallas de tipo frágil y el inminente colapso de la estructura.

2.2. Clasificación de conexiones

En el pasado, la filosofía predominante en el diseño de uniones era clasificarlas directamente como uniones rígidas o simples. Sin embargo, en la realidad, algunas conexiones tienden a comportarse en un punto intermedio entre estas dos categorías, lo que se conoce como comportamiento semirrígido. Se han realizado numerosos estudios acerca de este tipo de conexión, ya que su uso permitiría reducir

considerablemente los costes globales en marcos de acero debido a la posibilidad de prescindir de ciertos elementos como atiesadores o bien disminuir el tamaño de sus elementos como las vigas. Para estudiar su factibilidad es necesario identificar los límites donde la conexión adquiere el comportamiento de una conexión simple y donde se clasifica como rígida.

Los tipos de conexiones existentes en estructuras de acero suelen clasificarse de acuerdo con su capacidad de absorber y transmitir el momento solicitante en la unión hacia los elementos estructurales.

Se denomina conexión rígida aquella que es capaz de transmitir el 100% del momento solicitante de la viga hacia la columna. Por el contrario, una conexión simple o flexible es aquella que sólo es capaz de transmitir esfuerzos de corte puesto que su rigidez a flexión es mínima. Como se mencionó anteriormente, esta clasificación no representa fielmente el comportamiento de las conexiones, porque una pequeña parte del momento es absorbido por las conexiones denominadas simples, por lo que el momento no se transmite enteramente por las conexiones rígidas. En general, se dice que si la conexión es capaz de transmitir sobre el 90% del momento de la viga a la columna se puede clasificar como rígida y cuando ese valor es inferior al 20% se clasifica como simple, por lo tanto, una conexión capaz de transmitir momento en un porcentaje que se encuentre entre estos dos tramos, podría clasificarse como semirrígida [Zambrano. 2008].

2.2.1. Clasificación según Eurocódigo 3

La sección 5.2 “Clasificación de las uniones” del capítulo 5 “Análisis, clasificación y modelización” de la norma Eurocódigo 3 “Proyecto de estructuras de acero” parte 1-8 “Uniones”, presenta la siguiente clasificación para las uniones

Los detalles de todas las uniones deberían cumplir las hipótesis consideradas en el método de cálculo correspondiente, sin afectar negativamente a cualquier otra parte de la estructura. Las uniones pueden clasificarse según su rigidez y según su resistencia.

2.2.1.1. Clasificación por su rigidez

a) Uniones nominalmente rotuladas o articuladas:

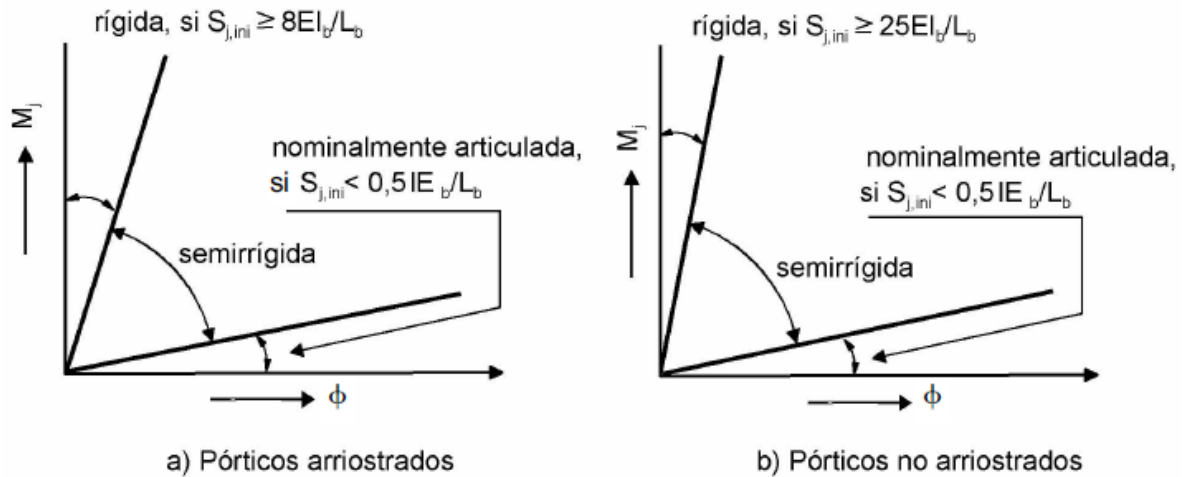
- Deben ser capaces de soportar las rotaciones bajo las cargas de diseño
- Deben ser capaces de transmitir fuerzas internas sin desarrollar momentos significativos que puedan afectar a la estructura en general.

b) Uniones Rígidas:

- Son aquellas que poseen una rigidez rotacional suficiente como para justificar un análisis basado en una continuidad total.

c) Uniones Semirrígidas:

- Las uniones que no cumplen los criterios de unión rígida ni de nominalmente rotulada deberán clasificarse como uniones semirrígidas. Estas uniones deberían ser capaces de transmitir las fuerzas y momentos internos.



Donde:

$S_{j,ini}$ = Rigidez rotacional en el rango elástico de la conexión.

E_b = Módulo de elasticidad del acero.

I_b = Inercia de la viga.

L_b = Longitud libre de la viga

Φ = Ángulo de rotación de la conexión.

M_j = Momento soportado por la unión.

2.2.1.2. Clasificación por su resistencia

- a) Resistencia total:
 - Cuando la capacidad resistente de cálculo frente a momento de la unión es tal que los momentos plásticos resistentes de la(s) columna(s) o viga(s) conectada(s) son los primeros en alcanzarse.
- b) Rotulada o Articulada:
 - Cuando la capacidad resistente de cálculo frente a momento de la unión no supera el 25% de la capacidad resistente de cálculo a momento necesaria para una unión con resistencia total
- c) Resistencia parcial:
 - Cuando las capacidades resistentes de cálculo frente a momento de la unión se encuentran entre los límites anteriores o, también, para todas las capacidades resistentes de cálculo frente a momento de la unión que sean inferiores al momento plástico resistente de la viga unida.

2.2.2. Clasificación según ANSI/AISC 360-10

La sección B3. “Base de diseño” del capítulo B “Requisitos de Diseño” de la Especificación ANSI/AISC 360-10 para construcciones de acero, clasifica las uniones de la siguiente manera:

- a) Uniones Simples:
 - Una unión simple transmite momentos de magnitud despreciable. En el análisis de la estructura, se puede suponer que las uniones simples permiten la rotación relativa de los miembros que conectan. La unión simple tendrá una capacidad de rotación suficiente para acomodar las rotaciones determinadas por el análisis de la estructura.
- b) Uniones a Momento:
 - Se permite dos tipos de uniones a momento, denominadas: completamente restringidas y parcialmente restringidas, tal como se explica a continuación:

- Uniones a Momento, Completamente Restringidas (FR)

Una unión a momento completamente restringida (FR) transmite momento con una rotación despreciable entre los miembros conectados. En el análisis de la estructura se puede suponer que la unión no permite la rotación relativa. Una unión FR, deberá tener suficiente rigidez para mantener el ángulo entre los miembros conectados en los estados límites resistentes.

- Uniones a Momento, Parcialmente Restringidas (PR)

Una unión a momento parcialmente restringida (PR) transmite momento, pero la rotación entre los miembros conectado no es despreciable. En el análisis de la estructura, la relación fuerza- deformación de la unión debe ser incluida. Las curvas características de las uniones PR que se usen, deberán encontrarse documentadas en la literatura técnica o en su defecto ser determinadas mediante métodos analíticos o experimentales. Los miembros componentes de una unión PR deberán tener suficiente resistencia, rigidez y capacidad de deformación en los estados límites resistentes.

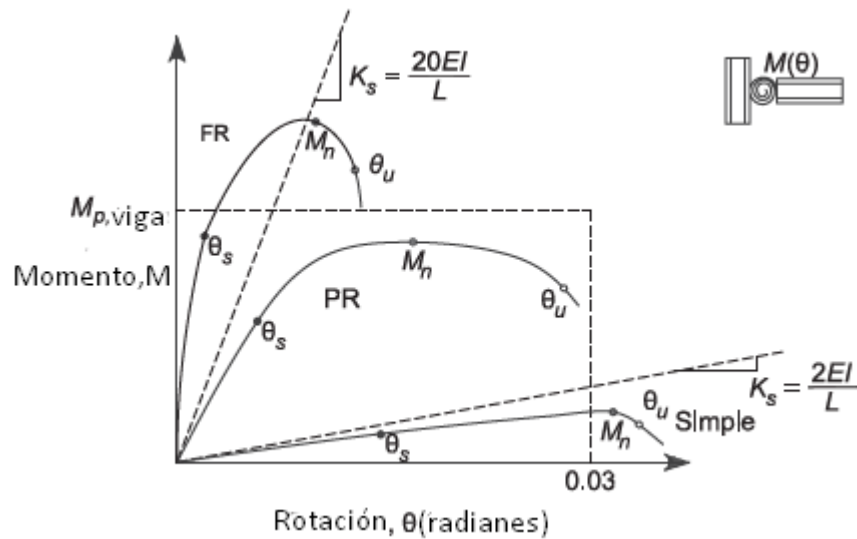


Figura 2-2. Clasificación de las conexiones completamente restringidas (FR), parcialmente restringidas (PR) y conexión simple en función de la curva momento-rotación [AISC360, 2010].

La **Figura 2-2** muestra los límites de rigidez teóricos para los cuales la conexión se comporta como FR, PR o simple, además de ejemplos de curvas momento - rotación de una conexión viga-columna. Es importante mencionar que una conexión diseñada como FR no necesariamente poseerá una resistencia a momento mayor que el momento plástico de la viga. Del mismo modo, puede ocurrir que una conexión tipo PR posea una resistencia incluso mayor que el momento plástico de la viga. En otras palabras, es posible que algunas conexiones diseñadas teóricamente como PR se comporten de manera similar a una conexión tipo FR.

2.2.3. Clasificación según NCh427

Similar a lo descrito en el ítem anterior, solo que en este caso se clasifica según tres tipos de construcciones, es decir, el tipo de estructura metálica que se quiera edificar, tales como:

- a) Construcción Tipo 1:
 - Este tipo de construcción se le conoce comúnmente como de marco rígido, en él se considera que las uniones de vigas a columnas tienen suficiente rigidez para mantener virtualmente inalterados los ángulos entre los elementos que se unen.
- b) Construcción Tipo 2
 - Son las construcciones de apoyo simple (sin rigidez, de extremos simplemente apoyados), donde los extremos de las vigas están unidos de tal forma que su rigidez al giro es despreciable y que sus uniones se calculan para resistir solamente los esfuerzos de corte.
- c) Construcción Tipo 3
 - Se le conoce también como de marco semirrígido (parcialmente empotrado), supone que las uniones de vigas a columnas poseen un grado de empotramiento conocido y confiable, de magnitud intermedia entre la rigidez de las construcciones tipo 1 y tipo 2.

2.2.4. Clasificación según NCh2369.Of2003.

La normativa chilena actual, específicamente la norma NCh2369.OF2003 (INN, 2003) “Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales”, al igual que la especificación LRFD [Segui, 2000], incorpora dos tipos de conexiones.

- a) Completamente Restringida (FR)
- b) Parcialmente Restringida (PR)

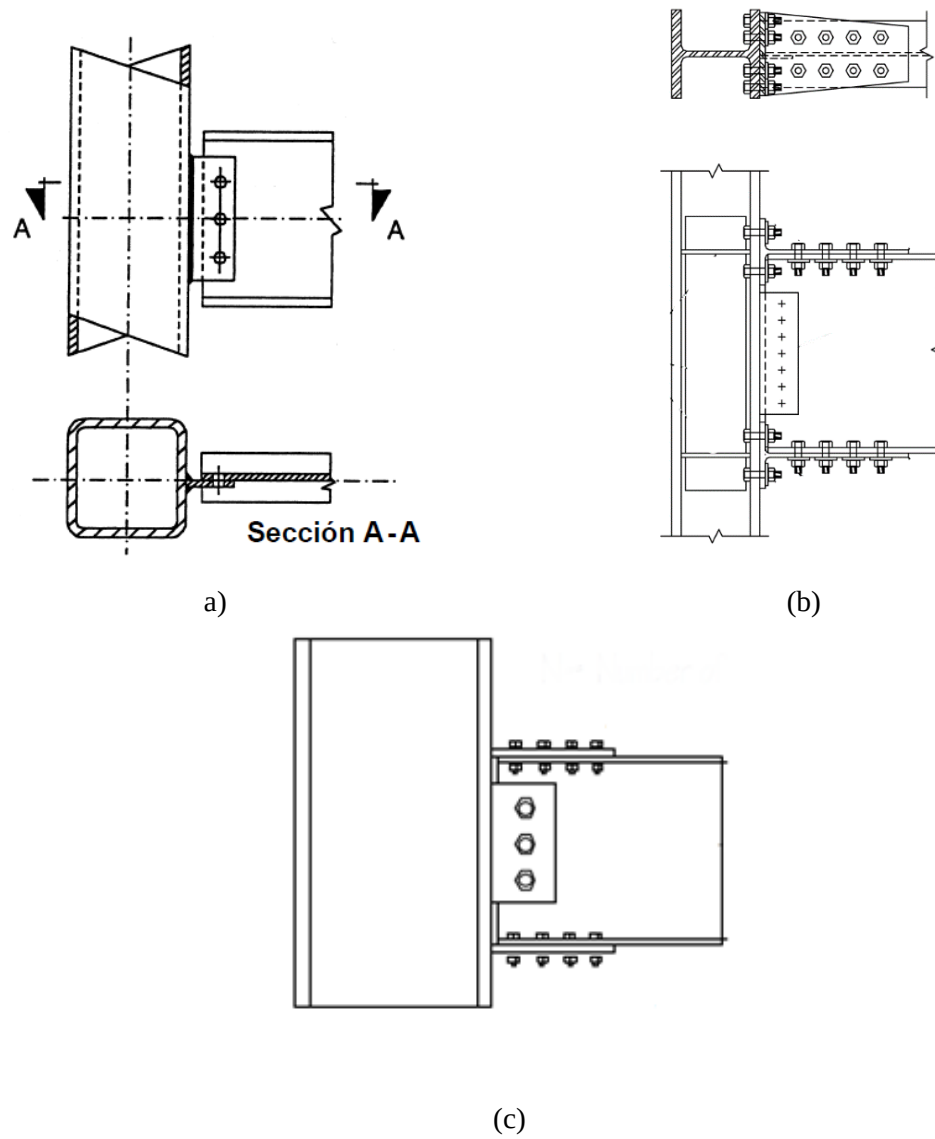


Figura 2-3. Ejemplos de conexiones viga- columna: (a) Conexión simple, (b) Conexión a momento parcialmente restringida (semirrígida) y (c) Conexión a momento completamente restringida (rígida) [FEMA 350. 2000].

Bjorhovde et al. [1990] propone una clasificación alternativa de conexiones no solo en función en la rigidez inicial de esta, sino además en función del requerimiento de ductilidad (**Figura 2-4**).

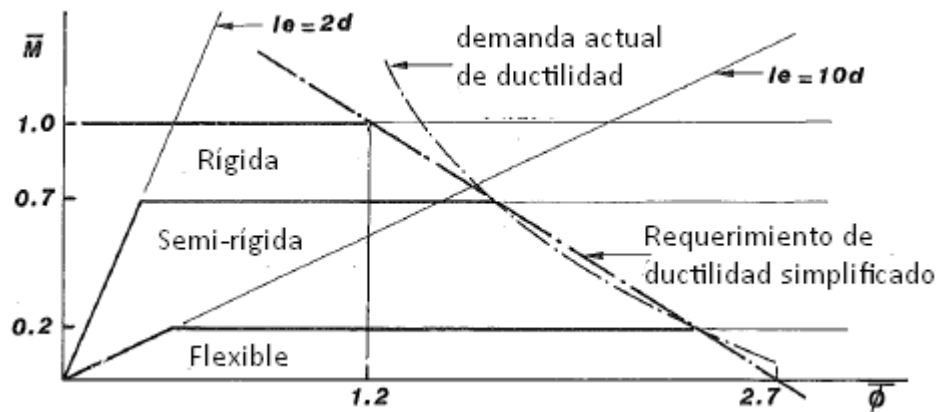


Figura 2-4: Diagrama momento-requerimiento de ductilidad de clasificación de conexiones según Bjorhovde et al. [1990]

La rigidez inicial de la conexión queda definida como $C_c = \frac{EI}{\alpha d}$, donde αd corresponde al largo equivalente de la viga, es decir, el largo teórico que debiese tener para que la rigidez de esta coincida con la rigidez inicial de la conexión en función de la altura de la viga. El requerimiento de ductilidad $\bar{\phi} = \frac{\phi}{\phi_p}$, donde ϕ_p corresponde a la rotación límite en el rango elástico, depende inversamente de la rigidez inicial de la conexión, es decir, mientras más flexible sea una conexión, mayor será el requerimiento de ductilidad que necesite.

2.3. Comportamiento de la conexión

2.3.1. Comportamiento elástico

En el rango elástico- lineal, donde rigen las leyes constitutivas de los materiales, la rigidez de la conexión incide considerablemente en el comportamiento general de la estructura. Para entender mejor este comportamiento, se muestra el efecto de la rigidez de la conexión sobre el diagrama de momentos flectores que ocurren en una viga sometida a una carga distribuida (**Figura 2-5**).

En la **Figura 2-5.a** donde la unión es simplemente apoyada, la rigidez del borde es despreciable, por lo que no es capaz de transmitir el momento a esta zona, lo que provoca que el momento máximo ocurra en el centro de la viga.

En la **Figura 2-5.b** a diferencia de la primera imagen, se considera que los bordes son uniones a momento completamente restringidos, lo que permite disminuir el momento en el punto medio de la

viga de tal manera que ahora el momento máximo ocurre en los bordes. Desde el punto de vista del peso de la estructura, esto reduce considerablemente las dimensiones de la viga, sin embargo se requiere de un nivel de detallamiento mayor para lograr tal grado de rigidez en los apoyos, a diferencia de la primera imagen.

Por último, en la **Figura 2-5.c** se puede observar que, con las uniones semirrígidas, se puede influir de forma considerable en la forma del diagrama de momento elástico. De esta manera se puede lograr un punto intermedio en el cual se logre un detalle de conexión no tan costoso y una dimensión de la viga más pequeña en comparación a la **Figura 2-5.b**.

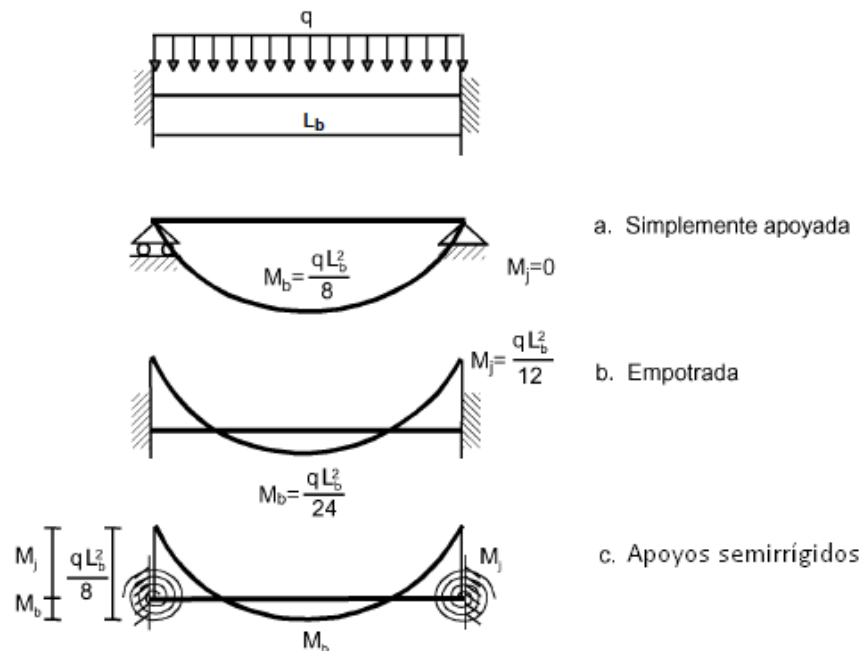


Figura 2-5. Viga con distintos niveles de rigidez en los apoyos [Kurobane et al. 2004].

En la **Figura 2-6** se aprecia la influencia en la magnitud del momento en el centro y en los bordes en función de la rigidez del apoyo donde K_b corresponde a la rigidez rotacional de la viga.

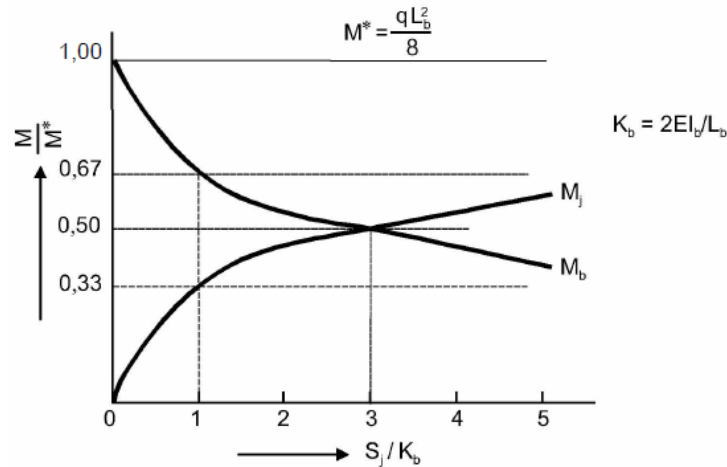


Figura 2-6. Variación de los momentos en apoyo y centro de viga en función de la rigidez de la unión [Anderson et al. 1997].

A medida que aumenta la rigidez rotacional en los apoyos de la viga, mayor es la transmisión de momento que se produce en los apoyos, acercándose asintóticamente al mayor valor posible (unión completamente rígida).

2.3.2. Comportamiento Plástico

El principal objetivo de un diseño sismorresistente en estructuras de acero es lograr un comportamiento altamente dúctil, es decir, tener una gran capacidad de disipación de energía frente a cargas cíclicas. Esto no es posible diseñando las conexiones únicamente en el rango elástico de pequeñas deformaciones. Si se utiliza un análisis rígido-plástico, la capacidad de rotación de la unión es tan importante como su capacidad resistente a momento.

Para establecer el comportamiento global de una conexión a momento es necesario determinar su curva momento-rotación (**Figura 2-7**), es decir la curva donde muestra el momento solicitante para cada valor de rotación relativa entre la viga y la columna, o bien de rotación plástica en una rótula. Actualmente, existen tres métodos para obtener esta curva: experimentación, modelamiento avanzado de elementos finitos y ajustes de curvas existentes obtenidas con datos experimentales. Sin embargo, ninguno de éstos provee por sí sola una solución segura y eficiente.

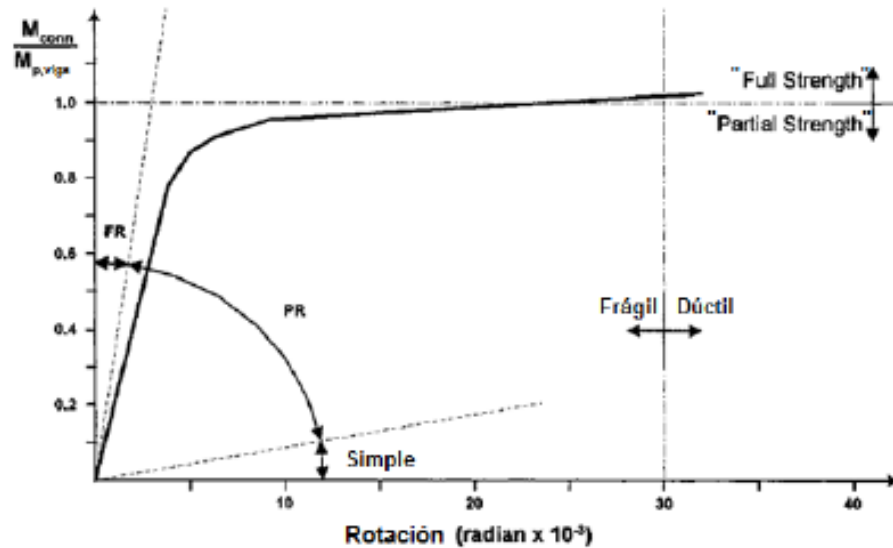


Figura 2-7. Curva típica de momento-rotación bajo carga monotónica [Swanson et al. 2000].

En la **Figura 2-7** se observa inicialmente un comportamiento lineal- elástico, es decir, la fuerza soportada es proporcional al desplazamiento que experimenta y por lo tanto su rigidez es constante (pendiente de la curva). Luego, a medida que aumenta la carga, su rigidez empieza a decrecer con el aumento del momento solicitante, debido a las deformaciones permanentes que se generan en ella. Si la conexión es capaz de alcanzar una deformación inelástica significativa antes de la falla, denominada deformación ultima θ_u , entonces la conexión posee una ductilidad alta.

2.4. Requisitos especiales para carga sísmica

La carga sísmica varía en función de la capacidad de disipación (o absorción) de energía de la estructura. Este hecho se fundamenta en la relación entre el corte basal V producido por la aceleración basal y el desplazamiento de la respuesta δ que experimenta la estructura frente a cargas dinámicas en la base, como se muestra en la **Figura 2-8**. Si la estructura se comporta elásticamente, esta soporta un corte basal V_{el} y un desplazamiento δ_{el} . Sin embargo, si la estructura se deforma y alcanza la capacidad ultima a cortante V_u , esta soportará un desplazamiento δ_u . Sin embargo, al comparar las energías disipadas por ambas estructuras, es decir, el área bajo la curva fuerza - desplazamiento, se aprecia que son bastante similares.

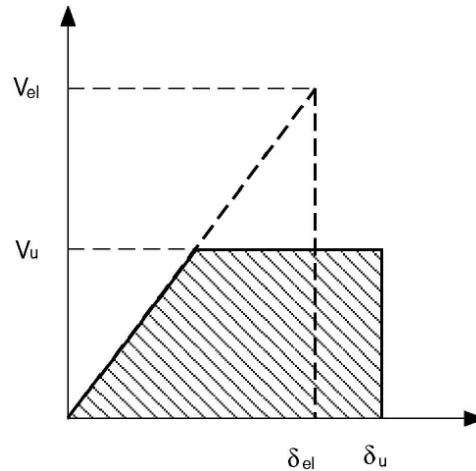


Figura 2-8. Relación Fuerza- desplazamiento de estructuras elásticas e inelásticas sometidas a una carga dinámica.
[Kurobane et al. 2004].

El resultado anterior hace que el diseño sísmico sea diferente del diseño para los estados límites últimos ordinarios, que tienen en cuenta otros tipos de carga como las cargas gravitacionales o la fuerza del viento. Si la fuerza del viento supera la capacidad del elemento, la estructura colapsa. En cambio, el diseño sísmico requiere que la estructura no colapse aun cuando se alcance el desplazamiento máximo δ_u .

La **Tabla 2-1** muestra los distintos valores del factor de modificación del espectro de respuesta elástico “R” para el análisis con sismo estático y “R_o” para el análisis modal espectral, que refleja el comportamiento disipativo para diferentes tipos de marcos estructurales, dependiendo del material y el nivel de ductilidad de los elementos que componen dicho sistema, según el AISC341[2010].

Tabla 2-1. Valores máximos de factores de modificación de la respuesta [Nch.433. 1996].

Sistema estructural	Material estructural	R	R _o
Pórticos	Acero estructural		
	a) Marcos corrientes (OMF)	4	5
	b) Marcos intermedios (IMF)	5	6
	c) Marcos especiales (SMF)	7	11
	d) Marco de vigas enrejadas (STMF)	6	10
	Hormigón armado	7	11

Sin embargo, actualmente no existe una normativa chilena específica que contemple el diseño de elementos compuestos y, en consecuencia, no existe un factor de modificación del espectro de respuesta para marcos compuestos [Borquez. 2017].

Otro punto que hace que el diseño sísmico sea diferente del diseño para los estados límites últimos ordinarios es el hecho de que la carga dinámica se aplica de forma cíclica. Este comportamiento cíclico provoca que algunos elementos se deformen incluso en la región de endurecimiento, deteriorando rápidamente la tenacidad del material, pudiendo provocar un fallo no dúctil por tracción de los elementos estructurales que se inician frecuentemente en los puntos críticos de las uniones soldadas.

2.5. Bases de diseño

La norma sísmica chilena NCh433Of.96, no contempla el diseño de conexiones rígidas viga-columna RCFT, por lo que se aplicará las siguientes disposiciones y guías de diseño utilizadas internacionalmente, entre las que destacan:

- American Institute of Steel Construction (ANSI/AISC 360. 2010).
- Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 341. 2010).
- Prequalified Connections for Special and intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications (ANSI/AISC 358. 2010)
- Design Guides N°9: For Structural Hollow Section Columns Connections (Kurobane et al. 2004).

2.5.1. Specification for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 360-10)

En estas especificaciones se tratan todos los aspectos relativos al dimensionamiento de los perfiles a utilizar en el diseño estático de estructuras. Además, se presentan dos métodos de diseño, el primero basado en tensiones admisibles (ASD) y el segundo basado en factores de carga y resistencia (LRFD). Si bien es cierto ambos métodos provienen de lógicas diferentes, los parámetros de diseño, factores de amplificación de cargas y factores de reducción de resistencia en el caso del método LRFD y factores de seguridad en el método ASD, se encuentran calibrados para obtener diseños similares para elementos sometidos a flexión y/o esfuerzo axial. Este documento además de referirse a estructuras de acero propiamente tal posee un capítulo dedicado a las secciones compuestas denominado “Capítulo I: Diseño de miembros de sección compuesta”. El diseño y dimensionamiento de columnas rellenas de hormigón no forman parte del alcance de este estudio ya que las secciones de la columna tubular y la viga fueron extraídas directamente de la memoria de Matías Borquez [Borquez, 2017].

2.5.2. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 341-10)

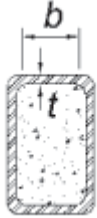
Las provisiones sísmicas del AISC, que se basan en recomendaciones hechas por FEMA 350 [2000] establecen ciertas diferencias entre el sistema estructural considerado (marcos rígidos, marcos arriostrados excéntricos, entre otros). Estas diferencias obedecen por un lado al sistema estructural analizado y por otro a la solicitación sísmica que debe resistir cada sistema. En el caso de marcos especiales a momento, la estructura debe diseñarse para limitar la distorsión de la zona panel, evitar la rotulación en columnas y controlar efectos de pandeo local. Para efectos de esta investigación, nos interesa las disposiciones y limitaciones aplicables a conexiones de marcos compuestos especiales a momento (*Composite Special Moment Frame C-SMF*).

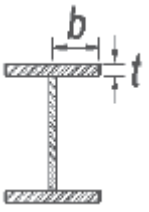
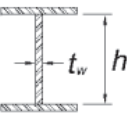
A continuación, las principales disposiciones aplicables tanto a sistemas C-SMF como a sus conexiones:

2.5.2.1. Límite de Ductilidad

Los elementos que componen el sistema resistente a la fuerza del sismo (SRFS) deben clasificar como elementos altamente dúctiles (*highly ductile*). Para ello, la razón ancho/espesor de los elementos planos que componen los perfiles deben tener un valor igual o menor a los indicados en la . El motivo de esto radica en poder garantizar una deformación inelástica satisfactoria frente a las fuerzas del sismo, controlando los problemas por inestabilidad por pandeo local, y con esto evitar fallas tempranas que pudiesen impedir una disipación adecuada.

Tabla 2-2. Razón Ancho/Espesor para HSS en Elementos Compuestos y sus respectivos límites de ductilidad [AISC 341. 2010].

Descripción del elemento	Ejemplo	Razón Ancho/Es pesor	λ_{hd} Miembros altamente dúctiles	λ_{md} Miembros moderadamente dúctiles
Paredes de HSS rectangulares rellenos de hormigón		b/t	$1.4 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

Alas de perfiles laminados o soldados de sección I		b/t	$0.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Almas de perfiles laminados o soldados de sección I utilizados como vigas o columna		h/t_w	Para $Ca \leq 0.125$ $2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 0.93Ca)$	Para $Ca \leq 0.125$ $3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 2.75Ca)$
			Para $Ca > 0.125$ $0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.93 - Ca)$ $\geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	Para $Ca > 0.125$ $1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.33 - Ca)$ $\geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

Donde:

$$Ca = \frac{Pu}{\phi_c Py} (LRFD) \quad \text{Ec. 1}$$

$$Ca = \frac{\Omega_c Pu}{Py} (ASD) \quad \text{Ec. 2}$$

Pu = Resistencia axial requerida.

Py = Resistencia nominal axial del miembro igual a $F_y A_g$.

ϕ_c = Factor de resistencia por compresión en LRFD.

Ω_c = Factor de seguridad por compresión en ASD.

2.5.2.2. Criterio columna fuerte – viga débil.

Según se indica en las bases de diseño de las provisiones sísmicas ANSI/AISC 341 [2010], las estructuras de marcos compuestos especiales a momento deben ser capaces de resistir deformaciones inelásticas significativas cuando estén sujetos a fuerzas resultantes producto del sismo. Salvo que se indique lo contrario en esta sección, las columnas deben ser diseñadas para desarrollar una resistencia mayor que las vigas. La fluencia en la base de la columna es permitida. Se espera que la mayoría de las deformaciones inelásticas ocurran en las rótulas plásticas de la viga con limitada fluencia en la zona panel de la conexión.

Del párrafo anterior se infiere que la formación de rotulas plásticas en las columnas, al contrario que en las vigas, no es deseable ya que puede provocar la formación de un mecanismo de piso blando (**Figura 2-9.a**) en que el daño se concentra solo en unos pocos pisos, y el número de elementos que participan en la disipación de energía es relativamente pequeño. Además, dicho mecanismo puede generar un daño local a las columnas que son los elementos críticos para soportar cargas gravitacionales.

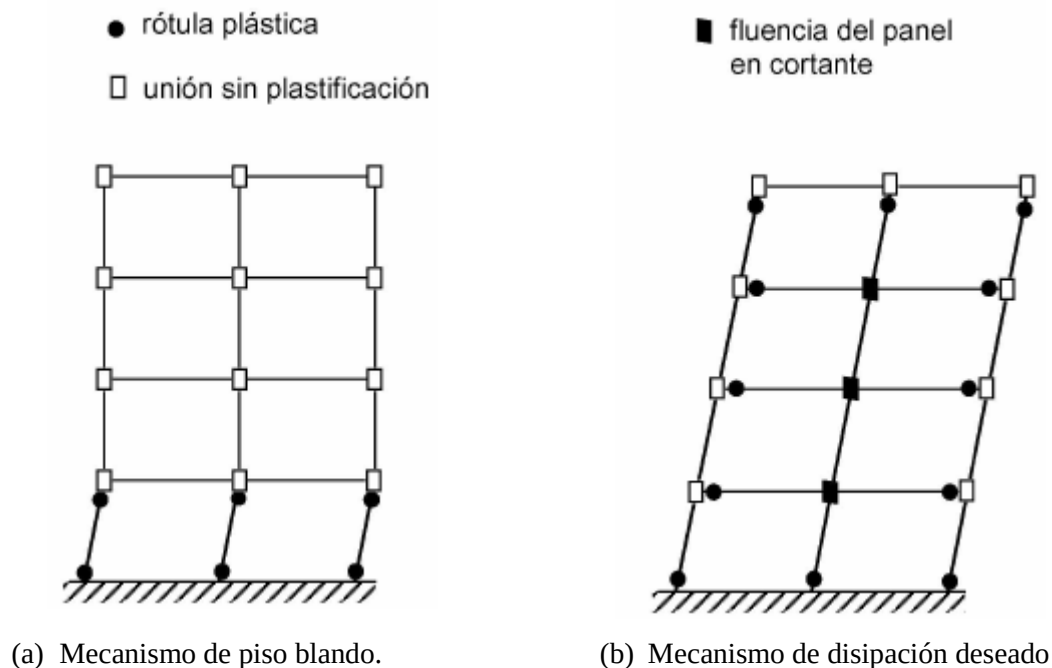


Figura 2-9. Mecanismos de disipación de energía. [Kurobane et al. 2004]

El mecanismo de disipación de energía deseado se logra gracias al diseño por capacidad. En este diseño, la resistencia requerida en la mayoría de los elementos es determinada en base a las fuerzas correspondientes a la capacidad probable de ciertos miembros designados, como las vigas en el caso de marcos, donde se espera que se formen rótulas plásticas.

Esta metodología de diseño por capacidad requiere una estimación realista de la resistencia probable de los miembros que se espera incursionen en el rango inelástico. La resistencia a la fluencia probable de un elemento en tensión deberá determinarse a partir del esfuerzo de fluencia probable multiplicado por el área bruta de la sección transversal. El esfuerzo de fluencia probable deberá determinarse como $R_y F_y$, donde F_y es el esfuerzo nominal de fluencia y R_y es la razón entre la tensión de fluencia esperada y la tensión de fluencia nominal. En la **Tabla 2-3** se presentan los valores de R_y según las provisiones sísmicas para distintos tipos de acero de la *American Society of Testing and Materials* (ASTM).

Tabla 2-3. Factores de fluencia probables para distintas calidades de acero [AISC 341. 2010].

Especificación ASTM	Factor de fluencia probable R_y
ASTM A36/A36M (placas soldadas)	1.3
ASTM A572/A572M (placas soldadas)	1.1
ASTM A500/A500M Gr. B (HSS)	1.4

El criterio columna fuerte- viga débil pretende otorgar una mayor estabilidad y seguridad a nivel global de la estructura frente a un evento sísmico de gran magnitud. Se basa en impedir que en un nodo cualquiera se produzca la rótula plástica en la columna antes que en la viga. Con lo anterior se logra mantener la estabilidad de la estructura y disipar una gran cantidad de energía de manera segura. Las ecuaciones que definen este criterio de acuerdo con las provisiones sísmicas son las siguientes:

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1 \quad \text{Ec. 3}$$

Donde:

$\sum M_{pc}$: Sumatoria de los momentos proyectados sobre y bajo el nodo formado por la intersección entre el eje de la columna y el eje de la viga considerando una disminución por carga axial. $\sum M_{pb}$ Se puede determinar de acuerdo con la siguiente expresión en el caso de columnas de acero sin relleno de hormigón:

$$\sum M_{pc} = \sum [Z_c \left(F_{cy} - \frac{P_{uc}}{A_{gc}} \right) + V_{uc} L_c] \quad \text{Ec. 4}$$

En el caso de las columnas RCFT, $\sum M_{pc}$ se define como:

$$\sum M_{pc} = \sum [M_{cn} + V_{uc}L_c] \quad \text{Ec. 5}$$

Donde M_{cn} corresponde al momento nominal resistente de la columna asociado a una carga P_{uc} actuando sobre ella según las especificaciones AISC360[2010].

$\sum M_{pb}$: Sumatoria de los momentos proyectados de las vigas a ambos lados del nodo formado por la intersección entre el eje de la columna y el eje de la viga. $\sum M_{pb}$ se determina de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\sum M_{pb} = \sum [1.1R_yF_{yb}Z_b + M_{uv}] \quad \text{Ec. 6}$$

Donde:

A_{gc} = Área de la sección transversal de la columna.

F_{yc} = Tensión de fluencia mínima especificada para la columna.

F_{yb} = Tensión de fluencia mínima especificada para la viga.

Z_b = Módulo plástico de la sección bruta de la viga.

Z_c = Módulo plástico de la sección bruta de la columna.

L_b = Distancia entre la posición de la rótula plástica en la viga y el eje central de la columna.

L_c = Distancia entre la posición de la rótula plástica en la columna y el eje central de la viga.

M_{uv} = Momento debido a la amplificación por el efecto del corte y la distancia entre la rótula plástica y la línea central de la columna.

P_{uc} = Resistencia requerida a la compresión obtenida del modelo considerando los factores de amplificación de cargas señalados por la norma sísmica aplicada, en este caso la NCh433Of.96.

V_{uc} = Corte obtenido del modelo en la posición de la rótula plástica en la columna, considerando los factores de amplificación de cargas señalados por la norma sísmica aplicada, en este caso la NCh433Of.96.

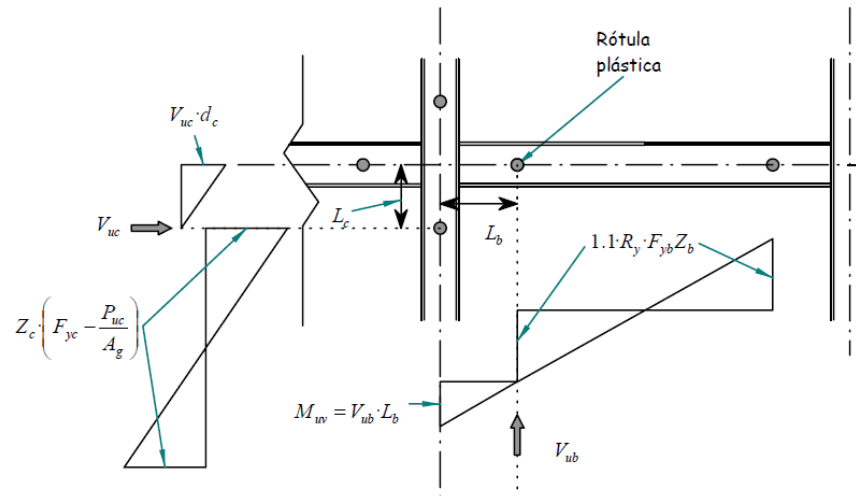


Figura 2-10. Esquema criterio columna fuerte- viga débil [FEMA. 2000].

El requisito de columna fuerte- viga débil se puede omitir en cualquiera de los siguientes casos:

- a) Columnas en que $P_{uc} < 0.1P_{yc}$, donde P_{yc} corresponde a la capacidad en compresión de la columna, cuando se cumple una de las siguientes condiciones:
 - i) En estructuras de un solo piso o el último piso en estructuras de varios pisos.
 - ii) Columnas en que la suma de las capacidades de corte de todas las columnas omitidas del piso es inferior a un 20% de la capacidad de corte del piso y la suma de las capacidades de corte de las columnas omitidas en una misma línea de columnas es menor al 33% de la capacidad de corte de esa misma línea de columnas.
- b) Columnas en cualquier piso que tenga una razón entre la capacidad de corte y el corte requerido 50% mayor que la del piso superior.

2.5.2.3. Resistencia al Corte

Al igual que en las especificaciones del AISC360[2010], la resistencia al corte de una columna CFT considera la sección de acero o bien la sección de hormigón por separado.

2.5.2.4. Restricción lateral en conexiones.

Las columnas deben contar con arrostramientos destinados a restringir la rotación fuera del plano del marco, particularmente cuando se espera se desarrollen deformaciones plásticas en el panel nodal o en sus cercanías. Para conexiones arriostradas, los nudos viga-columna usualmente están restringidos lateralmente por la presencia de losas, techos o diafragmas horizontales. Las alas de la columna en los nudos requieren soporte lateral solo a nivel del ala superior de las vigas en los casos en que las

almas de las vigas y columnas son coplanares, y que las columnas permanecen elásticas fuera del panel nodal.

2.5.2.5. Restricción lateral en vigas

Las provisiones sísmicas establecen que la distancia máxima entre puntos que fijan el volcamiento en el caso de vigas que forman parte de marcos especiales a momento corresponde a:

$$L_{bmax} = 0.086r_y \frac{E}{F_y} \quad \text{Ec. 7}$$

Donde r_y es el radio de giro de la viga en torno al eje menor.

Se ha demostrado que esta restricción es suficiente para asegurar el desarrollo de una deriva de piso total de 0.04 rad. Adicionalmente deben disponerse arriostramientos laterales cerca de fuerzas concentradas, cambios de sección y zonas de localización de rotulas plásticas, siempre y cuando se encuentren fuera de la zona protegida. Los elementos de arriostramiento lateral deben diseñarse para cumplir con los requerimientos de miembros altamente dúctiles (*Highly Ductile*).

2.5.2.6. Ala de la viga

Se prohíbe cambios abruptos en la sección del ala de la viga en las zonas donde se espere se desarrolle rótulas plásticas. Se prohíben perforaciones o sacados en el ala de la viga a menos que se demuestre mediante ensayos o estudios rigurosos que dicha configuración permite el desarrollo de la rótula plástica y con esto asegurar la deformación angular de piso correspondiente.

2.5.2.7. Zona protegida

La región comprendida entre la cara externa de la columna y la distancia horizontal igual a la altura de la viga sujeta a deformación inelástica se debe designar como ***Zona protegida***.

2.5.2.8. Conexiones viga- columna

Las conexiones en sistemas C-SMF deben ser uniones completamente restringidas (*Fully Restrained*) y deben satisfacer los requerimientos especificados en la sección D2 de las provisiones sísmicas.

2.5.2.9. Requerimientos conexión viga- columna

Las conexiones viga – columna rellena de hormigón utilizadas en el Sistema resistente de fuerzas sísmicas (SFRS) de marcos especiales deben satisfacer los siguientes requerimientos:

- (1) La conexión debe tener la capacidad de acomodar un ángulo de rotación al menos de 0.04 rad.
- (2) La resistencia a la flexión de la conexión, medida en la cara de la columna debe ser al menos un 80% del momento plástico M_p de la viga conectada cuando se alcance un ángulo de deriva de piso total de 0.04 rad, donde $M_p = Z_b F_{yb}$.

2.5.2.10. Requisitos de satisfacción.

Las conexiones viga – columna rellena de hormigón utilizadas en el Sistema resistente de fuerzas sísmicas deben satisfacer los siguientes requerimientos:

- (a) Cuando la viga es interrumpida en la conexión, la conexión debe calificarse utilizando los resultados de ensayos realizados de acuerdo con la sección K2 de las provisiones sísmicas. Se debe proporcionar los resultados de al menos dos especímenes de conexión bajo cargas cíclicas basado en uno de los puntos siguientes:
 - (i) Reportes de ensayos en la literatura de investigación o ensayos realizados en otros proyectos que representen condiciones similares, dentro de los límites especificados en la sección K2.
 - (ii) Los ensayos realizados específicamente para el proyecto en que se utilizara la conexión, que son representativos en cuanto al tamaño de los elementos, la resistencia de los materiales, la configuración de la conexión y los procesos de conexión correspondientes, dentro de los límites especificados por la sección K2.
- (b) Cuando la viga no es interrumpida o permanece continua a través de la columna, no se utiliza soldadura de conexión en el ala de la viga, y la conexión no es susceptible de fracturas prematuras, los requisitos de desempeño del punto 2.5.2.9 deben demostrarse de acuerdo con el punto (a) o con datos debidamente justificados.

Todas las conexiones que sean capaces de suministrar el ángulo de deriva de piso requerido y proporcionen la resistencia a la flexión solicitada y la resistencia al corte de acuerdo con 2.5.2.11, son permitidas. Además de satisfacer los requisitos señalados anteriormente, se debe verificar que la estructura puede acomodar cualquier deriva adicional de piso debido a la deformación de la conexión. El diseño debe incluir el análisis de los efectos de estabilidad del marco general, incluidos los efectos de segundo orden.

2.5.2.11. Resistencia requerida a corte

La resistencia requerida a corte de la conexión V_u debe ser calculada en base a las combinaciones de carga señaladas por la norma sísmica aplicada, en este caso la NCh433Of.96. En el cálculo de la carga sísmica amplificada, el efecto de las fuerzas horizontales incluyendo la sobrerresistencia, V_u , se debe tomar como sigue:

$$V_u = \frac{2[1.1M_{pr}]}{L_h} \quad \text{Ec. 8}$$

Donde M_{pr} es el momento probable de la viga de acero y se define como:

$$M_{pr} = R_y M_p \quad \text{Ec. 9}$$

2.5.2.12. Diafragmas de conexión

- a) Las placas de conexión utilizadas como diafragma son permitidas en columnas rellenas de hormigón, tanto diafragmas externos como interno. Además, se establece que el espesor mínimo del diafragma debe ser igual o superior al espesor del ala de la viga.
- b) Deben conectarse utilizando soldadura de penetración completa o soldaduras de filetes por dos lados. Además, la resistencia de estas soldaduras debe ser mayor o igual a la resistencia del área de contacto entre la placa y los lados de la columna.
- c) Las placas que actúen como diafragma interno deben tener perforaciones adecuadas para que el hormigón fluya por la columna.

2.6. Comportamiento de conexiones rígidas viga- columna.

La **Figura 2-11** muestra los momentos que se producen en una estructura de marcos rígidos debido a una carga horizontal en cada piso. Los esfuerzos máximos en las vigas de los marcos se producen cerca del punto donde concurren con las columnas, punto conocido como nudo.

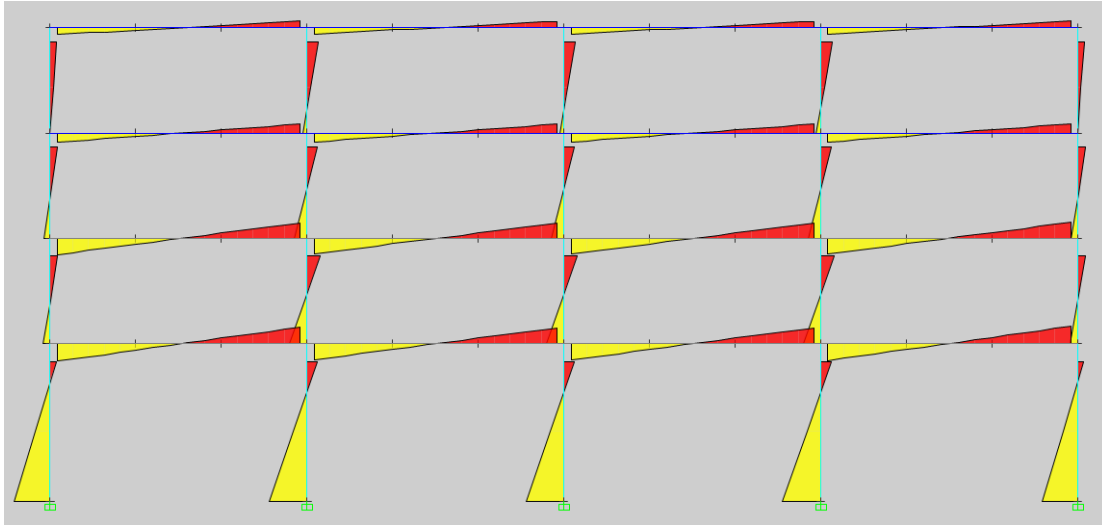


Figura 2-11. Diagrama de momentos flectores en un edificio de marcos rígidos debido a la acción del sismo.

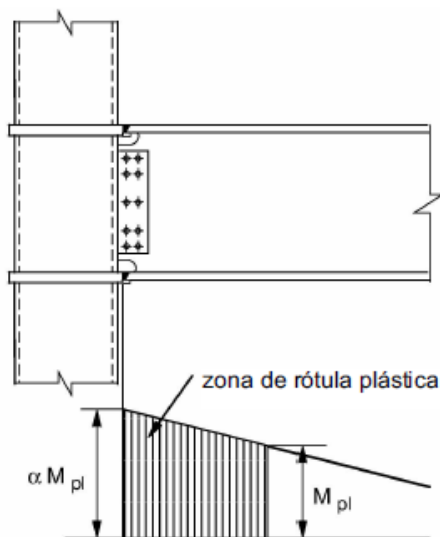


Figura 2-12. Ejemplo de conexión viga- columna con diafragma pasante y su respectivo diagrama de momentos flectores producto del sismo [Kurobane et al. 2004].

El momento flector en el extremo de la viga αM_{pl} está controlado por efectos locales tales como pandeo local de los elementos planos o combinación de efectos locales, torsión y pandeo lateral de la

viga, a menos que la rotura por tracción sea la que controle la carga máxima. Los límites de ductilidad y arriostamiento lateral mencionados en la aseguran, para perfiles que clasifiquen como elementos altamente dúctiles, que los elementos logren desarrollar su máxima capacidad resistente. En los sistemas de marcos especiales, las conexiones a momento se diseñan de manera que posean una sobrerresistencia adecuada para permitir que las rotulas plástica se formen en las vigas, lejos de la cara de la columna.

2.7. Zona panel en conexiones viga- columna.

En general, la zona panel está sujeta simultáneamente a fuerzas axiales, de corte y momentos provenientes de las columnas y vigas, tal como se observa en la **Figura 2-13**. La resistencia requerida al cortante de la zona panel, deberá determinarse a partir de la suma de los momentos en las caras de las columnas obtenidos de los momentos probables en los puntos donde se espera se forme las rotulas plásticas. El valor de la resistencia requerida al corte de la zona panel $V_{c,w}$ puede determinarse como:

$$V_{cw} = \frac{M_{b1} + M_{b2}}{h_b - t_{bf}} - \frac{V_{c1} + V_{c2}}{2} \quad \text{Ec. 10}$$

En la ecuación anterior las cargas de diseño que actúan en el panel del alma de la columna están representadas por M_{b1} , M_{b2} , V_{c1} y V_{c2} , que corresponden a los momentos flectores para las vigas de los lados derecho e izquierdo y al corte de las columnas en la parte inferior y superior, respectivamente.

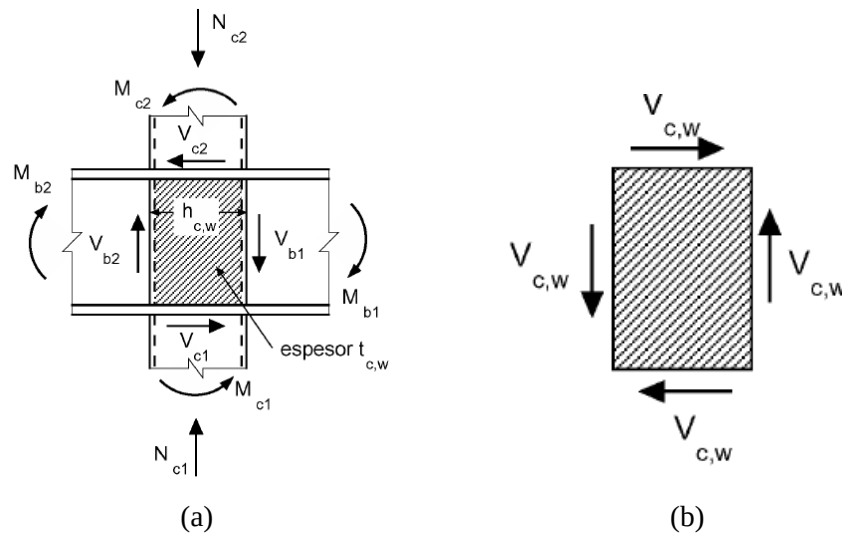


Figura 2-13. (a) Configuración de la unión, (b) Panel del alma.

La ecuación 11 es aplicable a columnas CHS y RHS, mientras existan mecanismos adecuados de transferencia de carga (como atiesadores y diafragmas) hacia las paredes laterales. Esta ecuación es más adecuada para columnas tubulares que la que aparece en las especificaciones del AISC 360 [2010] siendo esta última más apropiada para perfiles de sección abierta (tipo H) [Kurobane et al.2004]. La resistencia a cortante de la zona panel del alma de columnas tubulares sin relleno de hormigón viene dada por:

$$V_{cw} = A_{cw} \sqrt{1 - \bar{n}^2} \frac{f_{yc}}{\sqrt{3}} \quad \text{Ec. 11}$$

$$A_{c.w} = 2(h_{cw} - t_{cw})t_{cw} \quad \text{Ec. 12}$$

Donde:

A_{cw} = Área resistente de acero a cortante de la zona panel.

h_{cw} = Altura del alma de la zona panel.

t_{cw} = Espesor del alma de la zona panel.

$\bar{n}$ = Tensión media en el panel del alma de la columna dividida por la tensión de fluencia del panel.

f_{yc} = tensión de fluencia de la zona panel.

Sin embargo, el comportamiento de esta zona varía al momento de incorporar hormigón en su interior, por lo que la resistencia de la zona panel se redefine como:

$$V_{cw} = 1.2(A_{cp}\beta \frac{f_c}{10} + A_{cw} \frac{f_{yc}}{\sqrt{3}}) \quad \text{Ec. 13}$$

Para columnas CHS:

$$\beta = 2 \frac{h_{cw} - 2t_{cw}}{h_b - 2t_d} \leq 4.0 \quad \text{Ec. 14}$$

Para columnas RHS:

$$\beta = 2.5 \frac{h_{cw} - 2t_{cw}}{h_b - 2t_d} \leq 4.0 \quad \text{Ec. 15}$$

Donde:

A_{cp} = Área transversal del panel de hormigón.

f_c = Resistencia a compresión del hormigón en probeta cilíndrica no confinada.

β = Razón entre el ancho y el alto de la zona panel.

La rotación elástica del panel del alma de la columna $\theta_{el.cw}$, debido al esfuerzo cortante se puede evaluar mediante la siguiente ecuación:

$$\theta_{el.c.w} = \frac{V_{cw}}{K_{cw}} \quad \text{Ec. 16}$$

Donde K_{cw} es la rigidez inicial a cortante del panel del alma de la columna y presenta la misma forma para columnas CHS y RHS.

El panel del alma de la columna soporta una deformación por cortante γ de cerca del 0.5% al 0.6% si el esfuerzo cortante alcanza el valor dado en la ecuación **Ec. 10** de acuerdo con los resultados experimentales obtenidos en el pasado. No obstante, el panel es capaz de soportar un incremento adicional de carga debido al endurecimiento por deformación, mostrando una curva estable de carga vs deformación.

Así, una fluencia moderada del panel del alma de la columna tiene un efecto beneficioso en la mejora del comportamiento de los sistemas de marcos resistentes a momento, ya que se puede utilizar como un elemento de disipación de energía al igual que las rótulas plásticas en la viga. Sin embargo, una excesiva deformación debido al corte en el panel del alma puede provocar una rápida degradación de rigidez y por lo tanto de la resistencia del panel, lo que puede inducir fallas por inestabilidad local en la zona de la columna y viga en las regiones adyacentes a la soldadura, provocando fallas del tipo frágil. La fórmula anterior se deriva de la resistencia a la fluencia del panel multiplicada por 1.2 para convertirlo en la resistencia de cálculo para el estado límite último. La resistencia a la fluencia se determinó simplemente como la suma de la resistencia a la fluencia de las partes de hormigón y acero, en donde la parte de hormigón soporta el esfuerzo cortante como una biela diagonal comprimida, suponiendo que su resistencia está controlada únicamente por la resistencia a compresión del hormigón.

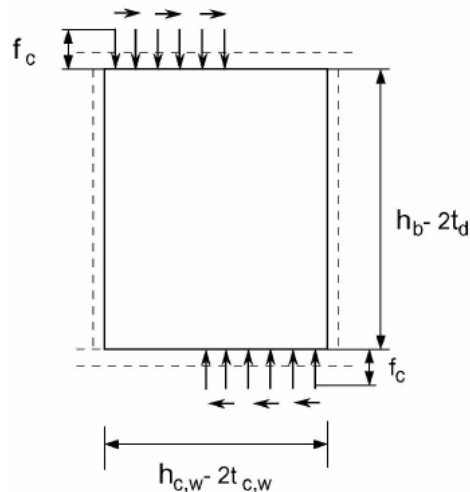


Figura 2-14. Tensiones en el panel de hormigón [Kurobane et al. 2004].

La ecuación de resistencia a la fluencia fue propuesta por primera vez hace más de 20 años [Kurobane. 1978]. Los amplios resultados experimentales obtenidos desde entonces muestran que no ha sido necesario mejorar la fórmula original.

La ecuación **Ec. 13** predecía los resultados experimentales con un margen de seguridad constante, aunque no mostró una tendencia sistemática cuando se variaron la resistencia del hormigón, la razón ancho-espesor del acero y los detalles de conexión (diafragmas externos e internos).

La ecuación anterior conlleva algunas modificaciones a la fórmula de diseño de la norma japonesa AIJ [2001]. La fórmula del AIJ subestima la resistencia última del panel en cerca del 60% para los paneles CHS y en 30% para los paneles RHS. La fórmula del AIJ prescribe que la capacidad resistente a cortante del núcleo de hormigón disminuye con la resistencia del hormigón. Este efecto se despreció sin generar un error del lado de la seguridad [Fujimoto et al. 2001 y Kawano y Matsui. 2001, citados en Kurobane et al. 2004] para el rango, $f_c \leq 60$ MPa, sobre el que se aplica la norma AIJ.

3. DISEÑO DE CONEXIONES A MOMENTO VIGA – COLUMNA TUBULARES

Recientes evaluaciones del Comité Internacional para el Desarrollo y el Estudio de la Construcción Tubular (CIDECT) señalan que hay muy pocas publicaciones con directrices de diseño referidas al diseño sísmico de conexiones con secciones tubulares, pese a que las fuerzas producidas por los terremotos controlan el diseño en la mayoría de las estructuras edificadas en zonas como Japón y Chile [Wang,2012]. La guía de diseño N°9 del CIDECT describe los procedimientos de diseño y detallamiento para conexiones a momento entre columnas tubulares y vigas de sección I. Pese a que estos procedimientos de diseño se han incorporado a la normativa japonesa y son utilizados de manera rutinaria, este no es el caso a nivel mundial. En EE. UU, existe una dependencia por las conexiones sísmicas precalificadas para marcos especiales e intermedios a momento sintetizadas en la guía AISC358, guía que también ha incorporado un tipo de conexión viga-columna tubular denominada “CONXTECH CONXL MOMENT CONNECTION”(Figura 3-1), sin embargo, ésta se encuentra patentada. Las conexiones alternativas no se excluyen, y se permiten siempre y cuando se verifiquen mediante ensayos de prototipos físicos de acuerdo con ciertos procedimientos o aprobados por la autoridad reguladora.

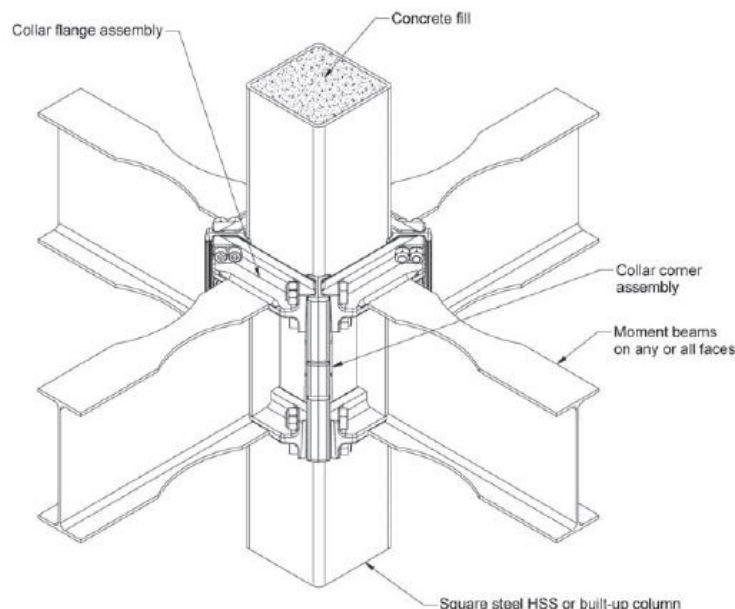


Figura 3-1: Conexión tipo CONXL MOMENT CONNECTION [AISC358. 2010].

En marzo del año 2011 un terremoto de 9.1° en la escala de magnitud de momento, azotó las costas del pacifico en la región de Tohoku, Japón, lo que produjo cerca de 19000 pérdidas humanas, además de cuantiosos daños en estructuras tales como edificios y reactores nucleares.

Finalizado este evento, muchos ingenieros viajaron a Japón para evaluar el nivel de daño en diversas estructuras. Pese a que se detectaron diversos daños estructurales en sistemas como muros y cielos de edificios, no se detectaron mayores daños en estructuras de marcos compuestos por vigas I - columnas HSS (*Hollow Square Section*) [Futamura, 2017].



Figura 3-2. Edificio de marcos de acero analizado en Japón, sin daño estructural importante [Futamura. 2017].



Figura 3-3. Conexión a momento con diafragma pasante analizada posterior al terremoto [Futamura. 2017].

Debido a los buenos resultados que se han obtenido en Japón con el uso de conexiones viga I-columna HSS utilizando atiesadores transversales, a la existencia de guías de diseño y normativas que han dado buenos resultados en este país y al hecho de que Chile posee niveles de actividad sísmica similar debido al cinturón de fuego del Pacífico, es que se decide por los sistemas con diafragmas transversales como sistemas a analizar para esta investigación.

El diseño se realizará en base a dos metodologías:

- AISC 358-10: Prequalified Connections for Special and intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications.
- Design Guides N°9: For Structural Hollow Section Columns Connections. [Kurobane et al. 2004]

3.1. Conexiones con diafragma

En Japón, es frecuente utilizar columnas tubulares en marcos resistentes a momento debido a que tales conexiones se encuentran precalificadas y los talleres de fabricación están muy familiarizados con este modo de construcción. El empleo de atiesadores transversales es la opción más popular en Japón ya que la carga axial en las alas de la viga se transmite directamente a las paredes laterales del tubo. El atiesador puede ser una diafragma pasante, diafragma interno o diafragma externo. Los procedimientos de diseño para estos tres tipos de conexión se indican en los capítulos 8 y 9 de la Guía de Diseño N°9 [Kurobane et al. 2004].

3.2. Diafragma pasante

El diafragma pasante es la opción más popular en Japón, ya que la carga axial del ala de la viga se transmite directamente al alma de la columna de manera más sencilla.

Pese al inconveniente de intervenir la columna para poder soldar los diafragmas, la mayor parte de los fabricantes japoneses poseen recursos de producción bien establecidos, particularmente robots de soldadura, más adecuados para producir este tipo de conexiones. Este método de fabricación y la calidad resultante, por ahora, no se considera alcanzable en América, Europa y probablemente tampoco en ningún otro lugar a pesar de que se permita en los códigos [Elghazouli. 2014].

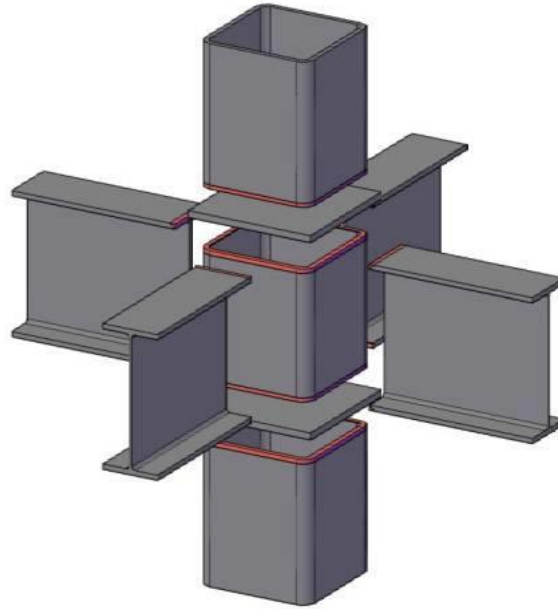


Figura 3-4. Esquema de soldadura de un diafragma pasante [Futamura. 2017].



Figura 3-5. Robots de soldadura Automáticos utilizados en Japón [Futamura. 2017].

Las uniones de vigas cortas con columnas se sueldan en taller en cada unión. La viga que salva la distancia entre las dos vigas cortas se atornilla en obra (**Figura 3-6**).

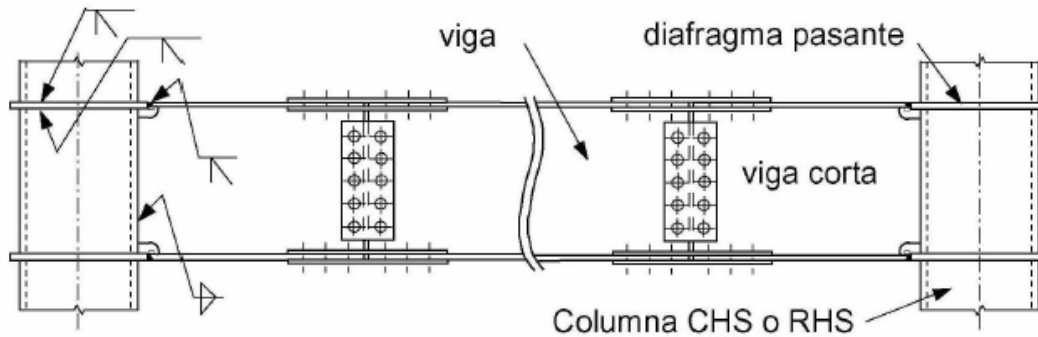


Figura 3-6. Uniones viga-columna con diafragmas pasantes para soldadura en taller [Kurobane et al. 2004].

Aunque las uniones soldadas (a tope de penetración completa) CJP entre las alas de la viga y los diafragmas pasantes parecían ser relativamente sencillas y convencionales, tanto en el terremoto de Kobe como las investigaciones posteriores demostraron que se podía producir una fractura frágil en dichas uniones viga-columna si no se realizaban mejoras en los detalles de unión y en los procedimientos de soldadura. Uno de los motivos por los que se producen fracturas frágiles es la excesiva tensión en el ala de la viga y en las soldaduras del ala de la viga debido a la falta de capacidad resistente a flexión de la unión soldada del alma.

3.3. Diafragma interno

Los diafragmas pasantes interrumpen dos veces la columna en cada unión, mientras que en los sistemas con diafragma interno solo se debe interrumpir en un sector la columna, lo que contribuye de forma considerable los costes de fabricación. Sin embargo, la soldadura del diafragma se debe realizar desde el extremo de la columna. De acuerdo con investigaciones realizadas, se pueden eliminar los defectos frecuentes de soldadura en las regiones de los vértices si se preparan biseles

para los vértices del diafragma interno (**Figura 3-7**). La soldadura de los diafragmas internos requiere conocimientos técnicos especializados.

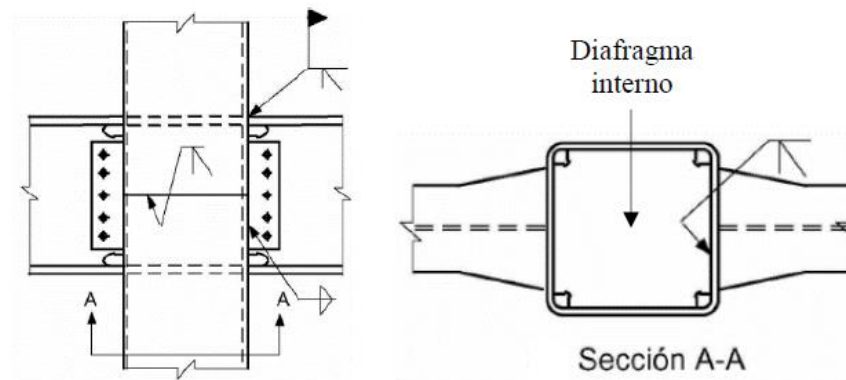


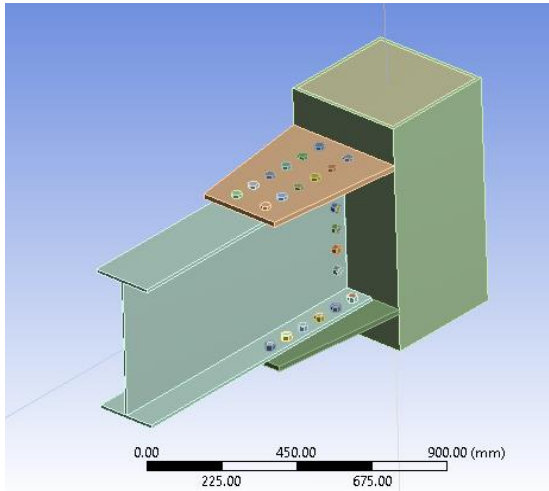
Figura 3-7. Conexión viga-columna con diafragma interno y detalles de soldadura [Kurobane et al.2004].

3.4. Diafragma externo

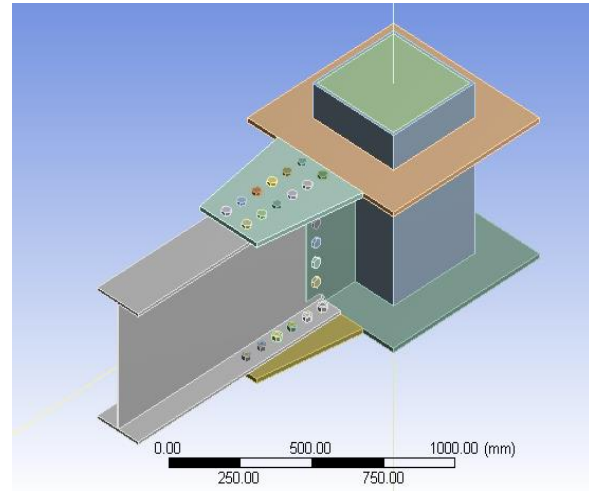
Las conexiones con diafragmas externos fueron estudiadas principalmente en la Universidad de Kobe [AIJ. 1996]. Las fórmulas desarrolladas en estas investigaciones se han incorporado en las recomendaciones del Instituto de Arquitectura de Japón desde 1980 [AIJ. 1990] y son aplicables tanto a columnas de perfil tubular circular como cuadrado. Los estudios realizados por Kamba et al. (1983) y Tabuchi et al. (1985) [citados en Kurobane et al. 2004], supusieron la base para las fórmulas de diseño. No obstante, las uniones entre columnas RHS y vigas con diafragmas externos han sido estudiadas recientemente por grupos de investigación que no pertenecen a la Universidad de Kobe [Matsui et al. 1996] [Ikebata et al. 1999] [Mitsunari et al. 2001] [citado en Kurobane et al. 2004]. Esto ha ayudado, no solamente a mejorar la fiabilidad de las previsiones de diseño existentes, sino también a ampliar el campo de validez de las fórmulas. Además, las fórmulas de diseño habitual se han modificado para las uniones con columnas CHS, basándose en una serie de resultados analíticos numéricos [Kamba. 2001], lo que también ha ayudado a mejorar la fiabilidad de la fórmula. El método del diafragma externo para reforzar la columna es una alternativa práctica para su aplicación generalizada, es mucho más fácil de fabricar y los diafragmas conformados se pueden deslizar sobre una columna tubular sin cortar el elemento de columna.

Estas conexiones pueden fallar por grietas que comienzan en los vértices entrantes del diafragma o en la soldadura de conexión entre el diafragma y el ala de la viga. En estos puntos críticos se deben evitar los vértices en punta. En particular para las conexiones en columnas tubulares, la concentración de tensiones y deformaciones en los puntos que rodean los vértices de la columna son inevitables, ya

que los diafragmas y la columna se cruzan en ángulo recto (**Figura 3-12.a**). Las previsiones de diseño japonés [AIJ. 1990] recomiendan utilizar juntas soldadas a tope de penetración completa (CJP) en los vértices de la columna para fabricar un diafragma externo continuo. También recomiendan que se utilicen uniones soldadas a tope de penetración completa entre el diafragma y la cara de la columna.



(a) Conexión sin diafragma.



(b) Conexión con diafragma externo.

Figura 3-8 Ejemplo de conexión a momento.

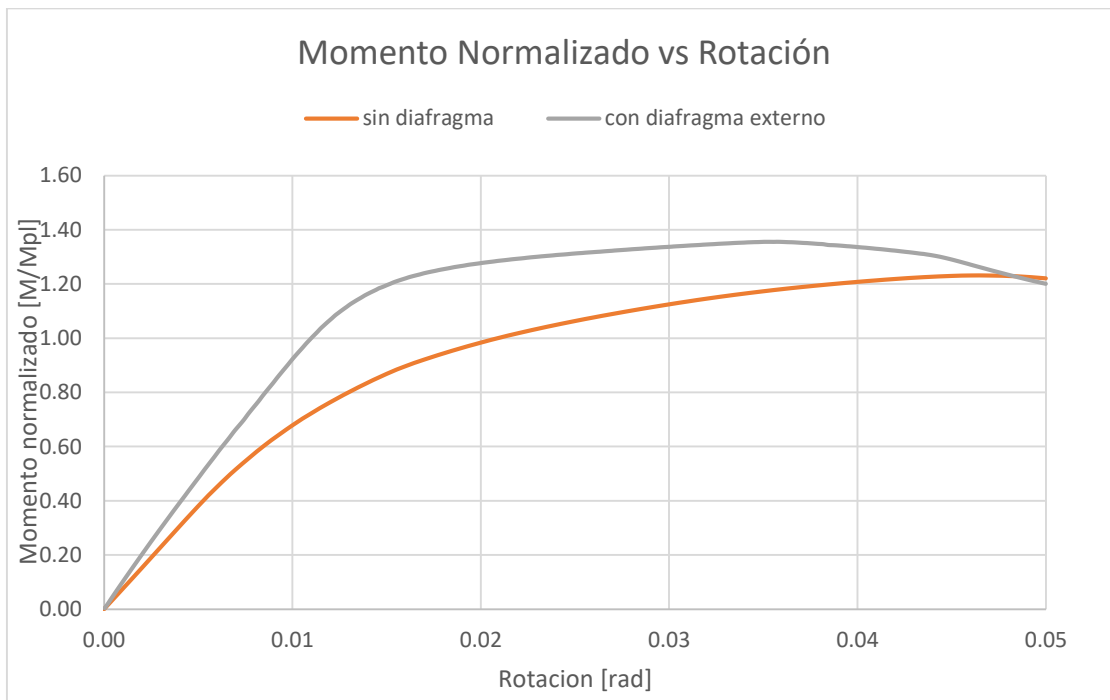
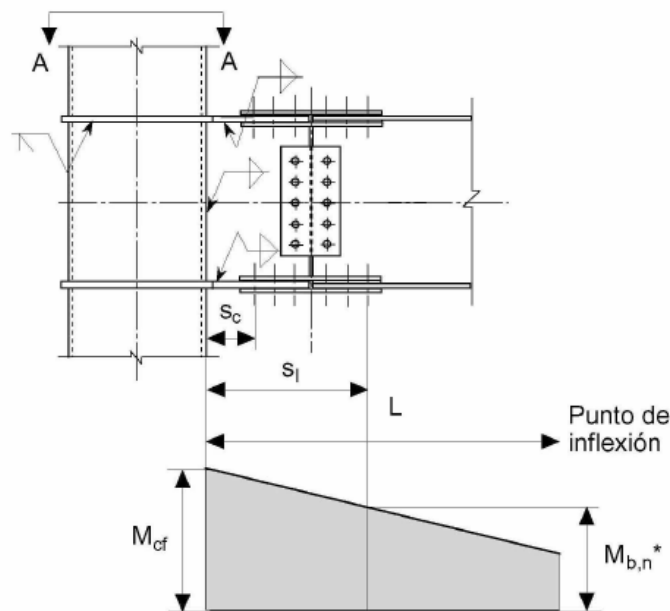


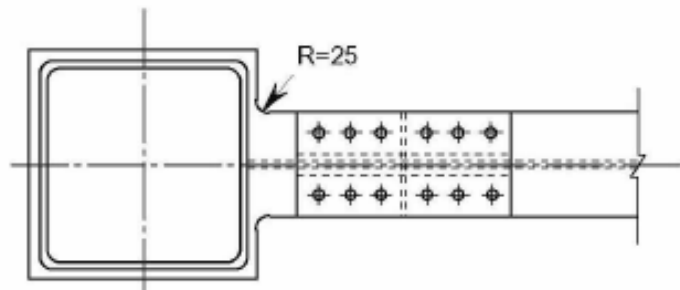
Grafico 3-1 Comparación entre curvas momento rotación de ambos modelos.

3.5. Guía de Diseño N°9

Las conexiones atornilladas con diafragmas consisten en un diafragma que se extiende lo suficiente como para acomodar los empalmes de viga atornillados utilizados generalmente para uniones en obra. Ochi et al, [1998] determinaron el espesor de los diafragmas pasantes de manera que fuera mayor que el espesor de las alas de la viga para que la viga corta (ménsula) posea una sobrerresistencia adecuada que permita los modos de fallo deseados.



(a) Vista lateral y momentos que actúan en una conexión atornillada.



(b) Sección A - A.

Figura 3-9. Uniones atornilladas con diafragma pasante [kurobane et al. 2004].

3.6. Metodología de diseño

Un comportamiento disipativo adecuado se logra con la fluencia equilibrada en los tres siguientes modos de falla:

1. Fluencia por flexión y pandeo local de la viga adyacente al empalme de la viga
2. Fluencia de la viga corta.
3. Fluencia de las placas de empalme de la conexión.

A continuación, se detalla paso a paso la metodología de diseño tanto de la conexión con diafragma pasante como la conexión con diafragma externo de acuerdo con la guía de diseño N°9.

PASO 1: Determinar la capacidad resistente a flexión en la última fila de pernos.

La capacidad resistente a flexión de la viga M_{bn} en la sección neta en la última fila de pernos, la más separada de la columna, determina la demanda de momento en estos detalles de unión. Dicha capacidad puede calcularse como:

$$M_{bn} = \left(b_b - \frac{n_{fi}}{2}d_h\right)t_{bf}(h_b - t_{bf})F_{ub} + (h_b - 2t_{bf} - x)xt_{bw}F_{yb} \quad \text{Ec. 17}$$

$$x = \frac{h_b - 2t_{bf}}{2} - \frac{n_{fi}d_h}{2} \frac{t_{bf}F_{ub}}{t_{bw}F_{yb}} \quad \text{Ec. 18}$$

Donde:

d_h =Diámetro de los orificios para los pernos.

n_{fi} =Número de orificios en el ala de la viga en la última fila de pernos.

b_b = Ancho del ala de la viga.

t_{bf} = Espesor del ala de la viga.

h_b = Altura de la viga.

t_{bw} = Espesor del alma de la viga.

F_{yb} = Limite de fluencia del material.

F_{ub} = Resistencia última a la tracción del material.

En la ecuación anterior, se desprecia la reducción del área transversal del ala de la viga en el lado de compresión debido a los orificios para los pernos.

PASO 2: Verificar la fluencia por flexión de la viga.

Para que se generen los modos de falla deseados, se debe cumplir con la siguiente desigualdad:

$$M_{bn} \geq \alpha M_{pl} \quad \text{Ec. 19}$$

$$M_{pl} = F_{yb} Z_b \quad \text{Ec. 20}$$

PASO 3: Determinar el momento soportado en la cara de la columna M_{cf} .

$$M_{cf} = \frac{L}{L - s_i} M_{bn} \quad \text{Ec. 21}$$

Donde:

s_i = Distancia desde la cara de la columna a la fila más alejada de pernos.

L = Longitud desde la cara de la columna al punto de inflexión de momento de la viga.

$\frac{L}{L - s_i}$ = Incremento en el momento de la viga debido a un gradiente de momento (**Figura 3-9.a**).

PASO 4: Determinar la capacidad resistente a flexión de la viga corta, en la primera línea de pernos.

$$M_{bcn} = \left(b_{bc} - \frac{n_{fibc}}{2} d_h \right) t_{bcf} (h_{bc} - t_{bcf}) F_{ubc} + (h_{bc} - 2t_{bcf} - x) x t_{bcw} F_{ybc} \quad \text{Ec. 22}$$

$$x = \frac{h_{bc} - 2t_{bcf}}{2} - \frac{n_{fibc} d_h}{2} \frac{t_{bcf} F_{ubc}}{t_{bcw} F_{ybc}} \quad \text{Ec. 23}$$

Donde:

n_{fibc} = Numero de orificios en el ala en la primera fila de pernos.

b_{bc} = Ancho del ala de la viga corta.

t_{bcf} = Espesor del ala de la viga corta.

h_{bc} = Altura de la viga corta.

t_{bcw} = Espesor del alma de la viga corta.

F_{ybc} = Limite de fluencia del material de la viga corta.

F_{ubc} = Resistencia ultima a tracción del material de la viga corta.

PASO 5: Verificar el fallo por área neta en la primera fila de pernos, la más cercana a la cara de la columna.

$$M_{jcf} \geq M_{cf} \quad \text{Ec. 24}$$

$$M_{jcf} = \frac{L}{L - S_c} M_{bcn} \quad \text{Ec. 25}$$

Donde:

S_c = Distancia entre la cara de la columna y la primera fila de pernos.

PASO 6: Determinar el momento ultimo M_{bfu} soportado por la soldadura de conexión entre las alas de la viga corta y el diafragma.

$$M_{bfu} = (b_{bcf} - n_{fibc} * d_h) t_{bcf} (h_{bc} - t_{bcf}) F_{ubc} \quad \text{Ec. 26}$$

En la ecuación anterior, se hacen las reducciones por los orificios para los pernos en los lados traccionados y comprimidos de las alas de la viga corta.

PASO 7: Determinar el momento ultimo soportado por la soldadura del alma.

$$M_{bwc} = m W_{plbwn} F_{ybc} + \frac{L_e t_{bcw} (h_{bc} - 2t_{bcf}) F_{ubc}}{\sqrt{3}} \quad \text{Ec. 27}$$

$$W_{plbwn} = \frac{t_{bcw} (h_{bc} - 2t_{bcf})^2}{4} \quad \text{Ec. 28}$$

$$m = \frac{4t_c}{d_j} \sqrt{\frac{b_j F_{yc}}{t_{bw} F_{yb}}} \quad \text{Ec. 29}$$

$$b_j = b_c - 2t_c \quad \text{Ec. 30}$$

$$d_j = h_b - 2t_d \quad \text{Ec. 31}$$

Donde:

W_{plbwn} = Modulo plástico resistente del área neta del alma de la viga corta.

m = Capacidad resistente a momento adimensional de la soldadura de conexión del alma.

b_j y d_j = Ancho y alto de la zona panel, respectivamente.

L_e = Longitud de la soldadura de unión entre el alma de la viga corta y el diafragma.

PASO 8: Verificar el fallo en el área neta de la primera fila de pernos acompañado por el fallo por corte a lo largo de la intersección entre el alma y el ala de la viga corta, además de fluencia del alma la viga corta en la cara de la columna.

$$M_{jcf} \geq M_{cf} \quad \text{Ec. 32}$$

$$M_{jcf} = M_{bfu} + M_{bwc} \quad \text{Ec. 33}$$

PASO 9: Verificar la resistencia del diafragma a utilizar.

La resistencia última de los diafragmas se representa en términos de la carga axial en el ala de la viga.

Diafragma Externo

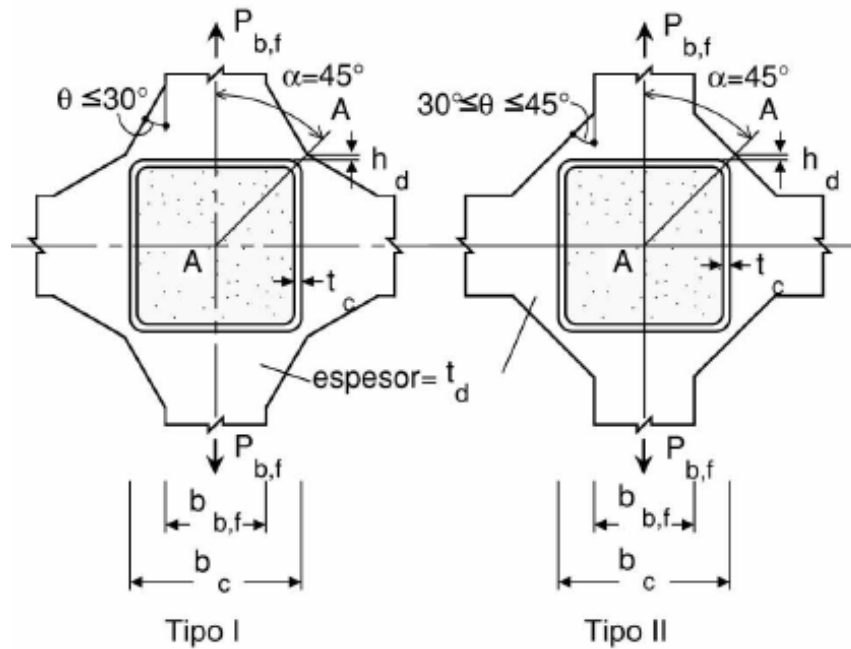


Figura 3-10. Configuración del diafragma externo y sus parámetros de diseño [Kurobane et al. 2004]

UNIÓN TIPO I.

La resistencia última de cálculo es el mayor de los valores de las siguientes ecuaciones:

$$P_{bf} = 3.74 \left(\frac{t_c}{b_c} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{t_d}{b_c} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{t_c + h_d}{b_c} \right)^{\frac{1}{3}} b_c^2 F_{uc} \quad \text{Ec. 34}$$

$$P_{bf} = 2.86(4t_c + t_d)t_c F_{yc} + 3.30h_d t_d F_{yd} \quad \text{Ec. 35}$$

UNIÓN TIPO II.

La resistencia última de cálculo viene dada por la ecuación **Ec. 35**.

NOTA: Si $F_{yc} \geq F_{yd}$ hacer los cálculos con $F_{yc} = F_{yd}$.

Diafragma Pasante

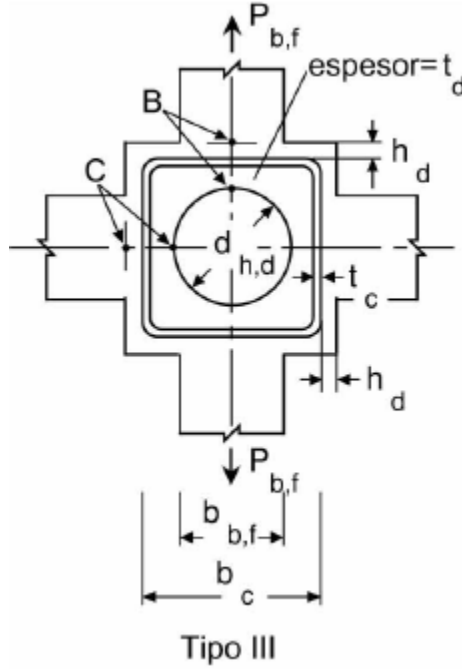


Figura 3-11. Configuración de un diafragma pasante y sus parámetros de diseño [Kurobane et al. 2004].

UNIÓN TIPO III.

La resistencia última de cálculo es el menor de los valores calculados en las Ecuaciones 36 y 37

$$P_{bf} = 1.43(b_c + 2h_d - d_{hd})^2 \frac{b_{b,f} t_d}{d_{hd}^2} F_{yc} \quad \text{Ec. 36}$$

$$P_{bf} = 1.43(b_c + 2h_d - d_{h,d}) t_d F_{yd} \quad \text{Ec. 37}$$

Campo de validez para las resistencias de los diafragmas

$$20 \leq \frac{b_c}{t_c} \leq 50$$

$$0.75 \leq \frac{t_d}{t_c} \leq 2.0$$

$$t_d \geq t_{bf}$$

$$\frac{h_d}{b_c} \geq 0.1 \frac{t_{bf}}{t_d}, (Union tipo I)$$

$$\frac{h_d}{b_c} \geq 0.15 \frac{t_{bf}}{t_d}, (Union tipo II)$$

Donde:

h_d =Ancho del diafragma, medido desde la cara externa de la columna.

t_d = Espesor del diafragma.

b_c =Ancho de la columna.

t_c = Espesor de la columna.

$d_{h.d}$ =Diámetro del agujero para el diafragma pasante.

F_{yc} = Limite elástico del material de la columna.

F_{yd} = Limite elástico del material del diafragma.

F_{ud} = Resistencia ultima a tracción del material del diafragma.

P_{bf} = Carga axial en el ala traccionada.

Paso 10: verificar el momento resistente del diafragma.

$$M_{dfu} \geq M_{cf} \quad \text{Ec. 38}$$

$$M_{dfu} = P_{bf}(h_{bc} - t_d) \quad \text{Ec. 39}$$

La **Ec. 34** se deriva de la fórmula para la resistencia última en uniones a columnas tubulares huecas, aunque con un coeficiente de resistencia mayor que el necesario para dichas uniones. Este coeficiente de resistencia incrementado es utilizado para tener en cuenta los efectos restrictivos proporcionados por el núcleo de hormigón.

La **Ec. 35** se deriva de la ecuación para la resistencia a la fluencia, es decir, una solución de límite inferior de la teoría plástica.

Independiente del tipo de unión (Tipo I o tipo II), la sección crítica de acero supuesta recae en la línea A-A a través de la sección más estrecha del diafragma. La ecuación 34 tiende a subestimar el efecto

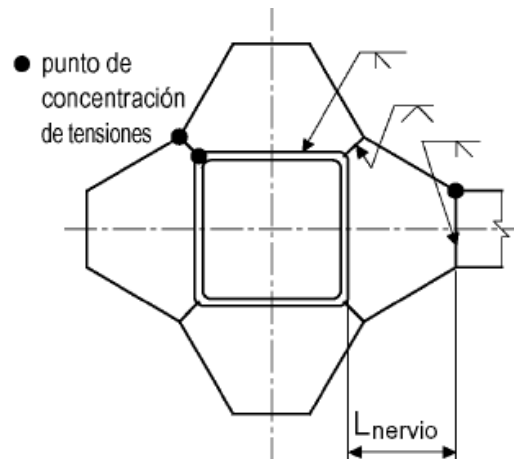
restrictivo del núcleo de hormigón cuando $\frac{h_d}{b_c} > 0.15$, aproximadamente. Esta ecuación solo se puede aplicar a las uniones de tipo I con una relación $\frac{h_d}{b_c}$ pequeña.

La **Ec. 36** de la tabla se deriva de la resistencia plástica total de una viga ficticia con la sección crítica de acero B-B.

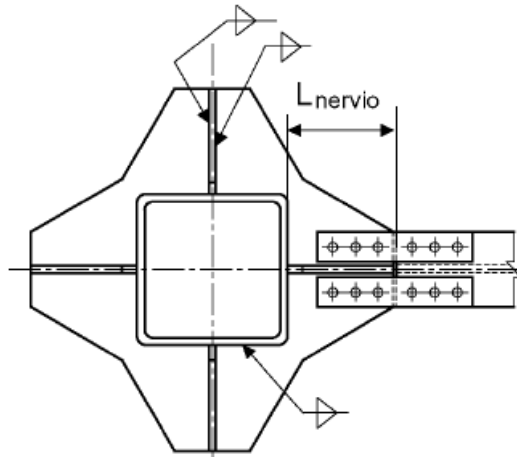
La **Ec. 37** de la tabla se deriva de la resistencia plástica total de una barra traccionada ficticia con la sección crítica de acero C-C.

Los datos de diseño de los diafragmas externos y pasantes fueron propuestos por primera vez por [Matsui,1981] [citado en Kurobane et al. 2004], aunque han sido los resultados de estudios numéricos y experimentales más recientes los que han permitidos comprobarlos [Kawaguchi et al. 1997] [Kawano et al. 1998].

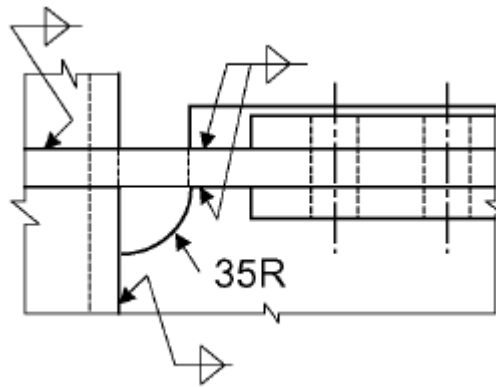
Aunque las ecuaciones para diafragma externo se basan en resultados experimentales de uniones en las que las alas de la viga están soldadas a los diafragmas externos, en estudios recientes las alas de la viga se atornillaron a los diafragmas (**Figura 3-9. b**) [Ikebata et al. 1999] [Mitsunari et al. 2001] [citados en Kurobane et al. 2004]. En estos estudios se determinó que las mismas fórmulas de diseño descritas anteriormente también eran aplicables a estas uniones atornilladas.



(a) Recomendaciones de AIJ.



(b) Detalles propuestos.



(c) Detalles de la soldadura de conexión en el centro del ala

Figura 3-12. Detalles de los diafragmas externos ensayados por Ikebata et al. [1999] y Mitsunari et al. [2001].

3.7. Diseño del empalme de conexión entre el diafragma y la viga.

El empalme de la viga, tanto del ala como del alma, debe diseñarse como una unión resistente al deslizamiento en el estado límite de servicio. Se debe determinar el diámetro y número de pernos, la distancia al borde de la placa y la distancia entre pernos de manera que permita los modos de fallo deseados. Para un diseño más conservador, se asume que los empalmes de las alas resisten el momento flector y el empalme del alma resiste la fuerza de corte. Es decir:

$$P_{cf} = \frac{M_{cf}}{(h_b - t_{bf})} \quad \text{Ec. 40}$$

$$V_{cf} = \frac{2M_{cf}}{L_b} + V_g \quad \text{Ec. 41}$$

Donde:

P_{cf} = Carga axial soportada por las alas del diafragma generado por el momento medido en la cara de la columna.

V_g = Corte producto de cargas gravitacionales.

L_b = largo de la viga.

V_{cf} = Fuerza de corte soportada por el alma de la viga corta generado por la acción del momento de diseño más el corte producto de las cargas gravitacionales.

3.7.1. Modos de falla

Las conexiones con diafragma pasante o externo con empalme apernado son similares en comportamiento ultimo a las conexiones tipo *flange plate moment connection* recomendadas por FEMA 350 [2000] en sus conexiones precalificadas, por lo que los modos de fallas esperados en el empalme son similares en comportamiento.

A continuación, se presentan las resistencias nominales de los diferentes modos de falla para las conexiones analizadas:

RESISTENCIA AL CORTE DE LOS PERNOS.

$$R_n = F_{nv}A_b \quad \text{Ec. 42}$$

Donde:

F_{nv} = resistencia nominal de corte del perno.

A_b = Area de la sección transversal del perno.

RESISTENCIA POR APLASTAMIENTO DE LOS PERNOS.

La resistencia nominal de aplastamiento del material conectado se determinada como sigue:

Para un perno en una conexión con perforación estándar, sobre medidas y de ranura corta, independiente de la dirección de carga, o en perforaciones de ranura larga con la ranura paralela a la dirección de la fuerza de aplastamiento, cuando la deformación en la perforación del perno bajo cargas de servicio se considera en el diseño.

$$R_n = 1.2l_c t_{pl} F_u \leq 2.4d_b t_{pl} F_u \quad \text{Ec. 43}$$

Donde:

l_c = Distancia libre, en la dirección de la carga, entre el borde de la perforación y el borde de la perforación adyacente o borde del material.

t_{pl} = Espesor del material conectado.

d_b = Diámetro nominal del perno.

F_u = Resistencia ultima a la tracción del material a conectar.

FLUENCIA DEL ÁREA BRUTA DE LA PLACA.

$$R_n = F_y A_g \quad \text{Ec. 44}$$

Donde:

F_y = Limite de fluencia del elemento.

A_g = Área bruta del elemento.

FRACTURA EN TRACCIÓN DEL ÁREA NETA DE LA PLACA.

$$R_n = F_u A_e \quad \text{Ec. 45}$$

$$A_e = U * \min(A_n, 0.85A_g) \quad \text{Ec. 46}$$

El área neta A_n queda definido tanto por la cantidad de pernos como por su distribución.

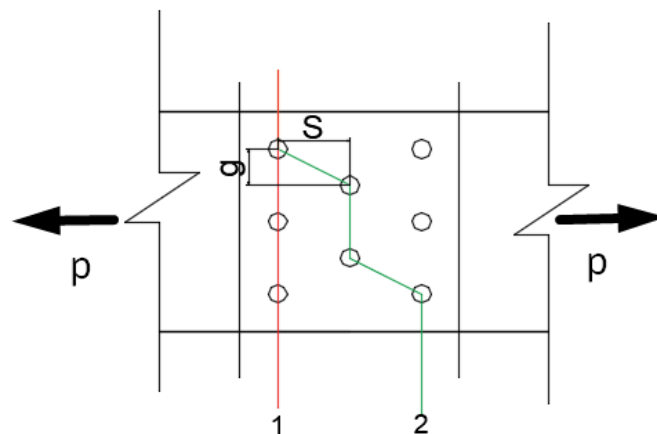


Figura 3-13. Posibles modos de falla por fractura de área neta en una unión apornada.

La capacidad de la unión es distinta dependiendo de la trayectoria. Tanto la NCh427 como las normas americanas AREA, AISC y ASSHTO sugieren el uso de la fórmula de Cochrane:

$$A_n = t \left(B - \sum_{i=1}^n D_i - \frac{s_i^2}{4g_i} \right) \quad \text{Ec. 47}$$

Donde:

D_i = Diámetro de cálculo del agujero $i = d_i + \frac{1}{8}in$

S_i = Paso entre el agujero $i+1$ y el agujero i (distancia paralela a la dirección de la fuerza).

d_i = diámetro nominal del perno.

B =Ancho de la placa.

U = Factor de corte diferido.

g_i = Gramil entre el agujero $i+1$ y el agujero i (distancia perpendicular a la dirección de la fuerza).

BLOQUE DE CORTE.

Para el caso de bloque de corte se tienen dos posibles modos de fallo y se debe escoger el menor de estos valores.

$$R_n = \min \left(\frac{0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt}}{0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}} \right) \quad \text{Ec. 48}$$

Donde:

A_{nv} = Área neta de corte.

A_{gv} = Área bruta de corte.

A_{nt} = Área neta en tracción.

U_{bs} = Coeficiente de reducción que toma en cuenta la distribución de tensiones.

$U_{bs} = 1.0$, Distribución uniforme de tensiones.

$U_{bs} = 0.5$, Distribución no uniforme de tensiones.

3.8. Diseño del empalme de corte entre la viga y la ménsula.

En este caso, el empalme de corte consiste en una placa apernada en ambos lados, tanto en el alma de la viga como de la viga corta.

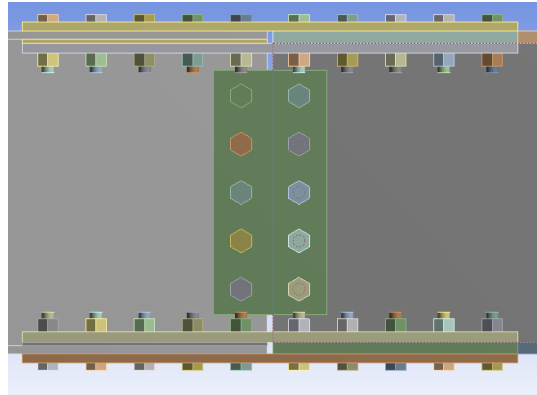


Figura 3-14. Esquema de un empalme de ala y alma modelado en ANSYS.

El diseño se realiza siguiendo las especificaciones del AISC 360 para placas a corte simple.

PASO 1: Determinar la demanda de corte soportada por los pernos

Para determinar la demanda de corte soportada por los pernos, existen dos métodos:

- a) Método Elástico
- b) Método del centro instantáneo de rotación

Se diseñará mediante el método elástico por ser un método más simplificado el cual no requiere de valores tabulados, a diferencia del segundo método.

El método elástico consiste en determinar la fuerza resultante que soporta el perno más solicitado en la conexión. Esta fuerza es la suma de la fuerza de corte actuando en el centro de gravedad de los pernos más el corte generado por el momento, que a su vez es generado por la excentricidad producida por la distancia entre la carga y el centro de gravedad de los pernos (**Figura 3-15**).

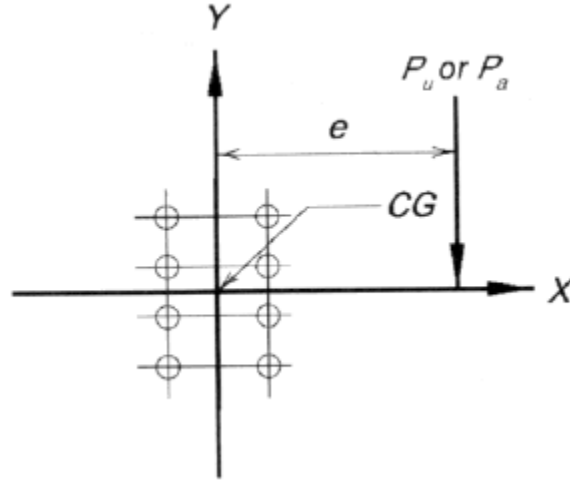


Figura 3-15. Excentricidad producida por la distancia entre el centro de gravedad de los pernos y la carga
[ANSI/AISC 360, 2010].

Luego, la fuerza resultante de corte se determina de la siguiente manera:

$$V_r = \sqrt{(r_{px} + r_{mx})^2 + (r_{py} + r_{my})^2} \quad \text{Ec. 49}$$

$$r_{mx} = \frac{P_u e c_y}{I_p} \quad \text{Ec. 50}$$

$$r_{my} = \frac{P_u e c_x}{I_p} \quad \text{Ec. 51}$$

$$r_{px} = r_p \sin \vartheta \quad \text{Ec. 52}$$

$$r_{py} = r_p \cos \vartheta \quad \text{Ec. 53}$$

$$r_p = \frac{P_u}{n} \quad \text{Ec. 54}$$

Donde:

V_r = Fuerza resultante de corte actuando sobre el perno más solicitado.

P_u = Fuerza de corte.

e = Excentricidad entre la fuerza de corte y el centro de gravedad del grupo de pernos.

C_y = Distancia vertical desde el centro de gravedad del grupo de pernos al perno más lejano.

C_x = Distancia horizontal desde el centro de gravedad del grupo de pernos al perno más lejano.

I_p = Momento de inercia polar del grupo de pernos.

n = Número de pernos.

r_p = Fuerza de corte actuando en cada perno, suponiendo una distribución uniforme.

r_{px} = Componente horizontal de la fuerza de corte actuando sobre el centro de gravedad del grupo de pernos.

r_{py} = Componente vertical de la fuerza de corte actuando sobre el centro de gravedad del grupo de pernos.

r_{mx} = Componente horizontal del corte producido por la excentricidad de la carga.

r_{my} = Componente vertical del corte producido por la excentricidad de la carga.

ϑ = Ángulo de inclinación de la fuerza de corte con respecto a la vertical.

PASO2: Verificar la resistencia de los pernos.

La resistencia de los pernos queda definida por el valor más pequeño entre los estados límites mencionados anteriormente en el diseño de empalme en tracción (resistencia al corte del perno, resistencia por aplastamiento de la placa).

PASO3: Verificar la resistencia de la placa

Los estados límites que controlan el dimensionamiento de la placa son los mismos que controlan el dimensionamiento de los empalmes de alas de viga (fluencia de la placa, fractura de la placa, bloque de corte). Como medida adicional, se debe verificar la resistencia por punzonamiento en la cara de la columna producto del alma de la viga corta. Para evitar esta falla, basta con limitar el espesor de la columna mediante la siguiente ecuación.

$$\phi_d F_{yp} t_p < 2\phi_v (0.6 F_{uc}) t_c \quad \text{Ec. 55}$$

Donde:

ϕ_d y ϕ_v = Factores de minoración de resistencia para fallas dúctiles y frágiles, respectivamente (LRFD).

F_{yp} = Limite de fluencia de la placa de corte.

t_p = Espesor de la placa de corte.

F_{uc} = Resistencia ultima a tracción de la columna.

t_c = Espesor de la columna.

3.9. Guía de diseño AISC 358-10

Las especificaciones de diseño, así como el detallamiento, fabricación y criterios de calidad para conexiones están precalificadas de acuerdo con las provisiones sísmicas, en particular las de tipo marcos especiales a momento (SMF) e intermedios a momento (IMF)”. Las conexiones contenidas en esta guía están precalificadas para cumplir los requerimientos de las provisiones sísmicas siempre que se diseñe de acuerdo con los requerimientos que se detallarán a continuación.

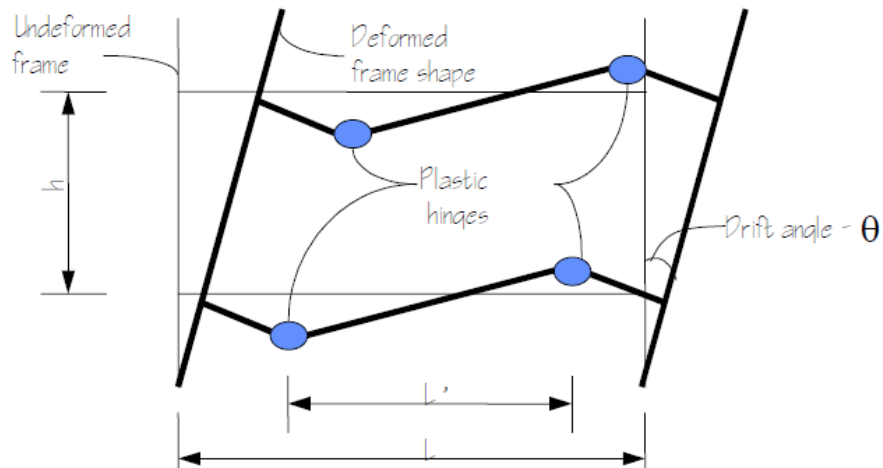


Figura 3-16. Comportamiento inelástico deseado en estructuras de marcos [FEMA 350. 2000].

Como se mencionó en el punto anterior, los modos de fallas de las conexiones con diafragmas transversales apernadas son similares a los descritos por FEMA 350, particularmente la conexión precalificada tipo plancha de ala (*flange plate*).

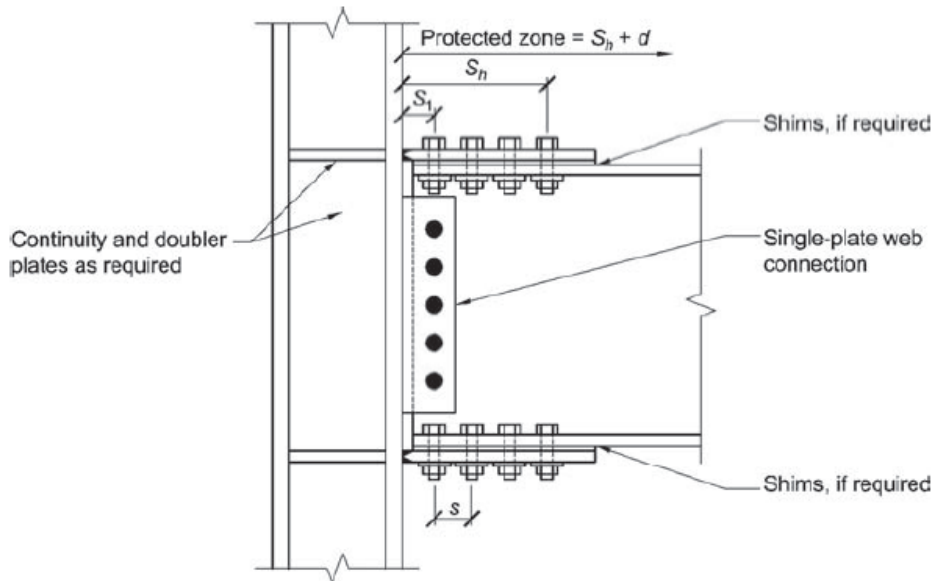


Figura 3-17. Conexión a momento tipo plancha de ala (*flange plate*) [AISC 358-10].

Las conexiones contenidas en esta disposición se deben diseñar de acuerdo con el diseño por factores de carga y resistencia (LRFD).

3.9.1. Límites de precalificación

Las limitaciones consideradas para la conexión son las siguientes:

1. Limitación de la viga

Las vigas deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

- 1) Las vigas deberán ser laminadas por el ala ancha o soldadas, de forma que sus miembros construyan una L conforme a lo requerido en la sección 2.3 de las provisiones sísmicas AISC 341-10, la cual plantea que los miembros laminados se ajustaran a la sección transversal del perfil bajo las limitaciones correspondiente para cada tipo de conexión como lo especifica la AISC 358-10; los miembros edificadores deben reunir los siguientes requisitos.
 - 1.1) Las y almas de la viga deberán tener un perfil de anchura, profundidad y espesor similar a las secciones del ala ancha laminada
 - 1.2) El alma de la viga deberá estar continuamente conectada a las alas usando una soldadura CJP con un par de soldaduras de filete de refuerzo, la medida mínima de esta soldadura de filete deberá ser de 5/16 pulgadas (8mm) y menor al espesor de la viga.
- 2) La profundidad de la viga está limitada a un máximo de W36 (920mm).
- 3) El peso de la viga está limitada a un máximo de 224kgf/m

- 4) El grosor del ala de la viga está limitado a un máximo de 25mm
- 5) La relación entre la longitud/altura de la viga está limitada a:
 - a) Para sistemas SMF (Marcos Especiales a Momento), 9 o mayor.
 - b) Para sistemas IMF (Marcos Intermedios a Momento), 7 o mayor
- 6) La razón de esbeltez de las alas y el alma de las vigas deberá ser ajustada a los requisitos sismorresistentes de la AISC.
- 7) El arriostramiento lateral de la viga será previsto de acuerdo a lo siguiente:
 - 7.1) El arriostramiento lateral de la viga se ajustará a los requisitos sismorresistentes de la AISC. Deberá satisfacer los requerimientos sismorresistentes del capítulo E de la AISC para arriostramientos laterales en rotulas plásticas, arriostramiento lateral suplementario deberá ser proporcionado en las alas superior e inferior de la viga, y debe ser localizado a una distancia de 1.5 la altura de la viga desde el perno más alejado a la cara de la columna.
- 8) La zona protegida consiste en la plancha de ala (*flange plate*) y la parte de la viga entre la cara de la columna y una distancia igual a la profundidad de la viga más allá del perno más lejano desde la cara de la columna.

2. Limitaciones de la columna:

- 1) Las columnas serán de perfil laminado o de secciones armadas a través de soldadura permitidas en la sección 2.3 de la AISC 358-10.
- 2) La viga deberá conectarse al ala de la columna.
- 3) La profundidad de la columna de perfil laminado será limitada a un máximo de W920 cuando sea previsto usar losas de hormigón. En ausencia de la losa de hormigón, la profundidad de la columna de perfil laminada será de un máximo de W360. Las columnas cruciformes no deben tener un ancho o profundidad mayor a la profundidad permitida para las de perfil laminado. Las columnas cruciformes no deben tener un ancho o profundidad mayor a la profundidad que excedan los 610mm. Las columnas rectangulares no deben tener un ancho o una profundidad mayor a 610mm si participan en marcos a momento ortogonales.
- 4) No existen limitaciones en peso por metro de columna
- 5) No existen requisitos adicionales para el espesor de las alas.
- 6) La razón de esbeltez ancho/espesor de las alas y el alma de las columnas se ajustarán de acuerdo a lo establecido en los requisitos sismorresistentes de la AISC.
- 7) El arriostramiento lateral de las columnas se ajustará a lo establecido en los requisitos sismorresistentes de la AISC.

3. Limitaciones de la relación viga – columna.

Las conexiones viga-columna deberán ajustarse a las siguientes limitaciones:

- a) La zona panel se ajustará a los requisitos sismorresistentes de la AISC.
- b) La relación de momento viga-columna se ajustará a lo establecido en los requisitos sismorresistentes de la AISC.

4. Detalles de la conexión.

1) Especificaciones del material de la plancha

Todas las planchas de conexión estarán conformes a la siguiente especificación: ASTM A36/A36M o A572/A572M Grado 50

2) Soldadura de alas de la viga.

Las alas de la viga se conectarán a las alas de la columna por medio de una soldadura de ranura de penetración completa (CJP) y deberán considerarse soldaduras de demanda crítica. Si se usan planchas de respaldo, deben ser removidas, la soldadura será verificada y si fuera necesario, corregida por la ejecución de nuevas soldaduras.

3) Placa de una sola soldadura de conexión a corte.

Las conexiones cortantes de plancha simple deberán ser soldadas al ala de la columna. La instalación de la conexión consiste en la soldadura de ranuras CJP, unión de penetración parcial de dos caras, o soldadura de filete de dos caras.

4) Requerimiento de los pernos.

Los pernos deben ser organizados simétricamente a través de los ejes de la viga y serán limitados dos tornillos por fila en las conexiones plancha de ala (*flange plate*). La longitud del grupo de tornillos no debe exceder la profundidad de la viga. Los agujeros de esta conexión deben ser de tamaño estándar o sobredimensionado. Los agujeros de los pernos en las alas de la viga y en la conexión plancha de ala (*flange plate*) serán hechos por perforación o sub-taladrado y escariado, no está permitido abrir agujeros mediante golpes y herramientas punzantes.

Los tornillos en la plancha de ala (*flange plate*) deben ser ASTM A490 o A490M o ASTM F2280 ensamblados. El hilo será excluido del plano de ranuras. El diámetro del perno es limitado a un máximo de 28mm.

5) Cuña de la plancha de ala (*flange plate*).

Las cuñas deben tener un espesor máximo de 6mm, puede ser usada entre las planchas de ala (*flange plate*) y el ala de la viga como se muestra en la **Figura 3-17**.

3.10. Metodología de diseño

A continuación, se detallarán los pasos a seguir para las conexiones a momento con placas apernadas en las alas (*flange plate*).

PASO 1: Calcular el momento máximo probable en la zona donde se espera ocurra incursión en el rango inelástico a través de la rótula plástica de la siguiente manera:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_{yb} Z_b \quad \text{Ec. 56}$$

$$C_{pr} = \frac{F_{yb} + F_{ub}}{2F_{yb}} \leq 1.2 \quad \text{Ec. 57}$$

Donde:

M_{pr} = Momento máximo probable.

R_y = Razón entre la fluencia esperada y la fluencia nominal, de acuerdo con las disposiciones sísmicas para acero A36 el valor es 1.5, para acero A572Gr.50 es 1.1.

Z_b = Modulo plástico de la viga.

C_{pr} = Factor que toma en cuenta la resistencia máxima en la conexión, incluyendo endurecimiento por deformación, restricciones locales, refuerzos adicionales y otras condiciones de la conexión.

PASO2: Calcular el diámetro máximo a utilizar para prevenir la fractura del ala de la viga.

Para perforaciones estándar con dos pernos por línea:

$$d_b \leq \frac{b_{bf}}{2} \left(1 - \frac{R_y F_y}{R_t F_u} \right) - 3mm \quad \text{Ec. 58}$$

Luego de elegir un diámetro de perno, verificar que la distancia al borde y la distancia entre pernos satisfagan los requerimientos de la AISC 360.

PASO3: Asumir un espesor para las planchas de ala t_p . Estimar el ancho de las planchas de ala, $b_{b,f}$ considerando el diámetro del perno, la distancia al borde de los pernos y el ancho el ala de la viga. Determinar la resistencia nominal del perno considerando resistencia por corte y resistencia por aplastamiento.

$$r_n = \min \begin{cases} 1.0F_{nv}A_b \\ 2.4F_{ub}d_b t_{bf} \\ 2.4F_{up}d_b t_{pf} \end{cases} \quad \text{Ec. 59}$$

Donde:

A_b = Area transversal del perno, con el hilo excluido.

F_{nv} = Resistencia nominal al corte del perno según las especificaciones AISC.

F_{ub} = Resistencia ultima a la tracción del material de la viga.

F_{up} = Resistencia ultima a la tracción del material de la plancha de ala (*flange plate*).

d_b = Diámetro nominal del perno.

t_{bf} = Espesor del ala de la viga.

t_{pf} = Espesor del ala de la plancha de ala (*flange plate*).

PASO 4: Estimar el número de pernos mediante la siguiente fórmula:

$$n \geq \frac{1.25M_{pr}}{\phi_n r_n (h_b + t_p)} \quad \text{Ec. 60}$$

Donde:

n = Numero de pernos.

PASO 5: Determinar la ubicación de la rótula plástica de la siguiente manera:

$$S_h = S_1 + s \left(\frac{n}{2} - 1 \right) \quad \text{Ec. 61}$$

Donde:

S_1 =Distancia desde la cara de la columna hasta línea más cercana de pernos.

S = Espaciamiento entre líneas de pernos.

El espaciamiento entre pernos, S , y la distancia al borde de los pernos deben satisfacer lo dispuestos en las especificaciones AISC 360[2010].

PASO 6: Calcular la fuerza de corte producida en cada rótula plástica de la viga como sigue:

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{grav} \quad \text{Ec. 62}$$

Donde:

L_h = Distancia entre rotulas plásticas.

V_{grav} = Fuerza de corte resultante de la combinación $1.2D + f_i L + 0.2S$, actuando en la viga.

Además, se debe verificar la resistencia al corte de la viga de acuerdo a las especificaciones AISC 360(2010).

La magnitud de la fuerza de corte producida en las rotulas plásticas, V_h , se debe determinar mediante un diagrama de cuerpo libre en la porción de viga comprendida entre las rotulas plásticas. Además del corte producido por los momentos probables M_{pr} , se debe considerar el efecto del corte producto de las cargas gravitacionales que estén actuando en la viga basadas en la combinación de carga $1.2D+f_iL+0.2S$, donde f_i es el factor de carga determinado por el código de construcción aplicable para cargas vivas, pero no menor que 0.5.

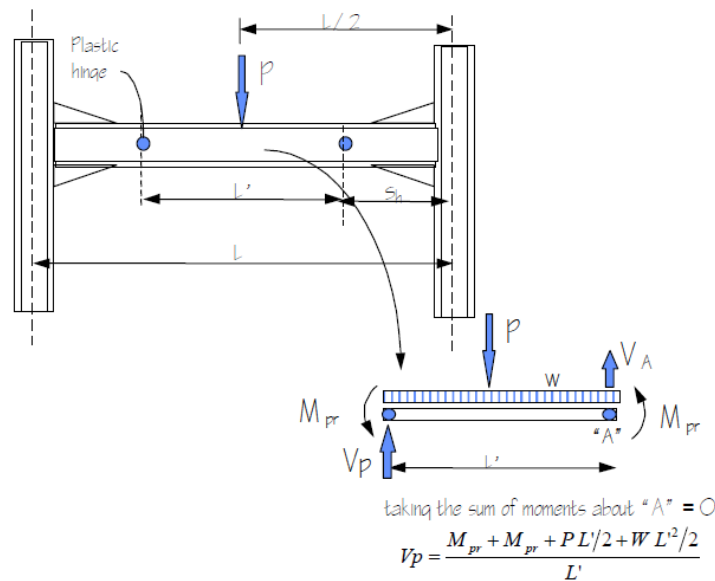


Figura 3-18. Ejemplo del cálculo del corte en una rótula plástica [FEMA 350.2000].

PASO 7: Calcular el momento esperado en la cara de la columna.

$$M_{cf} = M_{pr} + V_h S_h \quad \text{Ec. 63}$$

Donde:

V_h = Fuerza de corte generada en la rótula plástica.

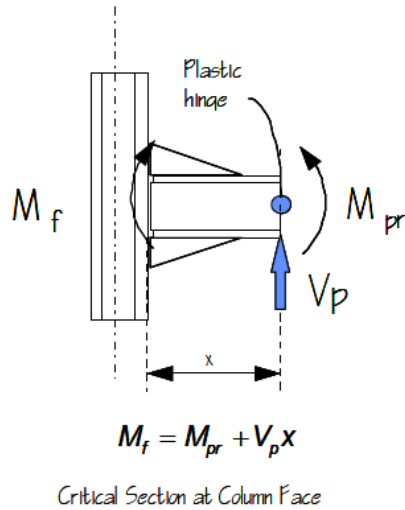


Figura 3-19. Cálculo de la demanda de momento en la cara de la columna [FEMA 350. 2000].

PASO 8: Calcular la fuerza en tracción soportada por las alas, F_{pr} , debido al momento M_{cf} .

$$F_{pr} = \frac{M_{cf}}{(h_b + t_d)} \quad \text{Ec. 64}$$

PASO 9: Corroborar que el número de pernos estimados en el paso 4 satisfaga lo siguiente:

$$n \geq \frac{F_{pr}}{\phi_n r_n} \quad \text{Ec. 65}$$

PASO 10: Verificar que el espesor de las planchas de ala asumido en el paso 3 cumpla lo siguiente:

$$t_p \geq \frac{F_{pr}}{\phi_d F_{yb} b_{pf}} \quad \text{Ec. 66}$$

PASO 11: Verificar la falla por área neta de las planchas de ala según las especificaciones AISC360 [2010].

$$F_{pr} \leq \phi_n R_n \quad \text{Ec. 67}$$

PASO 12: Verificar la falla por bloque de corte tanto en las planchas de ala como en el ala de la viga según las especificaciones AISC 360[2010].

$$F_{pr} \leq \phi_n R_n \quad \text{Ec. 68}$$

PASO 13: Verificar la falla en el ala comprimida de las planchas de ala según las especificaciones AISC 360 [2010].

$$F_{pr} \leq \phi_n R_n \quad \text{Ec. 69}$$

NOTA: Cuando se verifica el pandeo por compresión del ala de las planchas de ala, el largo efectivo KL puede considerarse como $0.65S_1$.

En general, es necesario realizar una serie de iteraciones desde el paso 3 al paso 13, hasta determinar un ancho de ala aceptable.

PASO 14: Una vez determinado el corte requerido en la conexión de alma en el paso 6, diseñar la placa de conexión a corte de acuerdo con los requerimientos de las especificaciones AISC 360 [2010].

PASO 15: Verificar la resistencia de la zona panel de acuerdo con las provisiones sísmicas.

NOTA: Para el paso 15, no existe una fórmula específica para determinar la resistencia de la zona panel para conexiones viga I- columna RCFT, por lo que en este caso se utilizará las fórmulas aplicadas en la guía de diseño N° 9.

4. MODELOS DE ELEMENTOS FINITOS

4.1. Antecedentes

El modelamiento y análisis no lineal de elementos finitos se realizó mediante el programa ANSYS Workbench [ANSYS Inc. 2011], especializado en el análisis de estados de tensiones, deformaciones, transferencia de calor, flujo de fluidos, electromagnetismo, entre otros [Gallegos. 2017].

Para el análisis no lineal, se generó un modelo tridimensional con el fin reflejar de mejor manera el comportamiento de los elementos que lo componen (viga, columna, pernos, hormigón) cuando interactúan entre ellos.

Para evaluar y comparar el comportamiento de ambos sistemas de conexión, se elaboraron 4 conexiones bajo dos estados de carga, en total 8 modelos a analizar. Las configuraciones fueron las siguientes:

- Diafragma Externo AISC358-10 - Monotónica
 - Diafragma Externo AISC358-10 - Cíclica
 - Diafragma Pasante AISC358-10 - Monotónica
 - Diafragma Pasante AISC358-10 - Cíclica
 - Diafragma Externo DG9 - Monotónica
 - Diafragma Externo DG9 - Cíclica
 - Diafragma Pasante DG9 - Monotónica
 - Diafragma Pasante DG9 - Cíclica
-
- El primer término indica el tipo de conexión que se analizará (diafragma externo o interno)
 - El segundo término indica la guía de diseño que se utilizó para su dimensionamiento (AISC 358 [2010] o Guía de diseño número 9 del CIDECT[2004]).
 - El último término indica el protocolo de carga utilizado, es decir, una carga monotónica o una carga cíclica.

4.2. Geometría de la probeta.

Las siguientes imágenes muestran el resultado del modelamiento en ANSYS.

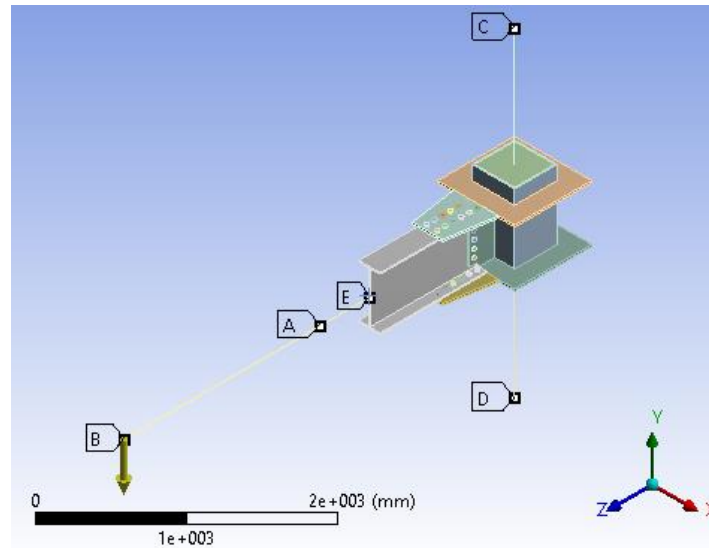


Figura 4-1. Ejemplo de una conexión modelada en ANSYS.

4.2.1. Diafragma Externo AISC358

A continuación, se presentan imágenes de la conexión realizada mediante la AISC358 [2010] para el caso con diafragma externo.

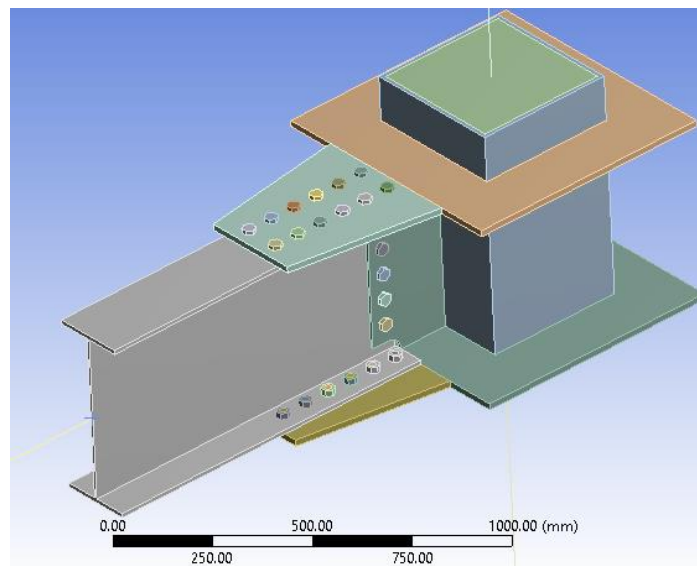


Figura 4-2. Vista general de una conexión con diafragma externo diseñada mediante la AISC 358 [2010].

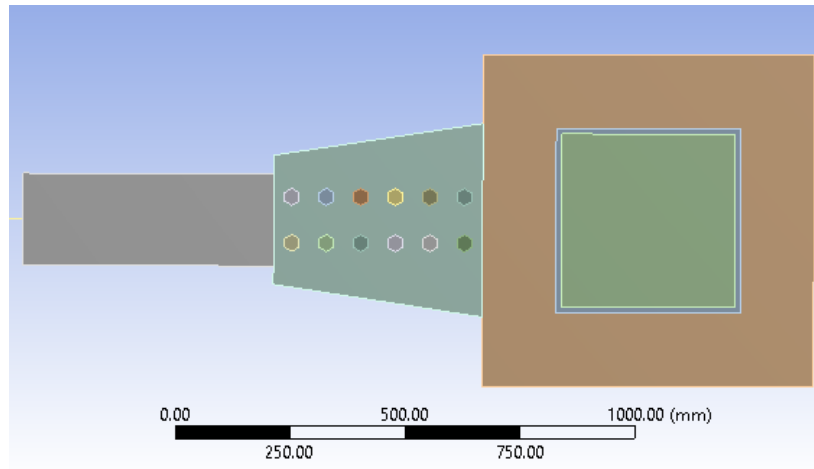


Figura 4-3. Vista en planta de la conexión.

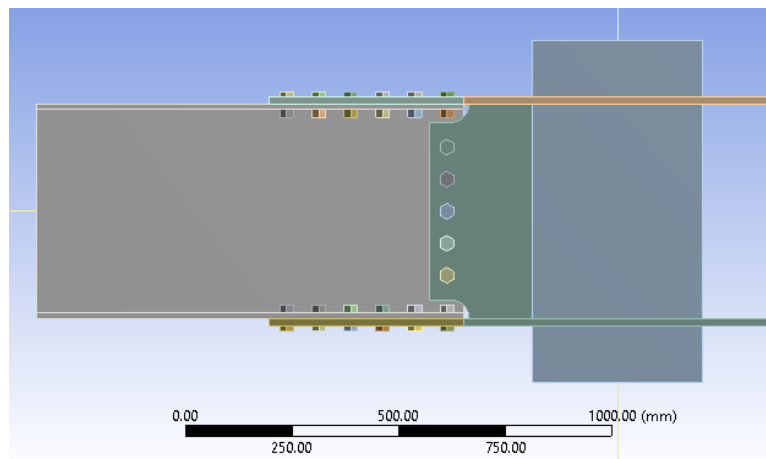


Figura 4-4. Vista lateral de la conexión.

4.2.2. Diafragma Pasante AISC358

A continuación, se presentan imágenes de la conexión diseñada mediante la AISC358-10 para el caso con diafragma Pasante.

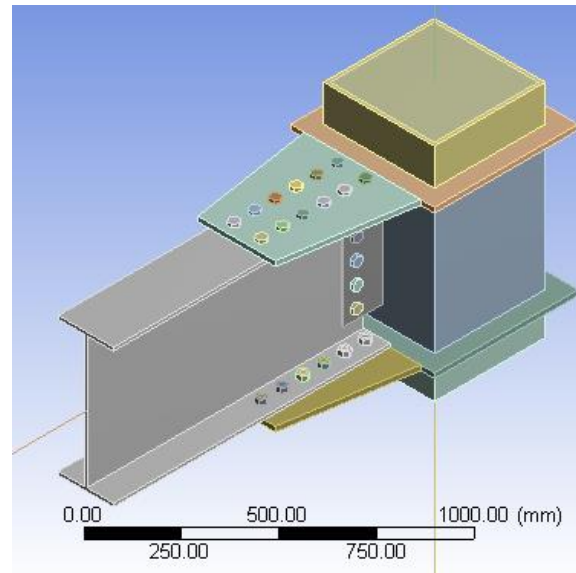


Figura 4-5. Vista general de una conexión con diafragma pasante diseñada mediante la AISC 358 [2010].

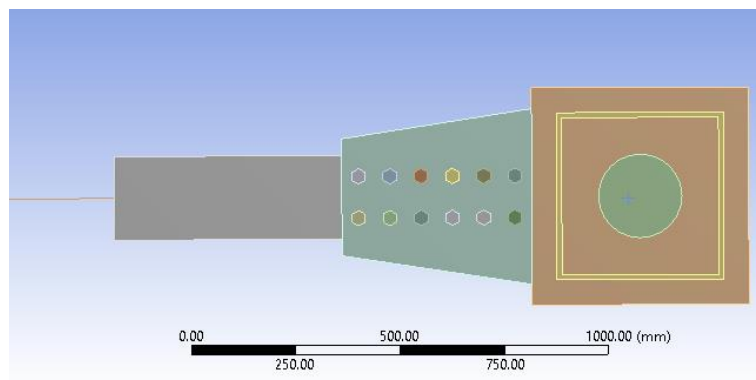


Figura 4-6. Vista en planta de la conexión con del detalle del agujero en el diafragma.

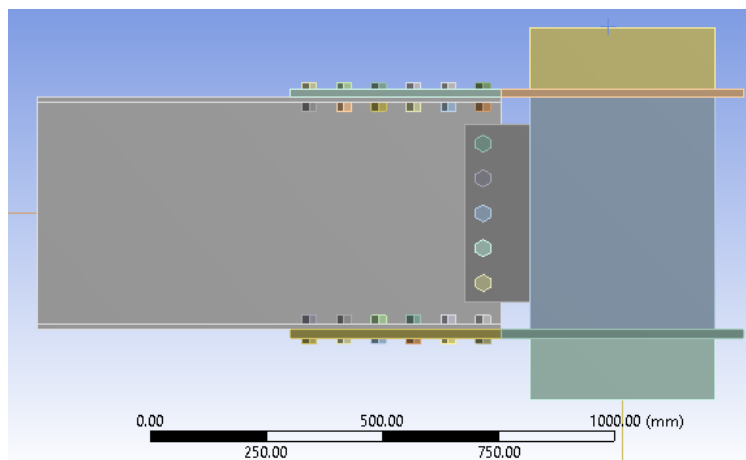


Figura 4-7. Vista lateral de la conexión.

4.2.3. Diafragma Externo DG9

A continuación, se presentan imágenes de la conexión realizada mediante la guía de diseño N°9 para el caso con diafragma externo.

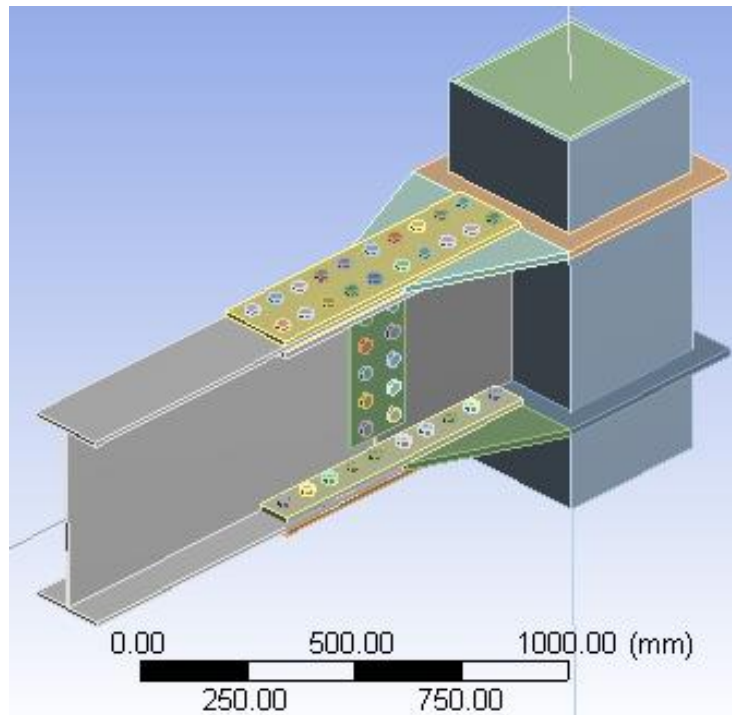


Figura 4-8. Vista general de una conexión con diafragma externo diseñada mediante la guía de diseño N9.

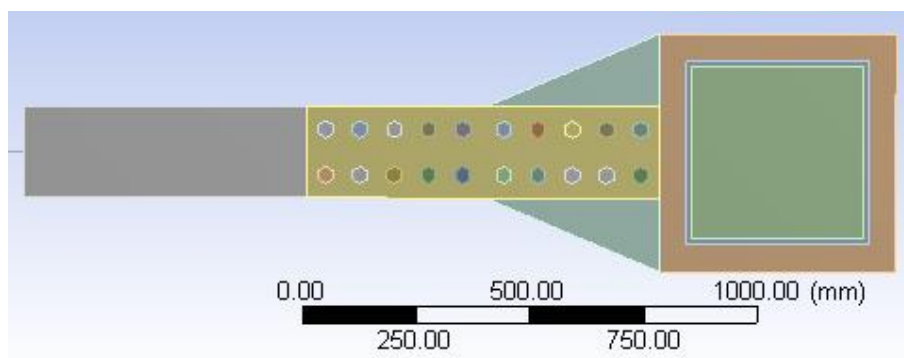


Figura 4-9. Vista en planta de la conexión.

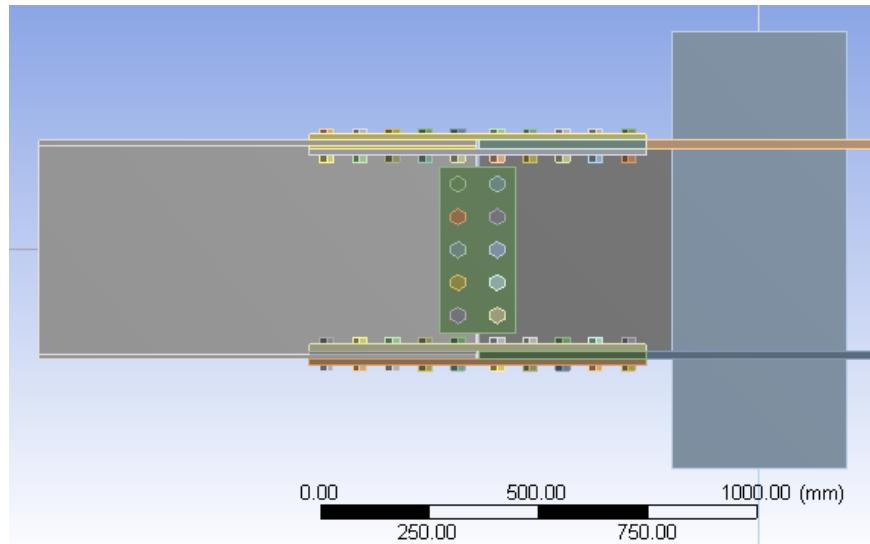


Figura 4-10. Vista lateral de la conexión.

4.2.4. Diafragma Pasante DG9

A continuación, se presentan imágenes de la conexión realizada mediante la guía de diseño N°9 para el caso con diafragma pasante.

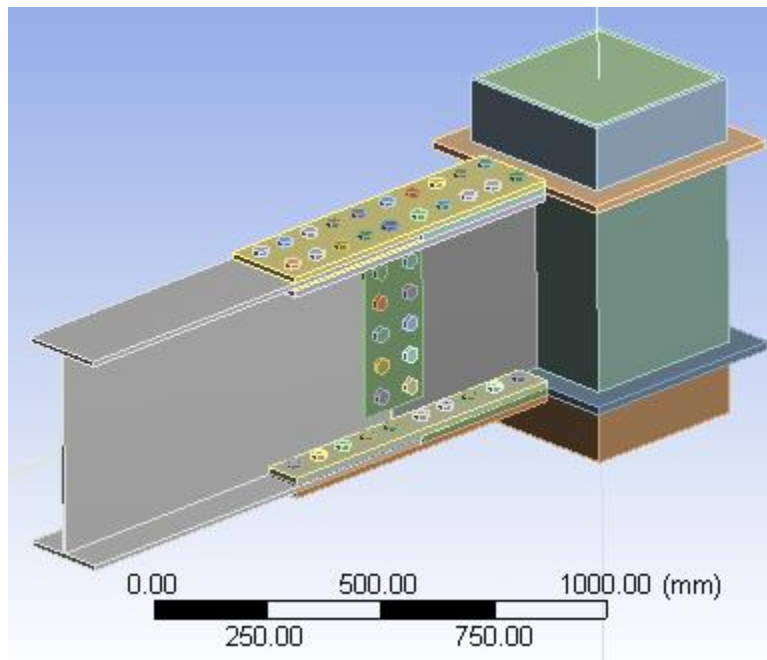


Figura 4-11. Vista general de una conexión con diafragma pasante diseñada mediante la guía de diseño N9.

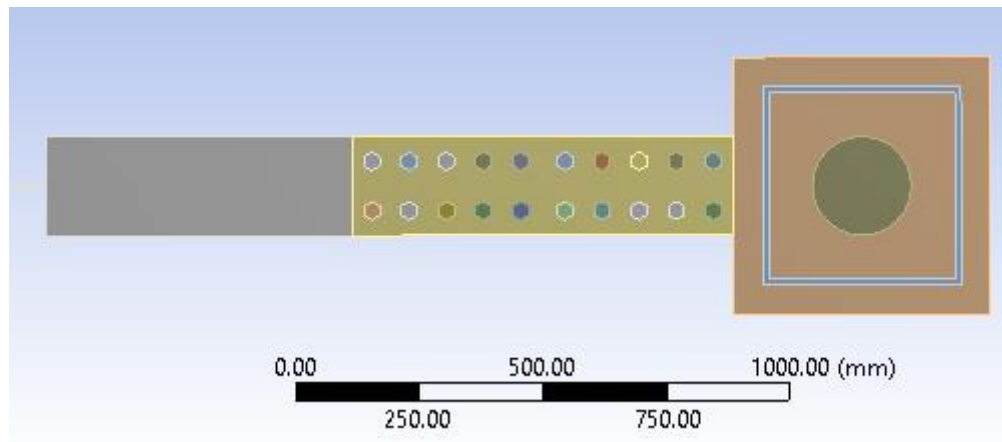


Figura 4-12. Vista en planta de la conexión.

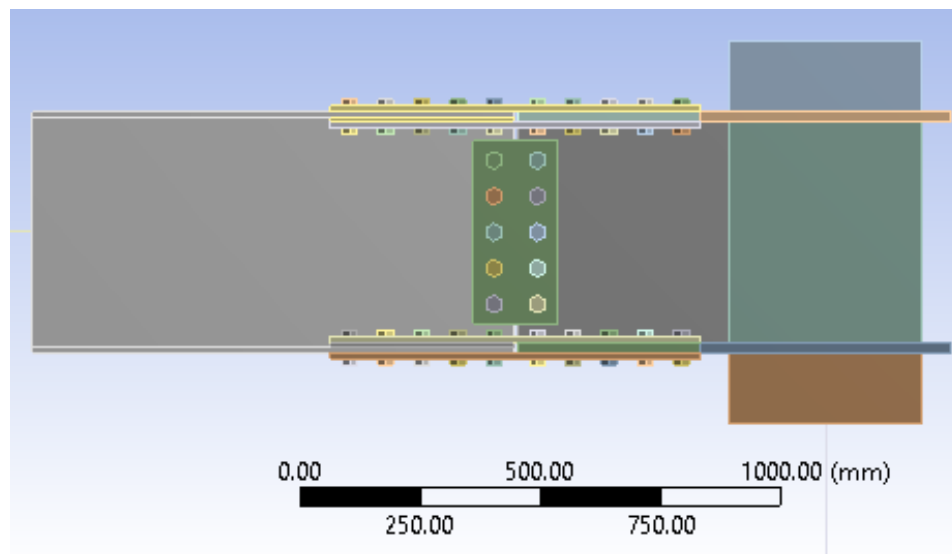


Figura 4-13. Vista lateral de la conexión.

4.3. Elementos finitos.

Se definen dos tipos de elementos en la modelación: sólido y línea, ambos tridimensionales. Dentro de ANSYS, el software designa a estos elementos, *SOLID186* (Figura 4-14) y *BEAM188* (Figura 4-15), respectivamente [ANSYS Inc. 2011].

SOLID186 es un elemento sólido en 3-D de 20 nodos de orden superior que presenta un comportamiento de desplazamiento cuadrático. Este elemento está definido por 20 nodos con tres grados de libertad por nodo, traslaciones en las direcciones nodales x, y, z. El elemento soporta la formulación de no linealidades en material, contacto y geométricas. Se utiliza para modelar los pernos, cabeza de pernos, tuercas, columnas de acero y núcleo de hormigón de las columnas.

BEAM188 es un elemento viga lineal de 2 nodos en 3-D con seis grados de libertad en cada nodo. Los grados de libertad en cada nodo incluyen traslaciones en las direcciones x, y, z y rotaciones alrededor de dichas direcciones. Se supone que el alabeo de las secciones transversales no está restringido. Este elemento es adecuado para analizar estructuras de vigas delgadas y moderadamente gruesas. Además, este elemento se basa en la teoría de la viga de Timoshenko, en la que se incluyen los efectos de deformación por corte. Los elementos viga son adecuados para aplicaciones lineales, de gran rotación y de gran deformación no lineal.

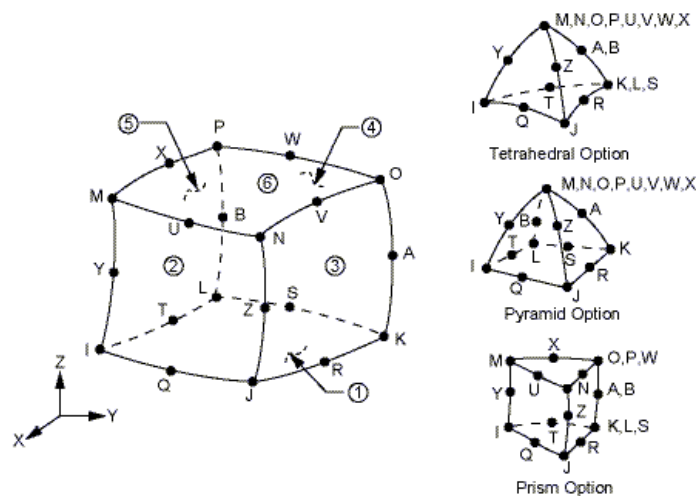


Figura 4-14. Elemento 3D SOLID186 [ANSYS Inc. 2011].

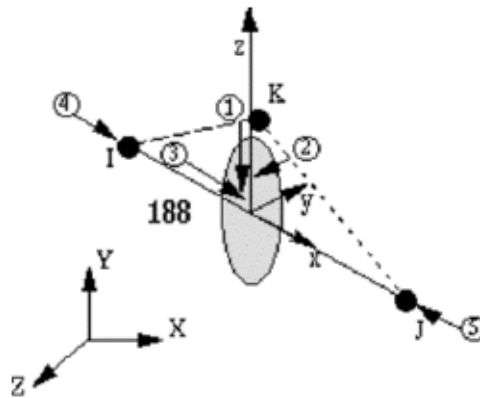


Figura 4-15. Elemento 3D BEAM188 [ANSYS Inc. 2011].

4.4. Contacto.

Todos los contactos fueron modelados a través de pares *CONTACT-TARGET*. Los elementos tipo *contact* penetran a los elementos tipo *target*. Existen dos tipos de comportamiento en ANSYS, simétrico y asimétrico. Se mantuvo el comportamiento simétrico que viene por defecto. Cuando la rigidez relativa de ambas superficies en contacto es similar se asume un contacto simétrico, es decir, se generan dos pares de contacto (*CONTACT-TARGET* y *TARGET-CONTACT*). Por otra parte, cuando se define un comportamiento asimétrico, debe establecerse claramente que elemento será tipo *contact* y que elemento *target*.

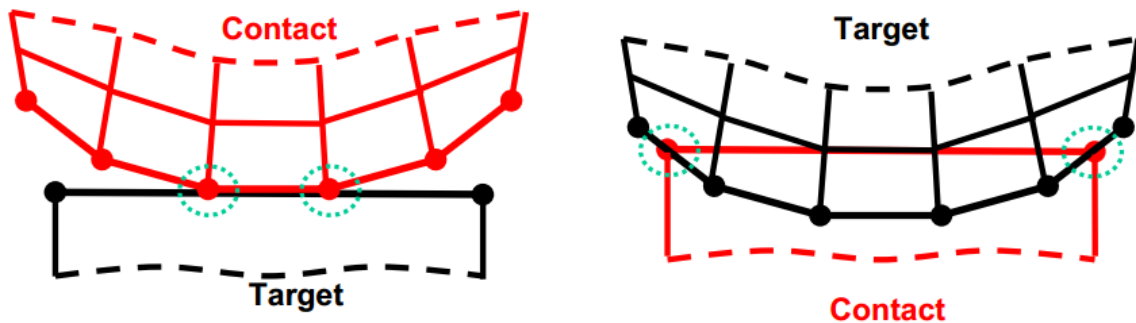


Figura 4-16. Comportamiento de contactos [Ansys Inc. 2011].

Se utiliza además dos tipos de formulación para compatibilizar los desplazamientos entre caras en los contactos: *Pure Penalty* y *Augmented Lagrange*.

$$F = k\Delta$$

Ec. 70

$$F = k\Delta + \nabla$$

Ec. 71

En la primera ecuación, la rigidez del resorte o la rigidez del contacto se denomina parámetro de penalización. El resorte se deflexará una cantidad Δ . Entre más alta sea la rigidez del contacto (k) menor será la penetración en la superficie de contacto. Se utiliza en la mayoría de los contactos *bonded* del modelo.

Para la formulación *Augmented Lagrange*, en las primeras iteraciones, el contacto es determinado en base a la rigidez de la penalización. Una vez que el equilibrio es establecido, se verifica la tolerancia a la penetración. En este punto, si es necesario, se aumenta la presión de contacto y se continúan las iteraciones. Por basarse en la formulación *Pure Penalty*, suele tener un tiempo de convergencia mayor, pero asegura la compatibilidad del contacto cuando se tiene grandes desplazamientos entre las superficies.

En cuanto al comportamiento de los contactos, se tienen 2 tipos en los modelos:

Bonded: Contacto que no permite la separación ni el deslizamiento entre superficies, simula dos superficies totalmente pegadas. Se utiliza en los contactos perno-cabeza, perno-tuerca, columna-diafragma, columna-placa corte, columna-ménsula. En general se utiliza en los sectores donde se supone uniones soldada, sin necesidad de modelar los filetes de soldaduras

Frictional: Contacto que permite la separación entre elementos, no así el deslizamiento libre, ya que queda en función del coeficiente de fricción, es decir, se genera una fuerza de roce contrario al desplazamiento del elemento. Si bien es cierto las especificaciones para pernos estructurales RCSC [2010], indica la magnitud del coeficiente de roce para superficies de acero ($\mu = 0.33$), ANSYS tiene problemas de convergencia cuando el coeficiente de roce es superior a 0.2 [Ansys Inc. 2011]. Por esta razón, se establece de manera conservadora un valor $\mu = 0.2$ para este trabajo de titulación.

Frictionless: Contacto que permite la separación en la dirección normal y el deslizamiento en la dirección tangencial entre superficies de contacto, sin producir fuerzas de roce entre los elementos. Este tipo de contacto se utilizó en el encuentro entre los pernos y las placas de empalme, diafragmas y alas de la viga.

4.5. Protocolo de carga

Según la normativa americana, la secuencia de carga cíclica para precalificar conexiones a momento incluye ciclos elásticos e inelásticos establecidos en el protocolo de carga AISC 341 [2010] Capítulo K. El protocolo es ejecutado controlando el ángulo de deriva de piso impuesto a la conexión. La normativa toma este protocolo en base al documento SAC/BD-97/02: *Protocol for Fabrication, Inspection, Testing and Documentation of Beam Column Connection Test and Other Experimental Specimens* [SAC. 1997]. La secuencia de carga prescrita no pretende representar las demandas presentadas por un terremoto particular, sino que se desarrolló sobre la base de una serie de análisis no lineales tiempo-historia de estructuras de acero de marcos a momento sometidas a una serie de entradas sísmicas. La respuesta inelástica del espécimen durante el ensayo depende en cierta medida de las características del protocolo, tales como la velocidad de aplicación de la carga y el procedimiento de aplicación de esta, siguiendo las recomendaciones que entrega la ATC-24; se definió la tasa de aplicación de la carga en 1 ciclo por cada 10 segundos, es decir, 0.1 Hz, frecuencia adecuada para visualizar los fenómenos ocurridos durante el desarrollo de los ensayos.

Tabla 4-1. Protocolo de carga establecido por las provisiones sísmicas.

PROTOCOLO DE CARGA AISC-341-10				
Numero de ciclos	Angulo de deriva de piso θ [rad]	Deflexión en el extremo libre de la viga [mm]	Tiempo en cada secuencia de ciclos [seg]	Tiempo acumulado [seg]
6	0.00375	13.73	60	60
6	0.005	18.30	60	120
6	0.0075	27.45	60	180
4	0.01	36.60	40	220
2	0.015	54.90	20	240
2	0.02	73.20	20	260
2	0.03	109.80	20	280
2	0.04	146.40	20	300
Se continua con incrementos de 0.01 de deformación, con 2 ciclos de paso si es necesario.				
Largo viga	3660 [mm]	para este caso en particular		
Frecuencia carga	0.1[Hz]			

Además del protocolo de carga cíclico, las mismas conexiones fueron sometidas a cargas monotónicas con el fin de observar con mayor detalle el comportamiento de la conexión, su mecanismo de falla y de esta manera obtener la curva momento-rotación. Para ello, se aplica un desplazamiento en el extremo libre de la viga de manera de alcanzar la rotación mínima exigida por las provisiones sísmicas para marcos especiales a momento, en el mismo intervalo de tiempo que en el protocolo anterior, es decir, durante 320 [seg].

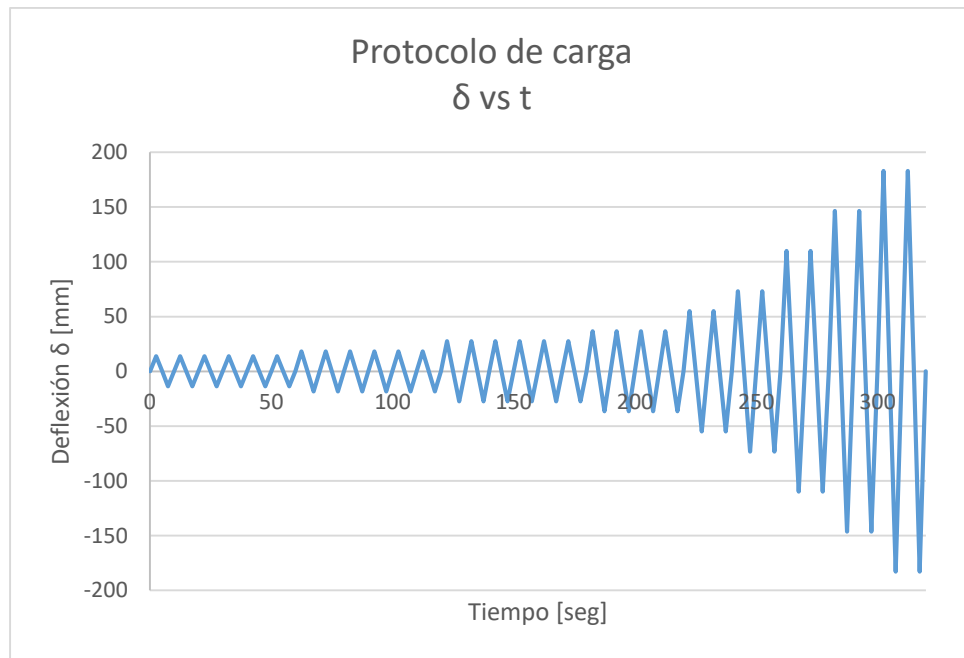


Gráfico 4-1. Protocolo de carga cíclica según AISC 341(2010).

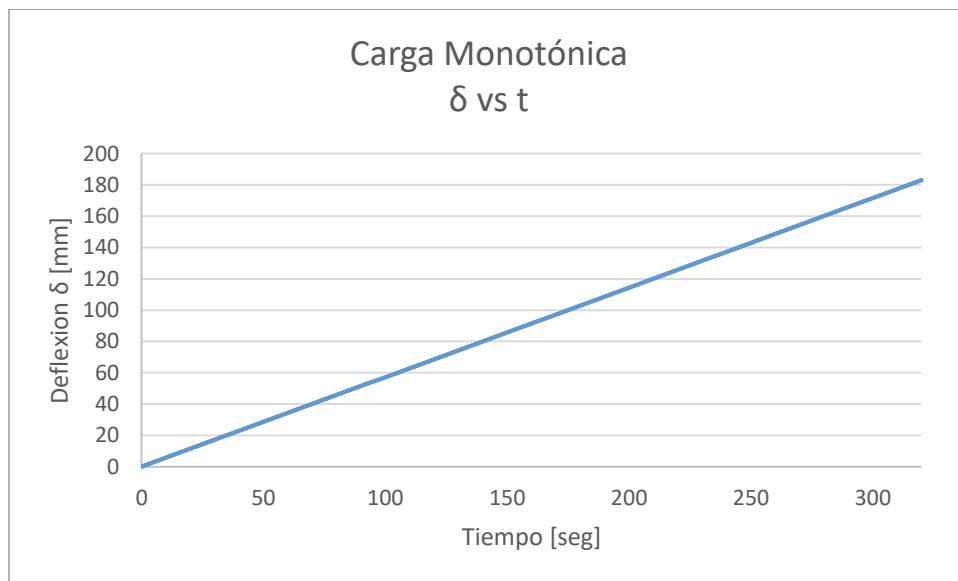


Gráfico 4-2. Protocolo de carga monotónica.

4.6. Tipo de elementos

Todos los modelos constan de diferentes tipos de elementos geométricos sólidos tridimensionales. A continuación, se detallan todos los elementos que conforman las conexiones:

CONEXION SEGÚN AISC358-10:

- 12 pernos en cada ala, los cuales trabajan a corte
- 5 pernos en el alma, los cuales trabajan a corte.
- 1 tuerca por cada perno utilizado.
- Viga modelada como un solo elemento.
- 2 diafragmas (externo y pasante)
- Placa extendida del diafragma para conectar la viga
- Columna de acero
- Núcleo de hormigón

CONEXIÓN SEGÚN DG9:

- 20 pernos en cada ala, los cuales trabajan a corte.
- 5 pernos en el alma de la viga, trabajando a corte.
- 5 pernos en el alma de la viga corta (ménsula), trabajando a corte.
- 1 tuerca por cada perno utilizado
- Viga modelada como un solo elemento.
- 2 diafragmas (externo y pasante)
- Columna de acero
- Núcleo de hormigón
- Ala extendida del diafragma para empalmar la viga
- Alma de la viga corta (ménsula) para empalmar el alma de la viga
- 6 placas de empalme de viga
- 1 placa de empalme de alma.
- 1 placa para nivelar el espesor del ala de la viga con el ala de la viga corta.

4.7. Relaciones constitutivas de los materiales

4.7.1. Hormigón

[Hu.2003] en su trabajo *Nonlinear Analysis of Axially Loaded Concrete-Filled Tube Columns with Confinement Effect* describe el comportamiento mediante elementos finitos de tres tipos de columnas rellenas de hormigón, entre ellas la columna rectangular, bajo carga axial [Figura 4-17].

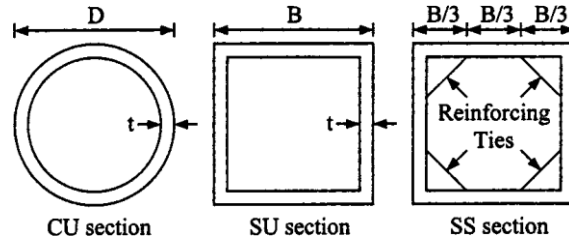


Figura 4-17. Columnas analizadas por [Hu. 2003].

El coeficiente de poisson del hormigón bajo carga axial en compresión se encuentra entre 0.15 y 0.22, con valores más representativos entre 0.19 y 0.2 [ASCE. 1982, citado en Hu.2003]. Para este trabajo se asume un valor de 0.2.

Cuando el hormigón presenta confinamiento lateral, la deformación última y la resistencia a la compresión aumentan considerablemente. La resistencia y la deformación del hormigón confinado se estiman mediante las fórmulas desarrolladas por Mander, Priestly y Park. [1988] [citado en Hu. 2003].

$$f_{cc} = f_c + k_1 f_1 \quad \text{Ec. 72}$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_c \left(1 + k_2 \frac{f_1}{f_c} \right) \quad \text{Ec. 73}$$

Donde:

f_{cc} = Resistencia a la compresión del hormigón en confinado.

f_c = Resistencia a la compresión del hormigón bajo carga uniaxial.

f_1 = Presión de confinamiento alrededor del núcleo de hormigón.

ε_{cc} = Deformación unitaria ultima en compresión del hormigón confinado.

ε_c = Deformación unitaria ultima en compresión del hormigón no confinado.

k_1 y k_2 = Constantes obtenidas mediante ensayos experimentales.

Para este trabajo de titulación, las constantes k_1 y k_2 adoptan el valor de 4.1 y 20.5 [Hu. 2003].

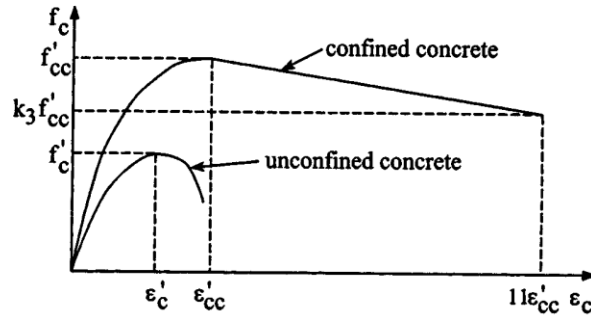


Figura 4-18. Curva característica de esfuerzo-deformación del hormigón [Hu. 2003].

Debido a que normalmente el hormigón dentro de las columnas tubulares está sometido a esfuerzos triaxiales de compresión, la falla del hormigón está controlada por una superficie de falla en compresión que se expande en función de la presión hidrostática. Para describir este comportamiento, se utiliza el criterio de fluencia de Drucker-Prager.

$$G = t - \frac{I_1}{3} \tan \beta - d = 0 \quad \text{Ec. 74}$$

$$I_1 = -\frac{(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)}{3} \quad \text{Ec. 75}$$

$$d = \left(1 - \frac{\tan \beta}{3}\right) f_{cc} \quad \text{Ec. 76}$$

$$t = \sqrt{J_2} \quad \text{Ec. 77}$$

$$J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2] \quad \text{Ec. 78}$$

Donde:

I_1 = Primer invariante del tensor de esfuerzos.

β = Parámetro determinado experimentalmente. Se utiliza como valor 20° [Wu. 2000].

J_2 = Segundo invariante del desviador de tensiones.

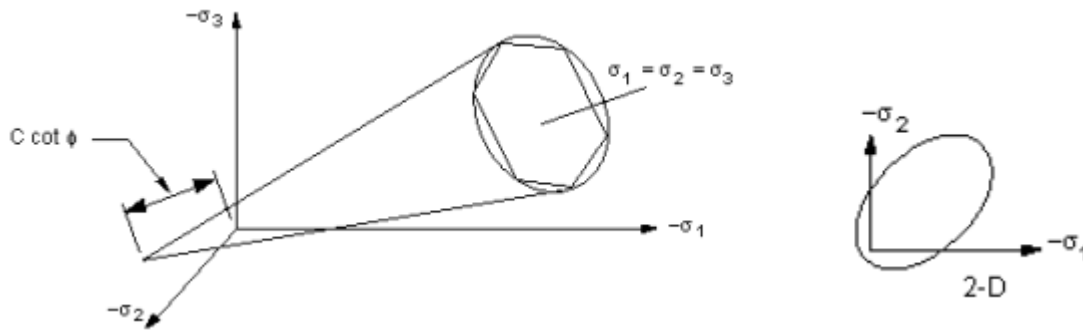


Figura 4-19. Superficie de fluencia de Drucker-Prager [ANSYS Inc. 2011].

En la figura se muestra la superficie de fluencia de Drucker Prager. La superficie de fluencia no cambia conforme fluye el material, por lo tanto, no hay una regla de endurecimiento y el material se comporta de manera elasto-plástico perfecto.

En un comienzo el coeficiente de Poisson del acero es mayor al del hormigón, por lo que se produce una leve separación de los materiales debido a una tasa de expansión mayor en el tubo de acero que en el hormigón. En esta etapa existe poca interacción entre los materiales y la carga es sostenida de forma independiente en cada material. Las tensiones a lo largo del tubo de acero permanecen aproximadamente constantes [Hurtado. 2015].

Cuando el hormigón ha alcanzado una deformación unitaria de aproximadamente 0.001 se producen micro fracturas, a raíz de las cuales se produce una expansión lateral y por lo tanto el núcleo de hormigón comienza a acercarse a la expansión constante del acero.

La expansión del hormigón reinicia la interacción entre ambos materiales, produciéndose tensiones triaxiales en este y biaxiales en el acero. Producto de esta interacción, las tensiones longitudinales en el tubo de acero pasan a ser función de las tensiones en el contacto hormigón-acero.

Es importante mencionar que mientras la expansión del hormigón tiene un efecto perjudicial en la capacidad longitudinal del acero, la capacidad de carga del componente de hormigón mejora, sobre todo en el caso de secciones circulares. En el caso de secciones rectangulares la resistencia adicional a la capacidad axial nominal se atribuye principalmente al endurecimiento post-deformación en el acero. De todas formas, el encoframiento que proporciona el perfil de acero al hormigón le otorga al sistema una mayor ductilidad y una mayor tenacidad. Para este caso en particular, debido a que la columna no estará sometida a cargas axiales (ya sea de compresión o tracción), la resistencia y el comportamiento del hormigón juega un papel más secundario en los análisis posteriores.

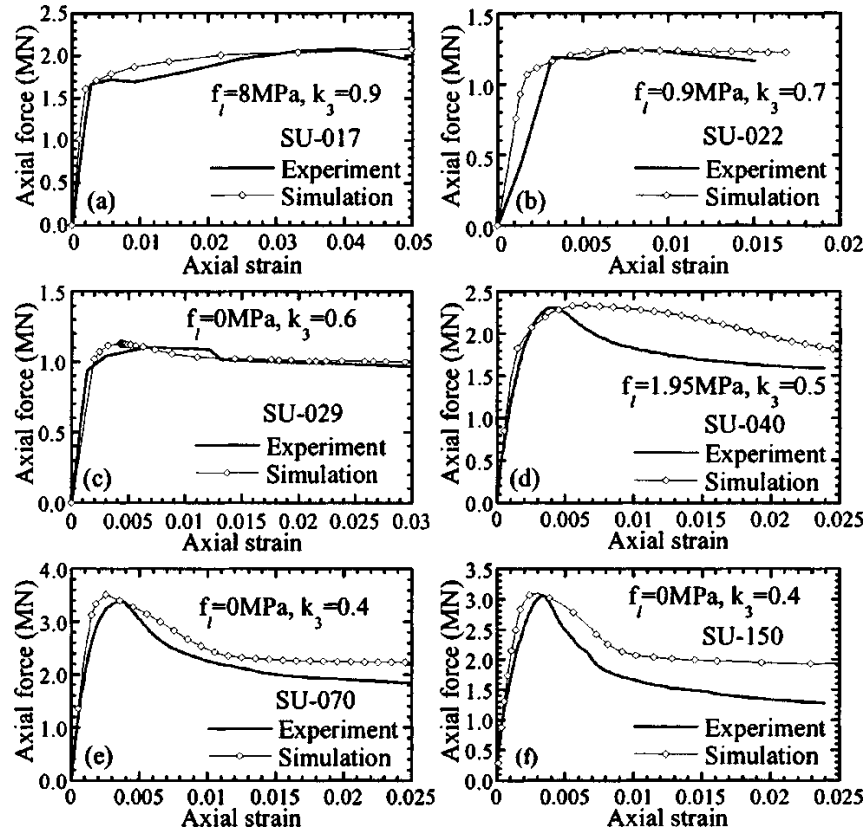


Figura 4-20. Carga axial vs deformación unitaria para las columnas RCFT [Hu. 2003].

Este bajo confinamiento en secciones rectangulares quedó al descubierto en los análisis realizados por [Hu. 2003], que propuso dos fórmulas empíricas en función de los resultados de simulaciones numéricas.

$$\frac{f_1}{f_y} = 0.055048 - 0.001885 \left(\frac{B}{t} \right) \quad 17 \leq B/t \leq 29.2 \quad \text{Ec. 79}$$

$$\frac{f_1}{f_y} = 0 \quad 29.2 \leq B/t \leq 150 \quad \text{Ec. 80}$$

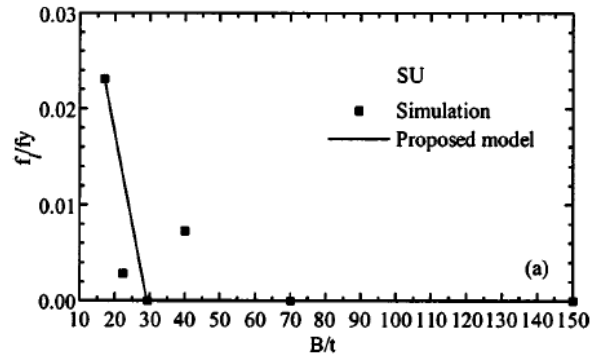


Figura 4-21. Curva confinamiento lateral vs esbeltez para columnas RCFT [Hu.2003].

Por lo tanto, debido a la baja capacidad de confinamiento de las columnas rectangulares, se considera que la resistencia última al hormigón es la resistencia a compresión no confinado, es decir:

$$f_{cc} = f_c \quad \text{Ec. 81}$$

4.7.2. Acero

Para el acero, se asumen los valores típicos recomendados por la AISC360-10 de coeficiente de poisson y módulo de elasticidad (0.3 y 200GPa, respectivamente). Debido a que el acero es sometido a esfuerzos multiaxiales, el comportamiento es descrito mediante el criterio de fluencia de Von-Mises en el cual se calculan las tensiones equivalentes en función de las tensiones principales del elemento.

$$\sigma_{vm} = \sqrt{3J_2} = \frac{1}{6} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2] \quad \text{Ec. 82}$$

El comportamiento no lineal del acero es modelado como una curva bilineal con endurecimiento isotrópico. La bilinealidad se escogió con el fin de acelerar el procesamiento de datos, mientras que el comportamiento de endurecimiento isotrópico es elegido por sobre otros por ser recomendado para problemas con grandes tensiones [ANSYS Inc. 2011].

En la **Tabla 4-2** se muestran los valores utilizados. Los valores para el acero A36, A500Gr.B y A490 corresponden a sus resistencias nominales.

Tabla 4-2. Propiedades para los distintos tipos de acero utilizados en el análisis

	A36	A500Gr.B	A490
E[GPa]	200	200	200
Fy[MPa]	250	317	896
Fu[Mpa]	400	400	1034
ε_u[%]	23	23	14

En base a los valores de la tabla anterior se determinan la deformación unitaria de fluencia y el módulo tangente que describe el comportamiento del material en el rango no lineal.

$$\varepsilon_y = \frac{F_y}{E} \quad \text{Ec. 83}$$

$$E_t = \frac{F_u - F_y}{\varepsilon_u - \varepsilon_y} \quad \text{Ec.84}$$

La mayoría de los programas para el análisis de elementos finitos, entre ellos ANSYS, requieren que las propiedades constitutivas de los materiales se ingresen en términos de curvas reales tensión – deformación para considerar el efecto de los cambios de volumen en rango plástico [Gallegos et al, 2017] [Lichtemberg, 2019] Por lo tanto, las deformaciones unitarias y tensiones nominales fueron convertidas a deformaciones unitarias y tensiones reales a partir de las siguientes expresiones:

$$\varepsilon_{real} = \ln(1 + \varepsilon) \quad \text{Ec. 85}$$

$$\sigma_{real} = \sigma(1 + \varepsilon) \quad \text{Ec. 86}$$

Donde, ε corresponde a la deformación unitaria nominal y σ a la tensión nominal.

Las propiedades elasto-plásticas de los materiales se definieron para todos los elementos de cada modelo. Para las tuercas solo se consideró su comportamiento en régimen elástico debido a que no se esperan deformaciones plásticas en estos componentes.

En ANSYS, las propiedades elásticas e inelásticas que integran la respuesta constitutiva de cada material se definen por separado. Las deformaciones plásticas reales se obtuvieron a partir de las correspondientes curvas reales tensión – deformación y restando la deformación elástica real, según se indica en la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_{real}^p = \varepsilon_{real} - \sigma_{real}/E \quad \text{Ec. 87}$$

Donde, ε_{real} son las deformaciones unitarias reales, σ_{real} corresponden a las tensiones reales, y E se refiere al módulo de Young o módulo de elasticidad.

A continuación, se presentan los valores a utilizar que definen el comportamiento no lineal de cada material:

Tabla 4-3. Relación constitutiva para el acero ASTM A36.

Valores Nominales		Valores Reales		Deformaciones Plásticas	
ε [mm/mm]	σ [MPa]	ε_{real} [mm/mm]	σ_{real} [MPa]	ε_{real}^p [mm/mm]	σ_{real} [MPa]
0	0	0	0		
0.00125	250	0.00125	250	0.000002	250
0.23	400	0.2070	492	0.2046	492

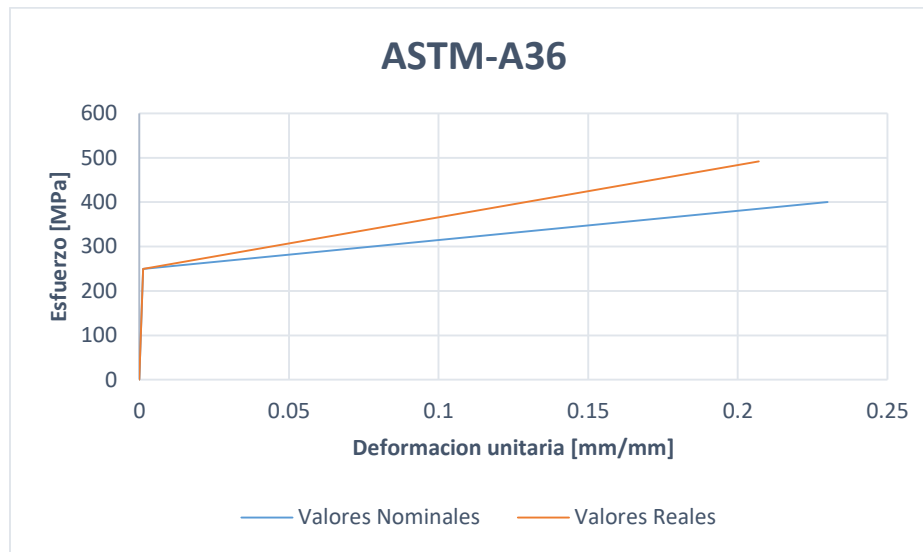


Gráfico 4-3. Curva bilineal Esfuerzo-deformación del acero ASTM A36.

Tabla 4-4. Relación constitutiva para pernos ASTM A490.

Valores Nominales		Valores Reales		Deformaciones Plásticas	
ε [mm/mm]	σ [MPa]	ε_{real} [mm/mm]	σ_{real} [MPa]	ε_{real}^p [mm/mm]	σ_{real} [MPa]
0	0	0	0		
0.0045	896	0.0045	900	0.000003	900
0.14	1034	0.13	1179	0.125	1179



Gráfico 4-4 Curva bilineal Esfuerzo-deformación del acero para pernos ASTM A490.

Tabla 4-5. Relación constitutiva para el acero ASTM A500 Gr.B.

Valores Nominales		Valores Reales		Deformaciones Plásticas	
ε [mm/mm]	σ [MPa]	ε_{real} [mm/mm]	σ_{real} [MPa]	ε_{real}^p [mm/mm]	σ_{real} [MPa]
0	0	0	0		
0.00159	317	0.00159	318	0.0000037	318
0.23	400	0.207	492	0.2046	492

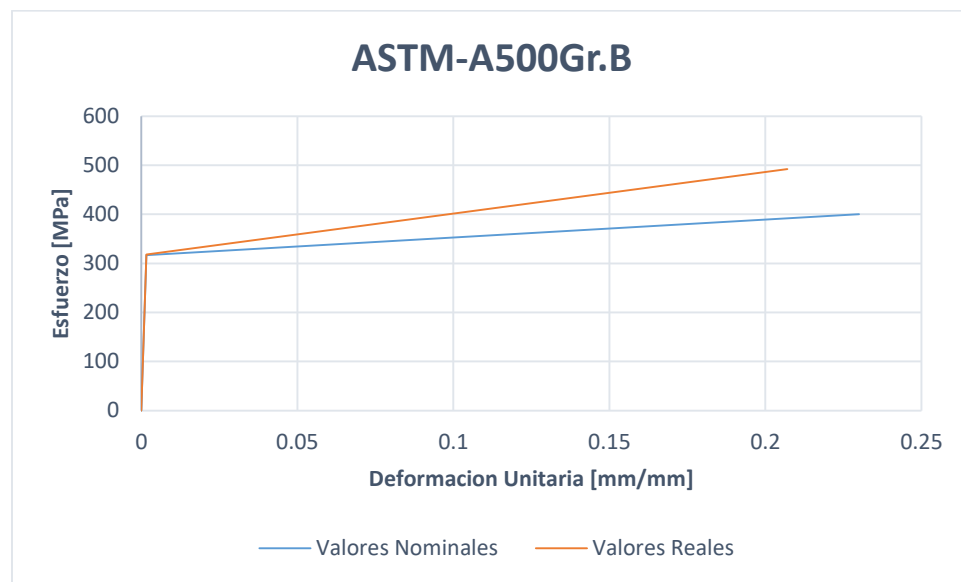


Gráfico 4-5 Curva bilineal Esfuerzo-deformación del acero ASTM A500 Gr.B.

4.8. Condiciones de Borde

Para cada modelo desarrollado se asignaron varias restricciones a los grados de libertad de columna y viga, esto con el fin de lograr un modelo lo más cercano a la realidad [Figura 4-22].

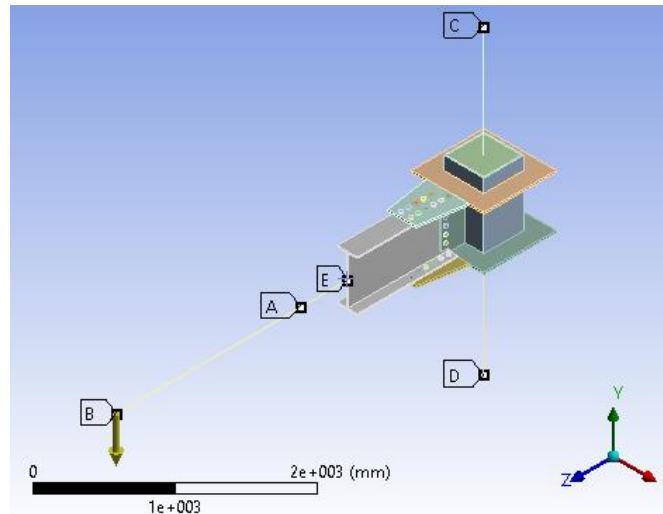


Figura 4-22. Condiciones de borde para cada conexión.

La **Figura 4-22** contiene todas las condiciones de borde impuestas. En primer lugar, se restringió el desplazamiento en todas las direcciones (x, y, z) y el giro en torno al eje Y al eje Z, liberando la rotación solamente en torno al eje X (Puntos C y D). Las cargas cíclicas y monotónicas se aplicarán de forma vertical (Dirección $\pm Y$) en el extremo libre de la viga. Para este punto se asignó la restricción de desplazamiento en dirección x, además de restringir el giro en torno al eje Z e Y (Punto B). Mismas condiciones fueron aplicadas al punto de arriostamiento de la viga (Punto A). La unión entre el elemento *BEAM188* y *SOLID186* (Punto E) fue posible gracias al contacto de tipo joint, que permite una unión completamente rígida entre estos dos elementos.

4.9. Mallado

El mallado de los elementos o *mesh* se definió de manera de evitar las concentraciones de esfuerzos. Sin embargo, esta concentración de esfuerzos fue inevitable en algunos sectores debido a que existen puntos de triple contacto, como el sector del perno con la viga y las placas de empalme, o el sector de las columnas con el núcleo de hormigón y los diafragmas. Sin embargo, estas concentraciones no influyeron mayoritariamente en los modos de fallas analizados.

En promedio, cada modelo posee aproximadamente 60000 elementos y 300000 nodos. Esto se debe principalmente al refinamiento que tuvo que realizarse en el sector de los pernos que empalman las alas y el alma de la viga para evitar problemas de convergencia [ANSYS inc. 2011].

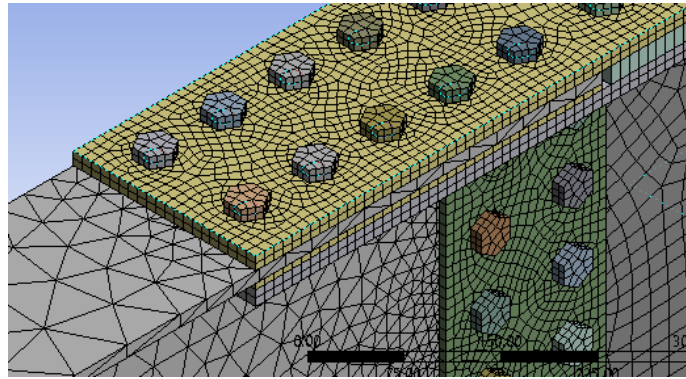


Figura 4-23. Ejemplo de refinamiento de mallado realizado en los empalmes de ala.

Se aplicaron dos tipos de refinamiento:

Element Size: Reducción de tamaño de los elementos a un tamaño máximo especificado. Puede ser en función de un tamaño específico, una cantidad definida de divisiones o una esfera de influencia.

Details of "placa corte" - Sizing

Scope

Scoping Method

Geometry Selection

Geometry

1 Body

Definition

Suppressed

No

Type

Element Size

☐ Element Size

10. mm

Behavior

Soft

Figura 4-24. Comandos para el mallado tipo element size

Contact Sizing: Similar al tipo *element size*, solo que en este caso se busca refinar el sector donde los elementos entran en contacto.

Details of "viga - perno9" - Contact Sizing		
[-] Scope		
Contact Region	Frictional - viga To perno9	
[-] Definition		
Suppressed	No	
Type	Element Size	
☐ Element Size	5. mm	

Figura 4-25. Comandos para el mallado tipo *contact sizing*.

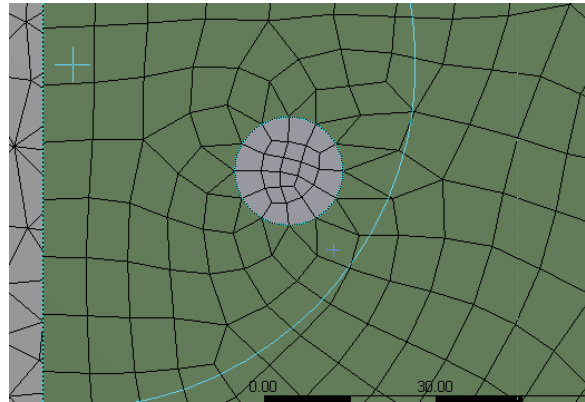


Figura 4-26. Ejemplo de refinamiento de mallado entre el agujero y el perno.

4.10. Pretensión de pernos

Los pernos se pretensaron según las recomendaciones del capítulo J del AISC 360 [2010]. Para el caso de los pernos ASTM A490 con un diámetro de $\frac{3}{4}$ " deben ser pretensados a una tensión de 18.25[Tonf]. Este pretensionamiento debe hacerse a cada perno a través de un elemento PREST179. Esta etapa de pretensión es previa a las cargas cíclicas y monotónicas, y permanece constante en el tiempo.

4.11. Tiempo de procesamiento

Para el análisis con carga cíclica, fue necesario utilizar un computador con un procesador de ocho núcleos Intel® Core™ i7-7700 CPU @ 3.60GHz (8 CPUs) y 64Gb de memoria RAM. Mientras que los modelos con carga monotónica tardaron cerca de 36 horas (alrededor de un día y medio) en compilar, los modelos con carga cíclica fueron notoriamente más complejos por la cantidad de elementos y nodos, necesitando cerca de 3 semanas.

5. RESULTADOS

Las dimensiones de la viga y la columna utilizadas en esta investigación fueron extraídas de los análisis sísmicos realizados por Borquez [2017] en su memoria de título “Estudio de la respuesta sísmica en edificios de marcos con columnas RCFT”, específicamente los elementos diseñados para un edificio de 4 pisos emplazados teóricamente en sectores que clasifican como zona sísmica 3, suelo tipo C y de categoría II según NCh.433of.96Mod.2009. Las dimensiones de los elementos diseñados en este trabajo de investigación se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 5-1. Propiedades geométricas y mecánicas de los elementos analizados

Propiedades de la viga	Diafragma Externo AISC 358-10	Diafragma Pasante AISC 358-10	Diafragma Externo DG9	Diafragma Pasante DG9
$H_b [mm]$	500	500	500	500
$b_b [mm]$	200	200	200	200
$t_f [mm]$	12	12	12	12
$t_w [mm]$	8	8	8	8
$F_{yb} [MPA]$	250	250	250	250
$F_{ub} [MPA]$	400	400	400	400
C_{pr}	1.2	1.2	1.2	1.2
R_y	1.3	1.3	1.3	1.3
$L_b [m]$	3.66	3.66	3.66	3.66
Propiedades de la columna				
$h_c [mm]$	400	400	400	400
$t_c [mm]$	12	12	12	12
$F_{yc} [MPA]$	317	317	317	317
$F_{uc} [MPA]$	400	400	400	400
$L_c [m]$	3	3	3	3
Propiedades de los pernos				
$d_b [in]$	3/4	3/4	3/4	3/4
$F_{yb} [MPA]$	896	896	896	896
$F_{ub} [MPA]$	1034	1034	1034	1034
Propiedades del Diafragma				
$t_d [mm]$	18	18	18	18
$h_d [mm]$	160	60	60	60
$d_{h.d} [mm]$		200		200
$F_{yd} [MPA]$	250	250	250	250
$F_{ud} [MPA]$	400	400	400	400

5.1. Análisis con carga monotónica

5.1.1. Diafragma externo AISC358-10

La **Tabla 5-2** muestra un resumen de los resultados teóricos obtenidos en el diseño de la conexión. Se aprecia que la capacidad del perfil y la conexión superan el valor de la demanda. La resistencia de las placas de empalme de las alas corresponde a la resistencia mínima obtenida según la AISC360 [2010] para los diferentes modos de falla de placas de conexión, que en este caso corresponde a la resistencia por bloque de corte.

Tabla 5-2. Resistencia y demanda del diafragma externo AISC358-10.

Flexión en la cara de la columna	
DEMANDA	
M_{cf} [Tonf*m]	84.51
F_{pr} [Tonf]	163.15
RESISTENCIA	
Placas de empalme de las alas	
ϕR_{nmin} [Tonf]	170.38

Tabla 5-3. Resistencia y demanda de la zona panel.

Cortante Zona Panel	
DEMANDA	
M_{b1} [Tonf*m]	84.51
M_{b2} [Tonf*m]	0
V_{c1} [Tonf]	0
V_{c2} [Tonf]	0
V_{cw} [Tonf]	175.34
RESISTENCIA	
β	2.03
A_{cw} [cm ²]	86.79
A_{cp} [cm ²]	1426.42
V_{cwa} [Tonf]	281.54

En el caso de las conexiones diseñadas mediante la AISC358[2010], no es posible cuantificar la resistencia del diafragma (ya sea externo o pasante) alrededor de la columna, por lo que es necesario apoyarse en diversas publicaciones que han abordado este tema.

Vulcu et al. [2017] Realizaron una serie de ensayos y simulaciones numéricas de conexiones con diafragma externo, entregando importantes recomendaciones de diseño para su dimensionamiento. Esta conexión fue la de mayores dimensiones con el propósito de inducir la falla en la viga a través de rotulas plásticas, sin afectar mayormente los diafragmas y la columna.



Figura 5-1. Conexión RCFT con diafragma externo [Vulcu et al. 2017].

Por lo tanto, para su dimensionamiento se tomaron en cuenta las siguientes recomendaciones:

- El espesor del diafragma externo t_{ed} debe ser mayor o igual que el espesor del ala de la viga
- El ancho del diafragma externo b_{ed} no debe ser inferior que $0.4b_c$, donde b_c corresponde al ancho de la columna.
- El ancho de la placa de conexión del ala de la viga b_{cp} (*cover plate*) no debe ser inferior que el ancho de la columna, ni tampoco superior al ancho del diafragma más dos veces el ancho de la columna, es decir:

$$b_c < b_{cp} < (b_c + 2b_{ed})$$

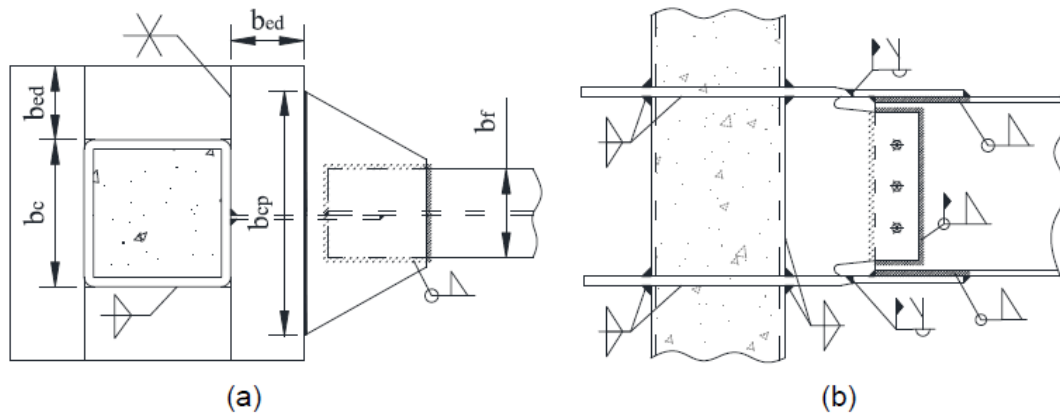


Figura 5-2. Detalles de conexiones ensayadas por Vulcu et al. [2017].

Todas las conexiones se diseñaron de manera que la mayor disipación de energía ocurriese en la viga mediante la formación de rotulas plásticas. Esta filosofía de diseño obedece a la idea de evitar fallas en sectores donde pondrían en riesgo la integridad de la estructura, como la formación de rotulas plásticas en la columna o una excesiva deformación de la zona panel.

En la siguientes imágenes se muestran la distribución de tensiones de Von-Mises equivalentes para cada una de las conexiones:

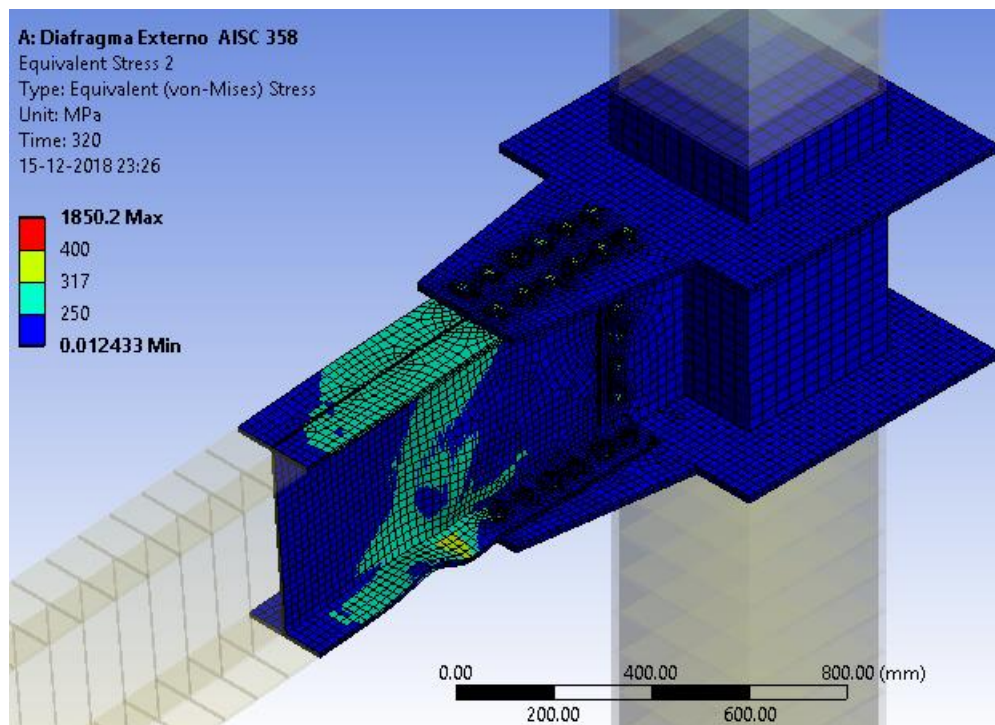


Figura 5-3. Mecanismo de falla de la conexión con diafragma externo.

Cuando se produce la rótula plástica en la viga, los diafragmas cerca de la columna todavía están en el rango elástico de esfuerzos muy cerca de la fluencia. Se aprecia que la zona crítica del diafragma no es la placa que conecta las alas de la viga (*cover plate*) sino más bien la zona comprendida entre el atiesador transversal y la cara frontal de la columna. La principal razón de crear un diagrama externo con estas características es prevenir la falla temprana de este y así transmitir correctamente la carga de la viga hacia la columna. Los pernos de conexión no se vieron mayormente comprometidos a nivel de esfuerzos y deformaciones plásticas durante la simulación, salvo los orificios en el sector de los pernos más alejados de la cara de la columna, donde se esperaba cierto grado de aplastamiento producto del giro de la viga.

Cabe mencionar que el máximo valor de tensión de Von Mises (1850.2 MPa) corresponde al sector donde entra en contacto el ala superior de la viga con la tuerca del perno más alejado de la cara de la columna. Esto se debe principalmente a la excesiva concentración de tensiones debido a la geometría de la tuerca. Sin embargo, esto no afecta el comportamiento general de la conexión, por lo que no se realizaron cambios para estos elementos.

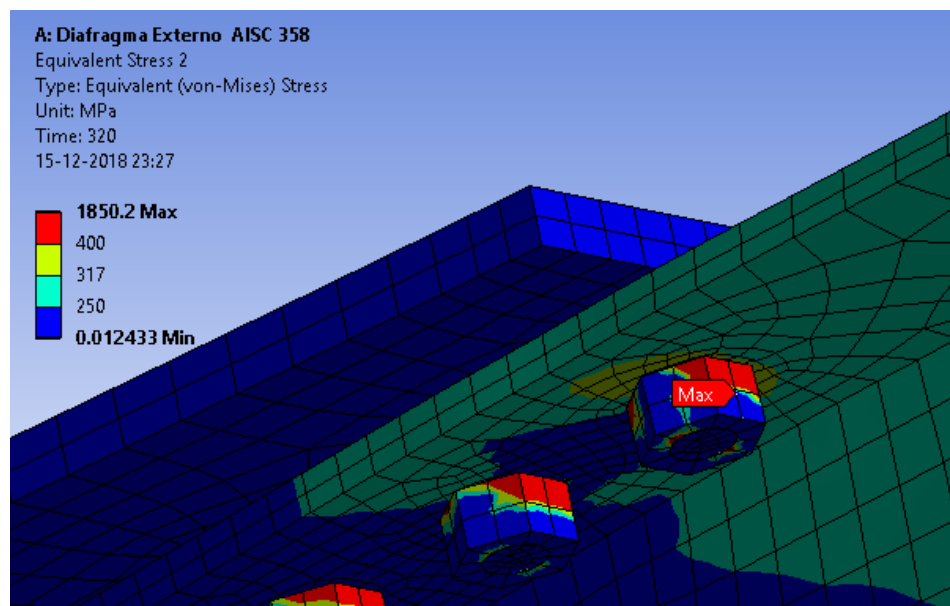


Figura 5-4. Concentración de tensiones en una de las tuercas de conexión.

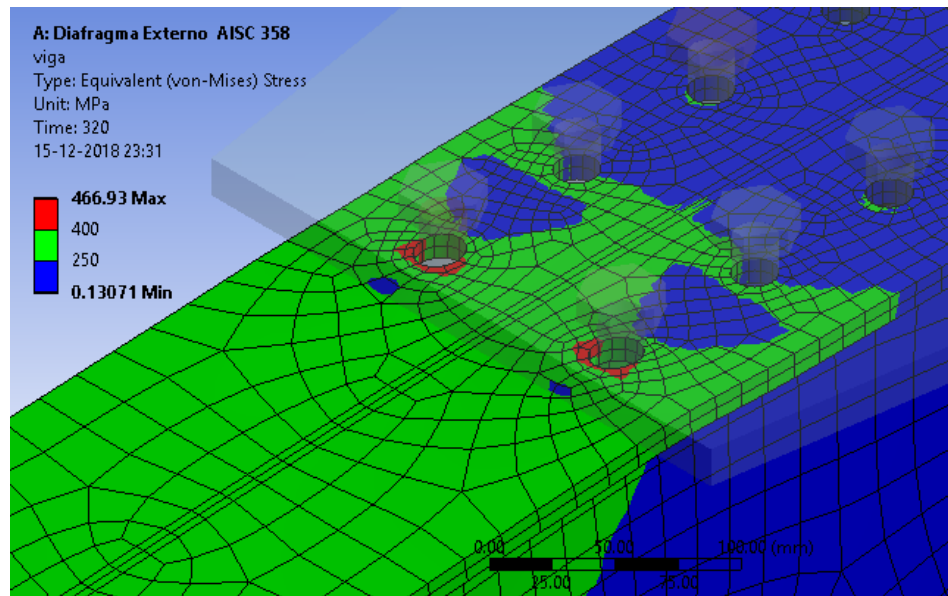


Figura 5-5. Sector donde se esperaba falla por aplastamiento.

En el caso del hormigón de relleno, si bien no es un elemento que aporte resistencia directa a la conexión, evita fallas tempranas en la columna como por ejemplo el punzonamiento en la pared del tubo.

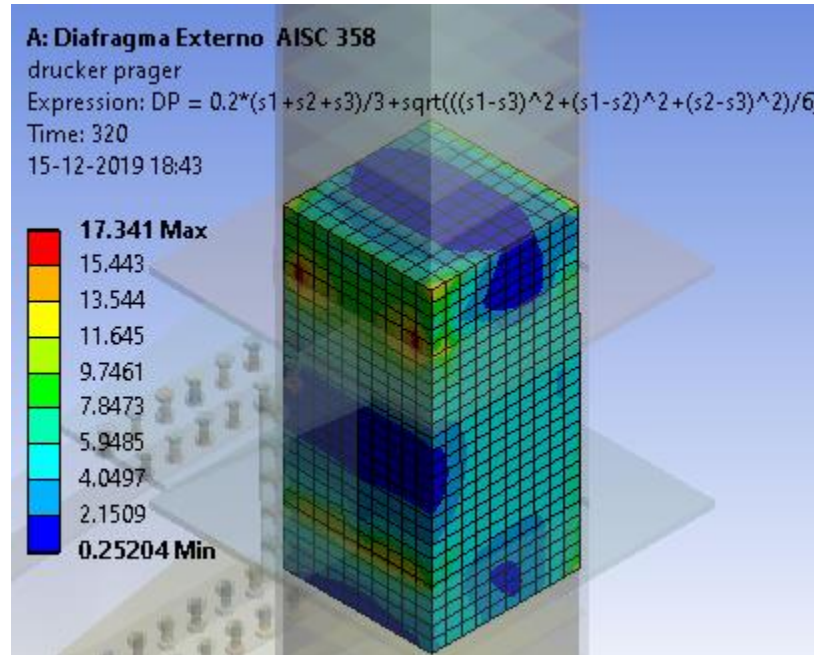


Figura 5-6.Esfuerzos máximos generados en el hormigón de relleno.

En la figura se aprecia que la flexión excesiva de la viga provoca el aplastamiento en la zona inferior de la conexión debido a la compresión que ejerce el diafragma sobre esta zona. Aunque la

deformación unitaria del hormigón en esta zona supere el 0.003, el encoframiento continuo de la columna evita que se desprenda material y por lo tanto que se separe, lo que no afecta significativamente la resistencia de la conexión en general.

5.1.2. Diafragma pasante AISC358-10

En la **Tabla 5-4** se presentan los resultados obtenidos del diseño a flexión en la cara de la columna. Se aprecia que la capacidad del perfil y la conexión superan el valor de la demanda. La resistencia de las placas de empalme de las alas corresponde a la resistencia mínima obtenida según la AISC360 [2010] para resistencias de placas de conexión, que en este caso corresponde a la resistencia por bloque de corte.

Tabla 5-4. Resistencia y demanda del Diafragma Pasante AISC358-10.

Flexión en la cara de la columna	
DEMANDA	
M_{cf} [Tonf*m]	80.62
F_{pr} [Tonf]	155.63
RESISTENCIA	
Placas de empalme de las alas	
ϕR_{nmin} [Tonf]	170.38

Tabla 5-5. Resistencia y demanda de la zona panel.

Cortante Zona panel	
DEMANDA	
M_{b1} [Tonf*m]	80.62
M_{b2} [Tonf*m]	0
V_{c1} [Tonf]	0
V_{c2} [Tonf]	0
V_{cw} [Tonf]	167.25
RESISTENCIA	
β	2.03
A_{cw} [cm ²]	86.79
A_{cp} [cm ²]	1426.42
$V_{c wd}$ [Tonf]	281.54

El análisis con carga monotónica del conjunto muestra el siguiente comportamiento:

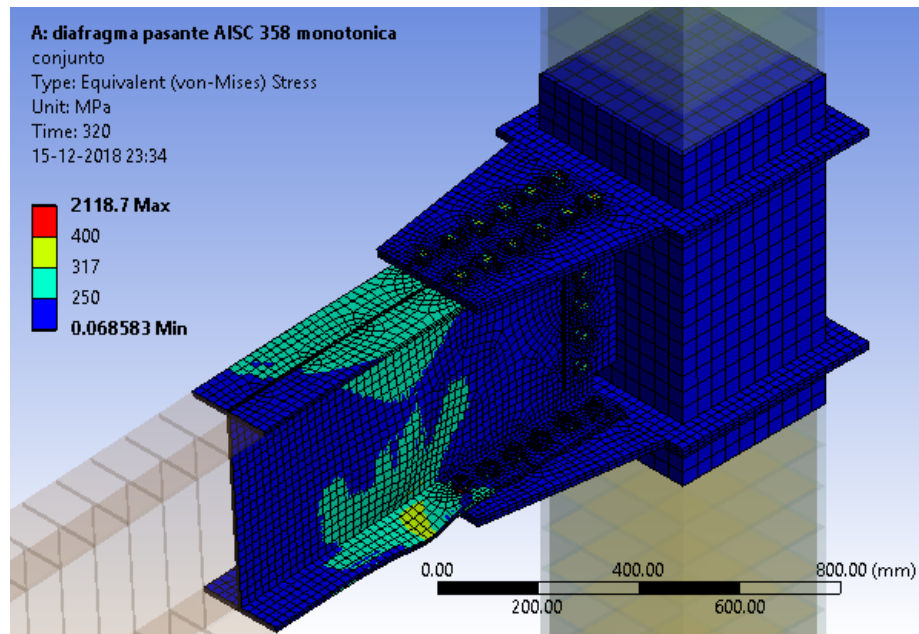


Figura 5-7. Zonas de fluencias en la conexión con diafragma pasante.

Se observa que esta configuración presenta un comportamiento muy similar a la conexión anterior, sin embargo, las dimensiones del diafragma medido desde la cara externa de la columna son mucho menores, por lo que, estéticamente hablando, resulta más favorable ya que no utiliza tanto espacio como la anterior, además resulta más conveniente a la hora de transportar.

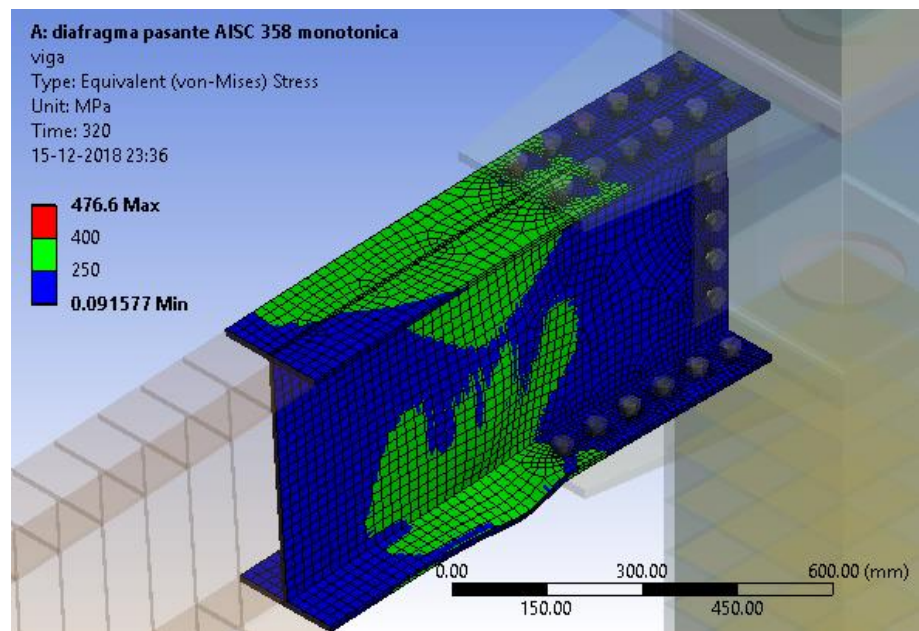


Figura 5-8. Comportamiento de la viga.

Adicionalmente, posee la ventaja de transmitir directamente la carga de la viga a la sección transversal de la columna y al núcleo de hormigón (**Figura 5-9**). Se asume que la soldadura que une ambos elementos permite transmitir satisfactoriamente las cargas entre diafragmas y columna.

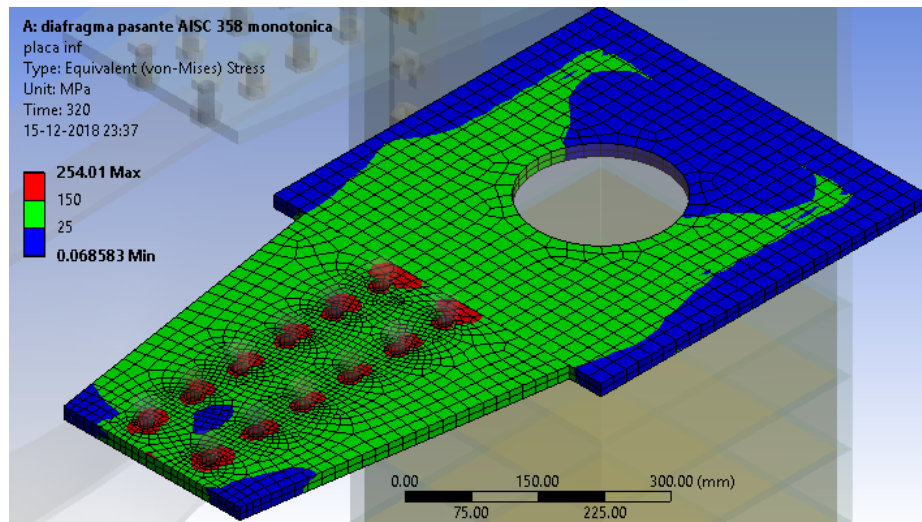


Figura 5-9. Esfuerzos generados en el sector de la soldadura.

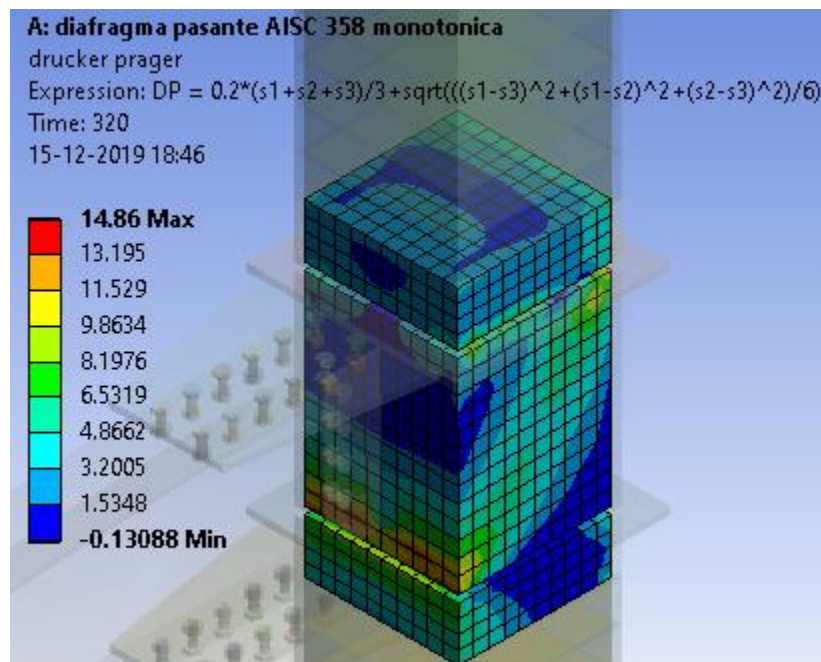


Figura 5-10 Comportamiento de la zona panel en el núcleo de hormigón.

5.1.3. Diafragma externo DG9

En la **Tabla 5-6** se presentan los resultados obtenidos del diseño a flexión en la cara de la columna. Se aprecia que la capacidad del perfil y la conexión superan el valor de la demanda. La resistencia de las placas de empalme de las alas corresponde a la resistencia mínima obtenida según la AISC360 [2010] para resistencias de placas de conexión, que en este caso corresponde a la resistencia por fluencia del área bruta de la placa.

Tabla 5-6. Resistencia y demanda del Diafragma Externo DG9.

Flexión en la cara de la columna	
DEMANDA	
M_{cf} [Tonf*m]	69.12
P_{mf} [Tonf]	143.4
RESISTENCIA	
M_{bfu} [Tonf]	142.06
M_{bfu} [Tonf]	14.19
$M_{bfu} + M_{bwu}$ [Tonf]	156.26
M_{cfia} [Tonf]	164.26
Diafragma Externo	
P_{bf} [Tonf]	159.72
Placas de empalme de las alas	
ϕR_{nmin} [Tonf]	143.76

Tabla 5-7. Resistencia y demanda de la zona panel.

Cortante Zona panel	
DEMANDA	
M_{b1} [Tonf*m]	69.12
M_{b2} [Tonf*m]	0
V_{c1} [Tonf]	0
V_{c2} [Tonf]	0
V_{cw} [Tonf]	143.4
RESISTENCIA	
β	2.03
A_{cw} [cm ²]	86.79
A_{cp} [cm ²]	1426.42
V_{cwd} [Tonf]	281.54

En este caso, se incorpora la resistencia del diafragma externo en función de la carga axial transmitida por las alas de la viga P_{bf} .

El análisis con carga monotónica del conjunto muestra el siguiente comportamiento:

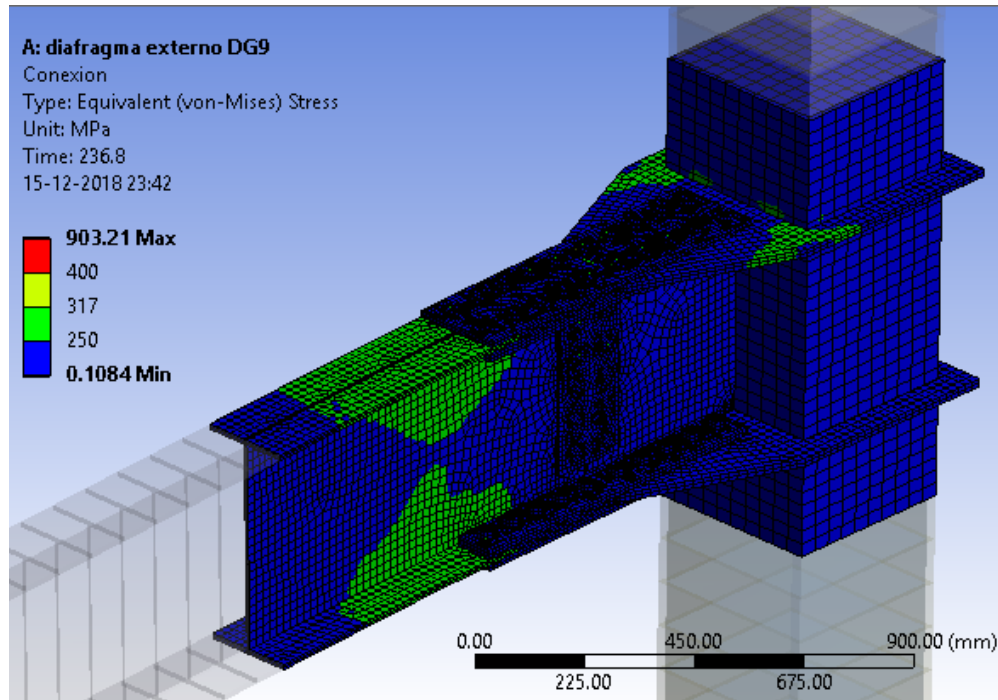


Figura 5-11. Comportamiento global de la conexión con diafragma externo.

A diferencia de las conexiones diseñadas con la guía de diseño de conexiones precalificadas AISC358 [2010], un buen comportamiento disipativo no solo se consigue induciendo rótulas plásticas en la viga, sino que además se consigue tomando en cuenta el aporte de otros elementos que la componen, como los empalmes de alas, de alma y la viga corta(ménsula), sin que esto genere un riesgo para la estructura.

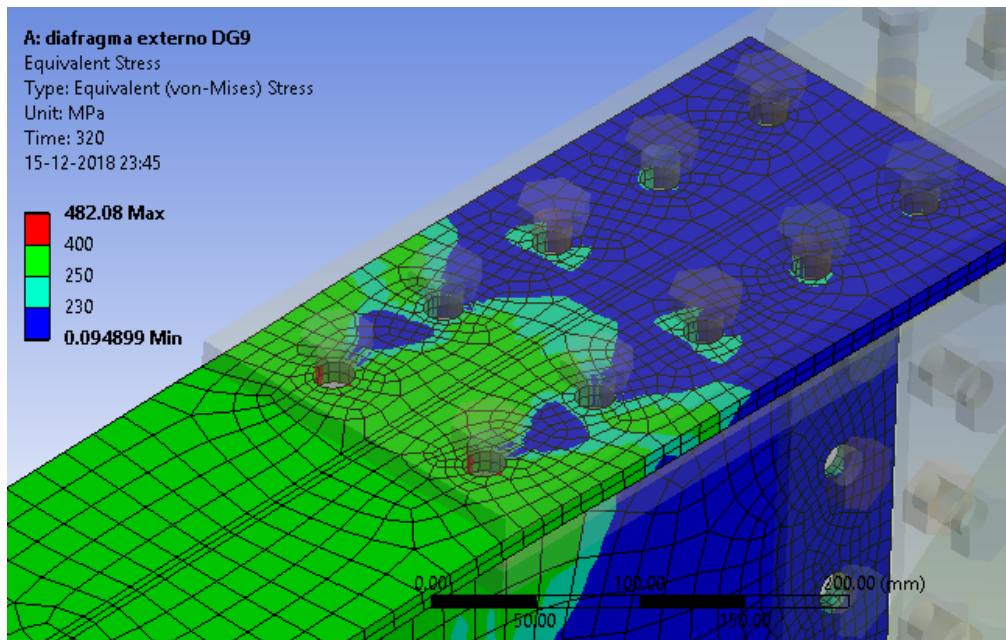


Figura 5-12. Esfuerzos generados en la viga.

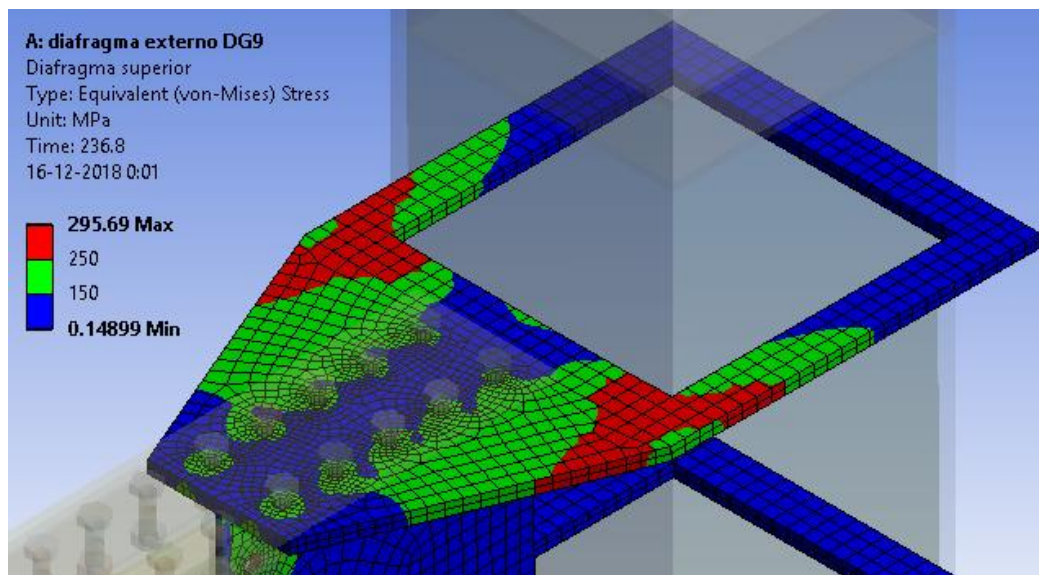


Figura 5-13. Esfuerzos generados en el diafragma externo.

Las zonas en color rojo de la **Figura 5-13** corresponden al sector donde el diafragma ha alcanzado el esfuerzo de fluencia (~ 250 MPa), estas zonas son las que contribuyen con la disipación de energía del sistema. Pese a que los esfuerzos en el diafragma no superan el esfuerzo ultimo (~ 400 MPa), las dimensiones de este no son capaces de evitar el excesivo aplastamiento del hormigón en el interior, lo que se traduce en una degradación de la resistencia y, por lo tanto, una posible disminución de la ductilidad del sistema (**Figura 5-14**).

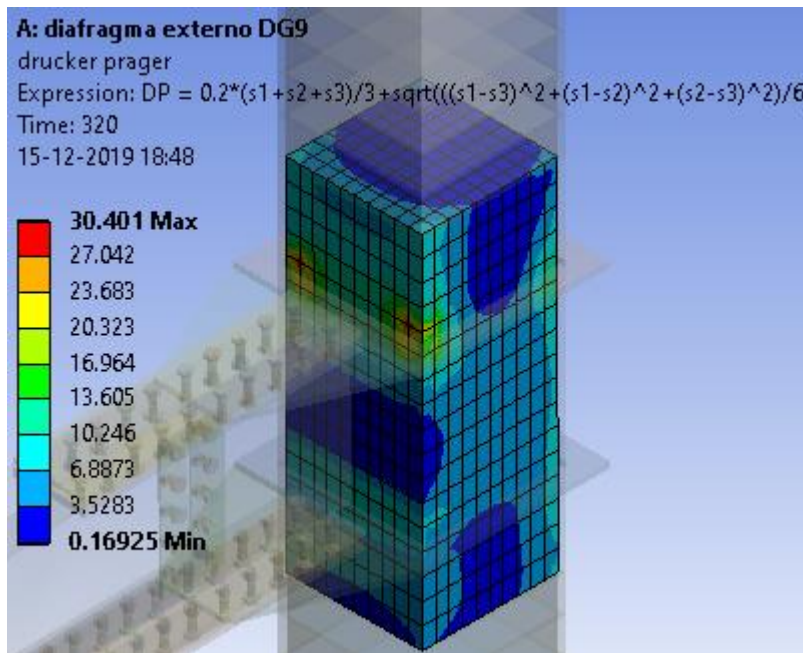


Figura 5-14. Concentraci3n de tensiones en el hormig3n.

El m1ximo valor de esfuerzo en el hormig3n se presenta en el sector cerca de las esquinas del diafragma superior. Una manera de evitar esta excesiva concentraci3n de tensiones en el hormig3n seria aumentando las dimensiones del diafragma, de esta manera se lograr1a mayor robustez en el sector donde lo requiera.

5.1.4. Diafragma pasante DG9

En la **Tabla 5-8** se presentan los resultados obtenidos del dise1o a flexi3n en la cara de la columna. Se aprecia que la capacidad del perfil y la conexi3n superan el valor de la demanda. La resistencia de las placas de empalme de las alas corresponde a la resistencia m1nima obtenida seg3n la AISC360 para resistencias de placas de conexi3n, que en este caso corresponde a la resistencia por fluencia del 1rea bruta de la placa.

Tabla 5-8. Resistencia y demanda del Diafragma Pasante DG9

Flexión en la cara de la columna	
DEMANDA	
M_{cf} [Tonf*m]	69.12
P_{mf} [Tonf]	143.4
RESISTENCIA	
M_{bfu} [Tonf]	55.03
M_{bfu} [Tonf]	14.19
$M_{bfu} + M_{bwu}$ [Tonf]	69.22
M_{cfia} [Tonf]	74.64
Diafragma Externo	
P_{bf} [Tonf]	159.72
Placas de empalme de las alas	
ϕR_{nmin} [Tonf]	143.76

Tabla 5-9. Resistencia y demanda de la zona panel.

Cortante Zona panel	
DEMANDA	
M_{b1} [Tonf*m]	69.12
M_{b2} [Tonf*m]	0
V_{c1} [Tonf]	0
V_{c2} [Tonf]	0
V_{cw} [Tonf]	143.4
RESISTENCIA	
β	2.03
A_{cw} [cm ²]	86.79
A_{cp} [cm ²]	1426.42
$V_{c wd}$ [Tonf]	281.54

En este caso, se incorpora la resistencia del diafragma externo en función de la carga axial transmitida por las alas de la viga P_{bf} .

El análisis con carga monotónica del diafragma pasante diseñado con la guía de diseño N°9 muestra el siguiente comportamiento:

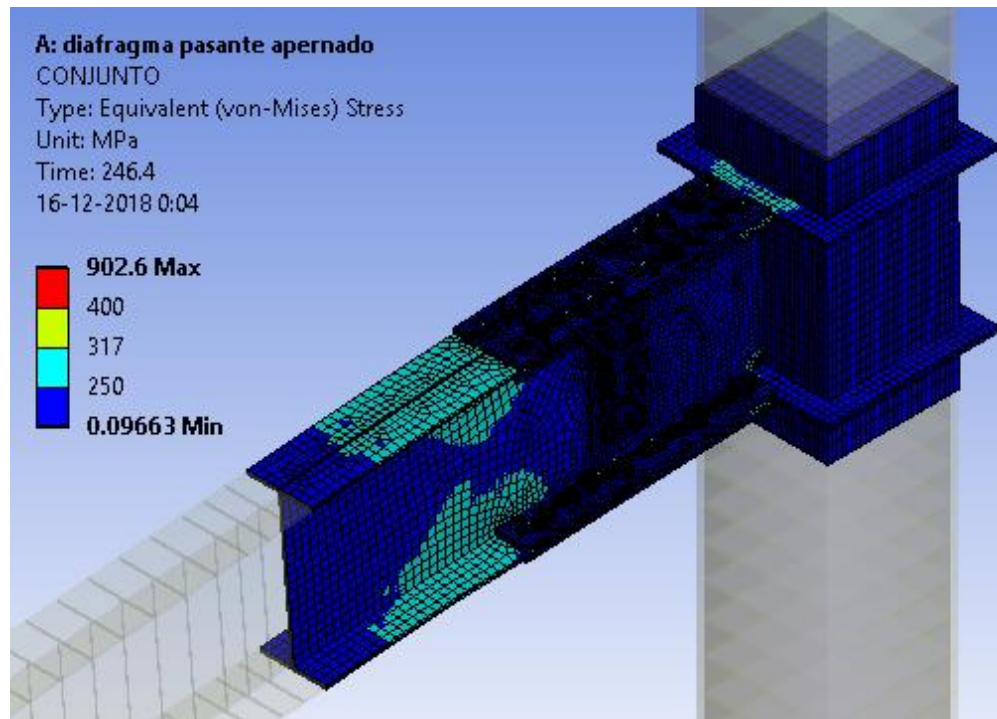


Figura 5-15. Comportamiento global de la conexión con diafragma pasante.

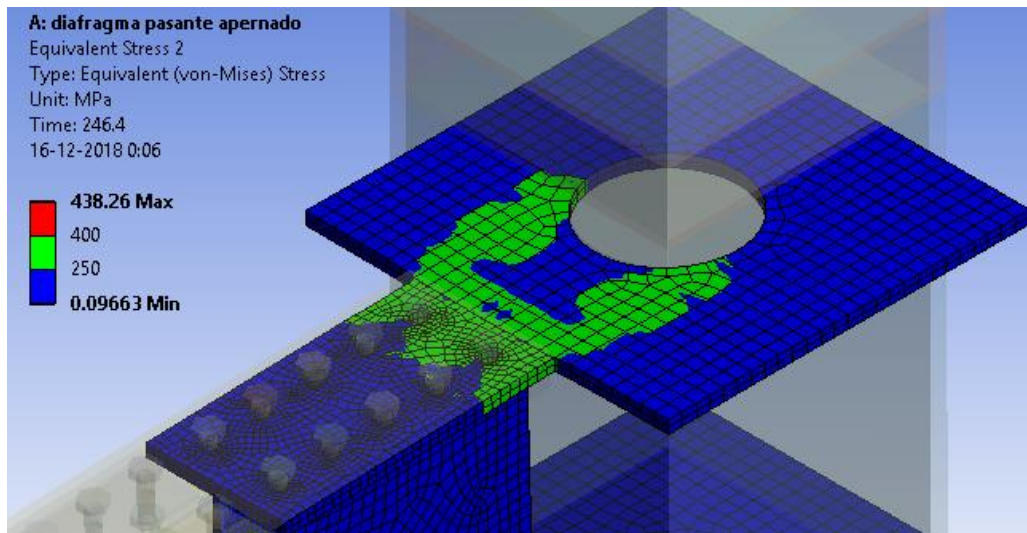


Figura 5-16. Esfuerzos generados en la placa del diafragma pasante.

Similar a la conexión con diafragma externo DG9, la disipación de energía no ocurre únicamente en el sector de la viga donde se produce rótulas plásticas, sino que además en los sectores del empalme y la viga corta. La guía de diseño N°9 considera que en la resistencia a momento también participa el alma de la viga corta.

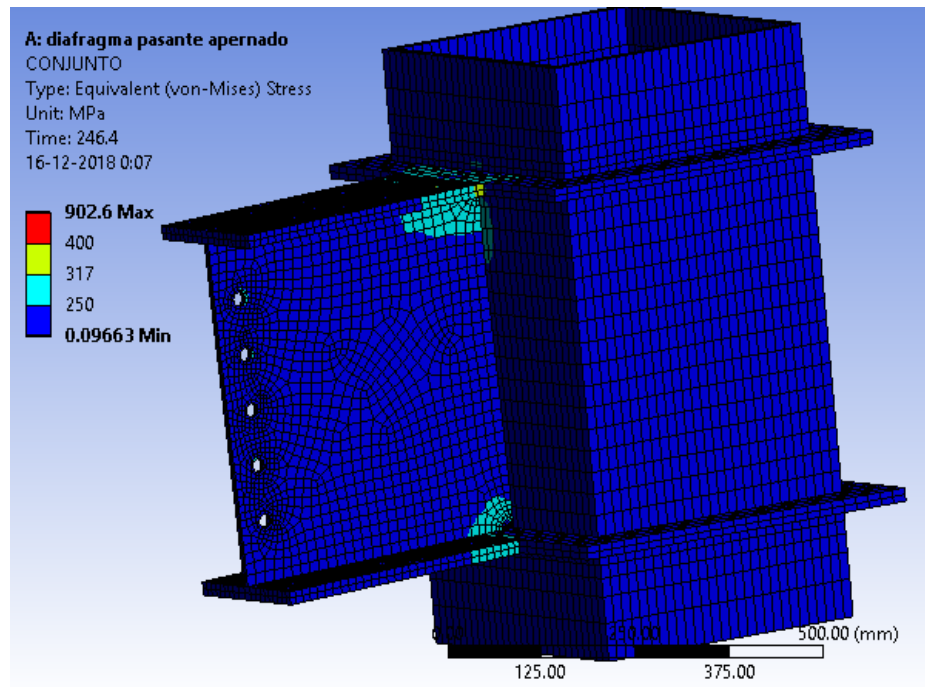


Figura 5-17. Esfuerzos generados en el alma de la viga corta (ménsula).

Si bien esto favorece a la disipación de energía al lograr una mayor ductilidad, es muy riesgoso debido a que se generan esfuerzos no deseados en la pared de la columna, provocando excesivas deformaciones.

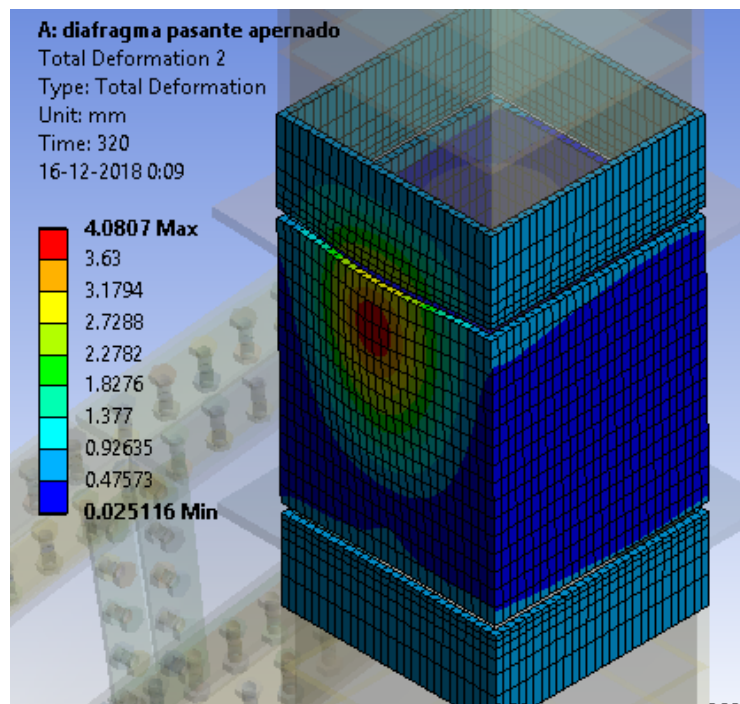


Figura 5-18. Deformaciones en la pared del tubo debido al alma de la viga corta (ménsula).

Una manera de evitar esto es ensanchar ligeramente el diafragma en el sector de los pernos más cercanos a la columna, de manera que no se transmita tanto momento al alma de la viga corta.

En cuanto a los esfuerzos producidos en el hormigón, se aprecia que el máximo esfuerzo de compresión ocurre precisamente en la zona del ala inferior de la ménsula, con una alta concentración de esfuerzos, muy superior al valor nominal de resistencia ($\sim 25\text{MPa}$). Si bien esto no afecta directamente al comportamiento de la conexión ya que no es una falla por zona panel, si la falla se expandiese hasta comprometer dicha zona del nudo, podría afectar significativamente el comportamiento de la estructura.

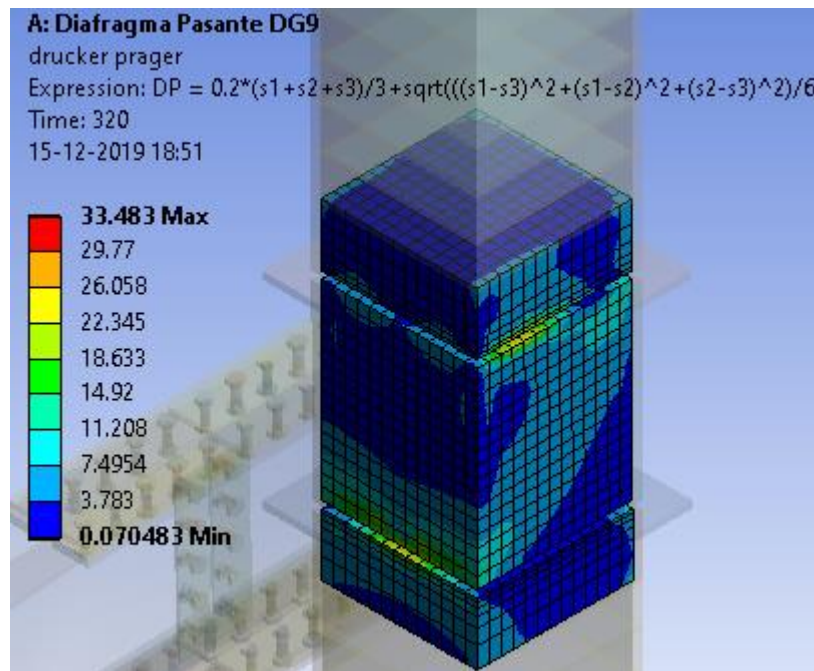


Figura 5-19: Esfuerzos generados en el núcleo de hormigón.

5.1.5. Diafragma pasante DG9 2.0

Adicionalmente se diseñó una quinta conexión que corresponde a una variación del modelo Diafragma Pasante DG9.

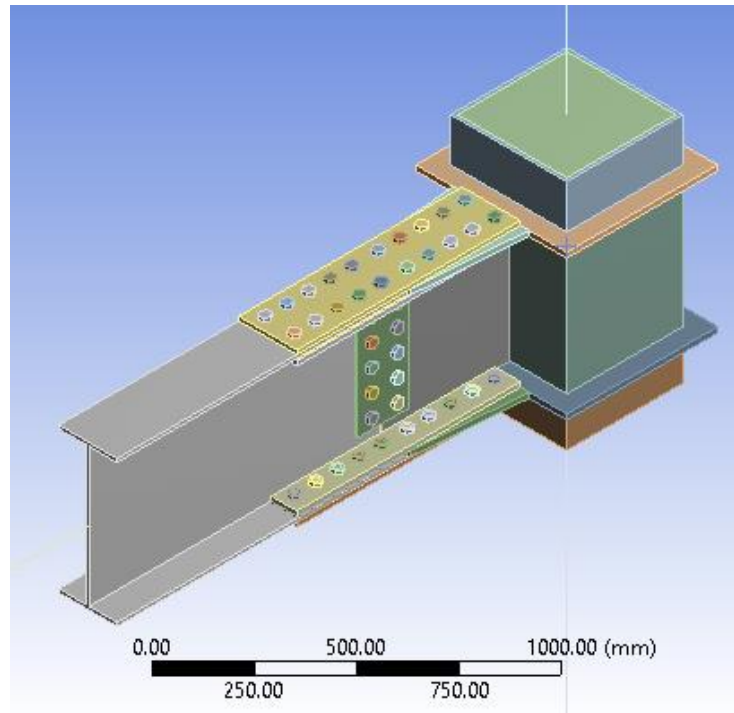


Figura 5-20. Diafragma Pasante DG9 2.0.

Este mejoramiento corresponde a un leve ensanchamiento del ala de la viga corta en la zona más próxima al diafragma (**Figura 5-20**). De esta manera se evitaría la excesiva concentración de esfuerzos en el sector donde del alma de la viga corta y la cara de la columna aportaban para resistir la flexión.

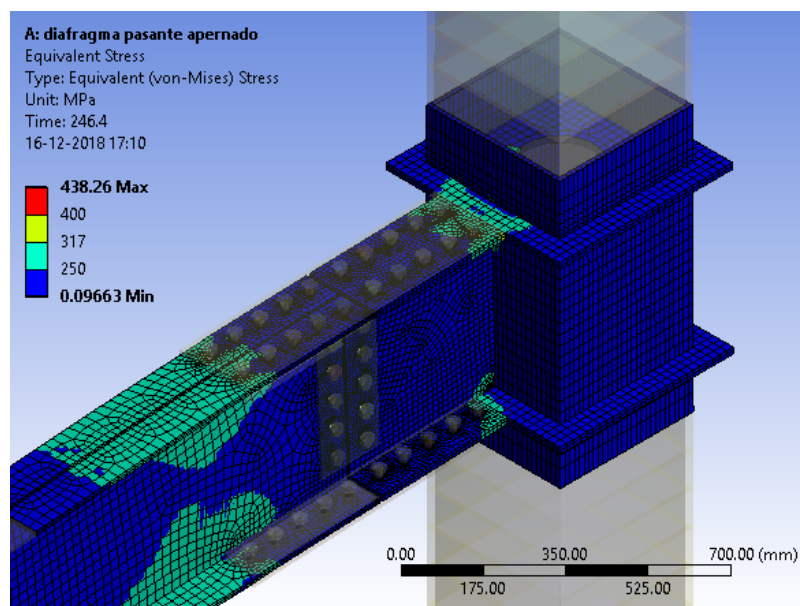


Figura 5-21. Diafragma Pasante DG9.

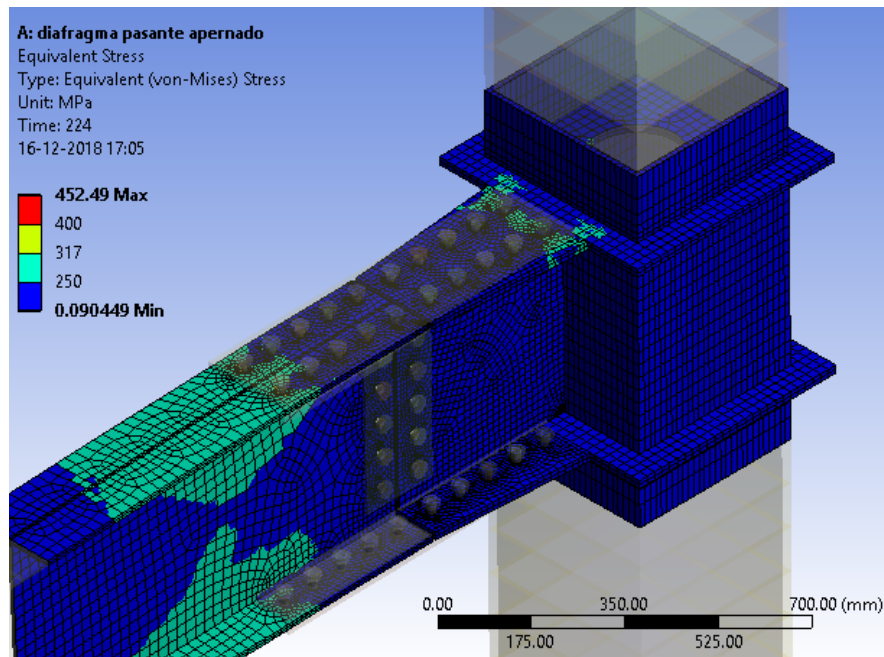


Figura 5-22. Diafragma Pasante DG9 2.0.

En la siguiente imagen, se aprecia claramente una disminución en los esfuerzos generados en el núcleo de hormigón. Esto sucede principalmente porque al ensanchar el ala de la ménsula, la carga se transmite de mejor manera hacia las paredes laterales de la columna, concentrándose mucho menos en la cara frontal de esta.

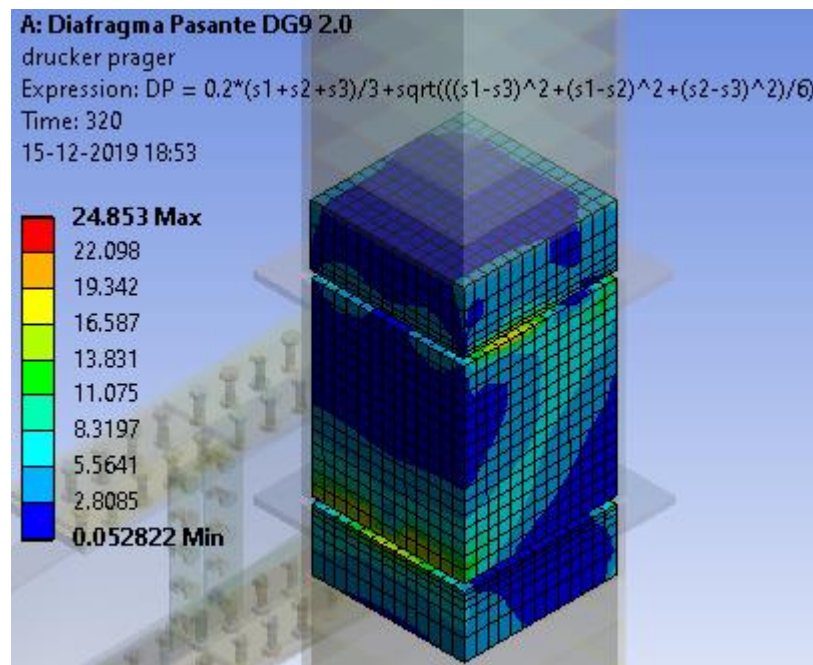


Figura 5-23: Esfuerzos generados en el núcleo hormigón para la conexión mejorada

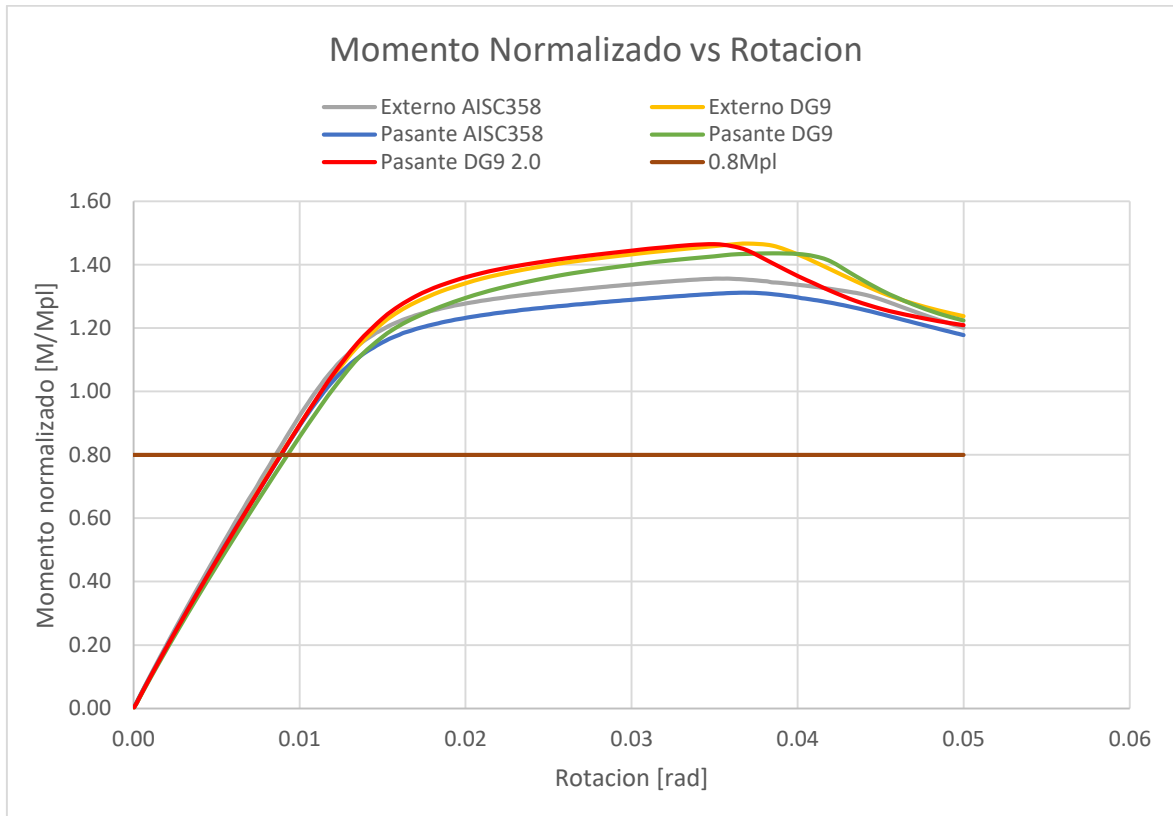


Gráfico 5-1. Curvas Momento-Rotación para cada una de las conexiones analizadas.

Se observa en el gráfico que todas las conexiones, en términos de resistencia y deformación, se comportan de manera similar, manteniendo un régimen lineal elástico hasta la condición de carga correspondiente a una rotación de 0.012 radianes aproximadamente. Se observan las primeras plastificaciones con una rotación superior a 0.015 radianes. Se advierte que el fallo de la conexión, que se traduce en una rótula plástica en la viga, ocurre con una rotación superior a 0.03 radianes, llegando incluso hasta 0.04 radianes (para el caso del diafragma pasante DG9) antes que la viga falle por pandeo local de las alas. Cabe mencionar que fue posible aumentar hasta 0.05 radianes de rotación para la simulación con carga monotónica debido a que requiere menos almacenamiento y recursos computacionales, no siendo esto posible con las simulaciones con carga cíclica. Es importante mencionar que ninguna conexión alcanzó la falla señalada anteriormente en las respectivas tablas, puesto que las conexiones fueron diseñadas para resistir cargas cíclicas que tienen un efecto más desfavorable. De todas formas, se aprecia que luego de aparecer la rótula plástica, las conexiones van perdiendo rigidez y, por lo tanto, capacidad para transmitir correctamente las fuerzas.

Según las provisiones sísmicas AISC341[2010], las conexiones utilizadas en sistemas C-SMF deben clasificar como conexiones completamente rígidas (*Fully Restrained*). Para poder comprobar este punto, se utilizarán los diagramas propuestos por el AISC 360[2010] y Bjorhovde et al. [1990] a modo comparativo.

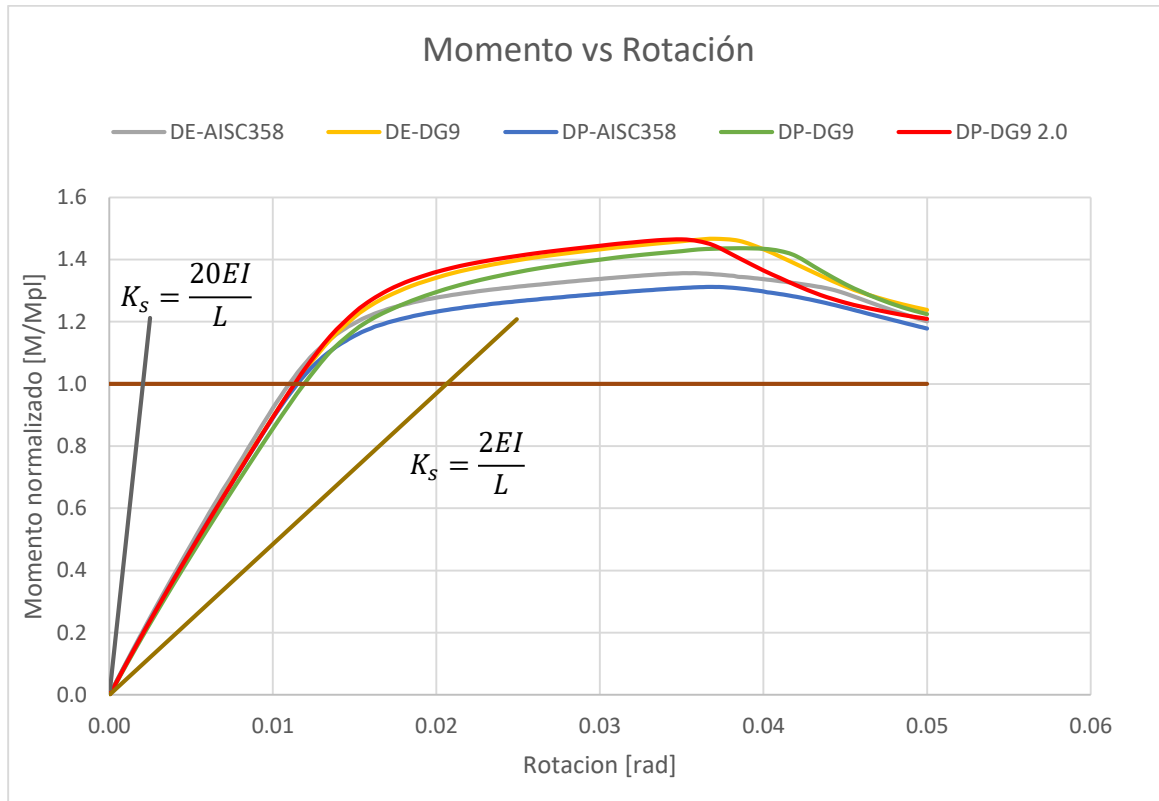


grafico 5-2: Diagrama con las clasificaciones de conexión según el AISC360[2010]

En el diagrama anterior las rectas K_s permiten clasificar a una conexión como completamente rígida, parcialmente rígida o simple, donde K_s es función de la inercia y el largo que posee la viga conectada. Se aprecia que la rigidez inicial de todas las conexiones permanece en la región donde se considera como parcialmente rígida. Esta clasificación no permitiría el uso de estas conexiones en sistemas de marcos especiales a momento, pese a cumplir con los requisitos de resistencia y deformación exigidos por las provisiones sísmicas.

Sin embargo, el diagrama de clasificación de conexiones propuesto por Bjorhovde et al. [1990] sugiere que las conexiones inicialmente se comportan como parcialmente rígidas, en el estado límite de servicio, no obstante, en el estado límite último describen un comportamiento cercano a las conexiones completamente rígidas, demostrando gran resistencia al giro y una gran demanda de ductilidad, características esenciales en sistemas disipativos. Si bien es cierto el primer criterio de clasificación de una conexión es su rigidez inicial, el comportamiento en el rango no lineal de

deformaciones también es un parámetro a tener en cuenta, ya que permite cierta flexibilidad a la hora de clasificar una conexión.

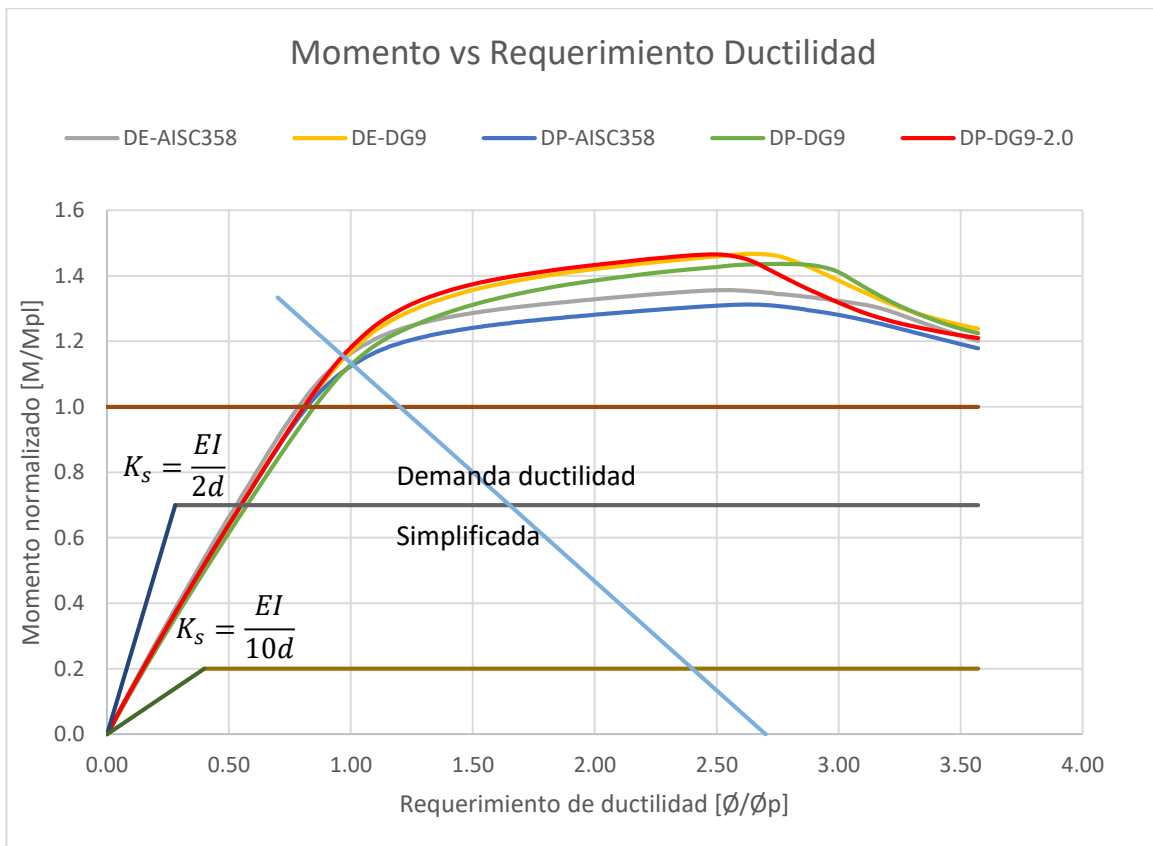


grafico 5-3: Diagrama de clasificación de conexiones según por Bjorhovde et al. [1990].

5.2. Análisis con carga cíclica.

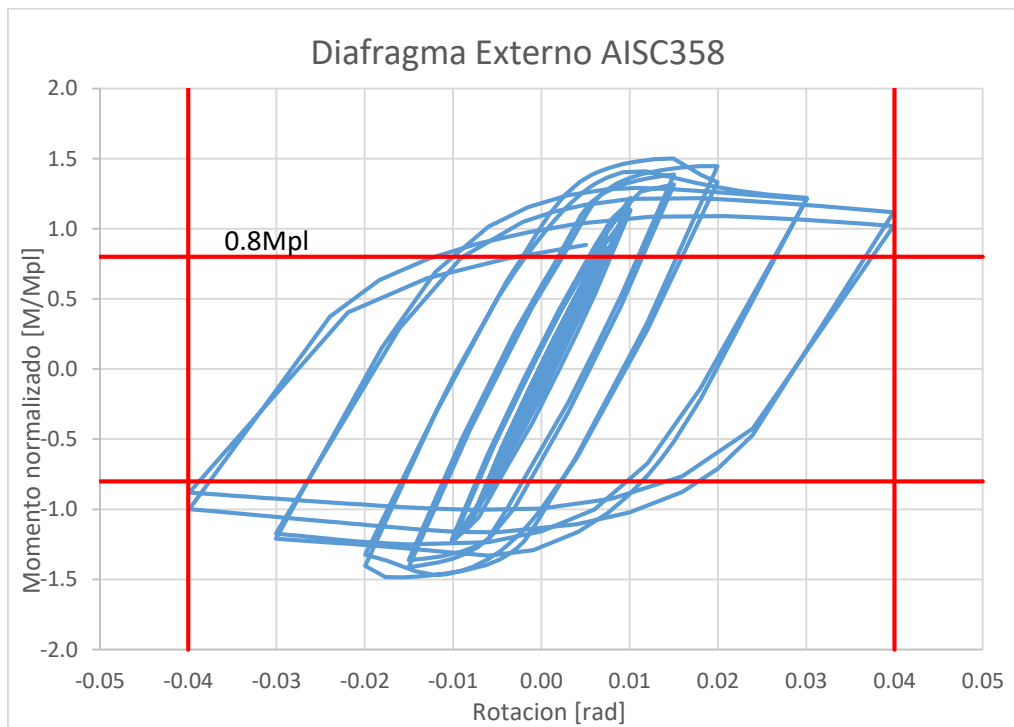
Comportamiento hysterético

En esta sección se analizó el comportamiento de las conexiones frente a solicitaciones sísmicas en términos de curvas de histéresis fuerza-desplazamiento, específicamente mediante curvas momento-rotación. El momento calculado se definió como la fuerza aplicada en el extremo libre de la viga hasta la cara interna de la columna, mientras que la rotación de la conexión se determinó respecto al eje de la columna.

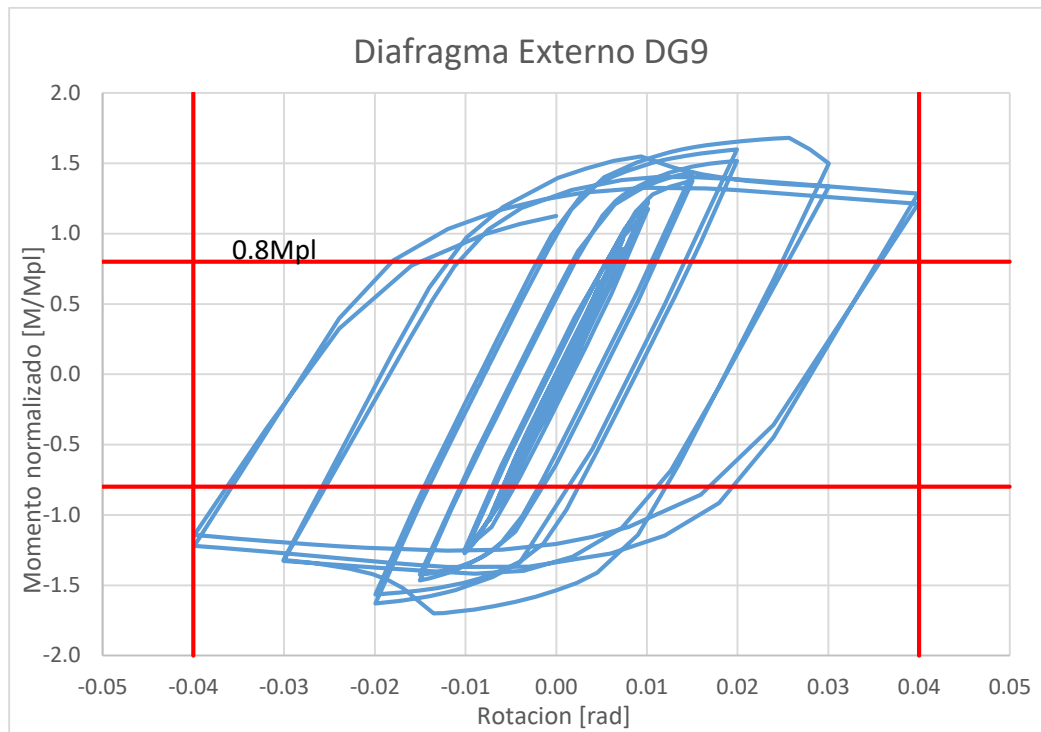
Para visualizar de mejor manera el comportamiento hysterético de la viga, y de esta manera poder comparar el comportamiento de las conexiones entre sí, se optó por normalizar el momento calculado en función del momento plástico de la viga, que como se mencionó anteriormente, se define como:

$$M_{pl} = F_{yb} Z_b$$

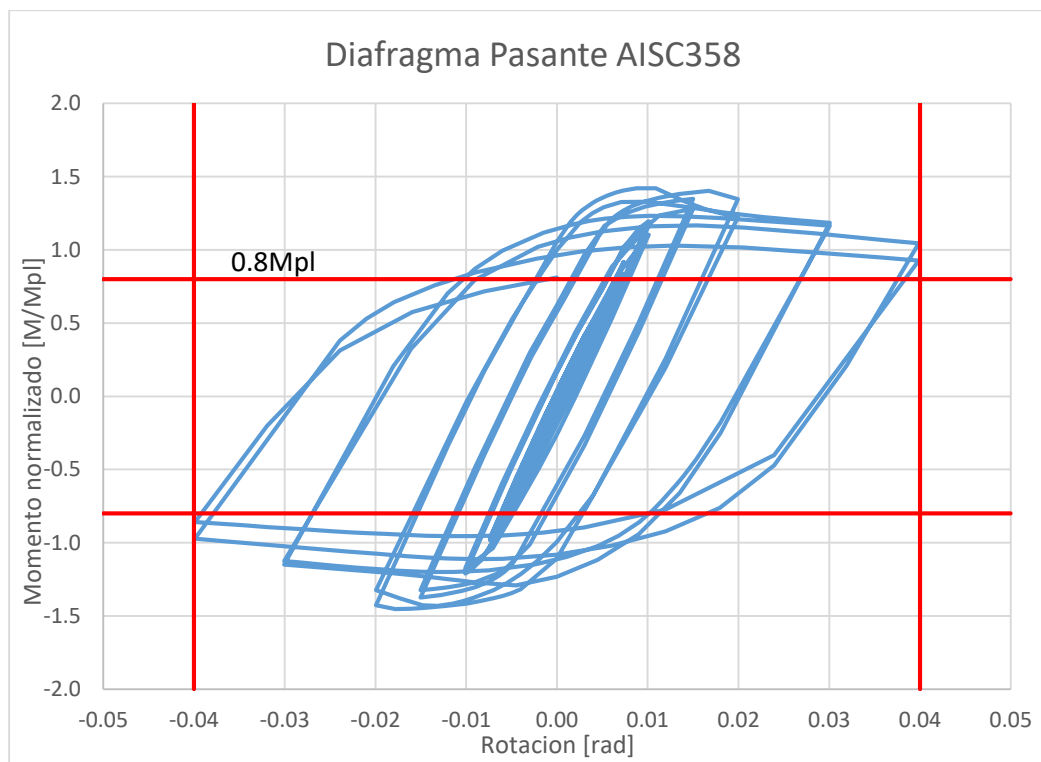
En el **Gráfico 5-4** se muestran todas las curvas de histéresis Momento normalizado-Rotación, una para cada simulación realizada.



(a)



(b)



(c)

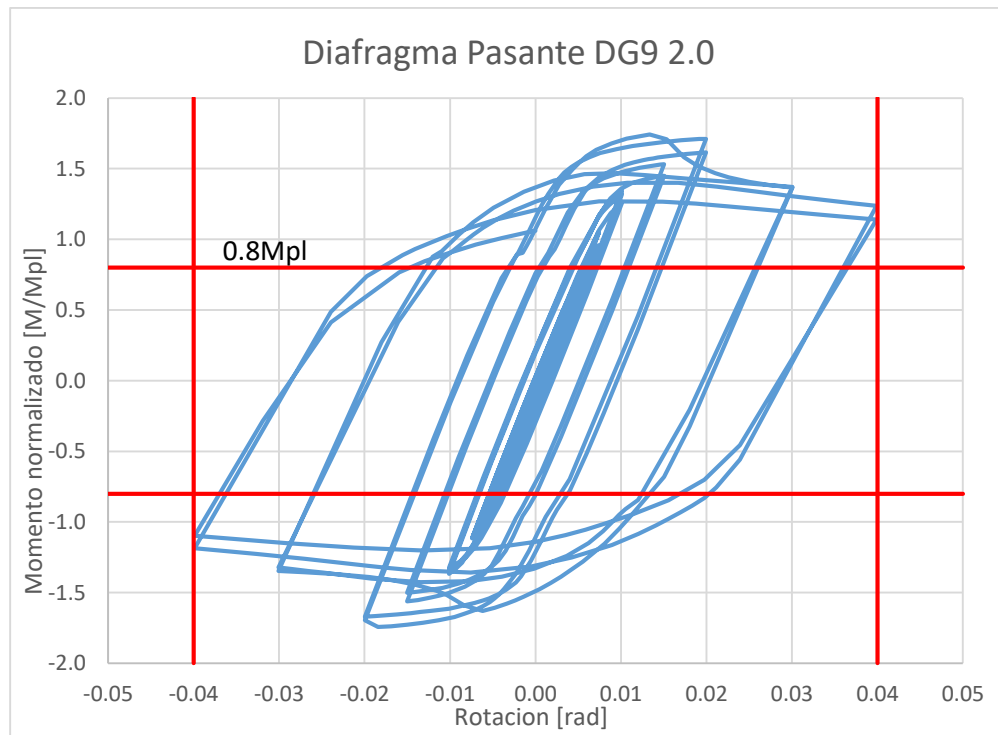
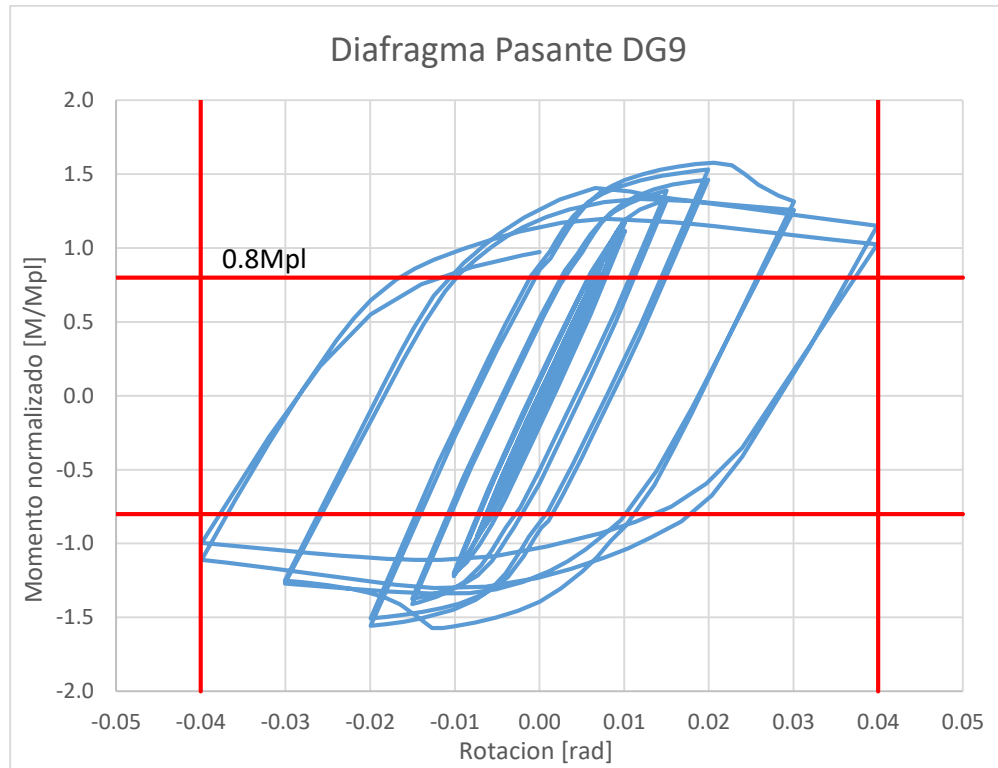


Gráfico 5-4. Curvas de histéresis para cada una de las conexiones analizadas.

Finalmente, los resultados del análisis con carga cíclica de las 5 conexiones se muestran en la **Tabla 5-10**:

Tabla 5-10. Resultados de las simulaciones con carga cíclica para cada conexión.

CONEXIÓN ANALIZADA	Rot [rad]	$M_{0.04}$ [Tonf-m]	$0.8M_p$ [Tonf-m]	M_{max} [Tonf-m]
Diafragma Externo AISC358	0.04	36.2	32.9	61.67
Diafragma Pasante AISC358	0.04	35.34	32.9	59.78
Diafragma Externo DG9	0.04	46.96	32.9	70
Diafragma Pasante DG9	0.04	40.9	32.9	64.86
Diafragma Pasante DG9 2.0	0.04	45.15	32.9	71.62

Donde:

Rot = Rotación alcanzada por la conexión en el análisis cíclico en radianes.

$M_{0.04}$ = Momento resistente de la conexión para una rotación de 0.04 radianes.

$0.8M_p$ = Corresponde al 80% del momento plástico de la viga analizada.

M_{max} = Momento máximo alcanzado por la conexión en el análisis cíclico.

Según el AISC 341[2010], las conexiones viga-columna utilizadas como sistema principal resistente a las fuerzas sísmicas deben ser capaces de soportar rotaciones plásticas correspondientes a un nivel de deriva de piso igual a o superior a 0.04rad, además la capacidad a flexión de dicha conexión debe ser como mínimo un 80% del momento plástico de la viga que llega al nudo para una deriva de piso de 0,04rad. Analizando los datos recopilados y presentados en la tabla anterior, se aprecia que todas las conexiones lograron acomodar un ángulo de deriva de piso de al menos 0.04rad y la resistencia a flexión de cada conexión es superior a 0.08Mpl para ese nivel de deformación, aun cuando todas las conexiones hayan presentado una degradación progresiva de rigidez después de una rotación de 0.03rad. Por consiguiente, el comportamiento histerético de todas las conexiones analizadas se puede considerar aceptable conforme los requerimientos exigidos por el AISC341[2010].

Uno de los principales medios de disipación de energía sísmica en estructuras es través de deformaciones no lineales de todos los elementos que la componen. En general, para marcos resistentes a momento, la energía es disipada a través de deformaciones no lineales en la viga, distorsiones angulares en la zona panel y por rotulas plásticas formadas en la base de la columna, para

el caso de las conexiones analizadas, la energía total disipada través de deformaciones no lineales se determina como la suma del área encerrada por cada ciclo de histéresis. Este valor resulta muy útil a la hora de determinar el desempeño sísmico de cada una.

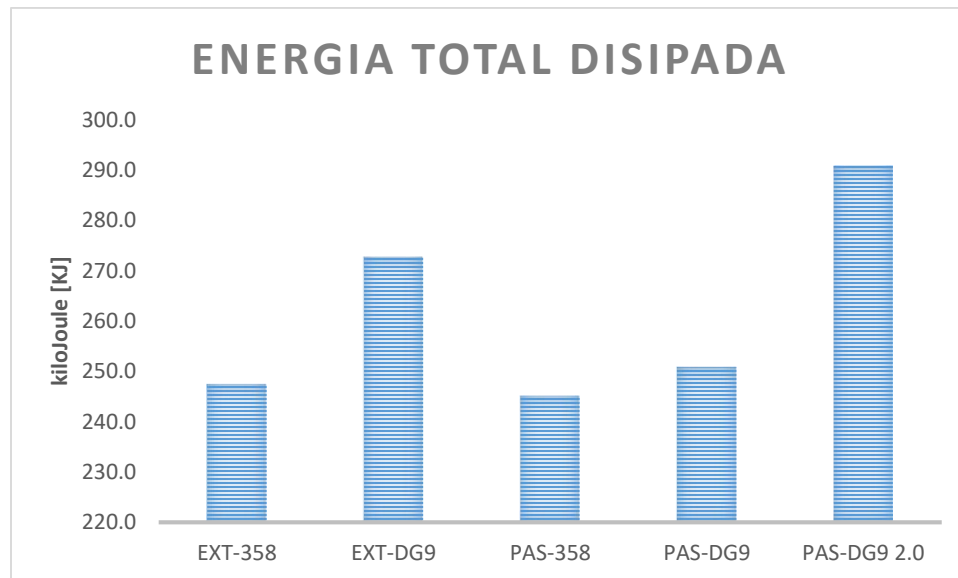


Gráfico 5-5: Energía total disipada de cada conexión producto de deformaciones no lineales.

En el grafico anterior se observa que las conexiones realizadas con la guía de diseño DG9 lograron un nivel de disipación mayor de energía que las conexiones diseñadas con la guía de diseño AISC358[2010]. Esto se debe principalmente a que no solo la viga sufre deformaciones inelásticas, sino que existen otros elementos que fueron diseñados para que tuviesen cierta capacidad de deformación no lineal, como es el caso de la ménsula corta y las placas de empalme. Este no es el caso de las conexiones del AISC 358[2010], ya que su principal objetivo consiste en disipar energía a través de la viga, otorgándole mayor robustez a los demás elementos.

MECANISMO DE FALLA

Como se mencionó anteriormente, un buen diseño sísmico de marcos resistentes a momento consiste en evitar esencialmente las fallas frágiles de los elementos que podrían comprometer la integridad de la estructura como es el caso de las columnas y la zona panel, y diseñar ciertos elementos de manera que estos posean gran capacidad de deformación frente a un sismo severo. Para esto es necesario cumplir con el requisito de “columna débil- viga fuerte”, cuyo objetivo consiste en concentrar la mayor parte de las deformaciones inelásticas que se puedan producir durante un terremoto en la viga a través de esfuerzos de flexión (rotula plástica) y, en menor medida, a través de esfuerzo de corte en la zona panel de la conexión (distorsión angular).

Es por esta razón que es necesario analizar la distribución de tensiones y deformaciones plásticas en todas y cada una de las conexiones previamente descritas con el fin de identificar que elementos fueron los más solicitados.

En las siguientes imágenes, al igual que en el análisis con carga monotónica, se muestra la distribución de tensiones equivalentes de Von-Mises, además de las deformaciones plásticas equivalentes en el punto de máxima carga, es decir, para una deformación angular de 0.04rad. Las unidades para las tensiones equivalentes y para las deformaciones plásticas equivalentes son MPa y mm/mm, respectivamente.

5.2.1. Diafragma Externo AISC358-10

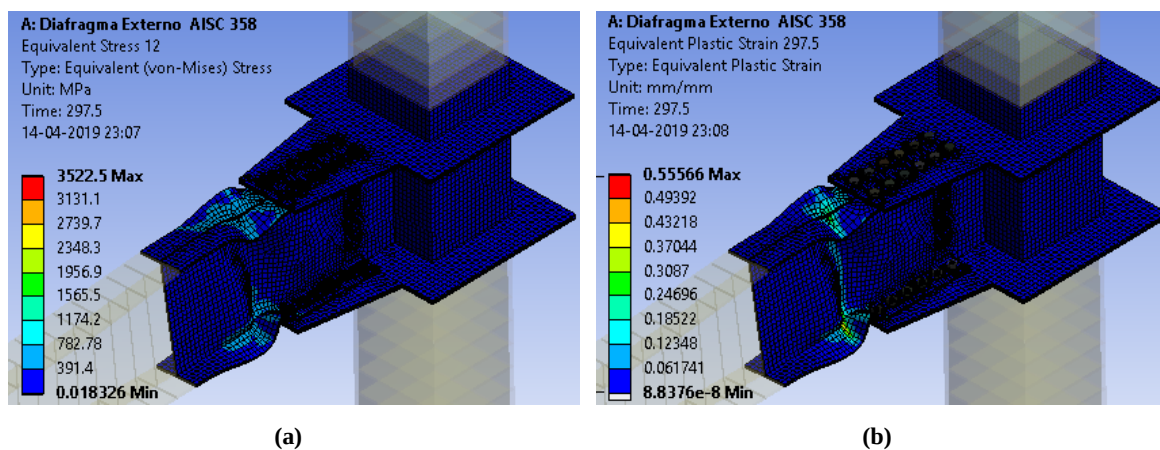


Figura 5-24. Esfuerzos de Von-Mises y deformaciones plásticas equivalentes para la conexión “ Diafragma Externo AISC358”, respectivamente.

Tal como se aprecia en la **Figura 5-24.a**, se generó una alta concentración de tensiones en la viga con valores superiores a la tensión nominal de fluencia. En términos de deformaciones plásticas, la viga presenta alta deformaciones inelásticas en gran parte de la sección transversal cerca de la conexión, lo que induce la formación de una rotula plástica, a diferencia de los demás elementos que tuvieron una mínima incursión en este rango, salvo en puntos de alta concentración de tensiones, como las esquinas entre el diafragma y la columna. Esto queda más claro en el **Gráfico 5-6** de deformaciones unitarias plásticas en función del tiempo, donde se aprecia la gran diferencia de deformaciones inelásticas entre los elementos que componen la conexión.

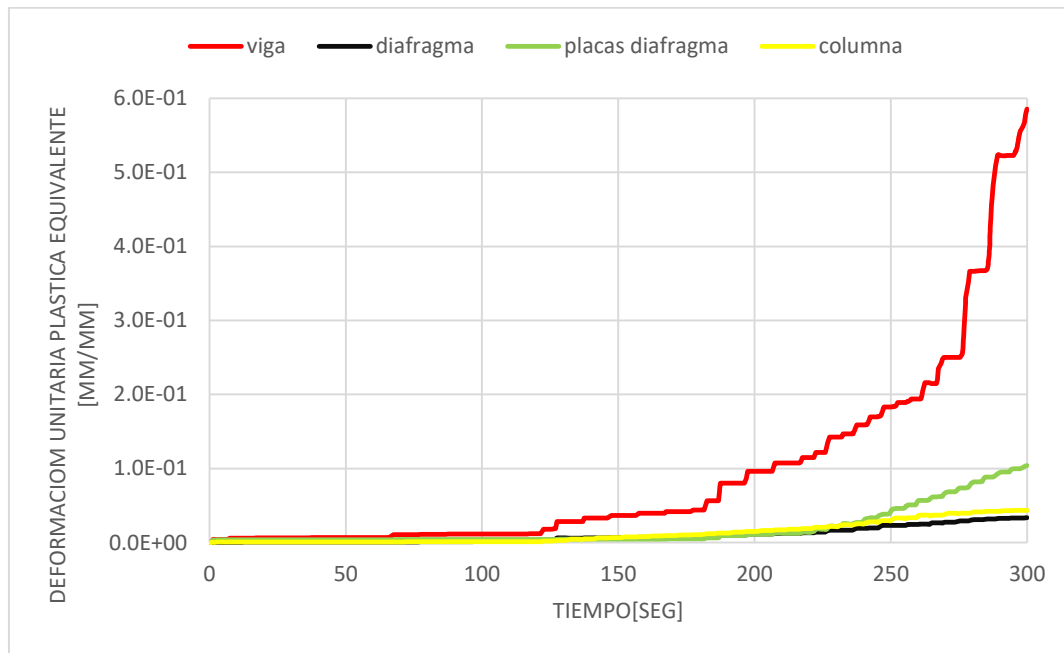


Gráfico 5-6. Comparación de los niveles de deformación plástica equivalente de los elementos que componen la conexión “Diafragma Externo AISC 358”.

Se aprecia que el principal elemento disipador de energía a través de deformaciones es la viga. El comportamiento antes descrito se considera como una falla de tipo dúctil, lo que concuerda con la filosofía de diseño de estructuras sismorresistentes.

5.2.2. Diafragma Pasante AISC358-10

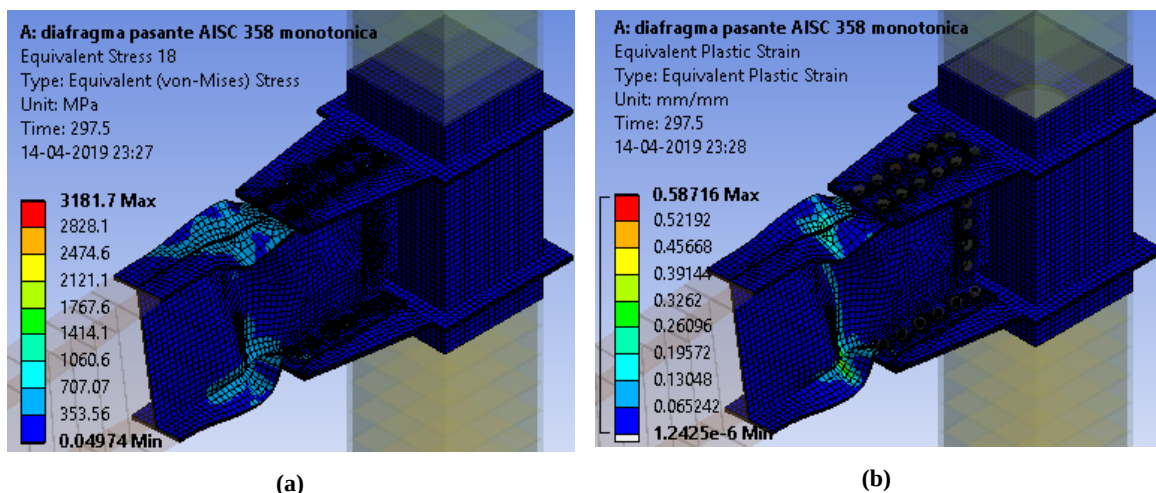


Figura 5-25. Esfuerzos de Von-Mises y deformaciones plásticas equivalentes para la conexión “ Diafragma Pasante AISC358”, respectivamente.

Similar al comportamiento de la conexión anterior, se generó una alta concentración de tensiones en la viga con valores superiores a la tensión nominal de fluencia. En términos de deformaciones

plásticas, la viga presenta altas deformaciones inelásticas en gran parte de la sección transversal cerca de la conexión, lo que induce la formación de una rotula plástica, a diferencia de los demás elementos que tuvieron una mínima incursión en este rango, salvo en puntos de alta concentración de tensiones, como las esquinas donde concurre el diafragma y la columna. El **Gráfico 5-7** deformación plástica unitaria en función del tiempo se presenta a continuación:

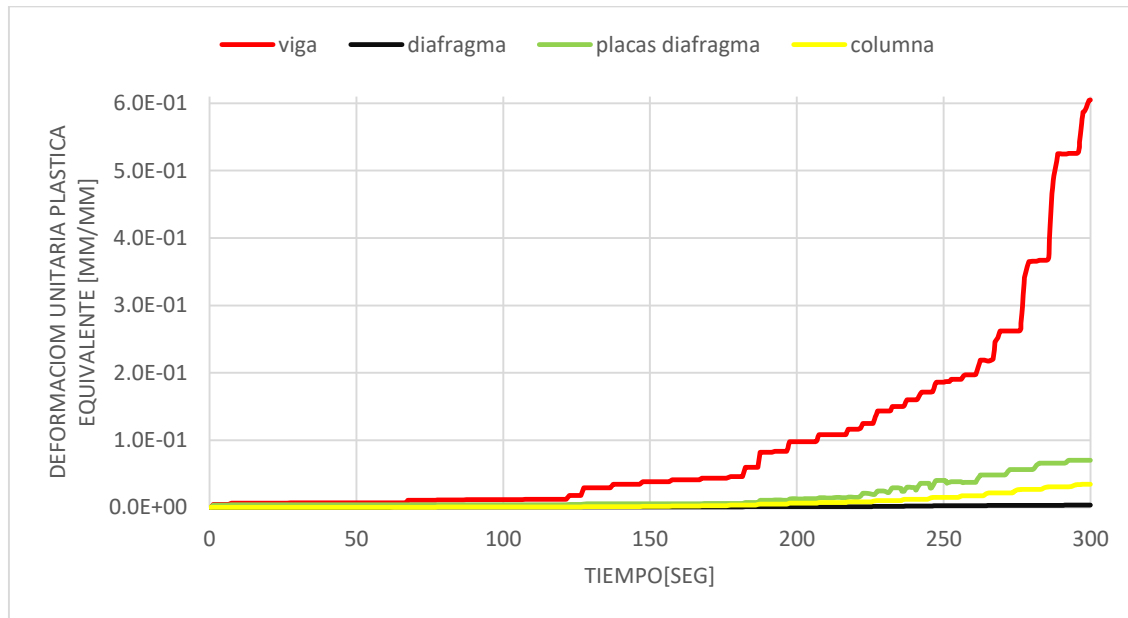


Gráfico 5-7. Comparación de los niveles de deformación plástica equivalente de los elementos que componen la conexión "Diafragma Pasante AISC 358".

Al igual que el caso anterior, el principal elemento disipador de energía a través de deformaciones plásticas es la viga, mientras que los demás elementos tienen una baja incursión en el rango no lineal. Este comportamiento se considera como una falla de tipo dúctil, lo que concuerda con la filosofía de diseño de estructuras sismorresistentes.

5.2.3. Diafragma Externo DG9

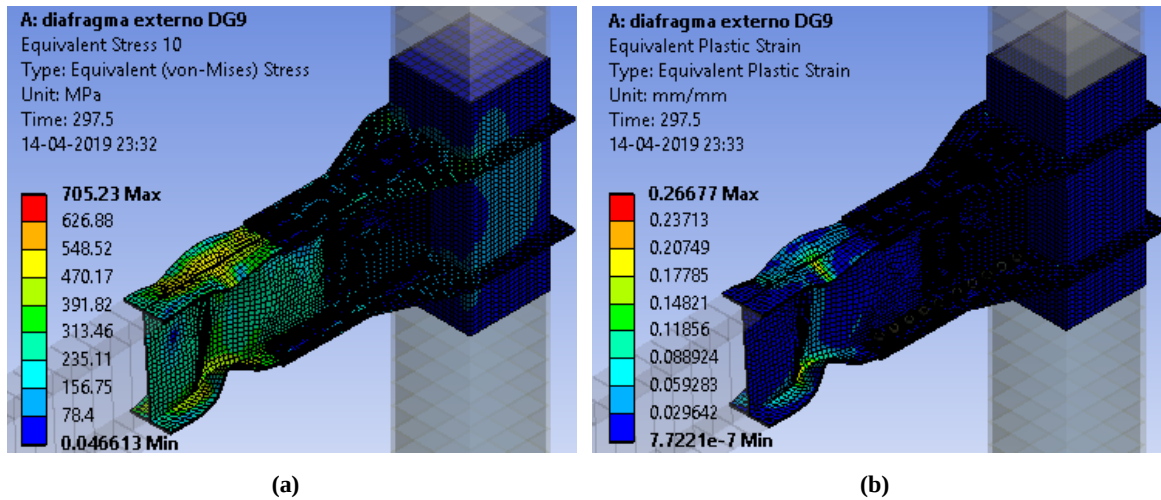


Figura 5-26. Esfuerzos de Von-Mises y deformaciones plásticas equivalentes para la conexión “ Diafragma Externo DG9”, respectivamente.

A nivel de esfuerzos, se alcanzó una alta concentración de tensiones en la viga y parte del diafragma, en el sector de las esquinas donde se conecta con la columna, con valores superiores a la tensión nominal de fluencia. A medida que aumenta la carga, la zona de fluencia de los diafragmas va creciendo de forma diagonal en dirección a las esquinas, afectando incluso el sector de la columna sobre y bajo los diafragmas donde también se alcanzó su tensión nominal de fluencia.

Las deformaciones superan el límite elástico del material de la viga con la formación de la rótula plástica en el sector más cercano a la conexión. En el **Gráfico 5-8** se aprecia que las deformaciones inelásticas en la viga fueron inferiores en comparación con las conexiones anteriormente analizadas, con una mayor participación de otros elementos en la disipación de energía tales como el diafragma, ménsula y las placas de empalme. Esto concuerda con la filosofía de la guía de diseño N9, puesto que toma en consideración el aporte de estos elementos al momento de diseñar la conexión.

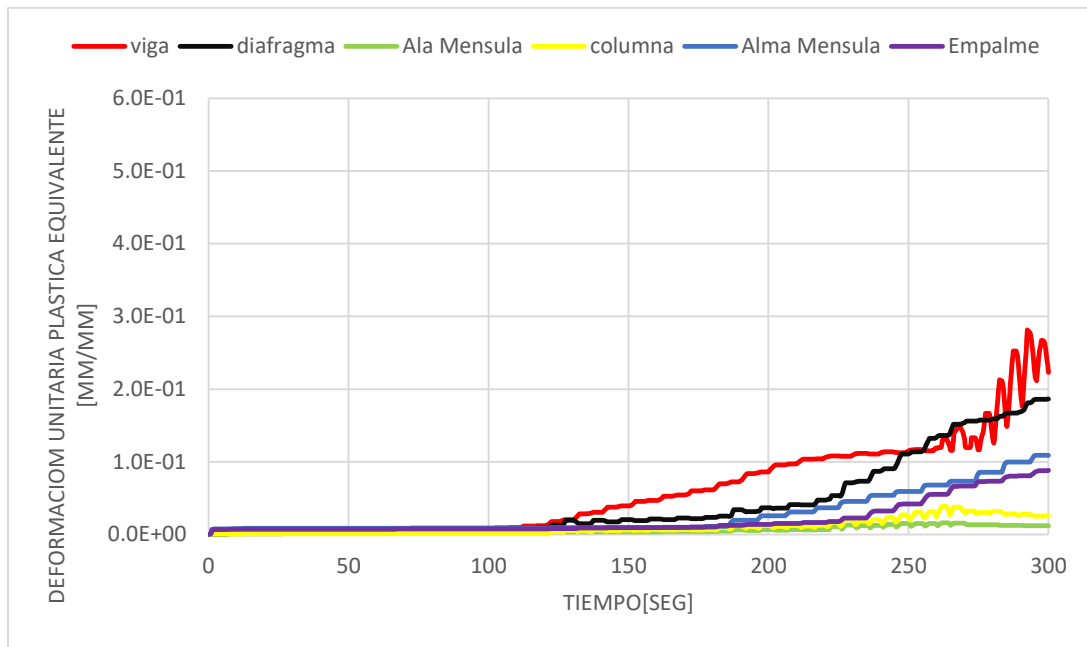


Gráfico 5-8. Comparación de los niveles de deformación plástica equivalente de los elementos que componen la conexión “Diafragma Externo DG9”.

5.2.4. Diafragma Pasante DG9

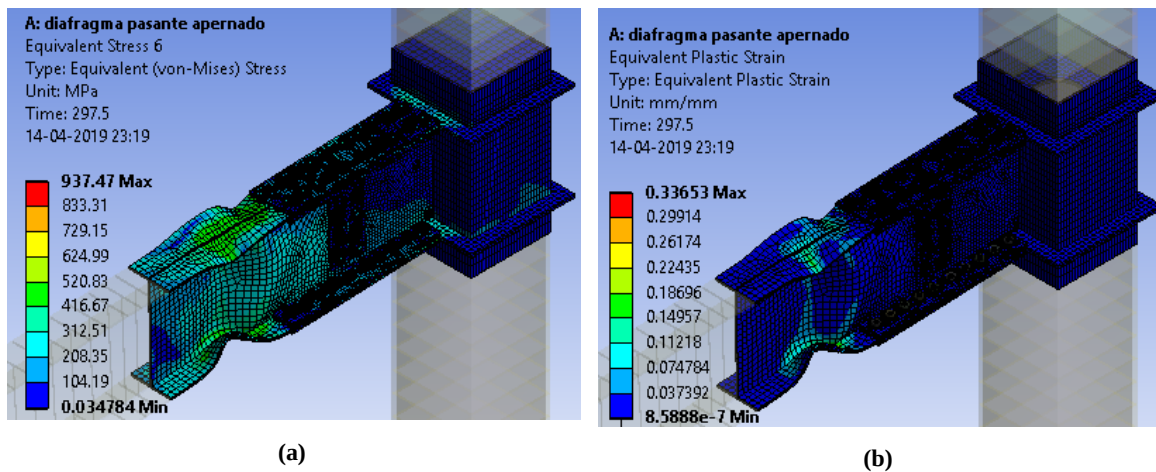


Figura 5-27. Esfuerzos de Von-Mises y deformaciones plásticas equivalentes para la conexión “ Diafragma Pasante DG9”, respectivamente.

A nivel tensional, se observa una alta concentración de tensiones en sectores tales como la viga cerca de la conexión, el sector donde se conecta la ménsula (alas y alma) con el diafragma y el sector de la columna sobre y bajo los diafragmas, con valores superiores a la tensión de fluencia esperada. Conforme se aumenta la carga, las tensiones aumentan progresivamente sobre estos elementos. Estos últimos fueron los más afectados en términos de deformaciones plásticas, tal como se observa en el **Gráfico 5-9** de deformaciones unitarias plásticas en función del tiempo.

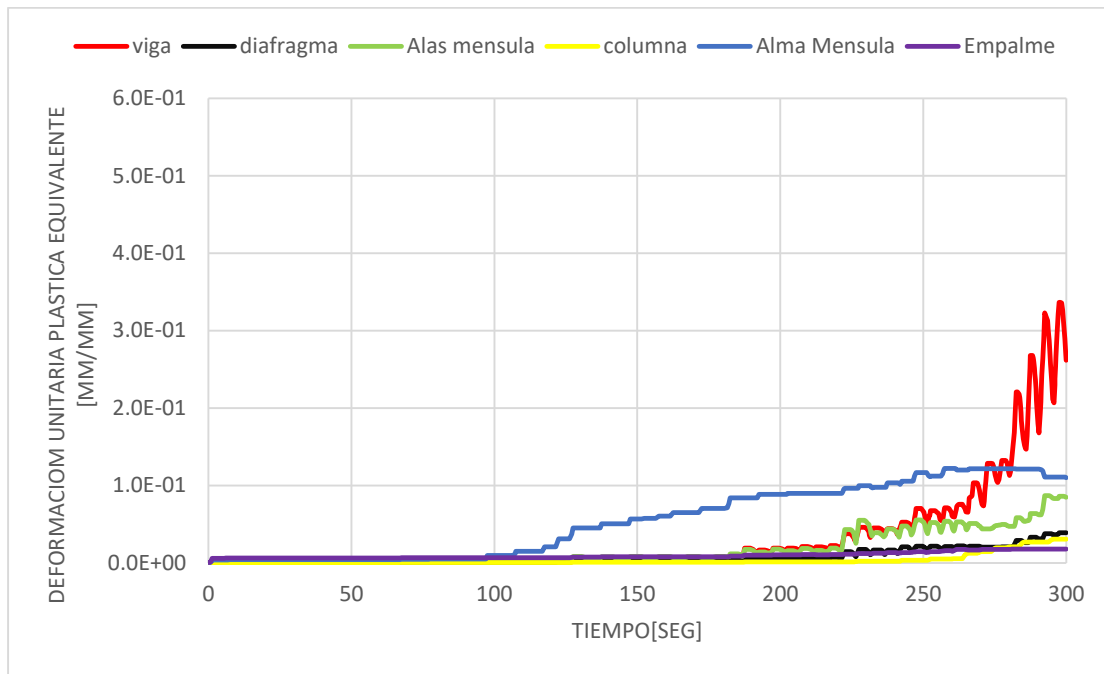


Gráfico 5-9. Comparación de los niveles de deformación plástica equivalente de los elementos que componen la conexión "Diafragma Pasante DG9".

Durante los primeros ciclos de carga, hasta una rotación de 0.015 rad, la ménsula y las placas del diafragma son los elementos con mayor deformación inelástica, incluso más que la viga. Cuando la rotación alcanza los 0.03rad, la viga sufre una deformación inelástica mayor que los dos elementos anteriores, lo que induce la formación de la rótula plástica.

Si bien es cierto la guía de diseño DG9 considera el aporte de las placas de empalme y la ménsula en la disipación de energía, las primeras incursiones en el rango no lineal de esfuerzos y deformaciones plásticas deben ocurrir siempre en el sector de la viga diseñado para ese fin, para posteriormente propagarse hacia los demás elementos diseñados para ese propósito (diafragma, ménsula y placas de empalme). Este tipo de comportamiento no es aconsejable en una conexión rígida viga-columna donde este elemento juega un papel fundamental en la estabilidad global del edificio ya que podría afectar severamente la integridad de la columna.

5.2.5. Diafragma Pasante DG9 2.0

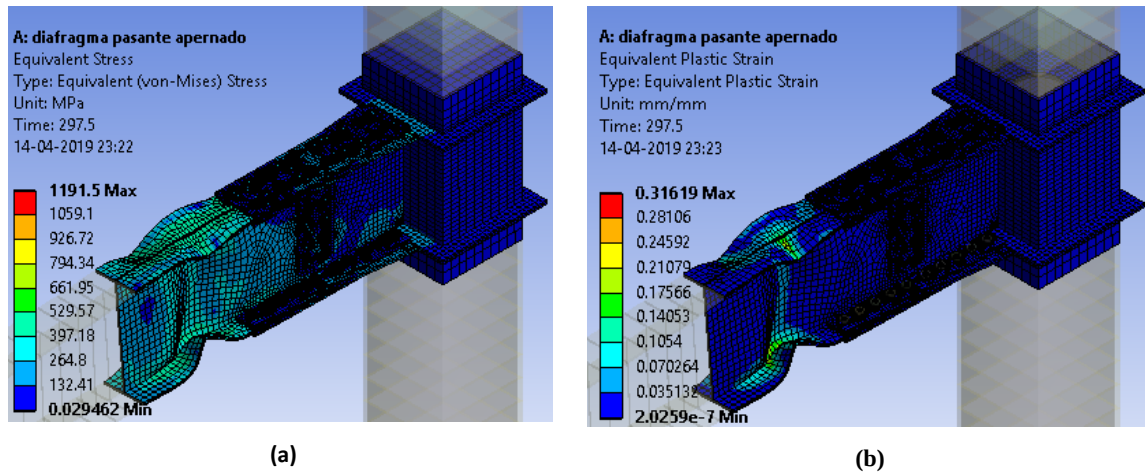


Figura 5-28. Esfuerzos de Von-Mises y deformaciones plásticas equivalentes para la conexión “ Diafragma Pasante DG9 2.0”, respectivamente.

A nivel tensional, se observa una alta concentración de tensiones en el sector de la viga cerca de la conexión, en el sector donde se suelda las alas de la ménsula con los diafragmas y el sector de la columna sobre y bajo los diafragmas, con valores superiores a la tensión de fluencia esperada.

Debido al ensanchamiento de las alas de la ménsula, a diferencia de la conexión anterior, las deformaciones plásticas se concentraron principalmente en la zona de la viga donde se produce la rótula plástica, seguido por el sector donde se une el alma de la ménsula con los diafragmas y el ala de la ménsula, tal como se observa en el **Gráfico 5-10** :

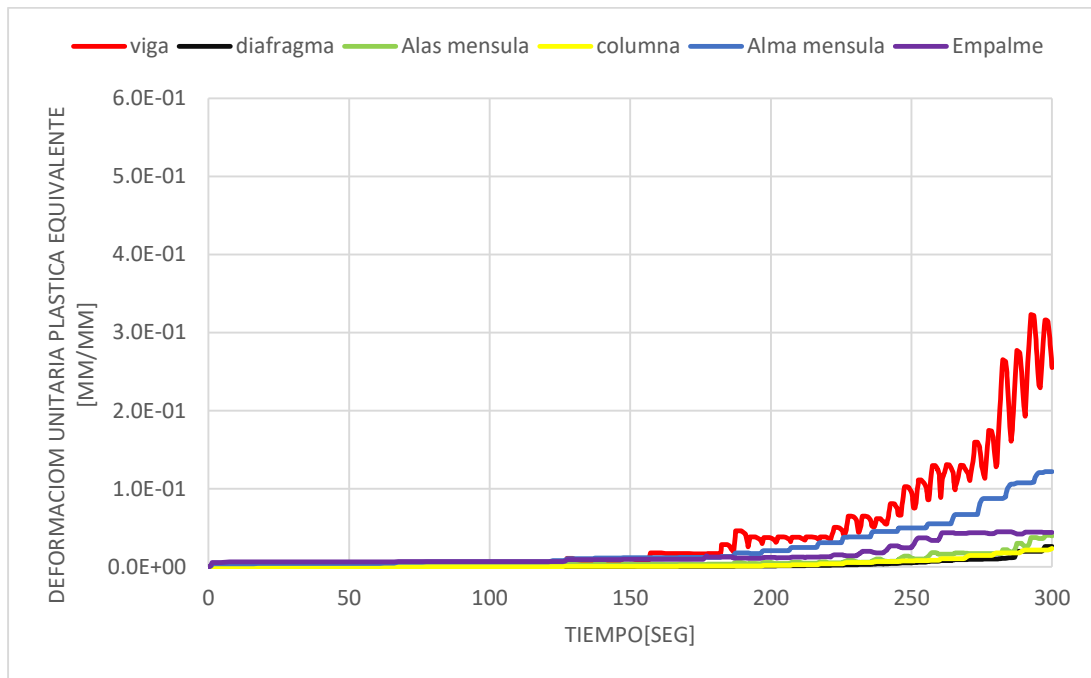


Gráfico 5-10. Comparación de los niveles de deformación plástica equivalente de los elementos que componen la conexión “Diafragma Pasante DG9 2.0”.

Esta pequeña modificación en la conexión anterior evita que la zona cercana a la columna tenga deformaciones plásticas mayores que la viga, lo que permite el desarrollo de un mecanismo de falla adecuado, es decir, que los esfuerzos y deformaciones plásticas ocurran inicialmente en la viga antes que en otros elementos (diafragma, placas de empalme, ménsula, columna).

Cabe mencionar que todas las conexiones y sus componentes mantienen prácticamente un comportamiento elástico hasta la condición de carga correspondiente a una rotación de 0.01rad, observándose las primeras plastificaciones para una rotación de 0.01rad. Para el caso de las conexiones diseñadas mediante el AISC358[2010], se observa que el pandeo local de las alas de la viga inicia con una rotación de 0.02, mientras que para las conexiones diseñadas con la guía DG9 el mismo fenómeno ocurre a una rotación de 0.03rad.

También es importante mencionar que la concentración de esfuerzos y deformaciones en las zonas de encuentro diafragma-columna podría afectar significativamente el rendimiento de las soldaduras de unión, lo que pondría en riesgo la estabilidad global de la estructura. El diseño y tratamiento de la soldadura de unión no se incluyó en los modelos de elementos finitos ni forma parte de este proyecto de investigación.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Las principales conclusiones de este trabajo de titulación fueron las siguientes:

En la etapa de diseño de conexiones, para el caso del modelo “Diafragma Externo AISC358” el mecanismo de falla que controla el dimensionamiento de la conexión fue la compresión de la placa que conecta el diafragma con la viga, mientras que para el modelo “Diafragma Pasante AISC358” el mecanismo de falla es el bloque de corte en el ala de la viga. Para la conexión “Diafragma Externo DG9” el mecanismo de falla que controla el dimensionamiento es la fluencia de las placas de empalme del ala. A diferencia de las demás conexiones, para el modelo “Diafragma Pasante DG9” hubo varios mecanismos de falla con una resistencia de diseño muy cercano al valor de la sollicitación, como la resistencia a la flexión de la viga corta, la resistencia del diafragma y la fluencia de las placas empalme de ala, siendo la resistencia a la flexión de la viga corta levemente más baja que la de las otra dos. Esto se vio reflejado justamente en los resultados de las simulaciones numéricas realizadas, puesto que el sector de la viga corta que se conecta con el diafragma muestra altas concentraciones de esfuerzos equivalentes de Von Mises y deformaciones plásticas. En general los altos niveles de esfuerzo y deformación en ese sector son soportados por la soldadura de conexión entre ambos elementos, por lo tanto, es recomendable evaluar la resistencia de dicha soldadura ya que podría comprometer la integridad de la conexión. Para el caso de la conexión “Diafragma Pasante DG9 2.0” el mecanismo de falla que controla el dimensionamiento es similar a su homólogo sin mejora, puesto que solo se ensanchó levemente el ala de la viga corta.

De los resultados de las simulaciones numéricas realizadas en ANSYS para las conexiones analizadas, se obtuvo las curvas de histéresis del conjunto en términos de la relación fuerza-desplazamiento y momento-rotación. Todas las conexiones presentaron un comportamiento prácticamente lineal hasta una deformación angular de 0.01rad, ocurriendo las primeras plastificaciones bajo una condición de carga equivalente a una deformación angular de 0.015rad. Para el caso de las conexiones realizadas con la guía de diseño de conexiones precalificadas AISC358, los primeros signos de inestabilidad local como el pandeo local de las alas de la viga ocurre para una deformación angular de 0.02rad, mientras que el mismo fenómeno ocurre para una deformación angular de 0.03rad para el caso de las conexiones realizadas con la guía de diseño N°9. Independiente del tipo de conexión viga-columna analizada, todas mostraron curvas de histéresis con mesetas cada vez menos pronunciadas, es decir, una degradación de rigidez hasta los últimos ciclos de carga impuestos (0.04 rad), momento en el cual se alcanza la capacidad resistente a flexión de la viga en el sector de los pernos más alejado de la columna, que se traduce en una falla del área neta de las alas

de viga y la fluencia del alma de ésta en el sector más cercano a las alas. El comportamiento antes descrito no se ajusta estrictamente a la definición de elementos dúctiles, puesto que las curvas de histéresis no deben sufrir una disminución importante en su rigidez y resistencia.

Debido al alcance de este trabajo, resultaría necesario realizar un análisis de sensibilidad con ciertos parámetros que componen la conexión, considerando el impacto que podrían tener en el resultado final, como el cambio en las dimensiones de la viga y columna, las dimensiones de los diafragmas modelados, los empalmes y sus espesores, o el diámetro de los pernos e incluso la resistencia de los materiales utilizados, puesto que solo fueron considerados sus valores nominales.

Esta variación de parámetros podría explicar ciertamente las causas de la degradación de rigidez y resistencia sufrida en cada conexión analizada.

Del análisis de energía disipada total en función del tiempo [**Gráfico 5-5**] vemos que las conexiones con ménsula o viga corta lograron mayores niveles de disipación que las conexiones hechas mediante el AISC358. Esto se debe principalmente a que las primeras no solo disipan energía a través de deformaciones no lineales en la viga, sino que además existen otros elementos diseñados y dimensionados que contribuyen, en menor medida, a lograr este objetivo como es el caso de las placas de empalme y la ménsula. Distinto es el caso de aquellas diseñadas con el AISC358, ya que su principal objetivo es evitar que la falla ocurra en otro lugar que no sea la viga, como por ejemplo cerca de la columna. Es por esto que, en el diseño, las placas de conexión y el diafragma tiende a ser mucho más robustos que la viga y casi no participan en el mecanismo de disipación de energía.

La conexión que presentó la mayor disipación de energía en este estudio bajo cargas cíclicas corresponde a la conexión con diafragma pasante 2.0 la cual consiste en un leve ensanchamiento de las alas de la ménsula que se conectan con el diafragma, seguido por la conexión con diafragma externo y diafragma pasante sin mejorar, respectivamente, todas ellas diseñadas mediante guía de diseño DG N°9. Finalmente, la conexión con el menor desempeño sísmico en términos disipativos fue la conexión con diafragma pasante diseñada con la guía AISC358.

Pese a los diferentes niveles de desempeño que tuvo cada conexión frente a cargas cíclicas, todas lograron cumplir con los requisitos mínimos de calificación establecidos por el AISC341[2010], es decir, soportar rotaciones plásticas correspondientes a un nivel de deriva de piso de 0.04rad y que su capacidad a flexión sea de al menos un 80% del momento plástico de la viga conectada para el mismo nivel de rotación de 0.04rad.

Además de cumplir con los requisitos mínimos exigidos por el AISC341[2010], todas las conexiones lograron un buen comportamiento en términos disipativos, puesto que la incursión en el rango

inelástico de deformaciones ocurrió precisamente en las zonas donde se esperaba este comportamiento, salvo en la conexión “Diafragma Pasante DG9” donde no solo ocurrieron en la zona de la viga donde se esperaba, sino también en la ménsula o viga corta, en el sector más cercano al diafragma. Como se mencionó anteriormente, es aconsejable que las primeras plastificaciones ocurran en el sector de la viga para asegurar una falla dúctil, seguido por la deformación controlada de otros elementos que puedan contribuir con una mayor disipación como es el caso de los empalmes y la ménsula.

Un problema a posteriori sería la reparación de la estructura luego de un evento sísmico de gran magnitud, teniendo que reparar no solo la viga dañada, sino que también parte de la zona panel de la estructura, lo que se traduce en un mayor coste. En este caso resultaría conveniente diseñar las conexiones con la guía AISC358 [2010], ya que existe la posibilidad de que la zona de conexión se viese menos afectada.

En términos generales las conexiones que presentaron mayores niveles de esfuerzo y deformaciones no lineales fueron las conexiones diseñadas por la guía de diseño N°9. Como se mencionó anteriormente, esto se debe principalmente al enfoque que dicha guía tiene acerca del diseño de conexiones sismorresistentes, donde se considera que un buen comportamiento inelástico se consigue con una fluencia equilibrada en tres mecanismos principales:

- Fluencia por flexión y pandeo local de la viga adyacente al empalme de la viga
- Fluencia de la viga corta (ménsula).
- Fluencia del empalme de la viga

Esto contrasta con la guía AISC358 donde se considera las rotulas plásticas en la viga como el principal mecanismo de disipación de energía mientras los demás elementos permanecen en el rango elástico (placas de conexión y columna). Este comportamiento se aprecia en los gráficos de momento-rotación ya que las conexiones con la guía de diseño N°9 alcanzaron valores mayores en comparación con las conexiones diseñadas por la guía AISC358.

Es necesario mencionar algunas limitaciones de los modelos numéricos, principalmente la soldadura como medio de unión entre los elementos de la conexión (de filete o de penetración completa) ya que no se consideró en la construcción de modelos de elementos finitos. Adicionalmente, para lograr resultados más precisos sería necesario un mayor refinamiento en el mallado de los modelos, sin embargo, esto exigiría un mayor consumo de recursos computacionales y de almacenamiento, recursos con los que no siempre se puede contar. Además de las limitaciones antes mencionadas, en este trabajo de investigación no se incluyeron todos los factores y variables que podemos encontrar

en una estructura real, como la carga axial que soportan las columnas, lo que podría afectar eventualmente su capacidad resistente a flexión.

Además, se limitó solamente el análisis a un marco a momento en dos dimensiones cuando en la realidad podemos encontrar configuraciones de nudos con hasta 4 vigas conectadas ortogonalmente entre sí para marcos en 3 dimensiones, lo que también podría afectar significativamente al comportamiento histerético de la conexión.

De lo anteriormente expuesto se puede concluir que las conexiones con diafragmas (tanto externo como pasante) son una excelente alternativa en el diseño de marcos resistentes a momento con columnas tubulares ya que son capaces de transmitir las cargas provenientes de la viga muy eficientemente hacia las paredes laterales del tubo, lo que se traduce en una mejora en el comportamiento global de la estructura en términos de ductilidad y de disminuir la posibilidad de ocurrencia de fallas frágiles como la excesiva deformación de la zona panel o de la formación de rotulas plásticas en la columna.

Aun cuando los análisis antes mencionados hayan arrojado excelentes resultados para este tipo de conexión, se requiere de mayor investigación acerca de estos sistemas, además de validación experimental para poder concluir con mayor certeza si pueden ser utilizadas en Chile y si cumplen con la normativa de diseño sísmico que se utilizan actualmente en nuestro país.

7. REFERENCIAS

AEDO, Gonzalo G (2009). Conexiones viga-columna de momento utilizando perfiles T soldados. Memoria para optar al Título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile. 119 p.

AMERICAN Institute of Steel Construction AISC (2010), Prequalified connections for SMF and IMF for Seismic Applications, ANSI/AISC 358-10. EEUU, 158 p.

AMERICAN Institute of Steel Construction AISC (2010), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-10. EEUU, 356 p.

AMERICAN Institute of Steel Construction AISC (2010), Specification for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 360-10. EEUU, 552 p.

ANSOURIAN, P (1976). Connections to Concrete-Filled Tube Columns. International Association of Bridge and Structural Steel Engineers, Vol. 36, No. 1, pp. 1-22.

ANSYS® Academic Research (2011), Release 15.0, ANSYS, Inc., Canonsburg, PA, USA.

ARCHITECTURAL Institute of Japan (2001). Recommendations for the design of structural steel connections. AIJ, Tokyo, Japón.

ARCHITECTURAL Institute of Japan (1990). Recommendations for the design and fabrication of tubular structures in steel. 3rd edition, Architectural Institute of Japan (AIJ), Tokyo, Japón.

ARCHITECTURAL Institute of Japan (1996). The state of the art report on the structural behaviors and design of steel connections. Architectural Institute of Japan (AIJ), Tokyo, Japón.

ARÍZAGA, María Belén, ORTIZ, Sergio Gustavo (2014). Análisis y diseño sismorresistente de conexiones rígidas para secciones tubulares. Proyecto de graduación previo a la obtención del título de Ingeniero Civil. Cuenca, Ecuador. Universidad de Cuenca, Facultad de Ingeniería Escuela de ingeniería Civil, 194 h.

BORQUEZ, Matías (2017). Estudio de la respuesta sísmica en edificios de marcos con columnas RCFT. Memoria para optar al título de ingeniero civil. Valparaíso. UTFSM, Departamento de obras civiles, 164 p.

BSI, (1992): DD ENV 1993-1-1: Eurocódigo 3: Diseño de estructuras de acero: Parte 1.1: Reglas generales y reglas sobre construcción (junto con el documento de Aplicación Nacional en el Reino Unido). British Standards Institution, Londres, Reino Unido.

BSI, (1993): BS 4: Parte 1: Perfiles estructurales de acero – Especificaciones para perfiles laminados en caliente. British Standards Institution, Londres, Reino Unido.

CEN, (1997): EN 10210-2: Perfiles Tubulares estructurales acabados en caliente de estructuras de acero no aleado y de grano fino: Parte2: Dimensiones y tolerancias. Comité Europeo de Normalización, Bruselas, Bélgica.

<<CIDECT historia>> [En Línea]

<https://www.cidect.org/lectures/>

CHEN, Zhihua, QIN, Ying y WANG, Xiaodun (2014). Development of connections to concrete-filled rectangular tubular columns. *Advanced Steel Construction*, vol. 4, p. 5-23.

CHUNG, J., SEO, S., MATSUI, C., y CHOI, S (2005). Hysteresis behavior of square tube columns to H beam connections with vertical stiffeners. *Advances in Structural Engineering*, vol. 8, no 6, p. 561-572.

CRISAFULLI, Francisco Javier (2013). Diseño sismorresistente de construcciones de acero. 3ªed. Santiago de Chile, Asociación Latinoamericana del Acero – Alacero, 232 p.

ELGHAZOULI, Ahmed Y.; PACKER, Jeffrey A (2014). Seismic design solutions for connections to tubular members. *Steel Construction*, vol. 7, no 2, p. 73-83.

FEDERAL Emergency Management Agency FEMA (2000). Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings, SAC Joint, et al, FEMA-350, 224 p.

FRANCE, John E.; DAVISON, J. Buick; KIRBY, Patrick A (1999). Moment-capacity and rotational stiffness of endplate connections to concrete-filled tubular columns with flowdrilled connectors. *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 50, no 1, p. 35-48.

FUJIMOTO, T., INAI, E., TOKINOYA, H., KAI, M., M y MORI, K (2000). Behavior of Beam-to-Column Connection of CFT Column System Under Seismic Force. *Proceeding of 6th ASCCS Interactional Conference on Steel-Concrete Composite Structures*, Los Angeles.

FUJIMOTO, T., MUKAI, A., NISHIYAMA, I., YOSHIOKA, K., Inai, E., TOKINOYA, H., Kai, M., Mori, K., MORI, O., SAKINO, K. y MORINO, S (2001). Structural performance of steel beam to concrete filled steel tubular column connections using high strength materials. *Journal of Structural and Construction Engineering*, Architectural Institute of Japan, No. 539, pp.167-174.

FURLONG, Richard W (1967). Strength of Steel-Encased Concrete Beam Columns. Journal of the Structural Division, Proceeding of the ASCE, Vol. 93, ST 5, pp. 113-124.

FUTAMURA (2017). Seismic Structural Design with large Size Square Hollow Structural Section Column and Safeguard Tower (Tsunami Evacuation Tower). 16th World Conference in Earthquake Engineering, Santiago de Chile.

GALLEGOS, M.; NÚÑEZ, E.; HERRERA, R (2017). Desempeño sísmico de nudos en pórticos de acero a momento con columnas tubulares considerando efectos bidireccionales. Tesis para optar al grado de magister en ciencias de la ingeniería mención ingeniería estructural, sísmica y geotécnica. Santiago de Chile: Universidad de Chile. 124 p.

GOEL (1998), S.C. U.S.-Japan Cooperative Research Program on Composite and Hybrid Structures, ACI SP-174: Hybrid and Composite Structures, eds. Shahrooz, B.M., and Sabnis, G.M., ACI, pp. 213-224.

HAJJAR, Jerome F.; MOLODAN, Aleksandr; SCHILLER, Paul H (1998). A distributed plasticity model for cyclic analysis of concrete-filled steel tube beam-columns and composite frames. Engineering Structures, vol. 20, no 4-6, p. 398-412.

HU, H. T., HUANG, C. S., WU, M. H., y WU, Y. M (2003). Nonlinear analysis of axially loaded concrete filled tube columns with confinement effect. Journal of Structural Engineering, vol. 129, no 10, p. 1322-1329.

HURTADO CATHALIFAUD, Diego René (2015). Análisis de la zona crítica de un perfil tubular de acero relleno con hormigón a compresión. Memoria para optar al título de ingeniero civil, mención Estructuras y Construcción. Santiago de Chile. Universidad de Chile, Facultad de ciencias físicas y matemáticas, Departamento de ingeniería civil, 86 p.

IKEBATA, K., MAKINO, Y., OCHI, Y., KUROBANE, Y. y TANAKA, M (1999). Experimental study on RHS column to wide flange I-beam connections with external diaphragms. Proc. 6th International Conference on Steel and Space Structures, Singapur, pp. 421-428.

INSTITUTO Nacional de Normalización(Chile) INN (2009), Diseño Sísmico de Edificios. NCh433.Of96Mod.2009, Santiago, Chile.

INSTITUTO Nacional de Normalización(Chile) INN (2003), Diseño Sísmico de Estructuras e instalaciones Industriales. NCh2369.Of2003, Santiago, Chile.

INSTITUTO Nacional de Normalización(Chile) INN (1977), Especificaciones para el cálculo de estructuras de acero para edificios. NCh427cRf1977, Santiago, Chile.

KAMBA, T (2001). Study on deformation behavior of beam-to-CHS column connections with external diaphragms. Kinki Branch of Architectural Institute of Japan, Osaka, Japón, No. 41, pp. 201-204.

KAMBA, T., KANATANI, H., FUJIWARA, Y. y TABUCHI, M (1983). Empirical formulae for strength of steel tubular column to H-beam connections: Part 2 - A study on the tubular column to beam connections. Transactions of Architectural Institute of Japan, No. 325, pp. 67-73.

KANATANI, H., TABUCHI, M., KAMBA, T., HSIAOLIEN, J., y ISHIKAWA, M (1987). A study on concrete filled RHS column to H-beam connections fabricated with HT bolts in rigid frames Composite Construction in Steel and Concrete. ASCE, p. 614-635.

KAWAGUCHI, Jun, MORINO, Shosuke, SUGIMOTO, Toshikazu y SHIRAI, Junya (2002). Experimental study on structural characteristics of portal frames consisting of square CFT columns. Composite Construction in Steel and Concrete IV. p. 725-733.

KAWANO, Akihiko, y MATSUI, Chiaki (1997). New connections using vertical stiffeners between H shaped beams and hollow or concrete-filled square tubular columns. Proceedings of the 1996 Engineering Foundation Conference on Composite Construction in Steel and Concrete III. C.D. Buckner, B.M. Shahrooz. ASCE, p. 172-185.

KOESTER, Bradley D (2000). Panel Zone Behavior of Moment Connections Between Rectangular Concrete-Filled Steel Tubes and Wide Flange Beams. PhD dissertation. Department of Civil and Environmental Engineer. University of Texas at Austin, 213 p.

KUROBANE, Yoshiaki, PACKER, Jeffrey A., WARDENIER, Jaap, y YEOMANS, Noel (2004). Design Guide 9: Design guide for structural hollow section column connections, Verlag TUV Rheinland, 206 p.

LICHTEMBERG JURFEST, Roberto Alejandro (2019). Desempeño sísmico de conexiones tipo EP-HSS considerando carga axial y flexión biaxial. Tesis para optar al grado de magister en ciencias de la ingeniería mención ingeniería estructural, sísmica y geotécnica. Santiago de Chile. Universidad de Chile, Facultad de ciencias físicas y matemáticas, Departamento de ingeniería civil, 131 p.

MANDER, John B.; PRIESTLEY, Michael JN; PARK, R (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. Journal of structural engineering, vol. 114, no 8, p. 1804-1826.

MATSUI, C (1985). Strength and behavior of frames with concrete filled square steel tubular columns under earthquake loading. Proceedings of the International Specialty Conference on Concrete Filled Steel Tubular Structures, p. 104-111.

MATSUI, C., KAWANO, A. y LEE, C (1996). An experimental study of new connection system of H-shaped beams to vacant or concrete filled box columns. Journal of Structural and Construction Engineering, Architectural Institute of Japan, No. 486, pp. 133-142.

MEHANNY, Sameh y DEIERLEIN, Gregory G (2001). Seismic damage and collapse assessment of composite moment frames. Journal of Structural engineering, vol. 127, no 9, p. 1045-1053.

MITSUNARI, K., OCHI, K., KOYAMA, Y., y MATSUO, R (2001). Test on moment connections between RHS columns and wide flange beams with external diaphragms (Parts 1-4). Resúmenes de artículos técnicos de la Reunión anual, Architectural Institute of Japan, pp.845-852.

MORINO, S., KAWAGUCHI, J., YASUZAKI, C., y KANAZAWA, S (1993). Behavior of concrete-filled steel tubular three-dimensional subassemblages. Composite Construction in Steel and Concrete II. ASCE, p. 726-741.

NISHIYAMA, I., FUJIMOTO, T., FUKUMOTO, T., y YOSHIOKA, K (2004). Inelastic force deformation response of joint shear panels in beam-column moment connections to concrete-filled tubes. Journal of Structural Engineering, vol. 130, no 2, p. 244-252.

RICLES, J. M., PENG, S. W. y LU, L. W (2004). Seismic behavior of composite concrete filled steel tube column-wide flange beam moment connections. Journal of Structural Engineering, vol. 130, no 2, p. 223-232.

SAC JOINT VENTURE (1997). Protocol for fabrication, inspection, testing, and documentation of beam-column connection tests and other experimental specimens.

SAKINO, K (1981). Hysteretic Behavior of Concrete Filled Square Steel Tubular Beam-Columns Failed in Flexure. Transactions of the Japan Concrete Institute, vol. 3, p. 439-446.

TABUCHI, M., KANATANI, H. y KAMBA, T (1985). Empirical formulae for local strength of welded RHS column to H-beam connections: Part 2 - An experimental study on the welded RHS column to beam connections. Transactions of Architectural Institute of Japan, No. 352, pp. 79-89.

TOMII, Masahide y SAKINO, Kenji (1979). Experimental studies on the ultimate moment of concrete filled square steel tubular beam-columns. Transactions of the Architectural Institute of Japan, vol. 275, p. 55-65.

TORT, Cenk y HAJJAR, Jerome F (2007). Reliability-based performance-based design of rectangular concrete-filled steel tube (RCFT) members and frames. Tesis Doctoral. University of Minnesota Major: Civil engineering.

VIEST, Ivan M (1992). Composite Construction—Recent Past, Present and Near Future. Composite Construction in Steel and Concrete II. ASCE, p. 1-16.

VULCU, Cristian, STRATAN, Aurel, CIUTINA, Adrian, y DUBINA, Dan (2017). Beam-to-CFT high-strength joints with external diaphragm. I: Design and experimental validation. Journal of Structural Engineering, vol. 143, no 5, p. 04017001.

VULCU, Cristian, STRATAN, Aurel, CIUTINA, Adrian, y DUBINA, Dan (2017). Beam-to-CFT high-strength joints with external diaphragm. II: Numerical simulation of joint behavior. Journal of Structural Engineering, vol. 143, no 5, p. 04017001.

Wang, Y. C., Elghazouli, A. Y., Jaspart, J. P., & Iglesias, G (2012). Gap analysis on tubular joints in fire, earthquake resistance and robustness. CIDECT Report 6L–6/12, University of Manchester, UK, Imperial College London, UK, & University of Liège, Belgium.

WU, Liao, CHEN, Zhiua, RONG, Bin, y LUO, Song (2016). Panel zone behavior of diaphragm-through connection between concrete-filled steel tubular columns and steel beams. Advances in Structural Engineering, vol. 19, no 4, p. 627-641.

XIONG, Haibei y LIN, Shaobo (2004). Experimental study on behavior of Steel beam to concrete column connection in retrofitting, vol. 1, p. 1.

LEIVA, PABLO BENEDICTO ZAMBRANO (2008). Diseño Sismorresistente de Conexiones Rígiditas Viga-Columna y Arriostamientos Excéntricos para un Edificio de Acero de 15 Pisos Emplazado en la Ciudad de Valdivia. Tesis Doctoral. Universidad Austral de Chile. 419 p.

8. ANEXOS

8.1. Diseño de conexiones con diafragma externo según AISC358.

Conexion viga-columna a corte

Método de Diseño: LRFD

$$\phi_d := 1 \quad \phi_v := 0.9 \quad +$$

1. Geometría

viga		Columna	
$d := 500\text{mm}$	Áltura perfil	$d_c := 400\text{mm} = 400\text{-mm}$	Altura columna
$T := 462\text{mm}$	Altura libre interior alas	$t_c := 12\text{mm} \cdot 0.93 = 11.16\text{-mm}$	Espesor columna
$b_f := 200\text{mm}$	Ancho perfil	$H_{col} := 3\text{m}$	Altura entre piso
$t_f := 12\text{mm}$	Espesor de alas	$L_{viga} := 7.32\text{m}$	Luz de la viga
$t_w := 8\text{mm}$	Espesor de alma		
$r_{sol} := 0\text{mm}$	Radio soldadura		

2. Materiales

$F_y_{\text{perfil}} := 36\text{ksi}$	Perfil Acero
$F_u_{\text{perfil}} := 58\text{ksi}$	Grado A36
$F_y_{\text{placa}} := 36\text{ksi}$	Placa Acero
$F_u_{\text{placa}} := 58\text{ksi}$	Grado A36

$$F_{y_columna} := 46 \text{ ksi}$$

Acero A500Gr.B

$$F_{u_columna} := 58 \text{ ksi}$$

$$F_{vpemo} := 84 \text{ ksi} = 579.16 \text{ MPa}$$

Pernos Acero
Grado A490

$$E_s := 2040 \frac{\text{tonnef}}{\text{cm}^2}$$

Modulo Elasticidad Acero

$$\rho_{acero} := 7850 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

Densidad media del Acero

$$A_g := 2 \cdot b_f \cdot t_f + t_w \cdot (d - 2 \cdot t_f) + (2 \cdot r_{sol})^2 - \pi \cdot r_{sol}^2 = 86.08 \cdot \text{cm}^2$$

$$I_{xx} := \frac{[b_f \cdot d^3 - (b_f - t_w) \cdot (d - 2 \cdot t_f)^3]}{12} + 0.8584 \cdot r_{sol}^2 \cdot \left(\frac{d}{2} - t_f - 0.2234 \cdot r_{sol}\right)^2 + 0.0302 \cdot r_{sol}^4 = 35773.05 \cdot \text{cm}^4$$

$$Z_x := b_f \cdot t_f \cdot (d - t_f) + t_w \cdot \left(\frac{d}{2} - t_f\right)^2 + 0.8584 \cdot r_{sol}^2 \cdot \left(\frac{d}{2} - t_f - 0.2234 \cdot r_{sol}\right) = 1624.35 \cdot \text{cm}^3$$

$$N_{cap} := 0.9 \cdot F_{y_perfil} \cdot A_g = 196.09 \cdot \text{tonnef}$$

$$M_{pl} := F_{y_perfil} \cdot Z_x = 41.11 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

$$V_{cap} := 35.41 \text{ tonnef}$$

Carga de diseño

+

Resistencia a corte grupo perno según AISC:

$$f_i := 5$$

Cantidad de filas de pernos

$$co := 1$$

Cantidad de columnas de pernos

$$ss := 75 \text{ mm}$$

Distancia entre pernos

$$dis := 100 \text{ mm} = 3.94 \text{ in}$$

Distancia entre conexión y primer perno

$$exc := dis + \frac{(co - 1) \cdot ss}{2} = 3.94 \text{ in}$$

Excentricidad entre la conexión y el grupo de pernos

$$db := \frac{3}{4} \text{ in} = 19.05 \text{ mm}$$

Diámetro del perno

$$area := \frac{db^2 \pi}{4} = 0.44 \text{ in}^2$$

Área perno

$$L_{eh} := 40 \text{ mm} = 1.57 \text{ in}$$

distancia horizontal desde centro perno al borde placa

$$L_{ev} := 40 \text{ mm} = 1.57 \text{ in}$$

distancia vertical desde centro perno al borde placa.

$$t_{max} := \frac{db}{2} + \frac{1}{16} \text{ in} = 11.112 \text{ mm}$$

Espesor máximo entre placa de corte o alma viga

$$P_u := V_{cap} = 35.41 \text{ tonnef}$$

Carga de diseño
(capacidad a flexión)

$$M := P_u \cdot exc = 3.54 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Momento que provoca la excentricidad

METODO ELÁSTICO

$$i_{xx} := \text{if} \left[f_i < 2, 0, \sum_{i=1}^{\text{floor} \left(\frac{f_i}{2} \right)} \left[\frac{[f_i - (2 \cdot i - 2) - 1] \cdot ss}{2} \right]^2 \cdot co \cdot 2 \right] = 87.19 \cdot \frac{\text{in}^4}{\text{in}^2}$$

$$i_{yy} := \text{if} \left[co < 2, 0, \sum_{i=1}^{\text{floor} \left(\frac{co}{2} \right)} \left[\frac{[co - (2 \cdot i - 2) - 1] \cdot 3 \text{ in}}{2} \right]^2 \cdot f_i \cdot 2 \right] = 0 \cdot \frac{\text{in}^4}{\text{in}^2}$$

$$i_i := i_{xx} + i_{yy} = 87.19 \cdot \frac{\text{in}^4}{\text{in}^2}$$

Cálculo de inercias
por unidad de area

$$V_{mx} := \frac{M \cdot \frac{(f_i - 1) \cdot ss}{2}}{i_i} = 9.44 \cdot \text{tonnef}$$

Componente horizontal del corte
producto del momento

$$V_{my} := \frac{M \cdot \frac{(co - 1) \cdot ss}{2}}{i_i} = 0 \cdot \text{tonnef}$$

Componente vertical del corte
producto del momento

$$V_{py} := \frac{P_u}{f_i \cdot co} = 7.08 \cdot \text{tonnef}$$

Componente de la fuerza de corte
puro que soporta un perno suponiendo
que se reparte uniformemente

$$F_{res} := \sqrt{(V_{py} + V_{my})^2 + V_{mx}^2} = 11.8 \cdot \text{tonnef}$$

Fuerza de corte resultante que
soporta el perno más solicitado

$$esf_{res} := \frac{F_{res}}{\text{area}} = 58.9 \cdot \text{ksi}$$

Esfuerzo de corte resultante que
soporta el perno más solicitado

$$ver_1 := \text{if}(esf_{res} < \phi_v \cdot F_{vperno}, "OK", "NO")$$

ver₁ = "OK"

$$\frac{esf_{res}}{\phi_v \cdot F_{vperno}} = 0.779$$

Aplastamiento en placa:

$$P_u = 35.41 \cdot \text{tonnef}$$

Carga de diseño LRFD

$$t_{placa} := 8 \text{ mm}$$

Espesor placa

$$L_{ev} = 40 \cdot \text{mm}$$

Distancia borde perno al borde de la placa

$$db = \frac{3}{4} \cdot \text{in}$$

Diámetro de perno

$$Rn1p := 2.4 \cdot db \cdot F_u_{placa} \cdot t_{placa}$$

Aplastamiento distancia entre pernos

$$Rn2p := 1.2 \cdot \left[L_{ev} - \left(db + \frac{1}{8} \text{ in} \right) \cdot 0.5 \right] \cdot t_{placa} \cdot F_u_{placa}$$

Aplastamiento vertical distancia al borde
placa

$$Rn3p := 1.2 \cdot \left[L_{eh} - \left(db + \frac{1}{8} \text{ in} \right) \cdot 0.5 \right] \cdot t_{placa} \cdot F_{u_placa}$$

Aplastamiento horizontal distancia al borde placa

$$\phi Rnp := \min(\phi_v \cdot Rn1p, \phi_v \cdot Rn2p) = 10.18 \cdot \text{tonnef}$$

Resistencia aplastamiento grupo de pernos

$$ver_2 := \text{if}(V_{py} + V_{my} < \phi Rnp, "OK", "NO")$$

ver₂ = "OK"

$$\frac{V_{py} + V_{my}}{\phi Rnp} = 0.7$$

$$ver_{2.a} := \text{if}(V_{mx} < \phi_v \cdot Rn3p, "OK", "NO")$$

ver_{2.a} = "OK"

$$\frac{V_{mx}}{\phi_v \cdot Rn3p} = 0.93$$

Aplastamiento en perfil:

$$P_u = 35.41 \cdot \text{tonnef}$$

Carga de diseño LRFD

$$t_w = 8 \cdot \text{mm}$$

Espesor placa

$$ss = 2.95 \cdot \text{in}$$

Distancia entre pernos vertical

$$L_{eh} = 1.57 \cdot \text{in}$$

Distancia centro perno al borde de la placa horizontal

$$db = \frac{3}{4} \cdot \text{in}$$

Diámetro de perno

$$L_{cy} := ss - \left(db + \frac{1}{8} \text{ in} \right) = 52.77 \cdot \text{mm}$$

Distancia libre entre pernos Vertical

$$L_{cx} := L_{eh} - \left[\left(db + \frac{1}{8} \text{ in} \right) \cdot 0.5 \right] = 28.89 \cdot \text{mm}$$

Distancia libre horizontal

$$Rn1wx := 2.4 \cdot db \cdot F_{u_perfil} \cdot t_w$$

Aplastamiento distancia entre pernos

$$Rn2wx := 1.2 \cdot (L_{cx}) \cdot t_w \cdot F_{u_perfil}$$

Aplastamiento distancia al borde placa

$$\phi Rnwx := \min(\phi_v \cdot Rn1wx, \phi_v \cdot Rn2wx)$$

Resistencia aplastamiento grupo de pernos horizontal

$$\phi Rnwx = 10.18 \cdot \text{tonnef}$$

$$ver_{3x} := \text{if}(V_{mx} < \phi Rnwx, "OK", "NO")$$

ver_{3x} = "OK"

$$\frac{V_{mx}}{\phi Rnwx} = 0.93$$

$$Rn1wy := 2.4 \cdot db \cdot F_{u_perfil} \cdot t_w$$

Aplastamiento distancia entre pernos

$$Rn2wy := 1.2 \cdot (L_{cy}) \cdot t_w \cdot F_{u_perfil}$$

Aplastamiento distancia libre entre pernos

$$\phi Rnwy := \min(\phi_v \cdot Rn1wy, \phi_v \cdot Rn2wy)$$

Resistencia aplastamiento grupo de pernos horizontal

$$\phi Rnwy = 13.42 \cdot \text{tonnef}$$

$$ver_{3y} := \text{if}(V_r < \phi Rnwy, "OK", "NO")$$

ver_{3y} = "OK"

$$\frac{V_r}{\phi Rnwy} = 0.53$$

Fluencia a corte de la placa:

$$\phi_{sy} := 1$$

$$L_{placa} := ss \cdot (f_i - 1) + (L_{ev} \cdot 2) = 380 \text{ mm}$$

$$F_{y_placa} = 36 \text{ ksi}$$

$$t_{placa} = 8 \text{ mm}$$

$$R_n := L_{placa} \cdot (0.6 \cdot F_{y_placa}) \cdot t_{placa}$$

$$ver_5 := \text{if}(P_u < \phi_{sy} \cdot R_n, \text{"OK"}, \text{"NO"})$$

Verificación del alto de placa

$$ver_4 := \text{if}(L_{placa} \leq T, \text{"OK"}, \text{"NO"})$$

Largo placa

Fluencia placa

Espesor placa alma

Resistencia fluencia placa

$$ver_5 = \text{"OK"}$$

$$\frac{P_u}{(\phi_d \cdot R_n)} = 0.77$$

$$ver_4 = \text{"OK"}$$

$$\frac{L_{placa}}{T} = 0.82$$

Fractura de placa de corte:

$$P_u = 35.41 \text{ tonnef}$$

$$\phi_v = 0.9$$

$$dh := db + \frac{1}{8} \text{ in}$$

$$F_{u_placa} = 58 \text{ ksi}$$

$$t_{placa} = 8 \text{ mm}$$

$$L_{placa} = 38 \text{ cm}$$

$$s := 3 \text{ in}$$

$$g := 3 \text{ in}$$

$$A_n := t_{placa} \cdot (L_{placa} - f_i \cdot dh)$$

$$\phi R_n := \phi_v \cdot 0.6 \cdot F_{u_placa} \cdot A_n = 47.37 \text{ tonnef}$$

$$ver_6 := \text{if}(P_u < \phi R_n, \text{"OK"}, \text{"NO"})$$

Carga diseño

LRFD

Diámetro agujero

Tensión rotura placa

Espesor placa

Largo de placa

Paso

Gramil

Área neta de corte

Resistencia

$$ver_6 = \text{"OK"}$$

$$\frac{P_u}{\phi R_n} = 0.75$$

Bloque de corte (J4-5 AISC 2010):

$N_p := f_i = 5$	filas	$U := 1$
$N_{lineas} := c_o = 1$	columnas	$t_{placa} = 8 \cdot \text{mm}$
$ss = 75 \cdot \text{mm}$		$L_{ev} = 1.57 \cdot \text{in}$
		$L_{eh} = 1.57 \cdot \text{in}$
$A_{gv} := [(N_p - 1) \cdot s + (L_{ev})] \cdot t_{placa}$		Área de gross de corte
$A_{nv} := A_{gv} - (N_p - 0.5) \cdot (dh) \cdot t_{placa}$		Área neta de corte
$A_{gt} := [(N_{lineas} - 1) \cdot ss + L_{eh}] \cdot t_{placa}$		Área gross tracción
$A_{nt} := A_{gt} - [(N_{lineas} - 0.5) \cdot (dh)] \cdot t_{placa}$		Área neta de tracción
$Pn4_1 := 0.6 \cdot A_{nv} \cdot F_u_{placa} + F_u_{placa} \cdot A_{nt} \cdot U$		Resistencia
$Pn4_2 := 0.6 \cdot A_{gv} \cdot F_y_{placa} + F_u_{placa} \cdot A_{nt} \cdot U$		
$Pn4 := \min(Pn4_1, Pn4_2) = 51.31 \cdot \text{tonnef}$		Resistencia admisible

$verif55 := \text{if}(P_u < \phi_v \cdot Pn4, "OK", "NO cumple") = "OK"$

Verificación

$$\frac{P_u}{(\phi_v \cdot Pn4)} = 0.77$$

Conexion viga-columna a momento AISC358

$$\phi_{dw} := 1$$

$$\phi_{ww} := 0.9$$

factores de ductilidad

1. Geometría

$$H_{col} = 3 \text{ m}$$

$$L_{viga} = 7.32 \text{ m}$$

$$R_y := 1.3$$

$$d_c = 400 \text{ mm}$$

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

$$R_t := 1.2$$

$$t_c = 11.16 \text{ mm}$$

$$t_f = 12 \text{ mm}$$

$$C_{pr} := \min \left(1.2, \frac{F_{y_perfil} + F_{u_perfil}}{2 \cdot F_{y_perfil}} \right) = 1.2$$

2. solicitaciones

$$dead_{viga} := A_g \cdot \rho_{acero} = 67.57 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$dead_{beam} := 16 \cdot \frac{\text{lbf}}{\text{ft}}$$

$$PP := 386 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \cdot \frac{L_{viga}^2}{3} = 6.89 \cdot \text{tonnef}$$

$$PP_{beam} := dead_{beam} \cdot L_{viga} = 0.17 \cdot \text{tonnef}$$

$$L := 250 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \cdot \frac{L_{viga}^2}{3} = 4.47 \cdot \text{tonnef}$$

$$COMB_1 := 1.2(PP + PP_{beam}) + 1L = 12.95 \cdot \text{tonnef}$$

$$COMB_2 := 1.2 dead_{viga} = 0.08 \cdot \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$M_{pr} := C_{pr} \cdot R_y \cdot M_{pl} = 64.14 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

momento probable de la viga

3. Parametros connexion

$$n_{pernos} := 12$$

numero de pernos

$$s_{perno} := 75 \text{ mm}$$

Separacion pernos direccion carga

$$L_{ehv} := 40 \text{ mm}$$

Distancia centro perno - borde longitudinal placa

$$L_{ehv} := 50 \text{ mm}$$

Distancia centro perno - borde transversal placa

$$s_{pernot} := b_f - 2 \cdot L_{ev} = 100 \text{ mm}$$

separacion pernos direccion transversal carga

$$d_{perno} := \frac{3}{4} \text{ in}$$

Diametro perno

$$A_{perno} := \frac{\pi d_{perno}^2}{4} = 2.85 \cdot \text{cm}^2$$

Area perno

$$d_h := d_{perno} + \frac{1}{8} \text{ in} = 22.22 \text{ mm}$$

diametro orificio

$$S_1 := 200\text{mm}$$

distancia cara columna - linea mas cercana
pernos

$$S_h := S_1 + s_{\text{perno}} \cdot \left(\frac{n_{\text{pernos}}}{2} - 1 \right) = 57.5\text{-cm}$$

distancia cara columna - linea mas lejana
pernos

$$L_{\text{rotula}} := L_{\text{viga}} - d_c - 2 \cdot S_h = 5.77\text{-m}$$

distancia entre rotulas plasticas

DIMENSIONES PLACA

$$t_p := 18\text{mm}$$

Espesor placa conexion momento

$$b_{pf} := 480\text{mm}$$

Ancho placa conexion momento
(medido en la linea mas cercana de pernos a
la columna)

DISEÑO

Paso1

$$M_{pr} = 64.14\text{-tonnef}\cdot\text{m}$$

Momento probable

Paso2

$$d_{\max} := \frac{b_f}{2} \cdot \left(1 - \frac{R_y \cdot F_{y_perfil}}{R_t \cdot F_{u_perfil}} \right) - \frac{1}{8}\text{in} = 29.58\text{-mm}$$

Diametro maximo pernos para evitar
fractura del ala de la viga

Paso3

Resistencia de los pernos

$$L_c := L_{eh} - 0.5 \cdot d_h = 28.89\text{-mm}$$

Distancia borde libre longitudinal

$$L_{c1} := s_{\text{perno}} - d_h = 52.77\text{-mm}$$

Distancia libre entre pernos

$$R_{np\text{perno}} := F_{v\text{perno}} \cdot A_{\text{perno}} = 16.83\text{-tonnef}$$

RESISTENCIA CORTE

Aplastamiento bordeplaca, aplastamiento alrededor perno

$$R_{n2a} := \min(1.2 \cdot L_c \cdot t_f \cdot F_{u_perfil}, 2.4 \cdot d_{perno} \cdot t_f \cdot F_{u_perfil}) = 16.96 \cdot \text{tonnef}$$

Aplastamiento distancia pernos, aplastamiento alrededor perno

$$R_{n2b} := \min(1.2 \cdot L_{c1} \cdot t_f \cdot F_{u_perfil}, 2.4 \cdot d_{perno} \cdot t_f \cdot F_{u_perfil}) = 22.37 \cdot \text{tonnef}$$

Paso4

$$n_{min} := \frac{1.25 \cdot M_{pr}}{\phi_v \cdot \min(R_{n2a}, R_{n2b}, R_{nperno}) \cdot (d + t_p)} = 10.22 \quad \text{Cantidad minima de pernos estimada}$$

Paso5

$$S_h = 575 \cdot \text{mm}$$

Distancia cara columna - linea mas lejana pernos.

Paso6

$$x_1 := \frac{L_{\text{viga}}}{3} - \frac{d_c}{2} - S_h = 1.66 \text{ m}$$

Distancia beam1 - rotula

$$x_2 := x_1 + \frac{L_{\text{viga}}}{3} = 4.1 \text{ m}$$

Distancia beam2 - rotula

$$V_{\text{rotula}} := \frac{2 \cdot M_{\text{pr}}}{L_{\text{rotula}}} + \frac{\text{COMB}_1 \cdot x_1}{L_{\text{rotula}}} + \frac{\text{COMB}_1 \cdot x_2}{L_{\text{rotula}}} + \frac{\text{COMB}_2 \cdot L_{\text{rotula}}}{2} = 35.41 \cdot \text{tonnef}$$

$$V_{\text{rotula}} = 35.41 \cdot \text{tonnef}$$

Corte generado en la rotula plastica

Paso7

$$M_{\text{caracolumna}} := M_{\text{pr}} + V_{\text{rotula}} \cdot S_h + \text{COMB}_2 \cdot S_h \cdot \frac{S_h}{2} = 84.51 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

Momento en la cara de la columna

Paso8

$$R_u := \frac{M_{\text{caracolumna}}}{d + t_p} = 163.15 \cdot \text{tonnef}$$

Carga axial en el ala producto del momento probable

Paso9

$$R_{nt} := (n_{\text{pernos}} - 2) \cdot \min(R_{n\text{perno}}, R_{n2b}) + 2 \cdot \min(R_{n\text{perno}}, R_{n2a}) = 201.99 \cdot \text{tonnef}$$

$$\phi R_n := \phi_v \cdot R_{nt} = 181.79 \cdot \text{tonnef} \quad n_{\text{pernos}} = 12 \quad \text{resistencia grupo pernos}$$

$$\text{verif}_p := \text{if}(R_u < \phi R_n, \text{"OK"}, \text{"NO Cumple"})$$

Verificación

verif_p = "OK"

$$\frac{R_u}{\phi R_n} = 0.89745$$

Paso10

$$t_p = 18\text{-mm} \quad b_{pf} = 480\text{-mm}$$

$$t_{pmin} := \frac{R_u}{\phi_d \cdot F_y \cdot placa \cdot b_{pf}} = 13.43\text{-mm} \quad \text{Espesor minimo placa momento}$$

$$A_{gplmin} := \frac{R_u}{\phi_d \cdot F_y \cdot placa} = 64.46\text{-cm}^2 \quad \text{Area minima placa a momento}$$

$$verif_t := \text{if}(t_{pmin} < t_p, \text{"OK"}, \text{"NO Cumple"}) \quad \text{Verificación} \quad verif_t = \text{"OK"} \quad \frac{t_{pmin}}{t_p} = 0.74606$$

$$A_{gplr} := t_p \cdot b_{pf} = 86.4\text{-cm}^2 \quad \text{Area bruta placa momento} \quad \frac{A_{gplmin}}{A_{gplr}} = 0.74606$$

FRACTURA AREA NETA

$$A_{gplr} = 86.4\text{-cm}^2 \quad \text{Area bruta placa momento}$$

$$A_{nplr} := \min(A_{gplr} - 2 \cdot d_h \cdot t_p, 0.85 \cdot A_{gplr}) = 73.44\text{-cm}^2 \quad \text{Area neta placa momento}$$

$$L := \frac{n_{pernos} - 2}{2} \cdot s_{perno} = 375\text{-mm} \quad \text{Largo zona conectada}$$

$$x := 12\text{mm} \quad \text{Excentricidad conexion}$$

$$U := \min\left(1 - \frac{x}{L}, 0.90\right) = 0.9$$

$$R_{n2} := U \cdot (A_{nplr}) \cdot F_u_{perfil} = 269.53\text{-tonnef}$$

$$\phi R_{n2} := \phi_v \cdot R_{n2} = 242.57\text{-tonnef}$$

$$verif_4 := \text{if}(R_u < \phi R_{n2}, \text{"OK"}, \text{"NO Cumple"}) \quad \text{Verificación} \quad verif_4 = \text{"OK"} \quad \frac{R_u}{\phi R_{n2}} = 0.67258$$

BLOQUE DE CORTE

ALA

$$A_{gvf} := \left(L_{eh} + \frac{n_{pernos} - 2}{2} \cdot s_{perno}\right) \cdot t_f \cdot 2 = 99.6\text{-cm}^2 \quad \text{Area bruta de corte}$$

$$A_{nvf} := A_{gvf} - \left(\frac{n_{perfor} - 2}{2} + 0.5 \right) \cdot d_h \cdot t_f \cdot 2 = 70.26 \cdot \text{cm}^2 \quad \text{Area neta de corte}$$

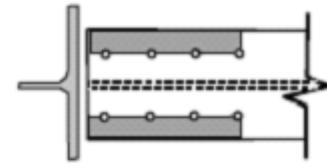
$$A_{gtf} := L_{ev} \cdot t_f \cdot 2 = 12 \cdot \text{cm}^2 \quad \text{Area bruta traccion}$$

$$A_{ntf} := A_{gtf} - 1 \cdot d_h \cdot t_f = 9.33 \cdot \text{cm}^2 \quad \text{Area neta traccion}$$

$$P_{bs1f} := \phi_v \cdot (F_{u_perfil} \cdot A_{ntf} + 0.6 \cdot F_{u_perfil} \cdot A_{nvf}) = 188.97 \cdot \text{tonnef}$$

$$P_{bs2f} := \phi_v \cdot (F_{u_perfil} \cdot A_{ntf} + 0.6 \cdot F_{y_perfil} \cdot A_{gvf}) = 170.38 \cdot \text{tonnef}$$

$$\phi P_{bsf} := \min(P_{bs1f}, P_{bs2f}) = 170.38 \cdot \text{tonnef}$$



Block Shear of Beam
Flange

$$verif_g := \text{if}(R_u < \phi P_{bsf}, \text{"OK"}, \text{"NO Cumple"})$$

Verificación **verif_g = "OK"**

$$\frac{R_u}{\phi P_{bsf}} = 0.95756$$

PLACA DE EMPALME EN FLEXION

$$A_{gvf1} := \left(L_{eh} + \frac{n_{perfor} - 2}{2} \cdot s_{perfor} \right) \cdot t_p \cdot 2 = 149.4 \cdot \text{cm}^2 \quad \text{Area bruta de corte}$$

$$A_{nvf1} := A_{gvf1} - \left(\frac{n_{perfor} - 2}{2} + 0.5 \right) \cdot d_h \cdot t_p \cdot 2 = 105.39 \cdot \text{cm}^2 \quad \text{Area neta de corte}$$

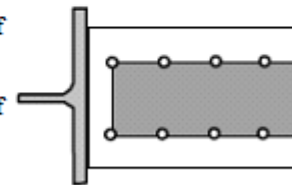
$$A_{gtf1} := s_{perfor} \cdot t_p = 18 \cdot \text{cm}^2 \quad \text{Area bruta traccion}$$

$$A_{ntf1} := A_{gtf1} - 1 \cdot d_h \cdot t_p = 14 \cdot \text{cm}^2 \quad \text{Area neta traccion}$$

$$P_{bs1f1} := \phi_v \cdot (F_{u_perfil} \cdot A_{ntf1} + 0.6 \cdot F_{u_perfil} \cdot A_{nvf1}) = 283.46 \cdot \text{tonnef}$$

$$P_{bs2f1} := \phi_v \cdot (F_{u_perfil} \cdot A_{ntf1} + 0.6 \cdot F_{y_perfil} \cdot A_{gvf1}) = 255.57 \cdot \text{tonnef}$$

$$\phi P_{bsf1} := \min(P_{bs1f1}, P_{bs2f1}) = 255.57 \cdot \text{tonnef}$$



Block Shear of Tension
Flange Plate

$$verif_g := \text{if}(R_u < \phi P_{bsf1}, \text{"OK"}, \text{"NO Cumple"})$$

Verificación **verif_g = "OK"**

$$\frac{R_u}{\phi P_{bsf1}} = 0.63837$$

Paso10

$t_p = 18\text{-mm}$ $b_{pf2} := 280\text{mm}$ **Ancho de placa: linea mas alejada de pernos**

$$t_{pmin2} := \frac{R_{u1}}{\phi_d \cdot F_{y_placa} \cdot b_{pf2}} = 17.47\text{-mm} \quad \text{Espesor minimo placa momento}$$

$$A_{gplmin2} := \frac{R_{u1}}{\phi_d \cdot F_{y_placa}} = 48.92\text{-cm}^2 \quad \text{Area minima placa a momento}$$

$verif_{t2} := \text{if}(t_{pmin2} < t_p, \text{"OK"}, \text{"NO Cumple"})$ Verificación $verif_{t2} = \text{"OK"}$ $\frac{t_{pmin2}}{t_p} = 0.97061$

$A_{gplr2} := t_p \cdot b_{pf2} = 50.4\text{-cm}^2$ Area bruta placa momento $\frac{A_{gplmin2}}{A_{gplr2}} = 0.97$

FRACTURA AREA NETA

$A_{gplr2} = 50.4\text{-cm}^2$ Area bruta placa momento

$A_{nplr2} := \min(A_{gplr2} - 2 \cdot d_h \cdot t_p, 0.85 \cdot A_{gplr2}) = 42.4\text{-cm}^2$ Area neta placa momento

$L_1 := \frac{n_{pernos} - 2}{2} \cdot s_{perno} = 375\text{-mm}$ Largo zona conectada

$x1 := 12\text{mm}$ Excentricidad connexion

$U_1 := \min\left(1 - \frac{x1}{L_1}\right) = 0.97$

$R_{n22} := U_1 \cdot (A_{nplr2}) \cdot F_{u_perfil} = 167.36\text{-tonnef}$

$\phi R_{n22} := \phi_v \cdot R_{n2} = 242.57\text{-tonnef}$

$verif_{42} := \text{if}(R_{u1} < \phi R_{n22}, \text{"OK"}, \text{"NO Cumple"})$ Verificación $verif_{42} = \text{"OK"}$ $\frac{R_{u1}}{\phi R_{n22}} = 0.51042$

BLOQUE DE CORTE

$$A_{gvf2} := \left(L_{eh} + \frac{n_{pemos} - 2}{2} \cdot s_{pemo} \right) \cdot t_f \cdot 2 = 99.6 \cdot \text{cm}^2 \quad \text{Area bruta de corte}$$

$$A_{nvf2} := A_{gvf2} - \left(\frac{n_{pemos} - 2}{2} + 0.5 \right) \cdot d_h \cdot t_f \cdot 2 = 70.26 \cdot \text{cm}^2 \quad \text{Area neta de corte}$$

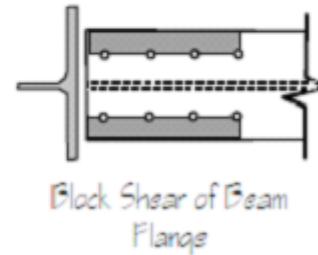
$$A_{gtf2} := L_{ev} \cdot t_f \cdot 2 = 12 \cdot \text{cm}^2 \quad \text{Area bruta traccion}$$

$$A_{ntf2} := A_{gtf2} - 1 \cdot d_h \cdot t_f = 9.33 \cdot \text{cm}^2 \quad \text{Area neta traccion}$$

$$P_{bs1f2} := \phi_v \cdot (F_{u_perfil} \cdot A_{ntf2} + 0.6 \cdot F_{u_perfil} \cdot A_{nvf2}) = 188.97 \cdot \text{tonnef}$$

$$P_{bs2f2} := \phi_v \cdot (F_{u_perfil} \cdot A_{ntf2} + 0.6 \cdot F_{y_perfil} \cdot A_{gvf2}) = 170.38 \cdot \text{tonnef}$$

$$\phi P_{bsf2} := \min(P_{bs1f2}, P_{bs2f2}) = 170.38 \cdot \text{tonnef}$$



$$\text{verif}_{g2} := \text{if}(R_{u1} < \phi P_{bsf2}, \text{"OK"}, \text{"NO Cumple"}) \text{ Verificación}$$

verif_{g2} = "OK"

$$\frac{R_{u1}}{\phi P_{bsf2}} = 0.72669$$

ALA

$$A_{gvf12} := \left(L_{eh} + \frac{n_{pemos} - 2}{2} \cdot s_{pemo} \right) \cdot t_f \cdot 2 = 99.6 \cdot \text{cm}^2 \quad \text{Area bruta de corte}$$

$$A_{nvf12} := A_{gvf12} - \left(\frac{n_{pemos} - 2}{2} + 0.5 \right) \cdot d_h \cdot t_f \cdot 2 = 70.26 \cdot \text{cm}^2 \quad \text{Area neta de corte}$$

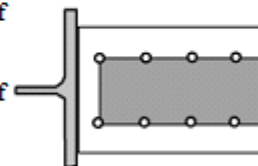
$$A_{gtf12} := s_{pemo} \cdot t_f \cdot 2 = 24 \cdot \text{cm}^2 \quad \text{Area bruta traccion}$$

$$A_{ntf12} := A_{gtf12} - 1 \cdot d_h \cdot t_f = 21.33 \cdot \text{cm}^2 \quad \text{Area neta traccion}$$

$$P_{bs1f12} := \phi_v \cdot (F_{u_perfil} \cdot A_{ntf12} + 0.6 \cdot F_{u_perfil} \cdot A_{nvf12}) = 233.01 \cdot \text{tonnef}$$

$$P_{bs2f12} := \phi_v \cdot (F_{u_perfil} \cdot A_{ntf12} + 0.6 \cdot F_{y_perfil} \cdot A_{gvf12}) = 214.42 \cdot \text{tonnef}$$

$$\phi P_{bsf12} := \min(P_{bs1f12}, P_{bs2f12}) = 214.42 \cdot \text{tonnef}$$



Block Shear of Tension
Flange Plate

$$\text{verif}_{g2} := \text{if}(R_{u1} < \phi P_{bsf12}, \text{"OK"}, \text{"NO Cumple"}) \text{ Verificación}$$

verif_{g2} = "OK"

$$\frac{R_{u1}}{\phi P_{bsf12}} = 0.48446$$

COMPRESION DE LA PLACA

$$L_{com} := 0.64S_1 = 128 \cdot \text{mm}$$

$$r_{min} := \sqrt{\frac{\frac{b_{pf} \cdot t_p^3}{12}}{b_{pf} \cdot t_p}} = 5.2 \cdot \text{mm}$$

$$\frac{L_{com}}{r_{min}} = 24.63 \quad \text{verif}_{com} := \text{if}\left(\frac{L_{com}}{r_{min}} < 25, "OK", "CAP J AISC"\right) = "OK"$$

$$\phi P_n := \phi_v \cdot F_y \cdot A_{gpl} = 196.81 \cdot \text{tonnef}$$

$$\text{verif} := \text{if}(R_u < \phi P_n, "OK", "NO Cumple") = "OK"$$

$$\frac{R_u}{\phi P_n} = 0.82896$$

CÁLCULO ZONA PANEL AISC358

$$1.4 \cdot \sqrt{\frac{200 \text{ GPa}}{46 \text{ ksi}}} = 35.16$$

$$\frac{d_c - 2 \cdot t_c}{t_c} = 33.84$$

$$F_{u_columna} = 58 \text{ ksi}$$

$$\frac{F_{u_columna}}{F_{y_perfil}} \cdot t_c = 17.98 \cdot \text{mm}$$

$$t_{placa} = 8 \cdot \text{mm}$$

$$t_c = 11.16 \cdot \text{mm}$$

$$t_{placa} < \frac{F_{u_columna}}{F_{y_perfil}} \cdot t_c = 1 \text{ chequeo punzonamiento}$$

$$A_{cw} := 2 \cdot (d_c - t_c) \cdot t_c = 86.79 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{cp} := (d_c - 2 \cdot t_c) \cdot (d_c - 2 \cdot t_c) = 1426.42 \cdot \text{cm}^2$$

$$\beta := \min\left[2.5 \cdot \left(\frac{d_c - 2 \cdot t_c}{d - 2 \cdot t_{df}}\right), 4\right] = 2.03$$

$$V_{c1} := 0 \text{ tonnef}$$

$$V_{c2} := V_{c1}$$

$$V_{cw} := \frac{M_{caracolumna}}{d - t_{df}} - \frac{V_{c1} + V_{c2}}{2} = 175.34 \cdot \text{tonnef}$$

$$V_{cwd} := 1.2 \cdot \left(A_{cp} \cdot \beta \cdot \frac{F_c}{10} + A_{cw} \cdot \frac{F_{y_columna}}{\sqrt{3}} \right) = 281.54 \cdot \text{tonnef}$$

$$\text{verif}_z := \text{if}(V_{cw} \leq V_{cwd}, "OK", "FALSE") = "OK"$$

$$\frac{V_{cw}}{V_{cwd}} = 0.62277$$

8.2. Diseño de conexiones con diafragma externo según DG9.

CONEXION SEGUN GUIA DE DISEÑO N°9

PARAMETROS

diafragma pasante

$$h_d := 500 \text{ mm}$$

$$b_{df} := 446 \text{ mm}$$

$$t_{df} := 18 \text{ mm}$$

$$t_{dw} := 8 \text{ mm}$$

$$A_{bf} := b_f \cdot t_f = 24 \cdot \text{cm}^2$$

$$b_j := d_c - 2 \cdot t_c = 37.77 \cdot \text{cm}$$

$$d_j := d - 2 \cdot t_{df} = 0.46 \text{ m}$$

$$t_c = 11.16 \cdot \text{mm}$$

$$S_v := 1 \text{ mm}$$

$$L_e := 70 \text{ mm}$$

$$m := 4 \cdot \frac{t_c}{d_j} \cdot \sqrt{\frac{b_j \cdot F_{y_columna}}{t_{dw} \cdot F_{y_perfil}}} = 0.75$$

$$W_{plbwn} := \frac{(d - 2 \cdot t_{df} - 2 \cdot S_v)^2 \cdot t_{dw}}{4} = 426.89 \cdot \text{cm}^3$$

$$s_c := 100 \text{ mm}$$

$$L_{eh} := 40 \text{ mm}$$

$$L_{ev} := 50 \text{ mm}$$

$$s_{pemol} := 75 \text{ mm}$$

$$s_{pemot} := b_f - 2 \cdot L_{ev} = 100 \cdot \text{mm}$$

distancia desde la cara columna - linea mas cercana de pernos

distancia eje perno - borde placa direccion longitudinal carga

distancia eje perno - borde placa direccion transversal carga

separacion longitudinal pernos

separacion transversal pernos

$N_{\text{pernos}} := 20$ numero total de pernos

$$s_i := s_c + s_{\text{perno}} \cdot \left(\frac{N_{\text{pernos}} - 4}{4} \right) \cdot 2 + 2 \cdot L_{\text{eh}} + 10 \text{ mm} = 790 \text{ mm}$$

$s_i = 790 \text{ mm}$ distancia desde la cara columna - linea mas lejana de pernos

$$s_{\text{empalme}} := \frac{s_i - s_c}{2} + s_c = 445 \text{ mm}$$

$$\text{largo}_{\text{placa}} := s_i - s_c + 2 \cdot L_{\text{eh}} = 770 \text{ mm}$$

$$d_{\text{perno}} := \frac{3}{4} \text{ in} = 19.05 \text{ mm}$$

diametro pernos

$$d_{\text{orificio}} := d_{\text{perno}} + \frac{1}{8} \text{ in} = 22.22 \text{ mm}$$

diametro orificio perno

+

$$A_{\text{perno}} := \frac{\pi \cdot d_{\text{perno}}^2}{4}$$

area de cada perno

$$F_{y_{\text{perfil}}} = 36 \text{ ksi}$$

$$F_{u_{\text{perfil}}} = 58 \text{ ksi}$$

$$F_{y_{\text{placa}}} = 36 \text{ ksi}$$

$$F_{u_{\text{placa}}} = 58 \text{ ksi}$$

$$F_{v_{\text{perno}}} = 84 \text{ ksi}$$

Perfil Acero
Grado A36

Placa Acero
Grado A36

Pernos Acero
Grado A490

viga

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

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

$$t_f = 12 \text{ mm}$$

$$t_w = 8 \text{ mm}$$

$$L_{\text{viga}} = 7.32 \text{ m}$$

columna

$$d_c = 400 \text{ mm}$$

$$t_c = 11.16 \text{ mm}$$

$$H_{\text{col}} = 3 \text{ m}$$

$$E_s = 2040 \cdot \frac{\text{tonnef}}{\text{cm}^2}$$

$$\rho_{\text{acero}} = 7850 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

$$F_c := 250 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

H30

$$E_c := 15100 \cdot \sqrt{F_c \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 238751.96 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Modulo de elasticidad del hormigon

DISEÑO

$$M_{pl} = 41.11 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{momento plastico viga}$$

$$M_{pli} = 108.84 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{momento plastico mensula}$$

$$x_1 := \frac{d - 2 \cdot t_f}{2} - \frac{2 \cdot d_h}{2} \cdot \frac{t_f \cdot F_{u_perfil}}{t_w \cdot F_{y_perfil}} = 184.29 \cdot \text{mm}$$

$$M_{bn} := \left(b_f - \frac{2}{2} \cdot d_h \right) \cdot t_f \cdot (d - t_f) \cdot F_{u_perfil} + (d - 2 \cdot t_f - x_1) \cdot x_1 \cdot t_w \cdot F_{y_perfil} = 53.34 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{cf} := \left[\frac{\left(\frac{L_{viga} - d_c}{2} \right)}{\frac{L_{viga} - d_c}{2} - s_i} \right] (M_{bn}) = 69.12 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

MOMENTO DE DISEÑO

RESISTENCIA MENSULA

$$x_2 := \frac{h_d - 2 \cdot t_{df}}{2} - \frac{2 \cdot d_h}{2} \cdot \frac{t_{df} \cdot F_{u_perfil}}{t_{dw} \cdot F_{y_perfil}} = 151.43 \cdot \text{mm}$$

$$M_{bni} := \left(b_{df} - \frac{2}{2} \cdot d_h \right) \cdot t_{df} \cdot (h_d - t_{df}) \cdot F_{u_perfil} + (h_d - 2 \cdot t_{df} - x_2) \cdot x_2 \cdot t_{dw} \cdot F_{y_perfil} = 159.51 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{cfia} := \left[\frac{\left(\frac{L_{viga} - d_c}{2} \right)}{\frac{L_{viga} - d_c}{2} - s_c} \right] (M_{bni}) = 164.26 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

momento primera fila tornillos

$$M_{bfu} := (b_{df} - 2 \cdot d_h) \cdot t_{df} \cdot (h_d - t_{df}) \cdot F_{u_perfil} = 142.06 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{bwu} := m \cdot W_{plbwn} \cdot F_{y_perfil} + \frac{L_e \cdot t_{dw} \cdot (h_d - 2 \cdot t_{df}) \cdot F_{u_perfil}}{\sqrt{3}} = 14.19 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{cfb} := M_{bfu} + M_{bwu} = 156.26 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{cfl} := \min(M_{cfia}, M_{cfb}) = 156.26 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\frac{L_e \cdot t_{dw} \cdot (h_d - 2 \cdot t_{df}) \cdot F_{u_perfil}}{\sqrt{3}} = 6.12 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\text{verif}_1 := \text{if}(M_{cf} < M_{cfl}, \text{"OK"}, \text{"NO Cumple"}) \quad \text{Verificación}$$

$$\text{verif}_1 = \text{"OK"}$$

$$\frac{M_{cf}}{M_{cfl}} = 0.44$$

RESISTENCIA DIAFRAGMA

Campo de validez

$$h_{d1} := 60 \text{ mm}$$

$$t_{df} = 18 \cdot \text{mm}$$

$$d_c = 400 \cdot \text{mm}$$

$$t_c = 11.16 \cdot \text{mm}$$

$$\text{verif}_a := \text{if} \left(20 < \frac{d_c}{t_c} < 50, "OK", "NO Cumple" \right)$$

$$\text{verif}_a = "OK"$$

$$\text{verif}_b := \text{if} \left(0.75 < \frac{t_{df}}{t_c} < 2, "OK", "NO Cumple" \right)$$

$$\text{verif}_b = "OK"$$

$$\text{verif}_c := \text{if} (t_{df} > t_f, "OK", "NO Cumple")$$

$$\text{verif}_c = "OK"$$

$$\text{verif}_d := \text{if} \left(\frac{h_{d1}}{d_c} > 0.10 \cdot \frac{t_f}{t_{df}}, "OK", "NO Cumple" \right)$$

$$\text{verif}_d = "OK"$$

$$\text{verif}_e := \text{if} \left(\frac{h_{d1}}{d_c} > 0.15 \cdot \frac{t_f}{t_{df}}, "OK", "NO Cumple" \right)$$

$$\text{verif}_e = "OK"$$

$$P_{bf1} := 3.74 \cdot \left(\frac{t_c}{d_c}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{t_{df}}{d_c}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{t_c + h_{d1}}{d_c}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot d_c^2 \cdot F_{u_placa} = 159.72 \cdot \text{tonnef}$$

$$P_{bf2} := 2.86 \cdot (4 \cdot t_c + t_{df}) \cdot t_c \cdot F_{y_columna} + 3.30 \cdot h_{d1} \cdot t_{df} \cdot F_{y_placa} = 154.87 \cdot \text{tonnef}$$

$$P_{bf} := \max(P_{bf1}, P_{bf2}) = 159.72 \cdot \text{tonnef} \quad \text{Resistencia ULTIMA del diafragma pasante}$$

$$M_{bf} := P_{bf} \cdot (h_d - t_{df}) = 76.98 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{momento resistente diafragma pasante}$$

$$verif_2 := \text{if}(M_{cf} < M_{bf}, "OK", "NO Cumple") \quad \text{Verificación} \quad verif_2 = "OK" \quad \frac{M_{cf}}{M_{bf}} = 0.89783$$

DISEÑO EMPALME EN FLEXION

$$\phi_d := 1 \quad \phi_w := 0.9 \quad \phi_{permo} := 0.75$$

$$P_{mf} := \frac{M_{cf}}{d - t_{df}} = 143.4 \cdot \text{tonnef} \quad \text{suposicion: usamos el momento en la cara de la columna}$$

$$V_{pr} := \frac{2M_{pr}}{L_{viga} - d_c - s_i} + 15 \cdot \text{tonnef} = 35.93 \cdot \text{tonnef}$$

PERNOS

Resistencia de los pernos

$$L_{eh} := L_{eh} - 0.5 \cdot d_h = 28.89 \cdot \text{mm}$$

$$L_{cl} := s_{permo1} - d_h = 52.77 \cdot \text{mm}$$

$$R_{npemo} := F_{vpermo} \cdot A_{permo} = 16.83 \cdot \text{tonnef} \quad \text{Resistencia corte}$$

$$R_{n2a} := \min(1.2 \cdot L_c \cdot t_f \cdot F_{u_perfil}, 2.4 \cdot d_{permo} \cdot t_f \cdot F_{u_perfil}) = 16.96 \cdot \text{tonnef}$$

$$R_{n2b} := \min(1.2 \cdot L_{cl} \cdot t_f \cdot F_{u_perfil}, 2.4 \cdot d_{permo} \cdot t_f \cdot F_{u_perfil}) = 22.37 \cdot \text{tonnef}$$

$$R_{nt} := \frac{N_{pernos} - 4}{2} \cdot \min\left(\frac{2 \cdot R_{npemo}}{1.2}, R_{n2b}\right) + 2 \cdot \min\left(\frac{2 \cdot R_{npemo}}{1.2}, R_{n2a}\right) = 212.91 \cdot \text{tonnef}$$

$$\phi R_n := \phi_v \cdot R_{nt} = 191.61 \cdot \text{tonnef} \quad N_{pernos} = 20$$

$$verif_p := \text{if}(P_{mf} < \phi R_n, "OK", "NO Cumple") \quad \text{Verificación} \quad verif_p = "OK" \quad \frac{P_{mf}}{\phi R_n} = 0.74838$$

EMPALME

$$\begin{aligned}
 e_{pls} &:= 14\text{mm} & b_{pls} &:= 200\text{mm} & \text{espesor y ancho de la placa superior, respectivamente} \\
 e_{pli} &:= 16\text{mm} & b_{pli} &:= \frac{(b_f - t_w - 2 \cdot 6\text{mm})}{2} = 90\text{mm} & \text{espesor y ancho de las placas inferiores, respectivamente} \\
 t_f &= 12\text{mm} & b_f &= 200\text{mm} & L_{ev} &= 50\text{mm} \\
 t_{df} &= 18\text{mm} & b_{df} &= 446\text{mm} & L_{eh} &= 40\text{mm} \\
 & & d_h &= 22.22\text{mm} & &
 \end{aligned}$$

+

FLUENCIA PLACA

$$\begin{aligned}
 A_{gps} &:= e_{pls} \cdot b_{pls} = 28 \cdot \text{cm}^2 \\
 A_{gpl} &:= e_{pli} \cdot b_{pli} = 14.4 \cdot \text{cm}^2 \\
 R_{n1} &:= (A_{gps} + 2 \cdot A_{gpl}) \cdot F_{y_perfil} = 143.76 \cdot \text{tonnef} \\
 \phi R_{n1} &:= \phi_d \cdot R_{n1} = 143.76 \cdot \text{tonnef} \\
 \text{verif}_3 &:= \text{if}(P_{mf} < \phi R_{n1}, \text{"OK"}, \text{"NO Cumple"}) \quad \text{Verificación} \quad \text{verif}_3 = \text{"OK"} \quad \frac{P_{mf}}{\phi R_{n1}} = 0.99747
 \end{aligned}$$

FRACTURA AREA NETA

$$\begin{aligned}
 A_{npls} &:= \min(A_{gps} - 2 \cdot d_h \cdot e_{pls}, 0.85 \cdot A_{gps}) = 21.78 \cdot \text{cm}^2 \\
 A_{npli} &:= \min(A_{gpl} - d_h \cdot e_{pli}, 0.85 \cdot A_{gpl}) = 10.84 \cdot \text{cm}^2 \\
 \underline{\underline{L}} &:= \frac{N_{permos} - 4}{4} \cdot s_{permol} = 300\text{mm} \\
 \underline{\underline{x}} &:= 12\text{mm} \\
 \underline{\underline{U}} &:= \min\left(1 - \frac{x}{L}\right) = 0.96 \\
 \underline{\underline{R_{n2}}} &:= U \cdot (A_{npls} + 2 \cdot A_{npli}) \cdot F_{u_perfil} = 170.15 \cdot \text{tonnef} \\
 \underline{\underline{\phi R_{n2}}} &:= \phi_v \cdot R_{n2} = 153.14 \cdot \text{tonnef} \\
 \underline{\underline{\text{verif}_4}} &:= \text{if}(P_{mf} < \phi R_{n2}, \text{"OK"}, \text{"NO Cumple"}) \quad \text{Verificación} \quad \text{verif}_4 = \text{"OK"} \quad \frac{P_{mf}}{\phi R_{n2}} = 0.93642
 \end{aligned}$$

BLOQUE DE CORTE

PLACA SUPERIOR1

$$A_{gvs} := \left(L_{eh} + \frac{N_{permos} - 4}{4} \cdot s_{permol} \right) \cdot 2 \cdot e_{pls} = 95.2 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{nvs} := A_{gvs} - \left(\frac{N_{permos} - 4}{4} + 0.5 \right) \cdot 2 \cdot e_{pls} \cdot d_h = 67.2 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{gts} := s_{permot} \cdot e_{pls} = 14 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{nts} := A_{gts} - 1 \cdot d_h \cdot e_{pls} = 10.89 \cdot \text{cm}^2$$

$$P_{bs1s} := \phi_v \cdot (F_{u_perfil} \cdot A_{nts} + 0.6 \cdot F_{u_perfil} \cdot A_{nvs}) = 187.93 \cdot \text{tonnef}$$

$$P_{bs2s} := \phi_v \cdot (F_{u_perfil} \cdot A_{nts} + 0.6 \cdot F_{y_perfil} \cdot A_{gvs}) = 170.08 \cdot \text{tonnef}$$

PLACA INFERIOR1

$$A_{gvi} := \left(L_{eh} + \frac{N_{permos} - 4}{4} \cdot s_{permol} \right) \cdot e_{pli} = 54.4 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{nvi} := A_{gvi} - \left(\frac{N_{permos} - 4}{4} + 0.5 \right) \cdot e_{pli} \cdot d_h = 38.4 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{gti} := (\min(L_{ev}, b_{pli} - L_{ev})) \cdot e_{pli} = 6.4 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{nti} := A_{gti} - 0.5 \cdot d_h \cdot e_{pli} = 4.62 \cdot \text{cm}^2$$

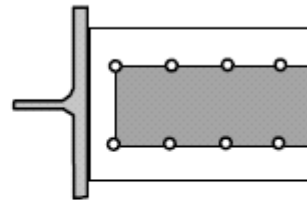
$$P_{bs1i} := \phi_v \cdot (F_{u_perfil} \cdot 2 \cdot A_{nti} + 0.6 \cdot F_{u_perfil} \cdot 2 \cdot A_{nvi}) = 203.03 \cdot \text{tonnef}$$

$$P_{bs2i} := \phi_v \cdot (F_{u_perfil} \cdot 2 \cdot A_{nti} + 0.6 \cdot F_{y_perfil} \cdot 2 \cdot A_{gvi}) = 182.63 \cdot \text{tonnef}$$

$$\phi P_{bsa} := \min(P_{bs1s} + P_{bs1i}, P_{bs2s} + P_{bs2i}) = 352.71 \cdot \text{tonnef}$$

$$\text{verif}_5 := \text{if}(P_{mf} < \phi P_{bsa}, "OK", "NO Cumple") \quad \text{Verificación} \quad \text{verif}_5 = "OK"$$

$$\frac{P_{mf}}{\phi P_{bsa}} = 0.40657$$



Block Shear of Tension
Flange Plate

PLACA SUPERIOR2

$$A_{gvs2} := \left(L_{eh} + \frac{N_{pemos} - 4}{4} \cdot s_{pemo1} \right) \cdot 2 \cdot e_{pls} = 95.2 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{nvs2} := A_{gvs2} - \left(\frac{N_{pemos} - 4}{4} + 0.5 \right) \cdot 2 \cdot e_{pls} \cdot d_h = 67.2 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{gts2} := L_{ev} \cdot e_{pls} \cdot 2 = 14 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{nts2} := A_{gts2} - 1 \cdot d_h \cdot e_{pls} = 10.89 \cdot \text{cm}^2$$

$$P_{bs1s2} := \phi_v \cdot (F_{u_perfil} \cdot A_{nts2} + 0.6 \cdot F_{u_perfil} \cdot A_{nvs2}) = 187.93 \cdot \text{tonnef}$$

$$P_{bs2s2} := \phi_v \cdot (F_{u_perfil} \cdot A_{nts2} + 0.6 \cdot F_{y_perfil} \cdot A_{gvs2}) = 170.08 \cdot \text{tonnef}$$

PLACA INFERIOR2

$$A_{gvi2} := \left(L_{eh} + \frac{N_{pemos} - 4}{4} \cdot s_{pemo1} \right) \cdot e_{pli} = 54.4 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{nvi2} := A_{gvi2} - \left(\frac{N_{pemos} - 4}{4} + 0.5 \right) \cdot e_{pli} \cdot d_h = 38.4 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{gti2} := (\min(L_{ev}, b_{pli} - L_{ev})) \cdot e_{pli} = 6.4 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{nti2} := A_{gti2} - 0.5 \cdot d_h \cdot e_{pli} = 4.62 \cdot \text{cm}^2$$

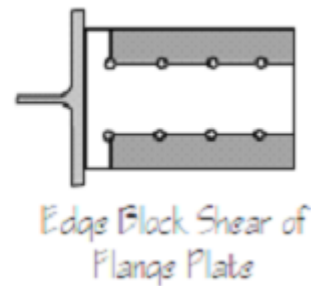
$$P_{bs1i2} := \phi_v \cdot (F_{u_perfil} \cdot 2 \cdot A_{nti2} + 0.6 \cdot F_{u_perfil} \cdot 2 \cdot A_{nvi2}) = 203.03 \cdot \text{tonnef}$$

$$P_{bs2i2} := \phi_v \cdot (F_{u_perfil} \cdot 2 \cdot A_{nti2} + 0.6 \cdot F_{y_perfil} \cdot 2 \cdot A_{gvi2}) = 182.63 \cdot \text{tonnef}$$

$$\phi P_{bsb} := \min(P_{bs1s2} + P_{bs1i2}, P_{bs2s2} + P_{bs2i2}) = 352.71 \cdot \text{tonnef}$$

$$\text{verif}_6 := \text{if}(P_{mf} < \phi P_{bsb}, \text{"OK"}, \text{"NO Cumple"}) \text{ Verificación } \text{verif}_6 = \text{"OK"}$$

$$\frac{P_{mf}}{\phi P_{bsb}} = 0.40657$$



PLACA SUPERIOR3

$$A_{gvs3} := \left(L_{eh} + \frac{N_{permos} - 4}{4} \cdot s_{permol} \right) \cdot 2 \cdot e_{pls} \cdot 2 = 190.4 \cdot \text{cm}^2$$

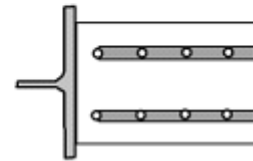
$$A_{nvs3} := 0 = 0 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{gts3} := 0 = 0 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{nts3} := 0 = 0 \cdot \text{cm}^2$$

$$P_{bs1s3} := \phi_v \cdot (F_{u_perfil} \cdot A_{nts3} + 0.6 \cdot F_{u_perfil} \cdot A_{nvs3}) = 0 \cdot \text{tonnef}$$

$$P_{bs2s3} := \phi_v \cdot (F_{u_perfil} \cdot A_{nts3} + 0.6 \cdot F_{y_perfil} \cdot A_{gvs3}) = 260.23 \cdot \text{tonnef}$$



Bolt Pull Through for
Flange Plate

PLACA INFERIOR3

$$A_{gvi3} := \left(L_{eh} + \frac{N_{permos} - 4}{4} \cdot s_{permol} \right) \cdot e_{pli} \cdot 2 = 108.8 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{nvi3} := 0 = 0 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{gti3} := 0 = 0 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{nti3} := 0 = 0 \cdot \text{cm}^2$$

$$P_{bs1i3} := \phi_v \cdot (F_{u_perfil} \cdot 2 \cdot A_{nti3} + 0.6 \cdot F_{u_perfil} \cdot 2 \cdot A_{nvi3}) = 0 \cdot \text{tonnef}$$

$$P_{bs2i3} := \phi_v \cdot (F_{u_perfil} \cdot 2 \cdot A_{nti3} + 0.6 \cdot F_{y_perfil} \cdot 2 \cdot A_{gvi3}) = 297.41 \cdot \text{tonnef}$$

$$\phi P_{bsc} := P_{bs2s3} + P_{bs2i3} = 557.64 \cdot \text{tonnef}$$

$$\text{verif}_7 := \text{if}(P_{mf} < \phi P_{bsc}, "OK", "NO Cumple") \quad \text{Verificación} \quad \text{verif}_7 = "OK"$$

$$\frac{P_{mf}}{\phi P_{bsc}} = 0.25715$$

ALA

$$A_{gvf} := \left(L_{eh} + \frac{N_{pernos} - 4}{4} \cdot s_{pernol} \right) \cdot t_f \cdot 2 = 81.6 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{nvf} := A_{gvf} - \left(\frac{N_{pernos} - 4}{4} + 0.5 \right) \cdot d_h \cdot t_f \cdot 2 = 57.6 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{gtf} := L_{ev} \cdot t_f \cdot 2 = 12 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{ntf} := A_{gtf} - 1 \cdot d_h \cdot t_f = 9.33 \cdot \text{cm}^2$$

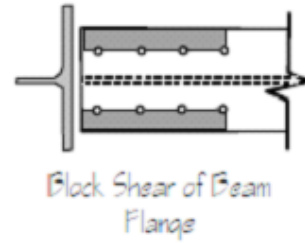
$$P_{bs1f} := \phi_v \cdot (F_{u_perfil} \cdot A_{ntf} + 0.6 \cdot F_{u_perfil} \cdot A_{nvf}) = 161.08 \cdot \text{tonnef}$$

$$P_{bs2f} := \phi_v \cdot (F_{u_perfil} \cdot A_{ntf} + 0.6 \cdot F_{y_perfil} \cdot A_{gvf}) = 145.78 \cdot \text{tonnef}$$

$$\phi P_{bsf} := \min(P_{bs1f}, P_{bs2f}) = 145.78 \cdot \text{tonnef}$$

$$verif_8 := \text{if}(P_{mf} < \phi P_{bsf}, "OK", "NO Cumple") \quad \text{Verificación } verif_8 = "OK"$$

$$\frac{P_{mf}}{\phi P_{bsf}} = 0.98367$$



NOTA: Diseño de empalme de corte Ídem ITEM anterior.

CÁLCULO ZONA PANEL DG9

$$1.4 \cdot \sqrt{\frac{200 \text{ GPa}}{46 \text{ ksi}}} = 35.16$$

$$F_{u_columna} = 58 \text{ ksi}$$

$$t_{placa} = 8 \cdot \text{mm}$$

$$t_c = 11.16 \cdot \text{mm}$$

$$A_{cw} := 2 \cdot (d_c - t_c) \cdot t_c = 86.79 \cdot \text{cm}^2$$

$$\frac{d_c - 2 \cdot t_c}{t_c} = 33.84$$

$$\frac{F_{u_columna}}{F_{y_perfil}} \cdot t_c = 17.98 \cdot \text{mm}$$

$$t_{placa} < \frac{F_{u_columna}}{F_{y_perfil}} \cdot t_c = 1 \text{ chequeo punzonamiento}$$

$$A_{cp} := (d_c - 2 \cdot t_c) \cdot (d_c - 2 \cdot t_c) = 1426.42 \cdot \text{cm}^2$$

$$\beta := \min \left[2.5 \cdot \left(\frac{d_c - 2 \cdot t_c}{d - 2 \cdot t_{df}} \right), 4 \right] = 2.03$$

$$V_{c1} := 0 \text{ tonnef}$$

$$V_{c2} := V_{c1}$$

$$V_{cw} := \frac{M_{cf}}{d - t_{df}} - \frac{V_{c1} + V_{c2}}{2} = 143.4 \cdot \text{tonnef}$$

$$V_{cwd} := 1.2 \cdot \left(A_{cp} \cdot \beta \cdot \frac{F_c}{10} + A_{cw} \cdot \frac{F_{y_columna}}{\sqrt{3}} \right) = 281.54 \cdot \text{tonnef}$$

$$\text{verif}_z := \text{if}(V_{cw} \leq V_{cwd}, \text{"OK"}, \text{"FALSE"}) = \text{"OK"}$$

$$\frac{V_{cw}}{V_{cwd}} = 0.50933$$

8.3. Diseño de conexiones con diafragma pasante según AISC358

Diseño empalme de corte IDEM diafragma externo AISC358.

Conexion viga-columna a momento segun AISC358

$$\phi_{dn} := 1$$

$$\phi_{nv} := 0.9$$

1. Geometría

$$H_{col} = 3 \text{ m}$$

$$L_{viga} = 7.32 \text{ m}$$

$$R_y := 1.3$$

$$d_c = 400 \text{ mm}$$

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

$$R_t := 1.2$$

$$t_c = 11.16 \text{ mm}$$

$$t_f = 12 \text{ mm}$$

$$C_{pr} := \min \left(1.2, \frac{F_{y_perfil} + F_{u_perfil}}{2 \cdot F_{y_perfil}} \right) = 1.2$$

2. solicitaciones

$$dead_{viga} := A_g \cdot \rho_{acero} = 67.57 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$dead_{beam} := 16 \frac{\text{lbf}}{\text{ft}} \quad +$$

$$PP := 386 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \cdot \frac{L_{viga}^2}{3} = 6.89 \cdot \text{tonnef}$$

$$PP_{beam} := dead_{beam} \cdot L_{viga} = 0.17 \cdot \text{tonnef}$$

$$L := 250 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \cdot \frac{L_{viga}^2}{3} = 4.47 \cdot \text{tonnef}$$

$$COMB_1 := 1.2 (PP + PP_{beam}) + 1L = 12.95 \cdot \text{tonnef}$$

$$COMB_2 := 1.2 dead_{viga} = 0.08 \cdot \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$M_{pr} := C_{pr} \cdot R_y \cdot M_{pl} = 64.14 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

momento probable de la viga

3. Parametros connexion

$$n_{pernos} := 12$$

numero de pernos

$$s_{perno} := 75 \text{ mm}$$

Separacion pernos direccion carga

$$L_{eb} := 40 \text{ mm}$$

Distancia centro perno - borde longitudinal placa

$$L_{ev} := 50 \text{ mm}$$

Distancia centro perno - borde transversal placa

$$s_{pernot} := b_f - 2 \cdot L_{ev} = 100 \text{ mm}$$

separacion pernos direccion transversal carga

$$d_{perno} := \frac{3}{4} \text{ in}$$

Diametro perno

$$A_{perno} := \frac{\pi d_{perno}^2}{4} = 2.85 \text{ cm}^2$$

Area perno

$$d_h := d_{\text{permo}} + \frac{1}{8} \text{ in} = 22.22 \cdot \text{mm} \quad \text{diametro orificio}$$

$$S_1 := 100 \text{ mm} \quad \text{distancia cara columna - linea mas cercana pernos}$$

$$S_h := S_1 + s_{\text{permo}} \cdot \left(\frac{n_{\text{permos}}}{2} - 1 \right) = 47.5 \cdot \text{cm} \quad \text{distancia cara columna - linea mas lejana pernos}$$

$$L_{\text{rotula}} := L_{\text{viga}} - d_c - 2 \cdot S_h = 5.97 \cdot \text{m} \quad \text{distancia entre rotulas plasticas}$$

DIMENSIONES PLACA

$$t_p := 18 \text{ mm} \quad \text{Espesor placa conexion momento}$$

$$b_{\text{pf}} := 420 \text{ mm} \quad \text{Ancho placa conexion momento (medido en la linea mas cercana de pernos a la columna)}$$

DISEÑO

Paso1

$$M_{\text{pr}} = 64.14 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{Momento probable}$$

Paso2

$$d_{\text{max}} := \frac{b_f}{2} \cdot \left(1 - \frac{R_y \cdot F_{y_{\text{perfil}}}}{R_t \cdot F_{u_{\text{perfil}}}} \right) - \frac{1}{8} \text{ in} = 29.58 \cdot \text{mm} \quad \text{Diametro maximo pernos para evitar fractura del ala de la viga}$$

Paso3

Resistencia de los pernos

$$L_c := L_{\text{eh}} - 0.5 \cdot d_h = 28.89 \cdot \text{mm} \quad \text{Distancia borde libre longitudinal}$$

$$L_{c1} := s_{\text{permo}} - d_h = 52.77 \cdot \text{mm} \quad \text{Distancia libre entre pernos}$$

$$R_{\text{npemo}} := F_{\text{vpemo}} \cdot A_{\text{permo}} = 16.83 \cdot \text{tonnef} \quad \text{RESISTENCIA CORTE}$$

Aplastamiento bordeplaca, aplastamiento alrededor perno

$$R_{\text{n2a}} := \min(1.2 \cdot L_c \cdot t_f \cdot F_{u_{\text{perfil}}}, 2.4 \cdot d_{\text{permo}} \cdot t_f \cdot F_{u_{\text{perfil}}}) = 16.96 \cdot \text{tonnef}$$

Aplastamiento distancia pernos, aplastamiento alrededor perno

$$R_{\text{n2b}} := \min(1.2 \cdot L_{c1} \cdot t_f \cdot F_{u_{\text{perfil}}}, 2.4 \cdot d_{\text{permo}} \cdot t_f \cdot F_{u_{\text{perfil}}}) = 22.37 \cdot \text{tonnef}$$

Paso4

$$n_{\min} := \frac{1.25 \cdot M_{pr}}{\phi_v \cdot \min(R_{n2a}, R_{n2b}, R_{npemo}) \cdot (d + t_p)} = 10.22 \quad \text{Cantidad minima de pernos estimada}$$

Paso5

$$S_h = 475 \cdot \text{mm} \quad \text{distancia cara columna - linea mas lejana pernos}$$

Paso6

$$x1 := \frac{L_{viga}}{3} - \frac{d_c}{2} - S_h = 1.76 \text{ m} \quad \text{Distancia beam1 - rotula}$$

$$x2 := x1 + \frac{L_{viga}}{3} = 4.21 \text{ m} \quad \text{Distancia beam2 - rotula}$$

$$V_{rotula} := \frac{2 \cdot M_{pr}}{L_{rotula}} + \frac{COMB_1 \cdot x1}{L_{rotula}} + \frac{COMB_1 \cdot x2}{L_{rotula}} + \frac{COMB_2 \cdot L_{rotula}}{2} = 34.68 \cdot \text{tonnef}$$

$$V_{rotula} = 34.68 \cdot \text{tonnef} \quad \text{Corte generado en la rotula plastica}$$

Paso7

$$M_{caracolumna} := M_{pr} + V_{rotula} \cdot S_h + COMB_2 \cdot S_h \cdot \frac{S_h}{2} = 80.62 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{Momento en la cara de la columna}$$

Paso8

$$R_u := \frac{M_{caracolumna}}{d + t_p} = 155.63 \cdot \text{tonnef} \quad \text{Carga axial en el ala producto del momento probable}$$

Paso9

$$R_{nt} := (n_{pernos} - 2) \cdot \min(R_{npemo}, R_{n2b}) + 2 \cdot \min(R_{npemo}, R_{n2a}) = 201.99 \cdot \text{tonnef}$$

$$\phi R_n := \phi_v \cdot R_{nt} = 181.79 \cdot \text{tonnef} \quad n_{pernos} = 12 \quad \text{resistencia grupo pernos}$$

$$verif_p := \text{if}(R_u < \phi R_n, "OK", "NO Cumple") \quad \text{Verificación} \quad verif_p = "OK" \quad \frac{R_u}{\phi R_n} = 0.85608$$

Paso10 $t_p = 18 \cdot \text{mm}$ $b_{pf} = 420 \cdot \text{mm}$

$$t_{pmin} := \frac{R_u}{\phi_d \cdot F_{y_placa} \cdot b_{pf}} = 14.64 \cdot \text{mm}$$

Espesor minimo placa momento

$$A_{gplmin} := \frac{R_u}{\phi_d \cdot F_{y_placa}} = 61.49 \cdot \text{cm}^2$$

Area minima placa a momento

$verif_t := \text{if}(t_{pmin} < t_p, \text{"OK"}, \text{"NO Cumple"})$ Verificación $verif_t = \text{"OK"}$ $\frac{t_{pmin}}{t_p} = 0.81334$

$$A_{gplr} := t_p \cdot b_{pf} = 75.6 \cdot \text{cm}^2$$

Area bruta placa momento

$\frac{A_{gplmin}}{A_{gplr}} = 0.81334$

FRACTURA AREA NETA

$$A_{gplr} = 75.6 \cdot \text{cm}^2$$

Area bruta placa momento

$$A_{nplr} := \min(A_{gplr} - 2 \cdot d_h \cdot t_p, 0.85 \cdot A_{gplr}) = 64.26 \cdot \text{cm}^2$$

Area neta placa momento

$$L_{\infty} := \frac{n_{permos} - 2}{2} \cdot s_{permo} = 375 \cdot \text{mm}$$

Largo zona conectada

$$x := 12 \cdot \text{mm}$$

Excentricidad conexion

$$U := \min\left(1 - \frac{x}{L}, 0.9\right) = 0.9$$

$$R_{n2} := U \cdot (A_{nplr}) \cdot F_{u_perfil} = 235.84 \cdot \text{tonnef}$$

$$\phi R_{n2} := \phi_v \cdot R_{n2} = 212.25 \cdot \text{tonnef}$$

$verif_4 := \text{if}(R_u < \phi R_{n2}, \text{"OK"}, \text{"NO Cumple"})$ Verificación $verif_4 = \text{"OK"}$ $\frac{R_u}{\phi R_{n2}} = 0.73324$

BLOQUE DE CORTE

ALA

$$A_{gvf} := \left(L_{eh} + \frac{n_{permos} - 2}{2} \cdot s_{permo}\right) \cdot t_f \cdot 2 = 99.6 \cdot \text{cm}^2$$

Area bruta de corte

$$A_{nvf} := A_{gvf} - \left(\frac{n_{permos} - 2}{2} + 0.5\right) \cdot d_h \cdot t_f \cdot 2 = 70.26 \cdot \text{cm}^2$$

Area neta de corte

$$A_{gtf} := L_{ev} \cdot t_f \cdot 2 = 12 \cdot \text{cm}^2$$

Area bruta traccion

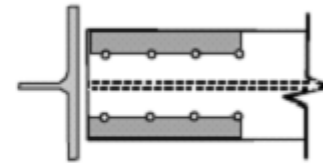
$$A_{ntf} := A_{gtf} - 1 \cdot d_h \cdot t_f = 9.33 \cdot \text{cm}^2$$

Area neta traccion

$$P_{bs1f} := \phi_v \cdot (F_{u_perfil} \cdot A_{ntf} + 0.6 \cdot F_{u_perfil} \cdot A_{nvf}) = 188.97 \cdot \text{tonnef}$$

$$P_{bs2f} := \phi_v \cdot (F_{u_perfil} \cdot A_{ntf} + 0.6 \cdot F_{y_perfil} \cdot A_{gvf}) = 170.38 \cdot \text{tonnef}$$

$$\phi P_{bsf} := \min(P_{bs1f}, P_{bs2f}) = 170.38 \cdot \text{tonnef}$$



Block Shear of Beam
Flange

$$\text{verif}_g := \text{if}(R_u < \phi P_{bsf}, \text{"OK"}, \text{"NO Cumple"}) \text{ Verificación } \text{verif}_g = \text{"OK"}$$

$$\frac{R_u}{\phi P_{bsf}} = 0.91342$$

PLACA DE MOMENTO

$$A_{gvf1} := \left(L_{eh} + \frac{n_{permos} - 2}{2} \cdot s_{permo} \right) \cdot t_p \cdot 2 = 149.4 \cdot \text{cm}^2$$

Area bruta de corte

$$A_{nvf1} := A_{gvf1} - \left(\frac{n_{permos} - 2}{2} + 0.5 \right) \cdot d_h \cdot t_p \cdot 2 = 105.39 \cdot \text{cm}^2$$

Area neta de corte

$$A_{gtf1} := s_{permo} \cdot t_p = 18 \cdot \text{cm}^2$$

Area bruta traccion

$$A_{ntf1} := A_{gtf1} - 1 \cdot d_h \cdot t_p = 14 \cdot \text{cm}^2$$

Area neta traccion

$$P_{bs1f1} := \phi_v \cdot (F_{u_perfil} \cdot A_{ntf1} + 0.6 \cdot F_{u_perfil} \cdot A_{nvf1}) = 283.46 \cdot \text{tonnef}$$

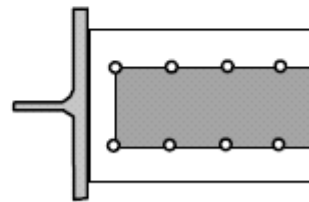
$$P_{bs2f1} := \phi_v \cdot (F_{u_perfil} \cdot A_{ntf1} + 0.6 \cdot F_{y_perfil} \cdot A_{gvf1}) = 255.57 \cdot \text{tonnef}$$

$$\phi P_{bsf1} := \min(P_{bs1f1}, P_{bs2f1}) = 255.57 \cdot \text{tonnef}$$

$$\text{verif}_g := \text{if}(R_u < \phi P_{bsf1}, \text{"OK"}, \text{"NO Cumple"})$$

$$\text{Verificación } \text{verif}_g = \text{"OK"}$$

$$\frac{R_u}{\phi P_{bsf1}} = 0.60895$$



Block Shear of Tension
Flange Plate

Paso10

$$t_p = 18\text{-mm} \quad b_{pf2} := 280\text{mm} \quad \text{Ancho placa linea mas alejada de pernos}$$

$$t_{pmin2} := \frac{R_{u1}}{\phi_d \cdot F_y \cdot placa \cdot b_{pf2}} = 17.47\text{-mm} \quad \text{Espesor minimo placa momento}$$

$$A_{gplmin2} := \frac{R_{u1}}{\phi_d \cdot F_y \cdot placa} = 48.92\text{-cm}^2 \quad \text{Area minima placa a momento}$$

$$verif_{t2} := \text{if}(t_{pmin2} < t_p, \text{"OK"}, \text{"NO Cumple"}) \text{ Verificación } verif_{t2} = \text{"OK"} \quad \frac{t_{pmin2}}{t_p} = 0.97061$$

$$A_{gplr2} := t_p \cdot b_{pf2} = 50.4\text{-cm}^2 \quad \text{Area bruta placa momento} \quad \frac{A_{gplmin2}}{A_{gplr2}} = 0.97$$

FRACTURA AREA NETA

$$A_{gplr2} = 50.4\text{-cm}^2 \quad \text{Area bruta placa momento}$$

$$A_{nplr2} := \min(A_{gplr2} - 2 \cdot d_h \cdot t_p, 0.85 \cdot A_{gplr2}) = 42.4\text{-cm}^2 \quad \text{Area neta placa momento}$$

$$L_1 := \frac{n_{pernos} - 2}{2} \cdot s_{perno} = 375\text{-mm} \quad \text{Largo zona conectada}$$

$$x1 := 12\text{mm} \quad \text{Excentricidad conexion}$$

$$U_1 := \min\left(1 - \frac{x1}{L_1}\right) = 0.97$$

$$R_{n22} := U_1 \cdot (A_{nplr2}) \cdot F_u \cdot perfil = 167.36\text{-tonnef}$$

$$\phi R_{n22} := \phi_v \cdot R_{n2} = 212.25\text{-tonnef}$$

$$verif_{42} := \text{if}(R_{u1} < \phi R_{n22}, \text{"OK"}, \text{"NO Cumple"}) \text{ Verificación } verif_{42} = \text{"OK"} \quad \frac{R_{u1}}{\phi R_{n22}} = 0.58334$$

BLOQUE DE CORTE

$$A_{gvf2} := \left(L_{eh} + \frac{n_{pernos} - 2}{2} \cdot s_{perno}\right) \cdot t_f \cdot 2 = 99.6\text{-cm}^2 \quad \text{Area bruta de corte}$$

$$A_{nvf2} := A_{gvf2} - \left(\frac{n_{pernos} - 2}{2} + 0.5\right) \cdot d_h \cdot t_f \cdot 2 = 70.26\text{-cm}^2 \quad \text{Area neta de corte}$$

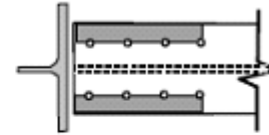
$$A_{gtf2} := L_{ev} \cdot t_f \cdot 2 = 12\text{-cm}^2 \quad \text{Area bruta traccion}$$

$$A_{ntf2} := A_{gtf2} - 1 \cdot d_h \cdot t_f = 9.33\text{-cm}^2 \quad \text{Area neta traccion}$$

$$P_{bs1f2} := \phi_v \cdot (F_{u_perfil} \cdot A_{ntf2} + 0.6 \cdot F_{u_perfil} \cdot A_{nvf2}) = 188.97 \cdot \text{tonnef}$$

$$P_{bs2f2} := \phi_v \cdot (F_{u_perfil} \cdot A_{ntf2} + 0.6 \cdot F_{y_perfil} \cdot A_{gvf2}) = 170.38 \cdot \text{tonnef}$$

$$\phi P_{bsf2} := \min(P_{bs1f2}, P_{bs2f2}) = 170.38 \cdot \text{tonnef}$$



Block Shear of Beam
Flange

$$\text{verif}_{g2} := \text{if}(R_{u1} < \phi P_{bsf2}, \text{"OK"}, \text{"NO Cumple"}) \text{ Verificación}$$

$$\text{verif}_{g2} = \text{"OK"}$$

$$\frac{R_{u1}}{\phi P_{bsf2}} = 0.72669$$

ALA

$$A_{gvf12} := \left(L_{eh} + \frac{n_{pemos} - 2}{2} \cdot s_{permo} \right) \cdot t_f \cdot 2 = 99.6 \cdot \text{cm}^2 \quad \text{Area bruta de corte}$$

$$A_{nvf12} := A_{gvf12} - \left(\frac{n_{pemos} - 2}{2} + 0.5 \right) \cdot d_h \cdot t_f \cdot 2 = 70.26 \cdot \text{cm}^2 \quad \text{Area neta de corte}$$

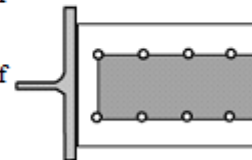
$$A_{gtf12} := s_{permo} \cdot t_f \cdot 2 = 24 \cdot \text{cm}^2 \quad \text{Area bruta traccion}$$

$$A_{ntf12} := A_{gtf12} - 1 \cdot d_h \cdot t_f = 21.33 \cdot \text{cm}^2 \quad \text{Area neta traccion}$$

$$P_{bs1f12} := \phi_v \cdot (F_{u_perfil} \cdot A_{ntf12} + 0.6 \cdot F_{u_perfil} \cdot A_{nvf12}) = 233.01 \cdot \text{tonnef}$$

$$P_{bs2f12} := \phi_v \cdot (F_{u_perfil} \cdot A_{ntf12} + 0.6 \cdot F_{y_perfil} \cdot A_{gvf12}) = 214.42 \cdot \text{tonnef}$$

$$\phi P_{bsf12} := \min(P_{bs1f12}, P_{bs2f12}) = 214.42 \cdot \text{tonnef}$$



Block Shear of Tension
Flange Plate

$$\text{verif}_{g2} := \text{if}(R_{u1} < \phi P_{bsf12}, \text{"OK"}, \text{"NO Cumple"}) \text{ Verificación}$$

$$\text{verif}_{g2} = \text{"OK"}$$

$$\frac{R_{u1}}{\phi P_{bsf12}} = 0.48446$$

COMPRESION DE LA PLACA

$$L_{com} := 0.65S_1 = 65 \cdot \text{mm}$$

$$r_{min} := \sqrt{\frac{\frac{b_{pf} \cdot t_p^3}{12}}{b_{pf} \cdot t_p}} = 5.2 \cdot \text{mm}$$

$$\frac{L_{com}}{r_{min}} = 12.51 \quad \text{verif}_{com} := \text{if}\left(\frac{L_{com}}{r_{min}} < 25, "OK", "CAP J AISC"\right) = "OK"$$

$$\phi P_n := 0.9 \cdot F_y \cdot A_{gpl} = 172.21 \cdot \text{tonnef}$$

$$\frac{R_u}{\phi P_n} = 0.90371$$

$$\text{verif} := \text{if}(R_u < \phi P_n, "OK", "NO Cumple") = "OK"$$

CÁLCULO ZONA PANEL DG9

$$1.4 \cdot \sqrt{\frac{200 \text{ GPa}}{46 \text{ ksi}}} = 35.16$$

$$\frac{d_c - 2 \cdot t_c}{t_c} = 33.84$$

$$F_{u_columna} = 58 \text{ ksi}$$

$$\frac{F_{u_columna}}{F_{y_perfil}} \cdot t_c = 17.98 \cdot \text{mm}$$

$$t_{placa} = 8 \cdot \text{mm}$$

$$t_c = 11.16 \cdot \text{mm}$$

$$t_{placa} < \frac{F_{u_columna}}{F_{y_perfil}} \cdot t_c = 1 \text{ chequeo punzonamiento}$$

$$A_{cw} := 2 \cdot (d_c - t_c) \cdot t_c = 86.79 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{cp} := (d_c - 2 \cdot t_c) \cdot (d_c - 2 \cdot t_c) = 1426.42 \cdot \text{cm}^2$$

$$\beta := \min\left[2.5 \cdot \left(\frac{d_c - 2 \cdot t_c}{d - 2 \cdot t_{df}}\right), 4\right] = 2.03$$

$$V_{c1} := 0 \text{ tonnef}$$

$$V_{c2} := V_{c1}$$

$$V_{cw} := \frac{M_{caracolumna}}{d - t_{df}} - \frac{V_{c1} + V_{c2}}{2} = 175.34 \cdot \text{tonnef}$$

$$V_{c wd} := 1.2 \cdot \left(A_{cp} \cdot \beta \cdot \frac{F_c}{10} + A_{cw} \cdot \frac{F_{y_columna}}{\sqrt{3}} \right) = 281.54 \cdot \text{tonnef}$$

$$\text{verif}_z := \text{if}(V_{cw} \leq V_{c wd}, "OK", "FALSE") = "OK"$$

$$\frac{V_{cw}}{V_{c wd}} = 0.62277$$

8.4. Diseño de conexiones con diafragma pasante según DG9

CONEXION SEGUN GUIA DE DISEÑO N°9

PARAMETROS

diafragma pasante

$$h_{df} := 500\text{mm}$$

$$b_{df} := 200\text{mm}$$

$$t_{df} := 18\text{mm}$$

$$t_{dw} := 8\text{mm}$$

$$A_{bf} := b_f \cdot t_f = 24 \cdot \text{cm}^2$$

$$b_j := d_c - 2 \cdot t_c = 37.77 \cdot \text{cm}$$

$$d_j := d - 2 \cdot t_{df} = 0.46 \text{ m}$$

$$t_c = 11.16 \cdot \text{mm}$$

$$S_v := 1\text{mm}$$

$$L_e := 70\text{mm}$$

$$m := 4 \cdot \frac{t_c}{d_j} \cdot \sqrt{\frac{b_j \cdot F_{y_columna}}{t_{dw} \cdot F_{y_perfil}}} = 0.75 \quad W_{plbwn} := \frac{(d - 2 \cdot t_{df} - 2 \cdot S_v)^2 \cdot t_{dw}}{4} = 426.89 \cdot \text{cm}^3$$

$$s_c := 100\text{mm}$$

distancia desde la cara columna - linea mas cercana de pernos

$$L_{eh} := 40\text{mm}$$

distancia eje perno - borde placa direccion longitudinal carga

$$L_{ev} := 50\text{mm}$$

distancia eje perno - borde placa direccion transversal carga

$$s_{perol} := 75\text{mm}$$

separacion longitudinal pernos

$$s_{perot} := b_f - 2 \cdot L_{ev} = 100 \cdot \text{mm}$$

separacion transversal pernos

$$N_{pernos} := 20$$

numero total de pernos

$$s_i := s_c + s_{perol} \cdot \left(\frac{N_{pernos} - 4}{4} \right) \cdot 2 + 2 \cdot L_{eh} + 10\text{mm} = 790 \cdot \text{mm}$$

$$s_i = 790 \cdot \text{mm}$$

distancia desde la cara columna - linea mas lejana de pernos

$$s_{\text{empalme}} := \frac{s_i - s_c}{2} + s_c = 445 \cdot \text{mm}$$

$$\text{largo}_{\text{placa}} := s_i - s_c + 2 \cdot L_{eh} = 770 \cdot \text{mm}$$

$$d_{\text{perno}} := \frac{3}{4} \text{ in} = 19.05 \cdot \text{mm}$$

diámetro pernos

$$d_o := d_{\text{perno}} + \frac{1}{8} \text{ in} = 22.22 \cdot \text{mm}$$

diámetro orificio perno

$$A_{\text{perno}} := \frac{\pi \cdot d_{\text{perno}}^2}{4}$$

area de cada perno

viga

columna

$$F_{y_perfil} = 36 \cdot \text{ksi}$$

Perfil Acero
Grado A36

$$d = 500 \cdot \text{mm}$$

$$d_c = 400 \cdot \text{mm}$$

$$F_{u_perfil} = 58 \cdot \text{ksi}$$

$$b_f = 200 \cdot \text{mm}$$

$$t_c = 11.16 \cdot \text{mm}$$

$$F_{y_placa} = 36 \cdot \text{ksi}$$

Placa Acero
Grado A36

$$t_f = 12 \cdot \text{mm}$$

$$F_{u_placa} = 58 \cdot \text{ksi}$$

$$t_w = 8 \cdot \text{mm}$$

$$H_{\text{col}} = 3 \cdot \text{m}$$

$$F_{v\text{perno}} = 84 \cdot \text{ksi}$$

Pernos Acero
Grado A490

$$L_{\text{viga}} = 7.32 \cdot \text{m}$$

$$E_s = 2040 \cdot \frac{\text{tonnef}}{\text{cm}^2}$$

$$\rho_{\text{acero}} = 7850 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

$$F_c := 250 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

H30

$$E_c := 15100 \cdot \sqrt{F_c \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 238751.96 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Modulo de elasticidad del hormigon

DISEÑO

$$M_{pl} = 41.11 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{momento plastico viga}$$

$$M_{pli} = 54.82 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{momento plastico Viga Corta}$$

$$x_1 := \frac{d - 2 \cdot t_f}{2} - \frac{2 \cdot d_h}{2} \cdot \frac{t_f \cdot F_{u_perfil}}{t_w \cdot F_{y_perfil}} = 184.29 \cdot \text{mm}$$

$$M_{bn} := \left(b_f - \frac{2}{2} \cdot d_h \right) \cdot t_f \cdot (d - t_f) \cdot F_{u_perfil} + (d - 2 \cdot t_f - x_1) \cdot x_1 \cdot t_w \cdot F_{y_perfil} = 53.34 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{cf} := \left[\frac{\left(\frac{L_{viga} - d_c}{2} \right)}{\frac{L_{viga} - d_c}{2} - s_i} \right] (M_{bn}) = 69.12 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

MOMENTO DE DISEÑO

RESISTENCIA MENSULA

$$x_2 := \frac{h_d - 2 \cdot t_{df}}{2} - \frac{2 \cdot d_h}{2} \cdot \frac{t_{df} \cdot F_{u_perfil}}{t_{dw} \cdot F_{y_perfil}} = 151.43 \cdot \text{mm}$$

$$M_{bni} := \left(b_{df} - \frac{2}{2} \cdot d_h \right) \cdot t_{df} \cdot (h_d - t_{df}) \cdot F_{u_perfil} + (h_d - 2 \cdot t_{df} - x_2) \cdot x_2 \cdot t_{dw} \cdot F_{y_perfil} = 72.48 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{cfia} := \left[\frac{\left(\frac{L_{viga} - d_c}{2} \right)}{\frac{L_{viga} - d_c}{2} - s_c} \right] (M_{bni}) = 74.64 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

momento primera fila tornillos

$$M_{bfu} := (b_{df} - 2 \cdot d_h) \cdot t_{df} \cdot (h_d - t_{df}) \cdot F_{u_perfil} = 55.03 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{bwu} := m \cdot W_{plbwn} \cdot F_{y_perfil} + \frac{L_e \cdot t_{dw} \cdot (h_d - 2 \cdot t_{df}) \cdot F_{u_perfil}}{\sqrt{3}} = 14.19 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{cfb} := M_{bfu} + M_{bwu} = 69.22 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{cfl} := \min(M_{cfia}, M_{cfb}) = 69.22 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\frac{L_e \cdot t_{dw} \cdot (h_d - 2 \cdot t_{df}) \cdot F_{u_perfil}}{\sqrt{3}} = 6.12 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\text{verif}_1 := \text{if}(M_{cf} < M_{cfl}, \text{"OK"}, \text{"NO Cumple"}) \text{ Verificación } \text{verif}_1 = \text{"OK"} \quad \frac{M_{cf}}{M_{cfl}} = 0.9985$$

RESISTENCIA DIAFRAGMA

$$d_{hd} := 200 \text{ mm}$$

$$h_{dl} := 60 \text{ mm}$$

$$t_{df} = 18 \cdot \text{mm}$$

$$d_c = 400 \cdot \text{mm}$$

$$t_c = 11.16 \cdot \text{mm}$$

Campo de validez

$$\text{verif}_a := \text{if}\left(20 < \frac{d_c}{t_c} < 50, \text{"OK"}, \text{"NO Cumple"}\right) \quad \text{verif}_a = \text{"OK"}$$

$$\text{verif}_b := \text{if}\left(0.75 < \frac{t_{df}}{t_c} < 2, \text{"OK"}, \text{"NO Cumple"}\right) \quad \text{verif}_b = \text{"OK"}$$

$$\text{verif}_c := \text{if}(t_{df} > t_f, \text{"OK"}, \text{"NO Cumple"}) \quad \text{verif}_c = \text{"OK"}$$

$$P_{bf1} := 0.7 \cdot 1.43 \cdot (d_c + 2 \cdot h_{d1} - d_{hd})^2 \cdot \frac{b_f \cdot t_{df}}{d_{hd}} \cdot F_{y_perfil} = 233.49 \cdot \text{tonnef}$$

$$P_{bf2} := 0.7 \cdot 1.43 \cdot (d_c + 2 \cdot h_{d1} - d_{hd}) \cdot t_{df} \cdot F_{y_perfil} = 145.93 \cdot \text{tonnef}$$

$$P_{bf} := \min(P_{bf1}, P_{bf2}) = 145.93 \cdot \text{tonnef} \quad \text{Resistencia ULTIMA del diafragma pasante}$$

$$M_{cf} := P_{bf} \cdot (h_d - t_{df}) = 70.34 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{momento resistente diafragma pasante}$$

$$verif_2 := \text{if}(M_{cf} < M_{bf}, "OK", "NO Cumple") \quad \text{Verificación } verif_2 = "OK" \quad \frac{M_{cf}}{M_{bf}} = 0.98263$$

DISEÑO EMPALME

$$\phi_d := 1 \quad \phi_w := 0.9 \quad \phi_{pemo} := 0.75$$

$$P_{mf} := \frac{M_{cf}}{d - t_{df}} = 143.4 \cdot \text{tonnef} \quad \text{suposicion: usamos el momento en la cara de la columna}$$

$$V_{pr} := \frac{2M_{pr}}{L_{viga} - d_c - s_i} + 15 \cdot \text{tonnef} = 35.93 \cdot \text{tonnef}$$

PERNOS

Resistencia de los pernos

$$L_{eh} := L_{eh} - 0.5 \cdot d_h = 28.89 \cdot \text{mm}$$

$$L_{p1} := s_{pemo1} - d_h = 52.77 \cdot \text{mm}$$

$$R_{npemo} := F_{vpemo} \cdot A_{pemo} = 16.83 \cdot \text{tonnef} \quad \text{Resistencia corte}$$

$$R_{n2a} := \min(1.2 \cdot L_c \cdot t_f \cdot F_{u_perfil}, 2.4 \cdot d_{pemo} \cdot t_f \cdot F_{u_perfil}) = 16.96 \cdot \text{tonnef}$$

$$R_{n2b} := \min(1.2 \cdot L_{c1} \cdot t_f \cdot F_{u_perfil}, 2.4 \cdot d_{pemo} \cdot t_f \cdot F_{u_perfil}) = 22.37 \cdot \text{tonnef}$$

$$R_{nt} := \frac{N_{pernos} - 4}{2} \cdot \min\left(\frac{2 \cdot R_{npemo}}{1.2}, R_{n2b}\right) + 2 \cdot \min\left(\frac{2 \cdot R_{npemo}}{1.2}, R_{n2a}\right) = 212.91 \cdot \text{tonnef}$$

$$\phi R_n := \phi_v \cdot R_{nt} = 191.61 \cdot \text{tonnef} \quad N_{pernos} = 20$$

$$verif_p := \text{if}(P_{mf} < \phi R_n, "OK", "NO Cumple") \quad \text{Verificación } verif_p = "OK" \quad \frac{P_{mf}}{\phi R_n} = 0.74838$$

EMPALME

$e_{pls} := 14\text{mm}$ Espesor placa superior $b_{pls} := 200\text{mm}$ ancho placa superior
 $e_{pli} := 16\text{mm}$ Espesor placa inferior $b_{pli} := \frac{(b_f - t_w - 2 \cdot 6\text{mm})}{2} = 90\text{mm}$ ancho placa inferior
 $t_f = 12\text{mm}$ espesor ala viga
 $t_{df} = 18\text{mm}$ espesor ala viga corta
 $L_{ev} = 50\text{mm}$ distancia desde eje de perno al borde transversal a la dirección de la carga
 $L_{eh} = 40\text{mm}$ distancia desde eje de perno al borde paralelo a la dirección de la carga

FLUENCIA PLACA

$A_{gps} := e_{pls} \cdot b_{pls} = 28 \cdot \text{cm}^2$
 $A_{gpi} := e_{pli} \cdot b_{pli} = 14.4 \cdot \text{cm}^2$
 $R_{n1} := (A_{gps} + 2 \cdot A_{gpi}) \cdot F_y_{\text{perfil}} = 143.76 \cdot \text{tonnef}$
 $\phi R_{n1} := \phi_d \cdot R_{n1} = 143.76 \cdot \text{tonnef}$
 $\text{verif}_3 := \text{if}(P_{mf} < \phi R_{n1}, "OK", "NO Cumple")$ Verificación $\text{verif}_3 = "OK"$ $\frac{P_{mf}}{\phi R_{n1}} = 0.99747$

FRACTURA AREA NETA

$A_{nps} := \min(A_{gps} - 2 \cdot d_h \cdot e_{pls}, 0.85 \cdot A_{gps}) = 21.78 \cdot \text{cm}^2$
 $A_{npi} := \min(A_{gpi} - d_h \cdot e_{pli}, 0.85 \cdot A_{gpi}) = 10.84 \cdot \text{cm}^2$
 $L := \frac{N_{pernos} - 4}{4} \cdot s_{perno} = 300\text{mm}$
 $x := 12\text{mm}$
 $U := \min\left(1 - \frac{x}{L}\right) = 0.96$
 $R_{n2} := U \cdot (A_{nps} + 2 \cdot A_{npi}) \cdot F_u_{\text{perfil}} = 170.15 \cdot \text{tonnef}$
 $\phi R_{n2} := \phi_v \cdot R_{n2} = 153.14 \cdot \text{tonnef}$

$$\text{verif}_4 := \text{if}(P_{mf} < \phi R_{n2}, "OK", "NO Cumple") \text{ Verificación}$$

verif₄ = "OK"

$$\frac{P_{mf}}{\phi R_{n2}} = 0.93642$$

BLOQUE DE CORTE

PLACA SUPERIOR1

$$A_{gvs} := \left(L_{eh} + \frac{N_{permos} - 4}{4} \cdot s_{permol} \right) \cdot 2 \cdot e_{pls} = 95.2 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{nvs} := A_{gvs} - \left(\frac{N_{permos} - 4}{4} + 0.5 \right) \cdot 2 \cdot e_{pls} \cdot d_h = 67.2 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{gts} := s_{permol} \cdot e_{pls} = 14 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{nts} := A_{gts} - 1 \cdot d_h \cdot e_{pls} = 10.89 \cdot \text{cm}^2$$

$$P_{bs1s} := \phi_v \cdot (F_{u_perfil} \cdot A_{nts} + 0.6 \cdot F_{u_perfil} \cdot A_{nvs}) = 187.93 \cdot \text{tonnef}$$

$$P_{bs2s} := \phi_v \cdot (F_{u_perfil} \cdot A_{nts} + 0.6 \cdot F_{y_perfil} \cdot A_{gvs}) = 170.08 \cdot \text{tonnef}$$

PLACA INFERIOR1

$$A_{gvi} := \left(L_{eh} + \frac{N_{permos} - 4}{4} \cdot s_{permol} \right) \cdot e_{pli} = 54.4 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{nvi} := A_{gvi} - \left(\frac{N_{permos} - 4}{4} + 0.5 \right) \cdot e_{pli} \cdot d_h = 38.4 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{gti} := (\min(L_{ev}, b_{pli} - L_{ev})) \cdot e_{pli} = 6.4 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{nti} := A_{gti} - 0.5 \cdot d_h \cdot e_{pli} = 4.62 \cdot \text{cm}^2$$

$$P_{bs1i} := \phi_v \cdot (F_{u_perfil} \cdot 2 \cdot A_{nti} + 0.6 \cdot F_{u_perfil} \cdot 2 \cdot A_{nvi}) = 203.03 \cdot \text{tonnef}$$

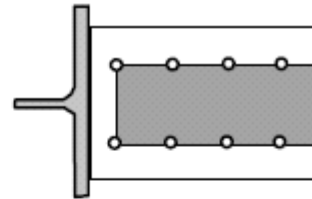
$$P_{bs2i} := \phi_v \cdot (F_{u_perfil} \cdot 2 \cdot A_{nti} + 0.6 \cdot F_{y_perfil} \cdot 2 \cdot A_{gvi}) = 182.63 \cdot \text{tonnef}$$

$$\phi P_{bsa} := \min(P_{bs1s} + P_{bs1i}, P_{bs2s} + P_{bs2i}) = 352.71 \cdot \text{tonnef}$$

$$\text{verif}_5 := \text{if}(P_{mf} < \phi P_{bsa}, "OK", "NO Cumple") \text{ Verificación}$$

verif₅ = "OK"

$$\frac{P_{mf}}{\phi P_{bsa}} = 0.40657$$



Block Shear of Tension
Flange Plate

PLACA SUPERIOR2

$$A_{gvs2} := \left(L_{eh} + \frac{N_{pemos} - 4}{4} \cdot s_{pamol} \right) \cdot 2 \cdot e_{pls} = 95.2 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{nvs2} := A_{gvs2} - \left(\frac{N_{pemos} - 4}{4} + 0.5 \right) \cdot 2 \cdot e_{pls} \cdot d_h = 67.2 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{gts2} := L_{ev} \cdot e_{pls} \cdot 2 = 14 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{nts2} := A_{gts2} - 1 \cdot d_h \cdot e_{pls} = 10.89 \cdot \text{cm}^2$$

$$P_{bs1s2} := \phi_v \cdot (F_{u_perfil} \cdot A_{nts2} + 0.6 \cdot F_{u_perfil} \cdot A_{nvs2}) = 187.93 \cdot \text{tonnef}$$

$$P_{bs2s2} := \phi_v \cdot (F_{u_perfil} \cdot A_{nts2} + 0.6 \cdot F_{y_perfil} \cdot A_{gvs2}) = 170.08 \cdot \text{tonnef}$$

PLACA INFERIOR2

$$A_{gvi2} := \left(L_{eh} + \frac{N_{pemos} - 4}{4} \cdot s_{pamol} \right) \cdot e_{pli} = 54.4 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{nvi2} := A_{gvi2} - \left(\frac{N_{pemos} - 4}{4} + 0.5 \right) \cdot e_{pli} \cdot d_h = 38.4 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{gti2} := (\min(L_{ev}, b_{pli} - L_{ev})) \cdot e_{pli} = 6.4 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{nti2} := A_{gti2} - 0.5 \cdot d_h \cdot e_{pli} = 4.62 \cdot \text{cm}^2$$

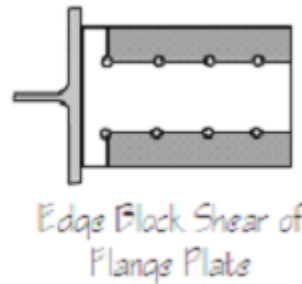
$$P_{bs1i2} := \phi_v \cdot (F_{u_perfil} \cdot 2 \cdot A_{nti2} + 0.6 \cdot F_{u_perfil} \cdot 2 \cdot A_{nvi2}) = 203.03 \cdot \text{tonnef}$$

$$P_{bs2i2} := \phi_v \cdot (F_{u_perfil} \cdot 2 \cdot A_{nti2} + 0.6 \cdot F_{y_perfil} \cdot 2 \cdot A_{gvi2}) = 182.63 \cdot \text{tonnef}$$

$$\phi P_{bsb} := \min(P_{bs1s2} + P_{bs1i2}, P_{bs2s2} + P_{bs2i2}) = 352.71 \cdot \text{tonnef}$$

$$\text{verif}_6 := \text{if}(P_{mf} < \phi P_{bsb}, \text{"OK"}, \text{"NO Cumple"}) \text{ Verificación } \text{verif}_6 = \text{"OK"}$$

$$\frac{P_{mf}}{\phi P_{bsb}} = 0.40657$$



PLACA SUPERIOR3

$$A_{gvs3} := \left(L_{eh} + \frac{N_{pemos} - 4}{4} \cdot s_{pamol} \right) \cdot 2 \cdot e_{pls} \cdot 2 = 190.4 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{nvs3} := 0 = 0 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{gts3} := 0 = 0 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{nts3} := 0 = 0 \cdot \text{cm}^2$$

$$P_{bs1s3} := \phi_v \cdot (F_{u_perfil} \cdot A_{nts3} + 0.6 \cdot F_{u_perfil} \cdot A_{nvs3}) = 0 \cdot \text{tonnef}$$

$$P_{bs2s3} := \phi_v \cdot (F_{u_perfil} \cdot A_{nts3} + 0.6 \cdot F_{y_perfil} \cdot A_{gvs3}) = 260.23 \cdot \text{tonnef}$$

PLACA INFERIOR3

$$A_{gvi3} := \left(L_{eh} + \frac{N_{pemos} - 4}{4} \cdot s_{pamol} \right) \cdot e_{pli} \cdot 2 = 108.8 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{nvi3} := 0 = 0 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{gti3} := 0 = 0 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{nti3} := 0 = 0 \cdot \text{cm}^2$$

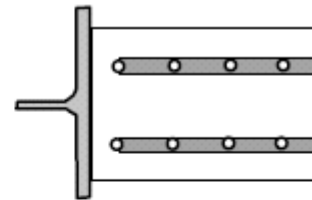
$$P_{bs1i3} := \phi_v \cdot (F_{u_perfil} \cdot 2 \cdot A_{nti3} + 0.6 \cdot F_{u_perfil} \cdot 2 \cdot A_{nvi3}) = 0 \cdot \text{tonnef}$$

$$P_{bs2i3} := \phi_v \cdot (F_{u_perfil} \cdot 2 \cdot A_{nti3} + 0.6 \cdot F_{y_perfil} \cdot 2 \cdot A_{gvi3}) = 297.41 \cdot \text{tonnef}$$

$$\phi P_{bsc} := P_{bs2s3} + P_{bs2i3} = 557.64 \cdot \text{tonnef}$$

$$\text{verif}_7 := \text{if}(P_{mf} < \phi P_{bsc}, \text{"OK"}, \text{"NO Cumple"}) \quad \text{Verificación} \quad \text{verif}_7 = \text{"OK"}$$

$$\frac{P_{mf}}{\phi P_{bsc}} = 0.25715$$



Bolt Pull Through for
Flange Plate

ALA

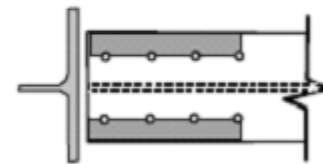
$$A_{gve} := \left(L_{eh} + \frac{N_{pemos} - 4}{4} \cdot s_{pamol} \right) \cdot t_f \cdot 2 = 81.6 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{gve} := A_{gvf} - \left(\frac{N_{pemos} - 4}{4} + 0.5 \right) \cdot d_h \cdot t_f \cdot 2 = 57.6 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{gte} := L_{ev} \cdot t_f \cdot 2 = 12 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{nte} := A_{gte} - 1 \cdot d_h \cdot t_f = 9.33 \cdot \text{cm}^2$$

$$P_{bs1e} := \phi_v \cdot (F_{u_perfil} \cdot A_{nte} + 0.6 \cdot F_{u_perfil} \cdot A_{nve}) = 161.08 \cdot \text{tonnef}$$



Block Shear of Beam
Flange

$$P_{bs2f} := \phi_v \cdot (F_{u_perfil} \cdot A_{ntf} + 0.6 \cdot F_{y_perfil} \cdot A_{gvf}) = 145.78 \cdot \text{tonnef}$$

$$\phi P_{bsf} := \min(P_{bs1f}, P_{bs2f}) = 145.78 \cdot \text{tonnef}$$

$$verif_g := \text{if}(P_{mf} < \phi P_{bsf}, \text{"OK"}, \text{"NO Cumple"}) \text{ Verificación } verif_g = \text{"OK"}$$

$$\frac{P_{mf}}{\phi P_{bsf}} = 0.98367$$

Diseño de empalme de corte: IDEM diafragma externo según DG9.

CÁLCULO ZONA PANEL DG9

$$1.4 \cdot \sqrt{\frac{200 \text{ GPa}}{46 \text{ ksi}}} = 35.16$$

$$\frac{d_c - 2 \cdot t_c}{t_c} = 33.84$$

$$F_{u_columna} = 58 \text{ ksi}$$

$$\frac{F_{u_columna}}{F_{y_perfil}} \cdot t_c = 17.98 \cdot \text{mm}$$

$$t_{placa} = 8 \cdot \text{mm}$$

$$t_c = 11.16 \cdot \text{mm}$$

$$t_{placa} < \frac{F_{u_columna}}{F_{y_perfil}} \cdot t_c = 1 \text{ chequeo punzonamiento}$$

$$A_{cw} := 2 \cdot (d_c - t_c) \cdot t_c = 86.79 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{cp} := (d_c - 2 \cdot t_c) \cdot (d_c - 2 \cdot t_c) = 1426.42 \cdot \text{cm}^2$$

$$\beta := \min \left[2.5 \cdot \left(\frac{d_c - 2 \cdot t_c}{d - 2 \cdot t_{df}} \right), 4 \right] = 2.03$$

$$V_{c1} := 0 \text{ tonnef}$$

$$V_{c2} := V_{c1}$$

$$V_{cw} := \frac{M_{cf}}{d - t_{df}} - \frac{V_{c1} + V_{c2}}{2} = 143.4 \cdot \text{tonnef}$$

$$V_{cwd} := 1.2 \cdot \left(A_{cp} \cdot \beta \cdot \frac{F_c}{10} + A_{cw} \cdot \frac{F_{y_columna}}{\sqrt{3}} \right) = 281.54 \cdot \text{tonnef}$$

$$verif_z := \text{if}(V_{cw} \leq V_{cwd}, \text{"OK"}, \text{"FALSE"}) = \text{"OK"}$$

$$\frac{V_{cw}}{V_{cwd}} = 0.50933$$