



Calificación de una conexión de un pórtico resistente a momento

Alvin Leonardo Tejada Calderón

Universidad Nacional de Colombia
Facultad de Ingeniería y Arquitectura
Departamento de Ingeniería Civil
Manizales, Colombia
2024



Calificación de una conexión de un pórtico resistente a momento.

Alvin Leonardo Tejada Calderón

Tesis presentada como requisito para optar al título de:
Magister En Ingeniería Civil- Estructuras

Director:

Msc. Luis Garza Vásquez

Codirector

Ph.d. Jairo Andrés Paredes López

Universidad Nacional de Colombia
Facultad de Ingeniería y Arquitectura
Departamento de Ingeniería Civil
Manizales, Colombia

2024

Dedicatoria

Principalmente a Dios que hace todo posible.

A mi familia por su incondicional apoyo en todo momento.

Agradecimientos

Al Ingeniero Luis Garza Vásquez, por su incondicional apoyo, dedicación y guía en todo momento, como amigo, profesor y director.

Al ingeniero Jairo Andrés Paredes, gran apoyo académico para la terminación del proyecto de investigación.

Al ingeniero Cristhian Ramírez por su dedicación y asistencia en todo el proceso, su dedicación y amor a la ingeniería lo convierten en una guía para seguir.

Al ingeniero Daniel Alveiro Bedoya y al ingeniero Santiago Rodas por su colaboración y guía en los ensayos dentro del laboratorio de estructuras de la Universidad Nacional de Colombia.

A los ingenieros Alejandro Cardona, Jadehr Ariza, quienes estuvieron presentes, acompañando y aconsejando en todo momento para realizar este proyecto.

A INHIERRO por su apoyo técnico y donación de los especímenes de los ensayos.

A la Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales por el apoyo y el espacio en el laboratorio de estructuras, con los técnicos Wilson Cardona y Juan David Cardona que elaboraron y gestionaron un gran trabajo en la fase experimental.

A Conacero Ingeniería por su apoyo en donación de elementos Estructurales y equipo técnico.

Resumen

Esta investigación busca implementar un sistema que garantice un buen comportamiento estructural en los sistemas de resistencia sísmica de estructuras metálicas, para eso analizamos una conexión de un pórtico resistente a momento ante cargas cíclicas, considerando una columna tubular compuesta y una viga W.

Este trabajo se realiza buscando calificar la conexión mediante pernos pasantes por medio de una placa de extremo. Para ello se desarrolla la investigación en torno a la calificación del sistema, siguiendo la reglamentación para la aceptación de las conexiones en PRM (Pórticos Resistentes a Momento) por la ANSI/AISC 341-22 y NSR-10.

El análisis del comportamiento mecánico de la conexión se realiza mediante experimentación en el laboratorio comparando los resultados con el diseño teórico de los elementos, y se lleva al límite de su ductilidad y resistencia para cumplir los parámetros mínimos de calificación. Se presenta en detalle cada resultado obtenido y el proceso adecuado en laboratorio, la construcción, montaje

y aplicación de cargas cíclicas para determinar su comportamiento elástico e inelástico.

Palabras clave: Momento máximo, Rotulas plásticas, Pórticos resistentes a momento, Ductilidad.

Keywords: maximum moment, plastic hinges, moment resistant frames, creep

Abstract

The use of metal structures has been growing in recent times, and it is linked to the implementation of systems that ensure proper structural performance, such as seismic resistance systems. This is why their connections must be analyzed to guarantee the transfer of forces between beams and columns.

This work is aimed at evaluating the connection of a composite circular tubular profile and through bolts via an end plate. To achieve this, the research focuses on the qualification of the system, following the regulations for the acceptance of connections in PRM (Moment-Resisting Frames) as established by the AISC and NSR-10 codes.

The analysis of the mechanical behavior of the connection is conducted through laboratory experimentation, comparing the results with the theoretical design of the elements, and testing it to the limits of its ductility and strength to meet the minimum qualification parameters. Each result obtained is presented in detail, along with the appropriate laboratory process, construction, assembly, and application of cyclic loads to determine its elastic and inelastic behavior.

Contenido

Pág.

Contenido

Resumen	5
Abstract.....	7
1. Introducción.....	18
1.1 Objetivos	19
1.2 Objetivo general	19
1.3 Objetivos específicos	19
2. Marco teórico	20
2.1 Marco teórico	20
2.2 Antecedentes y tipos de conexiones precalificadas para pórticos resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía	20
2.3 Clasificación de las conexiones en relación a su comportamiento Momento-rotación	22
2.3.1 Conexiones simples o de corte	22
2.3.2 Conexiones a Momento.	22
Se permiten dos tipos de conexiones a momento, TR y PR, definidos a continuación.....	22
2.3.3 Conexiones a momento totalmente restringidas (TR).....	22
2.3.4 Conexiones que pertenecen al sistema de resistencia sísmica (S.R.S) 25	
2.4 Procedimiento de diseño para conexiones.....	25
2.4.1 Requerimientos de diseño sísmico para pórticos resistentes a momento (PRM)-DES.....	26
2.4.2 Pandeo flexo torsional para el diseño de PRM-DES.....	27
2.4.3 Cortante en la zona del panel, placas de enchape .¡Error! Marcador no definido.	

2.4.4	Pandeo local en el patín de la columna, placas de continuidad....	¡Error! Marcador no definido.
2.4.5	Mecanismo de fluencia de la conexión. ..	¡Error! Marcador no definido.
2.5	Factores de resistencia para las conexiones	28
2.5.1	Ubicación de las articulaciones plásticas.....	28
2.5.2	Zonas de panel.....	28
2.5.3	Zona protegida.....	28
2.6	Diseño metodológico de las conexiones	30
2.6.1	Se presenta un diagrama de flujo como procedimiento para la calificación	31
2.6.2	Factores de resistencia.....	32
2.6.3	Ubicación de las articulaciones plásticas.....	32
2.6.4	Momento máximo probable en la articulación plástica	33
2.6.5	Cálculo de la fuerza cortante probable en las rótulas plásticas de la viga	33
2.6.6	Determinación de la demanda de resistencia en cada sección crítica	35
2.7	Conexiones precalificadas y sus requerimientos	38
2.7.1	Criterio de aceptación para la calificación de una conexión	39
2.7.2	Resistencia del material.....	40
2.7.3	Soldaduras	40
2.7.4	Pernos	41
2.7.5	Historia de Carga.....	41
3.	Metodología.....	43
3.1	Etapas 1, Etapa de análisis y diseño teórico.....	44
3.1.1	Diseño teórico de los elementos	44
3.2	Materiales.....	48
3.2.1	Propiedades de los Materiales.....	49
3.3	DISEÑO DE LOS ELEMENTOS	50
3.3.1	Selección de la viga y la columna.	50
3.3.2	Verificación Columna Fuerte – Viga débil	55

3.4	Diseño de los Pernos y placa Extrema.....	64
3.5	Resultados	73
3.6	Datos geométricos y diseño para la columna PTE 12" VIGA W 18X35 ..	74
	La inequación no se cumple, el perfil no es sísmicamente compacto.....	75
3.7	Verificación Columna Fuerte – Viga débil	76
3.8	Diseño de los pernos y placa extrema para la conexión.	86
3.9	Planos finales según el diseño.....	91
3.10	Datos Geométricos y diseño para la columna PTE 10" Viga W 16X26	
3.11	Verificación Columna Fuerte – Viga débil.....	98
3.12	Diseño de los pernos y placa extrema para la conexión.....	107
3.13	Planos finales según diseño	113
4.	Etapa de experimentación y análisis de resultados.....	116
	Elaboración de las probetas para ensayos.	116
4.1	Fabricación de los elementos de la conexión.....	116
4.2	Materiales.....	120
4.2.1	Acero	120
5.	Equipos y Montaje Experimental	123
5.1	Diseño de los apoyos.....	125
5.2	Arriostramiento lateral	128
5.3	CALCULO DE RIOSTRAS	129
5.4	Aditamento para cargar la viga con el actuador Dinámico	138
5.5	Medición de datos	139
5.6	Protocolo de Cargas.....	140
6.	Ensayos y Resultados Experimentales	142
6.1	PROBETA CCCI 1-1 Columna PTE 323.9x10mm y viga W18x35	142
6.2	Alma de la Viga	143
6.3	Placa de conexión.....	144
6.4	Resultados en los Pernos	145
6.5	Curvas Momento -Rotación.....	147

6.6	Probeta CCCI 1-2 Columna PTE 323.9x10mm y viga W18x35	149
6.7	Alma de la Viga	150
6.8	Placa Base de Conexión	151
6.9	Resultados en los Pernos	151
6.10	Curvas Momento Rotación.....	152
6.11	CoMParación Curvas Momento-Rotación PTE 323.9x10 W18x35 1-1 VS PTE 323.9x10 W18x35 1-2	154
6.12	Probeta CCCI 2-1 Columna PTE 273.1x9mm y viga W16x26	155
6.13	Alma de la Viga.....	156
6.14	Placa Base de Conexión.....	158
6.15	Comportamiento de los Pernos.....	159
6.16	Curvas Momento-Rotación	159
6.17	Probeta CCCI 2-2 Columna PTE 273.1x9mm- y viga W18x35.....	161
6.18	Alma de la Viga.....	161
6.19	Placas de Conexión	163
6.20	Resultados en Pernos.....	163
6.21	Curvas Momento Rotación.....	164
6.22	CoMParación de Curvas Momento-Rotación PTE 323.9x10 W18x35 2- 1 VS PTE323.9x10 W18x35 2-2	165
6.23	Envolvente de las curvas de Histéresis	166
6.24	Resumen de los datos obtenidos en los ensayos	169
7.	Verificación de daños en el concreto de columnas compuestas PTE D323.9x10-W18x35-1-2	170
7.1	Verificación de daños en el concreto de columnas compuestas PTE D273.1x9-W16x26-2-2	173
7.2	Reporte de calificación	175
8.	Conclusiones y Recomendaciones.....	183
8.1	Conclusiones	183
	Recomendaciones	185
9.	Bibliografía	186
10.1	Anexos memorias	189

10.2	Anexos Planos	189
------	---------------------	-----

Lista de Figuras

Figura 2.2-1.-Conexiones Típicas de PRM	21
Figura 2.3.3-1.-Configuración rígida PRM	23
Figura 2.3.3-2.-Conexión PRM	24
Figura 2.4-1-Conexión del pórtico resistente a momento	26
Figura 2.4-2.-Conexión Viga Columna	27
Figura 2.4.5-1.-Conexión PRM viga columna	29
Figura 2.6.1-1 Diagrama de flujo para diseño de conexión	31
Figura 2.6.1-2.-Articulaciones plásticas	32
Figura 2.6.1-3.-Ubicación de rotulas plásticas	34
Figura 2.6.1-4.-Cortante en rotulas	34

Figura 2.6.1-5.-Secciones críticas	35
Figura 2.6.1-6.-Sección crítica.....	36
Figura 2.7-1.-Ángulos de derivas esperados.....	39
figura 3-1,-Perfil de la conexión CCCI-2, PTED273.1x9 -W16x26	43
<i>figura 3-2,- Perfil conexión CCCI -1, PTED323.9x10-W18x35</i>	<i>44</i>
Figura 3.1.1-1 .- Marco de carga	45
Figura 3.1.1-2.-Ubicación de probeta en Actuador.....	45
Figura 3.1.1-3.-Representación de las fuerzas horizontales de sismo	46
Figura 3.1.1-4.-Representación de punto de inflexión	46
figura 3.1.1-5,-Límites de aceptación para conexión	48
Figura 3.3.1-1.- Pandeo lateral.....	53
Figura 3.3.2-1 .-Diagrama de cuerpo libre en la conexión.....	56
Figura 3.3.2-2.-Resistencia esperada de la columna	63
figura 3.4-1Configuración de pernos en placas de extremo	65
figura 3.4-2.- Placa de extrema sin rigidizar (4E)	65
figura 3.4-3.-Geometría de la placa de extrema sin rigidizar (4E)	69
Figura 3.8-1.-Montaje final actuador y probeta 1 PTE 323.9- W18x35.....	91
Figura 3.9-1.-Corte de conexión y columna PTE323.9x10mm	92
Figura 3.9-2.-Corte en columna PTE 323.9 x10mm	93
Figura 3.9-3.-Detalle de conexión	94
Figura 3.9-4.-Vista 3D conexión CCCI1-1-CCCI1-2	95
Figura 3.9-5.-Vista 3D conexión	95
Figura 3.13-1.-Corte de conexión y columna PTE273.1x9mm	113
Figura 3.13-2.-Corte en columna PTE 273.1x9mm	114
Figura 3.13-3.-Detalle de conexión	115
Figura 3.13-4.-Vista 3D conexión CCCI2-1-CCCI2-2	115
Figura 4.1-1.-Materiales de fabricación en laboratorio	117
Figura 4.1-2.-Concreto premezclado de 21 MPa para columna compuesta	118
Figura 4.1-3.-Ventanas de acceso para vaciado de concreto	118
Figura 4.1-4.-Taponamiento de sobreanchos en diámetro de perforación de pernos.	119
Figura 4.1-5.-Figura 4.1-6.-Rigidizadores en punto de aplicación de la carga en las vigas W	120
figura 4.2.1-1Probetas para obtención de F_y de las vigas	121
Figura 4.2.1-2 .- Datos de ensayo para el cálculo de F_y	121
Figura 4.2.1-3 Curva Fuerza – Desplazamiento acero de Vigas w	122
figura 5-1.-Montaje en actuador Dinámico	123
Figura 5-2.-Vista en planta soporte de probetas en actuador Dinámico.....	124
Figura 5-3.-Montaje final en actuador Dinámico.....	125
Figura 5.1-1-Figura 5.1-2.-Soporte de las columnas y anclaje	126

Figura 5.2-1-Figura 5.2-2.-Ajuste de superficie deslizante	128
Figura 5.3-1.-Superficie deslizante con Nilón	132
Figura 5.3-2.- Vista de perfil de Marco del actuador Dinámico	133
Figura 5.3-3.- Vista en planta actuador Dinámico	137
Figura 5.3-4.- Arriostramiento lateral y ajustes de riostras con perfiles tubulares	138
Figura 5.4-1-Figura 5.4-2.-Aditamento para sujetar viga y rodamiento del gato para empuje direccionado	139
Figura 5.5-1.- Sensores LVDT.....	140
figura 5.6-1Protocolo de carga para los ensayos CCCI	141
Figura 6.1-1.-Historial de carga CCCi1-1	142
Figura 6.2-1-Figura 6.2-2.-Deformaciones en la Viga y aparición de rotulas plásticas-cuadrícula /5cm	143
Figura 6.3-1-Figura 6.3-2.-Rotulas plásticas en la viga y deformación en placa base	144
Figura 6.3-3.-Flexión en la platina por efecto de apalancamiento	145
Figura 6.4-1-Figura 6.4-2.-Pernos sueltos por efecto de apalancamiento.....	146
Figura 6.5-1.-Fuerza -Desplazamiento aplicado por el actuador Dinámico.	147
Figura 6.5-2.-Curva de Histéresis, Momento-Rotación PTE323.9x10 -W18x35 1-1	148
Figura 6.6-1.-Curva Desplazamiento vs Tiempo CCC1-2	149
Figura 6.7-1-Figura 6.7-2.-Deformación en patines de viga y rastro de rotula plástica.	150
Figura 6.7-3-Figura 6.7-4.-Deformación patines-placa base CCCI 2-1.	150
Figura 6.8-1-Figura 6.8-2.-Deformación en platina base de la conexión – Viga CCCI 2-1	151
Figura 6.9-1-Figura 6.9-2.-Verificación de pernos en esquinas de conexión.....	152
Figura 6.10-1.-Curva de Histéresis Momento-rotación.....	152
Figura 6.10-2.-Curva de Histéresis Momento-rotación PTE323.9x10 W18x35 1-2.	153
Figura 6.10-3.-Excentricidad en conexión con respecto al centro de la columna	154
Figura 6.11-1.-CoMParación de la Curva de Histéresis de PTE 323.9x10 W18x35 1-1 vs PTE 323.9x10 W18x35 1-2.....	155
Figura 6.12-1.-Desplazamiento contra tiempo PTE 323.9 x10 -W18x35 2-1	156
Figura 6.13-1Figura 6.13-2.-Deformación patines PTE 323.9 x10 -W18x35 2-1	157
Figura 6.13-3-Figura 6.13-4.-Deformación en el alma de la viga PTE 323.9 x10 -W18x35 2-1	157

Figura 6.14-1-Figura 6.14-2.-Revisión de placa base de conexión PTE 323.9 x10 - W18x35 2-1	158
Figura 6.15-1.-Pernos después del ensayo PTE 323.9 x10 -W18x35 2-1.....	159
Figura 6.16-1.-Fuerza vs desplazamiento de la conexión PTE 323.9 x10 -W18x35 2-1	160
Figura 6.16-2.-Curva de Histéresis, Momento -Rotación PTE 323.9 x10 -W18x35 2-1	161
Figura 6.17-1.-Desplazamiento vs tiempo de PTE 323.9 x10 -W18x35 2-1.....	161
Figura 6.18-1-Figura 6.18-2.-Ubicación de rotulas en 3 cuadrante del alma.....	162
<i>Figura 6.18-3-Figura 6.18-4.-Rotulas plásticas -deformación a compresión y tracción en alma de la viga PTE 323.9 x10 -W18x35 2-2.....</i>	<i>162</i>
Figura 6.19-1.- Placa base en conexión PTE 323.9 x10 -W18x35 2-2.....	163
Figura 6.20-1.- Pernos en placa base de conexión PTE 323.9 x10 -W18x35 2-2	164
Figura 6.21-1.- Fuerza vs Desplazamiento en PTE 323.9 x10 -W18x35 2-2	164
Figura 6.21-2.- Curva de Histéresis, Momento rotación de PTE 323.9x10 W18x35 2-2	165
<i>figura 6.22-1.- CoMParación de Curva Momento Rotación de PTE D323.9x10-W18x35-2-1 y PTE D273.1x9 -W16x26 2-2</i>	<i>166</i>
Figura 6.23-1 Curva de Envolvente Momento -Rotación PTE 323.9x10 W18x35 1-1	167
Figura 6.23-2.-Curva Envolvente Momento -Rotación PTE323.9x10 w18x35 1-2	168
Figura 6.23-3 Curva Envolvente Momento -Rotación PTE 273.1x9 W16x26 2-1	168
Figura 6.23-4.-Curva Envolvente Momento-Rotación para PTE D273.1x9-W16x26-2-2.....	169
Figura 7-1.- Grietas a tensión en ventana de chequeo para Columna PTE D323.9x10-W18x35-1-2	170
Figura 7-2.- Línea de fisuras en dirección de pernos para PTE D323.9x10-W18x35-1-2.....	171
Figura 7-3.- Vista General de ventana en zona de panel para PTE D323.9x10-W18x35-1-2.....	171
Figura 7-4.-Detalle de pequeñas fisuras en línea de acción del perno pasante para PTE D323.9x10-W18x35-1-2	172
Figura 7.1-1.- Corte en columna CCCI 2-2 detalle de fisura.....	173
Figura 7.1-2.- Detalle de fisura en línea de perno	174
Figura 7.2-1.- Descripción general	175
Figura 7.2-2.- Vistas de la conexión	177

Lista de Tablas

Tabla 1.-Límite de relación ancho- espesor	47
Tabla 2 Materiales.....	48
Tabla 3 Propiedades de los materiales	49
Tabla 4 Variables para verificar Columna Fuerte-Viga débil.	50
Tabla 5.-Limites ancho -espesor para miembros de ductilidad alta en patines.	52
Tabla 6.-Relación ancho-espesor para miembros de ductilidad alta	53
Tabla 7.-Relaciones límites ancho-espesor para miembros de alta ductilidad en perfiles circulares.	54

Tabla 8.-Propiedades mecánicas del acero ASTM A-193 Gr B7.....	66
Tabla 9.-Propiedades mecánicas del acero ASTM A-193 Gr B7.....	67
Tabla 10.- Calculo del factor de lineamiento para el rendimiento de la placa de extremo Y_p	68
Tabla 11 Variables y propiedades del material.....	73
Tabla 12 Datos geométricos del perfil para la conexión CCCI 1-2.....	74
Tabla 13.- Datos para el diseño de los pernos.....	86
Tabla 14.-Espesor de placa extrema elegido	87
Tabla 15.-Datos geométricos del perfil para la conexión CCCI 1-2.....	96
Tabla 16.- Datos para el diseño de los pernos.....	107
Tabla 17 Espesor de placa extrema elegido	109
Tabla 18 Probetas para F_y	121
Tabla 19 Chequeo de apoyos a flexión	¡Error! Marcador no definido.
Tabla 20.- Resistencia al aplastamiento.....	127
Tabla 21.-Calculo de la resistencia a la fluencia	127
Tabla 22.-Calculo de la resistencia a pandeo.....	127
Tabla 23.- Calculo de la resistencia del arriostramiento.....	130
Tabla 24.- Calculo de la rigidez del arriostramiento	130
Tabla 25.-Calculo de la resistencia a la flexión en la riostra.....	134
Tabla 26.-Calculo del momento resistente de la riostra HEA 220	134
Tabla 27.-Calculo de la rigidez del arriostramiento	135
Tabla 28.-Calculo de la deflexión actuante en las vigas riostras	136
Tabla 29 Protocolo de carga para ensayos título F NSR-10	141

1. Introducción

Los elementos que componen una estructura tienden a responder de formas distintas a la aplicación de cargas dinámicas ocasionadas por los sismos, o por sus propias condiciones estructurales y de uso. Estas cargas pueden someter a los elementos de un pórtico a condiciones de esfuerzos internos más allá de su límite de elasticidad, presentando fallas de tipo frágil o dúctil.

Estas cargas dinámicas provenientes de los movimientos sísmicos ponen a prueba el comportamiento de la estructura en general, pero es en puntos críticos o de mayor importancia donde se producen los fallos que llevan al sistema estructural a un comportamiento frágil. Estos puntos críticos o puntos tipo fusible deben ser los que determinen la localización de las zonas de disipación de energía y de esta forma hacer cumplir los criterios de resistencia sísmica, en especial vigas débiles-columnas fuertes y así prolongar la durabilidad y resistencia antes, durante y después de un sismo.

Para estructuras de acero las zonas de incidencia de los sistemas de resistencia sísmica dependen del comportamiento de sus conexiones y estas deben ser calificadas mediante métodos experimentales que asemejen los eventos sísmicos.

Los elementos que son capaces de absorber esta energía y a su vez deformarse hasta los rangos inelásticos, no comprometen la integridad estructural, dejándola en pie después de grandes movimientos. El problema se presenta cuando en una estructura de acero construida con pórticos resistentes a momentos sus conexiones fallan frágilmente por diferentes solicitaciones estructurales. En las zonas de amenaza sísmica alta estas conexiones deben ser capaces de resistir

derivas mayores al 4 % sin perder su resistencia plástica mínima en más del 20 %, de acuerdo a las normas AISC y NSR vigentes.

1.1 Objetivos

1.2 Objetivo general

Analizar y calificar la conexión de un pórtico resistente a momento ante cargas dinámicas, con una columna tubular circular compuesta y una viga tipo W.

1.3 Objetivos específicos

- Diseñar y Analizar las conexiones de un pórtico resistente a momentos de dos columnas PTE de 10" y 12" con una viga W16x26 y W18X35, respectivamente.
- Calificar la conexión diseñada mediante experimentos dinámicos en laboratorio.
- Comparar los resultados del experimento en laboratorio y diseño teórico para calificar la conexión.

2. Marco teórico

2.1 Marco teórico

Para el diseño de los elementos del pórtico resistente a momento y las conexiones contenidas en este documento, se siguen los requisitos estipulados por la Instituto Americano de construcción en Acero (AISC) por sus siglas en inglés y la norma colombiana sismo resistente NSR-10, con las metodologías de diseño de factores de carga y resistencia por sus siglas en inglés (LRFD).

2.2 Antecedentes y tipos de conexiones precalificadas para pórticos resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía

El terremoto de 1994 en Northridge, California, provocó daños generalizados en conexiones soldadas de viga a columna en estructuras de entramado resistentes a momentos en el área de Los Ángeles. La conexión de momento utilizada en estas estructuras es la popular viga con aletas soldadas en campo y alma atornillada, como se muestra en la Figura 2.2-1.

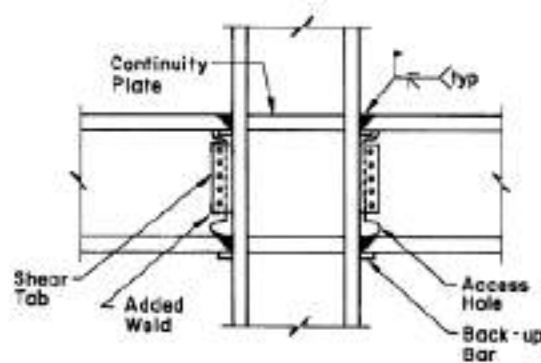


Figura 2.2-1.-Conexiones Típicas de PRM

Fuente:(Ricles et al., 2002)

Las aletas de la viga son soldadas al ala de la columna con soldaduras de ranura de penetración completa y el alma de la viga está atornillado a una pestaña de corte, que está soldada en taller al ala de la columna. Esta conexión fue "precalificada" como conexión dúctil basada en los resultados de las pruebas en muestras de laboratorio de tamaño moderado, y había sido ampliamente adoptada desde finales de la década de 1960. Poco después del terremoto, una inspección de un edificio en construcción encontró grietas que se iniciaban a partir de las soldaduras del ala de la viga en varias conexiones. En algunos casos, las grietas también se extendieron hacia la columna y subsecuentemente. Las inspecciones encontraron daños similares en más de 100 edificios bajos y altos en el área de Los Ángeles (Ricles et al., 2002).

Se manifestaron muchos problemas en las conexiones utilizadas en diferentes pórticos resistentes a momento (PRM), pero la falta de conocimiento en cuanto al comportamiento y su uso llevaron a iniciar investigaciones detalladas, con el fin de encontrar las especificaciones adecuadas para cumplir parámetros mínimos de capacidad, rigidez y deformación.

2.3 Clasificación de las conexiones en relación a su comportamiento

Momento-rotación

2.3.1 Conexiones simples o de corte

La NSR-10 define que una conexión se considera simple cuando el momento que se transmite a través de ella es despreciable. En el análisis de la estructura puede suponerse que las conexiones simples permiten la rotación relativa sin restricción entre los elementos conectados. Una conexión simple deberá tener suficiente capacidad de rotación para permitir el giro requerido según el análisis estructural.

Las conexiones simples o de corte en vigas deben ser diseñadas como flexibles y se permite dimensionarlas solamente para reacciones de corte, excepto que se indique lo contrario en los documentos de diseño. Las conexiones flexibles de vigas deben ser capaces de acomodar las rotaciones de los extremos de las vigas calculadas como simplemente apoyados (no restringidas). Para lograr lo anterior se permiten deformaciones inelásticas, pero auto limitadas, de la conexión.

2.3.2 Conexiones a Momento.

Se permiten dos tipos de conexiones a momento, TR y PR, definidos a continuación

2.3.3 Conexiones a momento totalmente restringidas (TR)

Es aquella que transfiere momento con una rotación relativa despreciable entre los miembros conectados. En el análisis de la estructura, esta conexión se puede idealizar considerando que la rotación relativa es nula. Una conexión TR deberá tener resistencia y rigidez suficiente para mantener el ángulo entre los miembros conectados cuando se alcanzan los estados límites de resistencia.

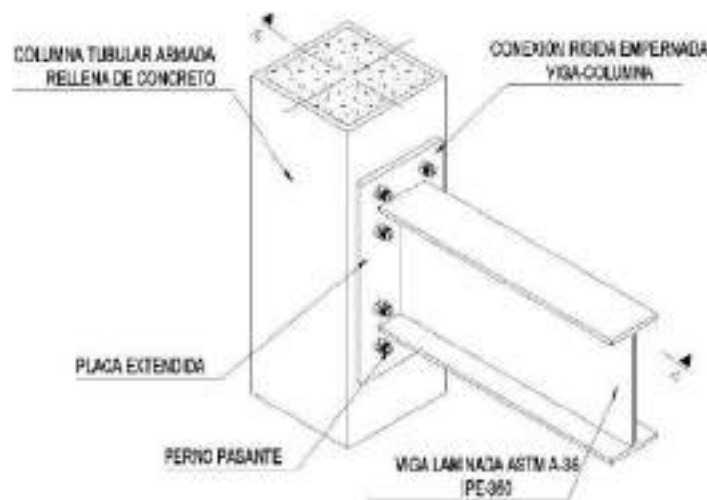


Figura 2.3.3-1.-Configuración rígida PRM

Fuente: (Uribe y Valencia, 2008)

La conexión TR es una conexión Rígida. El ángulo original entre los miembros conectados se mantiene aproximadamente constante con una restricción rotacional de más del 90%.

Este tipo de conexiones posee suficiente resistencia y rigidez para mantener el ángulo aproximadamente constante entre los miembros conectados durante la aplicación de las cargas.



Figura 2.3.3-2.-Conexión PRM

Fuente:(Vallejo Uribe & Valencia Clement, 2009)Conexiones a momento parcialmente restringidas (PR)

Las conexiones PR transfieren momento, sin que pueda despreciarse la rotación entre los elementos conectados. Al analizar la estructura deben introducir las características de la respuesta fuerza-deformación de este tipo de conexiones. Los elementos que componen la conexión PR deben tener suficiente resistencia, rigidez y capacidad de deformación cuando se alcanzan los estados límites de resistencia.

La conexión PR es una conexión semirrígida y la restricción rotacional está entre 20% y 90%. Es poco común en la práctica de la ingeniería en Colombia.

Las conexiones de momento parcialmente restringidas, poseen un ángulo intermedio entre la flexibilidad de la conexión simple o de corte y la rigidez total de la conexión de momento TR. Las conexiones de momento PR son permitidas sobre la evidencia de que las conexiones a usar son capaces de proporcionar, como mínimo un previsible porcentaje de empotramiento (Antonio et al., 2015).

2.3.4 Conexiones que pertenecen al sistema de resistencia sísmica (S.R.S)

En las conexiones que pertenecen al Sistema de Resistencia Sísmica (S.R.S.), la filosofía de diseño es que, en caso de falla, ésta se produzca en los elementos conectados y no en la conexión, haciendo que gobierne un estado de falla dúctil; para conseguirlo, pernos, soldadura, platinas y ángulos deben diseñarse para que soporten más que los miembros a unir.

Cuando se requiera determinar la resistencia nominal, R_n , para estados límites en el mismo miembro en el cual se determina la resistencia requerida, se permite utilizar el esfuerzo de fluencia esperado, $R_y F_y$. Donde F_y es la resistencia mínima a la fluencia especificada para el grado de acero a usar, y R_y es la relación del esfuerzo de fluencia esperado y el esfuerzo de fluencia mínimo.

Para el análisis de la resistencia a rotura esperada, se utiliza $R_t F_u$, donde F_u , es la resistencia mínima a rotura especificada y R_t es la relación entre la resistencia a rotura esperada y la resistencia mínima a rotura (Antonio et al., 2015)

2.4 Procedimiento de diseño para conexiones

Para el análisis estructural de las conexiones, se debe tener en cuenta que se diseñara por capacidad.

Como se presenta en la Figura 2.4-1 la conexión del sistema de resistencia sísmica del edificio que se usará es la del perfil tubular circular compuesto y la viga en sección W, que pertenecen al pórtico resistente a momento.

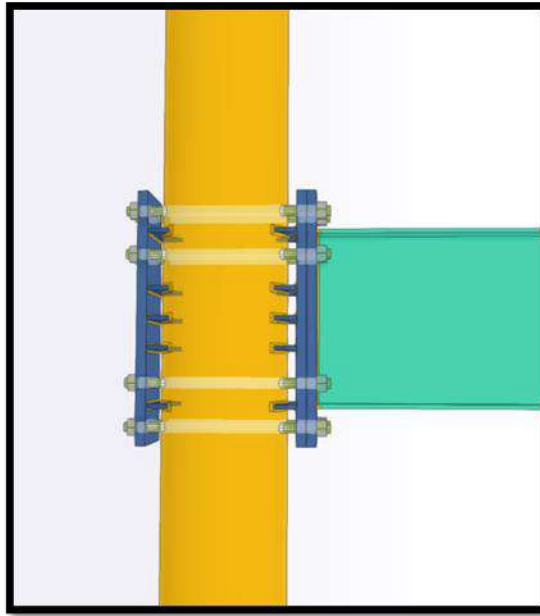


Figura 2.4-1-Conexión del pórtico resistente a momento

Fuente: Autor

Para evaluar una conexión similar a esta se deben cumplir unos requerimientos iniciales del pórtico resistente a momento.

2.4.1 Requerimientos de diseño sísmico para pórticos resistentes a momento (PRM)-DES

Los sistemas estructurales de los pórticos resistentes a momentos están diseñados para resistir los momentos ocasionados por los sismos además de sus esfuerzos cortantes disipando energía.

Los pórticos resistentes a momentos PRM para las columnas tubulares rellenas de concreto se deben diseñar con conexión pernada teniendo en cuenta los requerimientos estipulados en el título F de la NSR-10.

Es de entender que la forma de disipar energía es mediante deformaciones inelásticas sin provocar daños importantes en la estructura, garantizando los desplazamientos máximos permitidos, ocasionados por fuerzas sísmicas.

Siguiendo el criterio de columna fuerte- viga débil los PRM se comportan con una buena ductilidad y logran la plastificación (Rotulas plásticas) primero en las vigas evitando el colapso de la estructura.

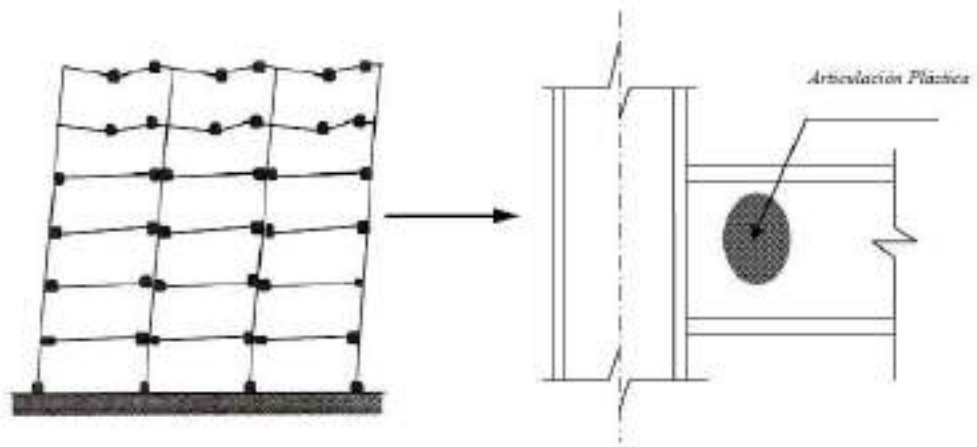


Figura 2.4-2.-Articulaciones plásticas Viga-Columna

Fuente: (Vallejo Uribe & Valencia Clement, 2009) (Uribe Vallejo, 2022)

Se presenta a continuación un resumen de los requerimientos de diseño para pórticos PRM.

2.4.2 Pandeo flexo torsional para el diseño de PRM-DES

El arriostramiento de la viga debe estar a una distancia máxima L_b , ecuación (1).

$$L_b = 0.095r_y E / (R_y F_y) \quad (1)$$

2.5 Factores de resistencia para las conexiones

En los casos en los que las resistencias disponibles se calculen de acuerdo con la Especificación AISC 360, se aplicarán los factores de resistencia allí especificados. Cuando las resistencias disponibles se calculen para diseño de conexiones calificadas, se usarán los factores de resistencia ϕ_d y ϕ_n especificados en la sección aplicable de esta norma. Los valores de ϕ_d y ϕ_n se tomarán como sigue:

(a) Para estados límite dúctiles:

$$\phi_d=1.00$$

(b) Para estados límites no dúctiles:

$$\phi_n=0.90$$

2.5.1 Ubicación de las articulaciones plásticas

La distancia de la articulación plástica desde la cara de la columna, S_h , se tomará de acuerdo con los requisitos para cada conexión individual tal como aquí se especifica.

2.5.2 Zonas de panel

Las zonas de panel deberán cumplir los requisitos de las Provisiones Sísmicas del AISC en cuanto a resistencia y rigidez.

2.5.3 Zona protegida

Para cada conexión precalificada se deberá definir la zona protegida. A menos que específicamente se indique algo diferente en esta norma, la zona protegida

de la viga se definirá como el área desde la cara de la aleta de la columna hasta medio peralte de la viga más allá de la articulación plástica. La zona protegida deberá cumplir los requisitos de las Provisiones Sísmicas del AISC, excepto cuando esta norma indique algo diferente. Se permitirán perforaciones para pernos en las almas de las vigas siempre y cuando se detallen de acuerdo con las disposiciones para cada tipo particular de conexión de esta norma. (ANSI/AISC 358-16/358s1-18 “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications,” 2018.)

En la figura 16 se muestra una imagen 3D del diseño de una conexión PRM de perfil tubular compuesto. Esta sección, a pesar de ser rectangular se debe diseñar con pernos pasantes del mismo modo que para el perfil redondo de este trabajo. El análisis y el ajuste de los parámetros es el mismo.



Figura 2.4.2-1.-Conexión PRM viga columna

Fuente(Maritza Uribe Vallejo y Gabriel F. Valencia Clement, 2008.)

Estas conexiones pernadas de los PRM se pueden combinar y ajustar con otros sistemas de resistencia sísmica. La figura 2.4.5-1 muestra una conexión real para perfiles tubulares compuestos y vigas en sección W.

Con los parámetros definidos de la conexión del pórtico resistente a momento, se puede pasar al diseño final de la conexión, y este diseño debe cumplir por encima de los límites de resistencia para evitar las fallas.

2.6 Diseño metodológico de las conexiones

Siguiendo las especificaciones en AISC 341-16 y AISC 358-22 para estructuras sísmo resistentes, se propone el diseño metodológico para calificar una conexión de un PRM Viga W -Columna circular compuesta.

Las conexiones precalificadas presentes en estas normas, pueden diseñarse según las necesidades de cada proyecto, fabricarse según lo estipulado en el diseño y calificación para estructuras de acero. De presentarse conexiones diferentes a las estipuladas en AISC 341-22 y AISC 358-22, se deben construir probetas para validarlas y hacer cumplir los requisitos exigidos por éstas.

2.6.1 Se presenta un diagrama de flujo como procedimiento para la calificación

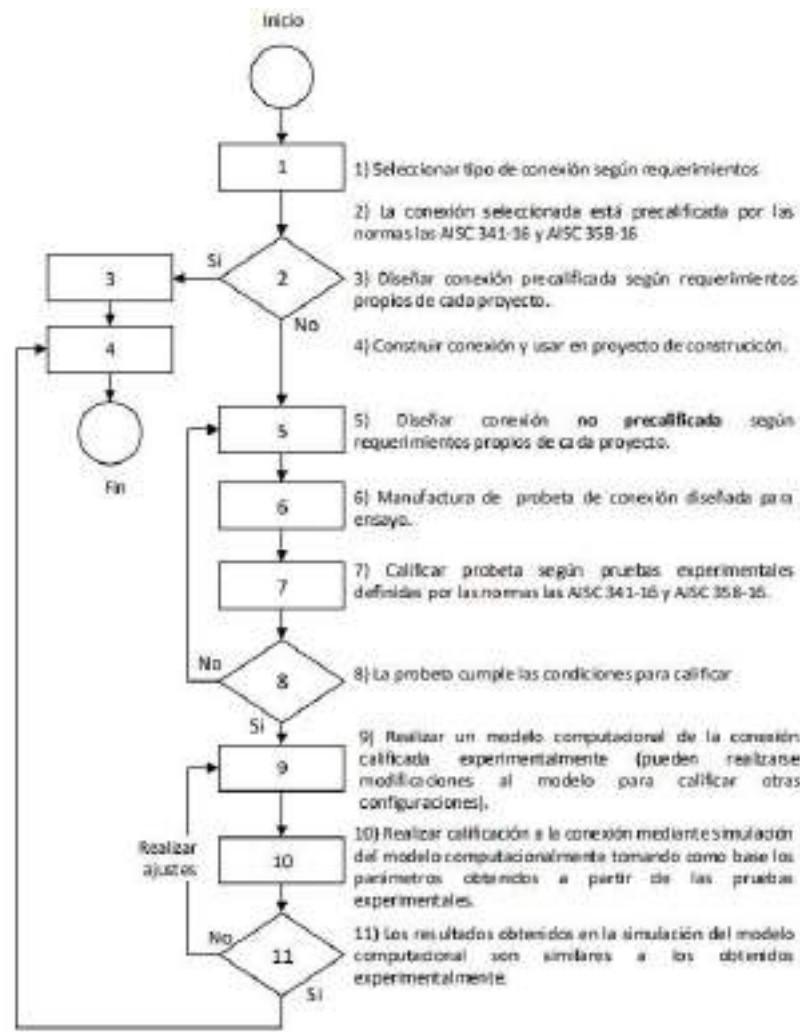


Figura 2.6.1-1 Diagrama de flujo para diseño de conexión

Fuente.(Ramírez Ortiz et al., 2022)

Para calificar la conexión se desarrollan las actividades (5-8) propuestas en la Figura 2.6.1-1 procedimiento metodológico, donde la actividad (5) describe el proceso de diseño, la actividad (6) manufactura, 7 y 8 el proceso de calificación y valores de aceptación por norma.

2.6.2 Factores de resistencia

La ocurrencia de los estados límites de resistencia, muestran las fallas frágiles-no dúctiles, estas fallas ocasionan estados catastróficos repentinos, por eso se les asigna una resistencia más baja que los que exhiben fallas dúctiles. Para las conexiones precalificadas la demanda de diseño se determina en estimaciones más conservadoras, pero debido a los elementos más débiles que la componen, estos factores combinados con la mano de obra y el aseguramiento de la calidad, garantizan un desempeño confiable unidos a un buen diseño, fabricación y montaje para una buena conexión calificada.

2.6.3 Ubicación de las articulaciones plásticas

Las articulaciones plásticas después de ensayos de precalificación, muestran como estas deformaciones inelásticas se distribuyen principalmente en las conexiones.

En la Figura 2.6.1-2 se representa esta distancia de la rótula plástica con S_h , que dependerá del tipo de conexión precalificada mediante ensayos. (ANSI/AISC 358-16/358s1-16)

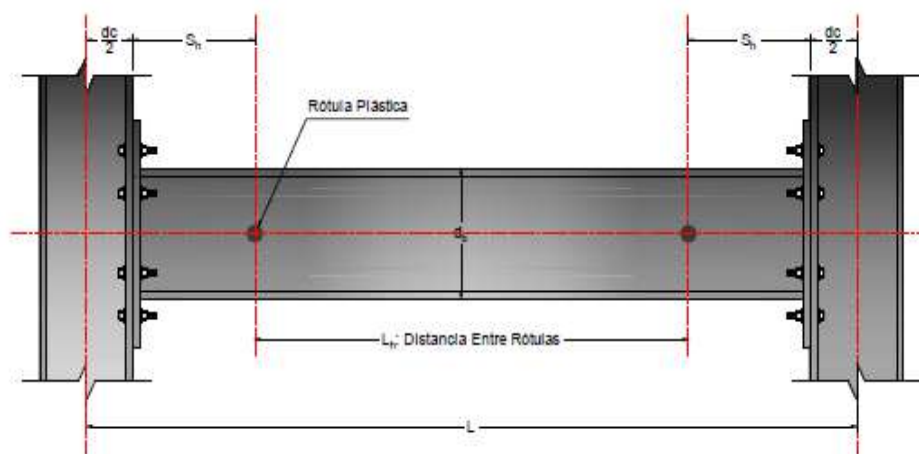


Figura 2.6.1-2.-Articulaciones plásticas

Fuente: Delgado & Garza (2017.)

2.6.4 Momento máximo probable en la articulación plástica

El momento máximo probable en la articulación plástica se concibe como una estimación conservadora del momento máximo que probablemente se desarrollará en la conexión bajo una respuesta cíclica inelástica. Esto incluye la consideración de la posible sobre resistencia y el endurecimiento por deformación del material.

En estas zonas se deben poder desarrollar deformaciones inelásticas a causa de la flexión en las vigas, y no es deseable la fluencia por cortante en la zona de panel

Relación de momentos viga columna

$$\frac{\Sigma M_{pc}}{\Sigma M_{pb}} > 1 \quad (2)$$

Estos momentos se deben determinar para el diseño de la conexión, y según el siguiente procedimiento:

2.6.5 Cálculo de la fuerza cortante probable en las rótulas plásticas de la viga

Los métodos elásticos usados para el cálculo de la fuerza cortante, deberán ser usados teniendo en cuenta las cargas de gravedad mayoradas actuando en las vigas.

$$v_p = \frac{2M_{pr}}{L_h} + \frac{w_u L_h}{2} \quad (3)$$

M_{pr} = Momento plástico máximo probable en la rótula plástica, (N-mm).

L_h = Distancia entre rotulas plásticas, (mm)

W = Cargas Gravitaciones distribuidas en la viga resultante para la combinación 1.2D+0.5L.

La ubicación de las rotulas obedece a una distancia S_h en donde se quiere que inicie la fluencia, lo que se muestra en la Figura 2.6.1-3.

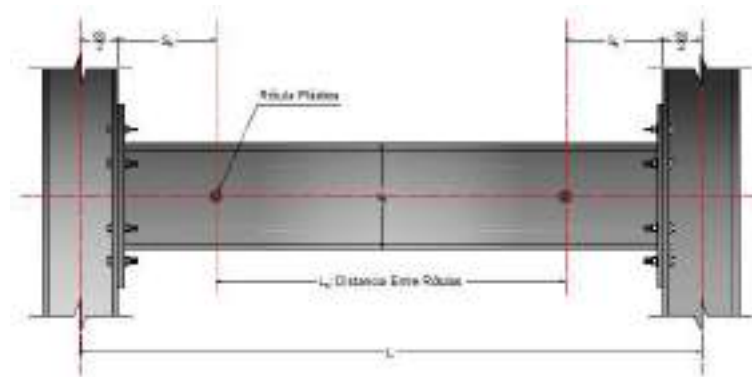


Figura 2.6.1-3.-Ubicación de rotulas plásticas

Fuente:(Delgado & Garza, 2017.)

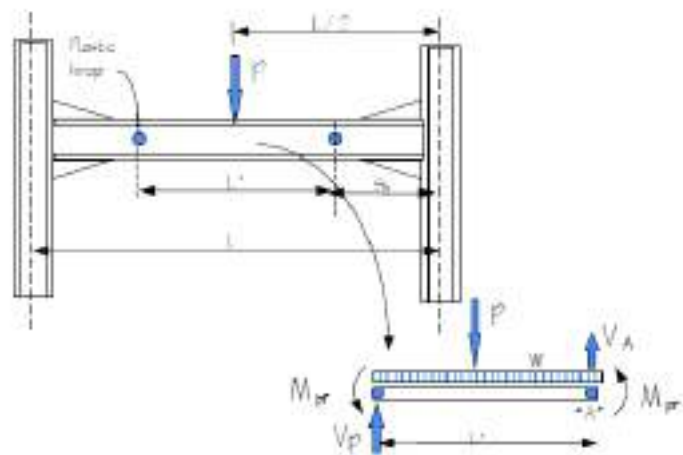


Figura 2.6.1-4.-Cortante en rotulas

Fuente: (Fema-350, 2000)

La Figura 2.6.1-5 muestra el cortante probable en la sección más crítica de la conexión, en donde se analiza desde el corte en la zona de plastificación o de aparición de las rotulas.

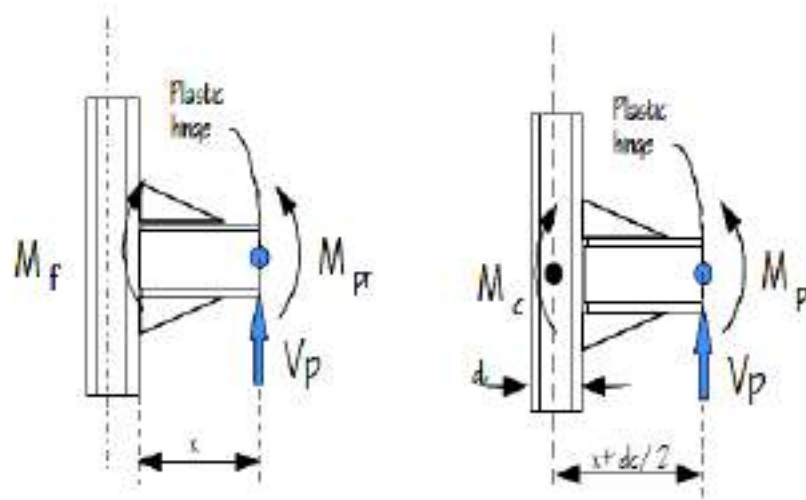


Figura 2.6.1-5.-Secciones críticas

Fuente:(Fema-350, 2000)

2.6.6 Determinación de la demanda de resistencia en cada sección crítica

Para realizar el diseño de la conexión en cuanto al tamaño de soldaduras de unión, pernos, dimensiones de placas y platinas de continuidad, es necesario determinar las demandas de flexión y corte de la sección crítica de los elementos que conforma la conexión.

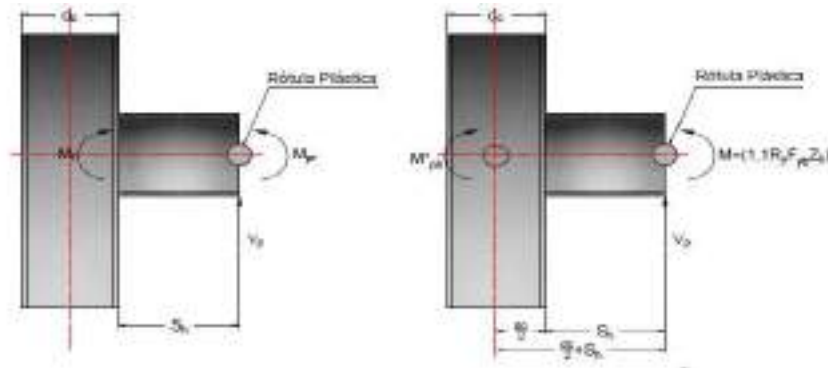


Figura 2.6.1-6.-Sección crítica

Fuente:(Fema-350, 2000)

$$M_f = M_{pr} + (V_p S_h) \quad (4)$$

$$M_c = M_{pb}^* = M_{pr} + M_v \quad (5)$$

Donde M_v se define como:

$$M_v = V_p * \left(S_h + \frac{d}{2} \right) \quad (6)$$

Donde S_h es la distancia de la rotula plástica a la cara de la columna

$$S_h = \min \left(\frac{d_c}{2} \text{ o } 3b_{fb} \right) \quad (7)$$

$$M_{pb}^* = M_{pr} + V_p (d_c/2 + S_h) \quad (8)$$

Donde:

 M_{pb} : Momento plástico pico probable en el eje de la columna M_f : Demanda crítica de flexión en la cara de la columna. M_{pr} : Momento plástico pico probable.

M_v : Momento generado por la cortante probable en la rótula plástica.

V_p : Cortante probable en la rótula plástica.

d_c : Distancia entre el eje y el borde de la columna.

El diseño final de la conexión debe cumplir a cabalidad los requerimientos de resistencia que solicita el pórtico resistente a momento del edificio en estructura de acero evaluado, pero para ser aceptada debe realizarse un ensayo de carga dinámica experimental y así será calificada y estandarizada.

Todas las conexiones verificadas se pueden homologar si las condiciones son similares, es decir se comportan como conexiones precalificadas ya estandarizadas para su uso.

2.7 Jerarquía de plastificación en secciones de acero

Para sistemas DES la relación Vd/CF Columna fuerte-Viga débil se debe cumplir para todos los elementos del sistema de resistencia sísmica, manteniendo la estabilidad de la estructura.

Se debe cumplir que:

$$\frac{\Sigma M_{pcc}^*}{\Sigma M_{p,esp}^*} > 1.0 \quad (9)$$

ΣM_{pcc}^* : Suma de las proyecciones al eje de las vigas, de la resistencia nominal a flexión de las columnas (incluidas las ménsulas si estas se

utilizan) arriba y abajo de la unión con una reducción debida a la fuerza axial en la columna.

Para columnas compuestas, la resistencia nominal a flexión, M_{pcc} , debe satisfacer los requisitos de F.2.9 de la NSR-10 considerando la resistencia axial requerida P_{uc} .

$\Sigma M_{p,esp}^*$: Suma de los momentos en las vigas de acero o embebidas en concreto en la intersección de los ejes de la viga y la columna. Se determina como la suma de las resistencias esperadas a flexión de las vigas en la rótula plástica, referidas al eje de la columna.

Se puede tomar

$$\Sigma M_{p,esp}^* = \Sigma [1.1M_{p,esp} + M_{uv}] \quad (10)$$

Donde:

$$M_{p,esp}^*$$

se calcula de acuerdo con la sección F.3.7.2.6.4 de la NSR-10. (Comisión asesora permanente para el régimen de construcciones sismorresistentes, 2010)

M_{uv} : Momento debido a la amplificación por el cortante desde la posición de la rótula plástica hasta el eje de la columna.

2.8 Conexiones precalificadas y sus requerimientos

Los ensayos cíclicos de calificación de conexiones Viga-Columna para PRM-DES, se realizan con el fin de evidenciar que se cumplen los requisitos de derivas y resistencia, F.3.11.2.1 de la NSR-10.

Para las pruebas se acercan las condiciones del ensayo a las solicitaciones sísmicas.

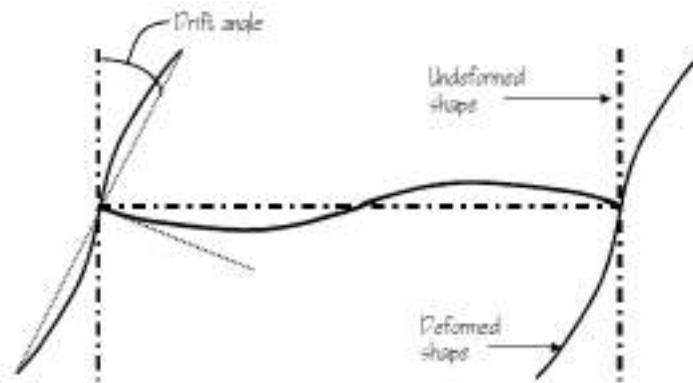


Figura 2.8-1.-Ángulos de derivas esperados.

Fuente:(Fema-350, 2000)

La resistencia medida a flexión de la conexión, determinada en la cara de la columna, debe ser por lo menos $0.8M_p$ de la viga conectada, para un ángulo de deriva de piso de 0.02 radianes para PRM-DMO y de 0.04 para PRM-DES.

Los ensayos aplicados en todas las conexiones deben superar los valores de resistencia mínimos permitidos según la zona de amenaza sísmica y los desplazamientos máximos en estructuras de acero.

2.8.1 Criterio de aceptación para la calificación de una conexión

La conexión debe ser capaz de acomodar un ángulo de deriva de piso de 0.02 radianes como mínimo para Pórticos Resistentes a Momento Con Capacidad de Disipación de Energía Moderada (PRM-DMO) y de 0.04 radianes como mínimo para Pórticos Resistentes a Momento Con Capacidad de Disipación de Energía Especial (PRM-DES).

2.8.2 Resistencia del material

Los elementos de la conexión que lleguen a la rotación inelástica por fluencia deben cumplir los siguientes requisitos.

-Los ensayos realizados deben determinar la fluencia mínima (F_y) y la resistencia de tracción mínima (F_u) reales, y no se permiten los valores reportados por los certificados de los proveedores, F.3.11.2.4.5 de la NSR-10.

-En la viga el esfuerzo de fluencia no debe estar por debajo del 15% de $R_y F_y$ para el grado de acero.

-Para las columnas y los elementos de conexión, el esfuerzo de fluencia no debe estar 15% por encima ni por debajo de $R_y F_y$ para el grado del acero.

2.8.3 Soldaduras

Los procesos aceptables para las soldaduras se estipulan en AWS (American Welding Society, 2015), en donde se muestran las especificaciones en el capítulo 1.3.1 de procesos precalificados con estándares de calidad.

- Soldadura por arco metálico protegido (SMAW)
- Soldadura por arco sumergido (SAW)
- Soldadura de arco metálico con gas (GMAW)
- Soldadura de arco con núcleo fundente (FCAW)

Se deben usar juntas estipuladas en AWS D1.8 , las cuales serán verificadas luego del proceso con cualquiera de los métodos de inspección, visual y ultrasonido.

Se debe tener en cuenta que:

- Para la resistencia mínima a tensión para el metal debe ser menor a la utilizada para las soldaduras.
- No se permiten los datos del fabricante sobre la tenacidad mínima.
- La tenacidad mínima Charpy para el metal no debe ser más del 50%, ni 34KJ, para soldaduras de demanda critica.

2.8.4 Pernos

Se permiten pernos A325, A325M, ASTM A490 y A490M. No se permite reemplazar pernos A325 por Sae Gr 5, ni A490 por Sae Gr8.

2.8.5 Historia de Carga

Las secuencias de carga para las conexiones en PRM Viga-Columna se deben llevar a cabo controlando el Angulo de deriva, Θ , impuesto al espécimen de prueba.

- 1- 6 ciclos a $\Theta = 0.00375$ rad.
- 2- 6 ciclos a $\Theta = 0.005$ rad.
- 3- 6 ciclos a $\Theta = 0.0075$ rad.
- 4- 4 ciclos a $\Theta = 0.01$ rad.
- 5- 2 ciclos a $\Theta = 0.015$ rad.
- 6- 2 ciclos a $\Theta = 0.02$ rad.
- 7- 2 ciclos a $\Theta = 0.03$ rad.
- 8- 2 ciclos a $\Theta = 0.04$ rad.

Se debe continuar cargando en incrementos a $\Theta = 0.01$ rad, con dos ciclos de carga en cada paso.

Las conexiones precalificadas deben suministrarse con un registro de calificación por escrito según F.3.11.1.6.

3. Metodología

Para la realización de este proyecto se alcanzarán cada uno de los objetivos en dos etapas:

- Etapa de análisis y diseño teórico de los elementos.
- Etapa de experimentación y análisis de resultados, mediante el fallo de 2 probetas de cada una de las siguientes conexiones.

El primero es un perfil tubular PTE de diámetro 273.1 mm y 9 mm de espesor de acero A500 grado C, que será conectado a una viga W 16x26 A572 gr.50, figura 3-1.

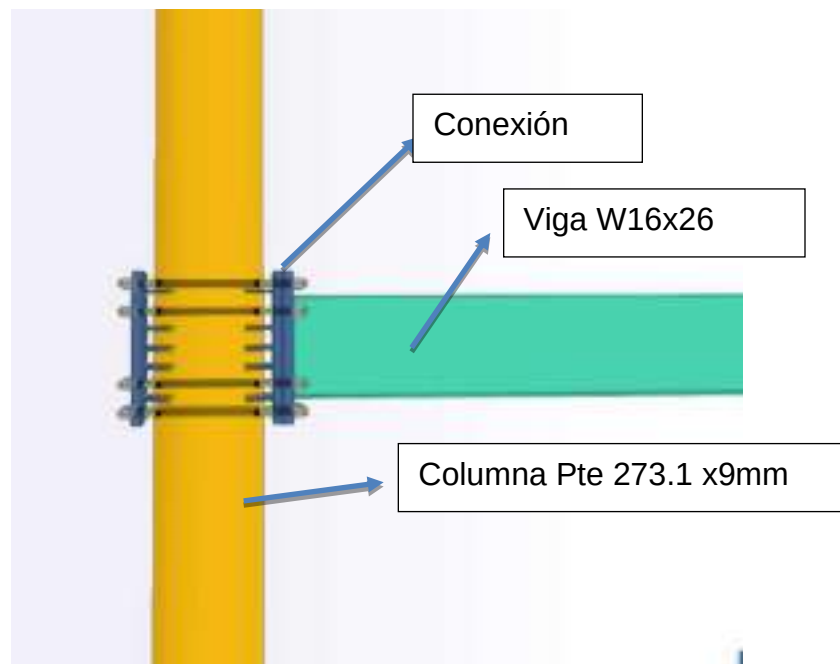


figura 3-1.-Perfil de la conexión CCCI-2, PTED273.1x9 -W16x26

Fuente: Autor

La segunda probeta es un perfil tubular de diámetro 323.9 mm conectado a una viga W 18x35, *figura 3-2*.

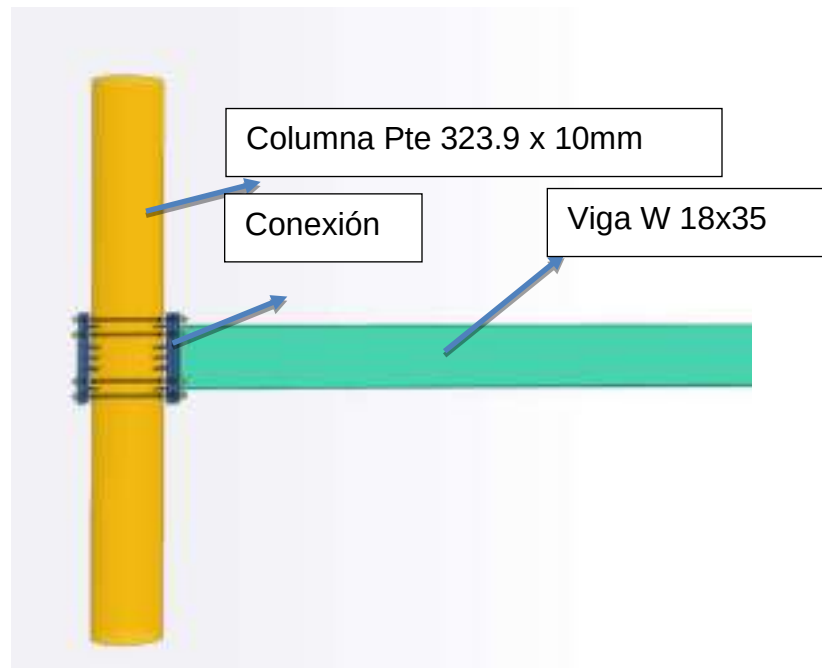


figura 3-2,- Perfil conexión CCCI -1, PTED323.9x10-W18x35

Fuente: Autor

3.1 Etapa 1, Etapa de análisis y diseño teórico

3.1.1 Diseño teórico de los elementos

Los especímenes para utilizar están ligados al marco de carga del actuador Dinámico de la universidad Nacional de Colombia -Sede Manizales que se ilustra en la figura Figura 3.1.1-1

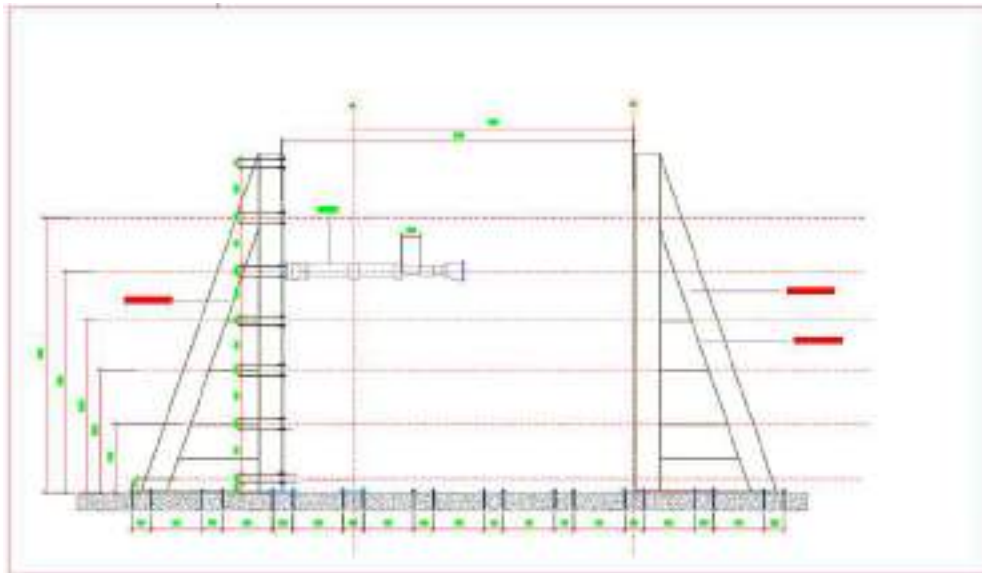


Figura 3.1.1-1 .- Marco de carga

Fuente: Autor

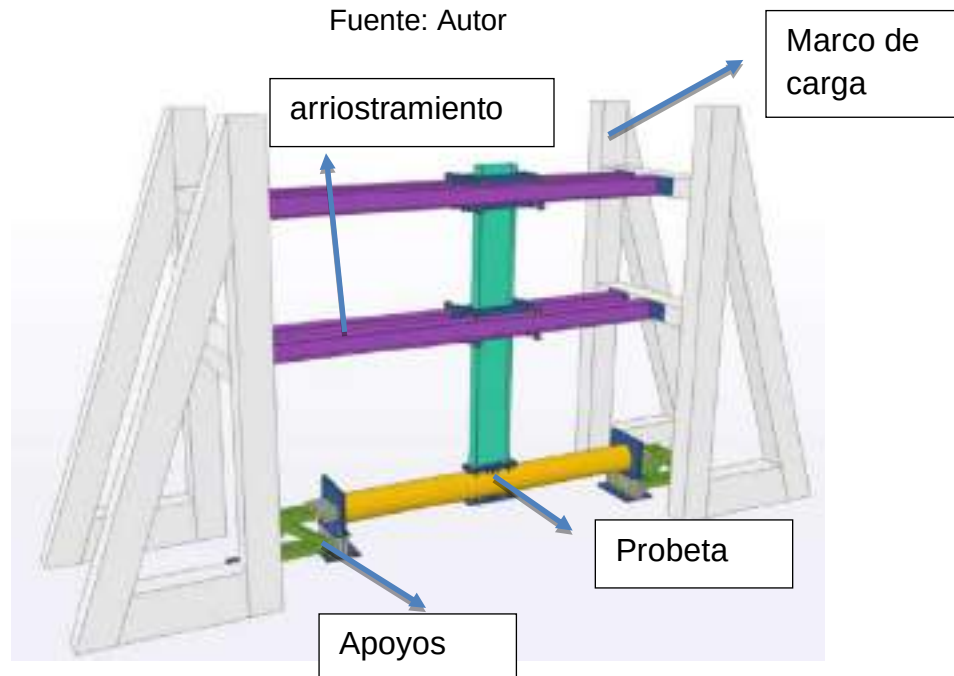


Figura 3.1.1-2.-Ubicación de probeta en Actuador

Fuente: Autor

El diseño de la conexión se realiza teniendo en cuenta que los apoyos seleccionados para el ensayo se ubican en los puntos de inflexión de la columna.

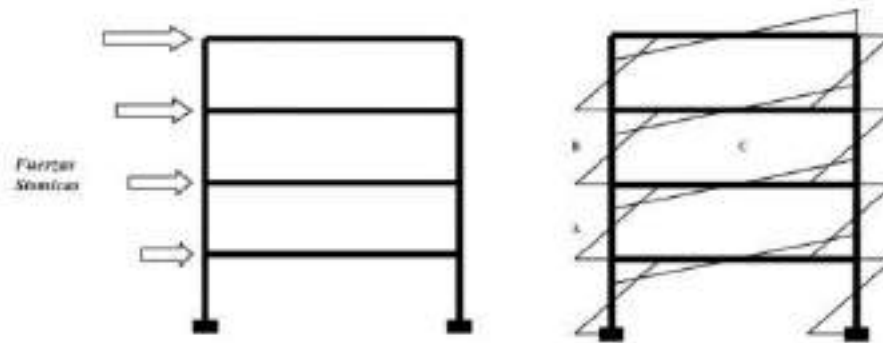


Figura 3.1.1-3.-Representación de las fuerzas horizontales de sismo

Fuente:(Vallejo Uribe & Valencia Clement, 2009)

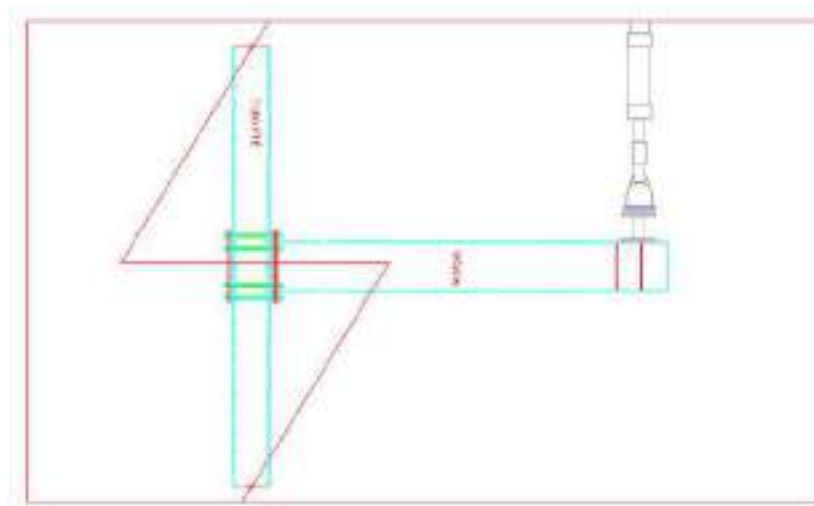


Figura 3.1.1-4.-Representación de punto de inflexión

Fuente: Autor

Dentro de los chequeos iniciales se deben revisar los límites de esbeltez viga-columna, según F.3.4-1 de la NSR-10, para comprobar que cumplen con requisitos para zona sísmica alta y presentan ductilidad alta En la tabla Tabla 1 se

muestran los valores mínimos para comparar la relación diámetro espesor en elementos compuestos.

Tabla 1.-Límite de relación ancho- espesor

Elementos compuestos	Paredes de miembros rectangulares rellenos	b/t	$1.4\sqrt{E/F_y}$	$2.26\sqrt{E/F_y}$	
	Paredes de miembros redondos rellenos	D/t	$0.076E/F_y$	$0.15E/F_y$	

Fuente:(ANSI/AISC 358-16/358s1-18 2014.)

La anterior figura muestra la relación viga débil-columna fuerte que se debe verificar, y se toman como referencia los requisitos estipulados en F.3.5.3.4.1 de la NSR-10.

Con los cálculos y las verificaciones se encuentra la geometría de las placas de extremo y pernos para la conexión.

Los procedimientos de calificación teórica, se realizarán aplicando ciclos de carga y descarga hasta encontrar el momento máximo plástico en la viga, graficando los ciclos de histéresis que nos muestra las derivas máximas y el momento máximo, que deben estar dentro de los parámetros de 4% y 80 % ($0.8 \cdot M_p$) respectivamente para que puedan ser calificadas.

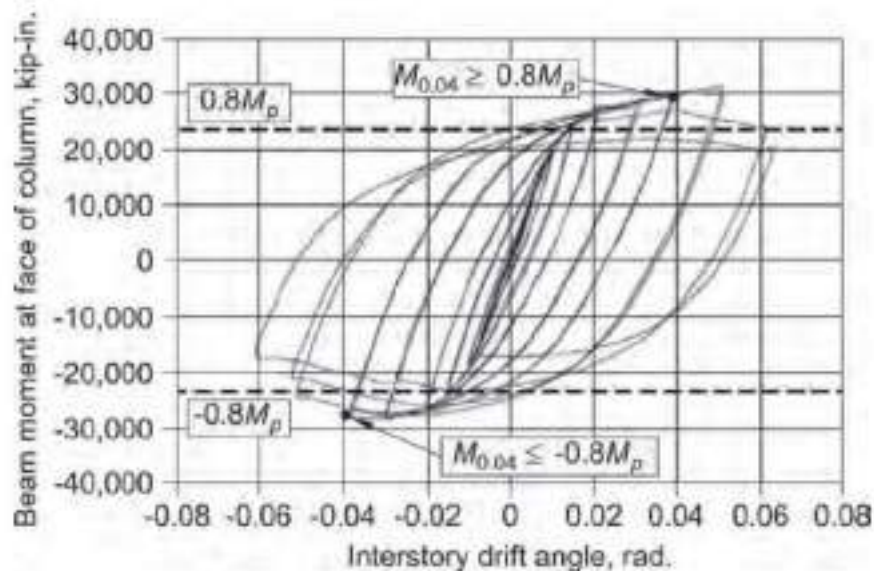


figura 3.1.1-5, -Límites de aceptación para conexión

Fuente: (AISC-341-16, 2016.)

Con los parámetros de calificación conocidos, se debe demostrar que todas las conexiones están dentro de los requisitos establecidos en las provisiones sísmicas AISC 341-16, AISC 358-16 y en el título F de la NSR-10.

3.2 Materiales

Concreto $f'_c = 21$ MPa teniendo en cuenta NSR-10 C.5

Tabla 2 Materiales

Acero
Perfiles PTE según ASTM A500 Gr C
Laminas y platinas según ASTM A572 grado 50

Pernos de conexión según ASTM A193 grado B7
Soldaduras y electrodos E7018 AWS D1.1 o soldaduras MIG o GMAW con igual o mayor tenacidad

3.2.1 Propiedades de los Materiales

Tabla 3 Propiedades de los materiales

Módulo de Elasticidad	$E=200000$ MPa
Límite de Fluencia de la Viga Acero ASTM A572 Gr.50	$F_{yb}=345$ MPa
Resistencia Última de la Viga Acero ASTM A572 Gr.50	$F_{ub}=448$ MPa
Límite de Fluencia de la Columna ASTM A500 Gr.C	$F_{yc}=317$ MPa
Resistencia Última de la Columna ASTM A500 Gr.C	$F_{uc}=427$ MPa
Límite de Fluencia Planchas ASTM A572 Gr.50	$F_{yp}=345$ MPa
Resistencia Última Planchas ASTM A572 Gr.50	$F_{up}=448$ MPa
Factor de Sobre-Resistencia a Fluencia ASTM A572 Gr.50	$R_{yb}=1.1$
Factor de Sobre-Resistencia a Rotura ASTM A572 Gr.50	$R_{tb}=1.1$
Factor de Sobre-Resistencia a Fluencia ASTM A500 Gr.C	$R_{yc}=1.3$
Factor de Sobre-Resistencia a Rotura	$R_{tc}=1.2$

ASTM A500 Gr.C	
----------------	--

3.3 Diseño de los elementos

Se describe el procedimiento para el diseño de los elementos, columna circular compuesta y viga W. Estos elementos deben ser capaces de desarrollar la ductilidad necesaria propuesta en los requisitos sísmicos AISC 341-16, especificaciones para PRM-SMF.

3.3.1 Selección de la viga y la columna.

Para las vigas en sección W se deben evaluar desde las aletas al alma y en la columna su diámetro espesor, para poder cumplir los requisitos estipulados en el título F.3.4-1 de la NSR-10.

Tabla 4 Variables para verificar Columna Fuerte-Viga débil.

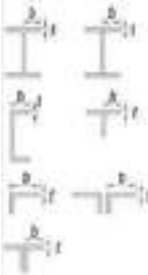
Propiedades del material	
E	Módulo de elasticidad del acero
F_{yb}	Límite de fluencia de la viga
F_{ub}	Resistencia Última de la viga
F_{yc}	Límite de fluencia de la columna
F_{uc}	Resistencia Última de la columna
R_{yb}	Factor de sobre-resistencia a fluencia para la viga
R_{tb}	Factor de sobre-resistencia a rotura para la viga
R_{yc}	Factor de sobre-resistencia a fluencia para la columna
R_{tc}	Factor de sobre-resistencia a rotura para la columna
C_{pr}	Factor de resistencia probable incluyendo endurecimiento por deformación
Propiedades geométricas	
d_c	Diámetro exterior de la columna

t_c	Espesor nominal de la pared de la columna
t_{cw}	Espesor de diseño de la pared de la columna ($0,93t_c$)
A_g	Área gruesa de la columna
A_{gc}	Área gruesa de diseño de la columna
Z_{xc}	Módulo plástico de la columna
b_{fb}	Ancho de alas (patines) de la viga
d_b	Alto del perfil de la viga
t_{wb}	Espesor del alma de la viga
t_{fb}	Espesor del ala (patín) de la viga
z_{xb}	Módulo plástico de la viga
r_b	Curvatura entre el patín y el alma de la viga
A_{gb}	Área gruesa de la viga
I_{yb}	Momento de inercia sobre el eje menor de la viga
r_{yb}	Radio de giro sobre el eje menor de la viga
Ubicación de la rótula plástica	
S_h	Distancia desde la cara de la columna hasta la ubicación de la rótula plástica en la viga

- 1) Revisión del pandeo local para los patines de la viga, ver inecuación (11).

$$\lambda_f = \frac{b_{fb}}{2t_{fb}} \leq 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = \lambda_{hd_f} \quad (11)$$

Tabla 5.-Límites ancho -espesor para miembros de ductilidad alta en patines.

Descripción del elemento	Relación ancho-espesor	Limitar la relación entre ancho y espesor		Ejemplo
		Miembros altamente dúctiles	Miembros moderadamente dúctiles	
Bridas de laminado o armado. Secciones en forma de I, canales y tees, patas de ángulos simples o miembros de doble ángulo con separadores; Piernas sobresalientes de pares de ángulos en contacto continuo.	$\frac{b}{t}$	$0.32\sqrt{E/F_y}$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	

Fuente: NSR-10 Título F

2) Revisión en el pandeo local para el alma de la viga:

Se debe cumplir con los requisitos de AISC-341-16 E3, ver ecuación (12).

De no cumplir se deben realizar ensayos experimentales para garantizar la ductilidad.

$$\frac{h_b}{t_{wb}} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} \quad (12)$$

3) Revisión del soporte lateral de la viga: El soporte lateral de la viga debe proporcionar la resistencia debida al pandeo lateral torsional, para que se alcance la suficiente ductilidad. Se debe restringir lateralmente los dos patines, superior e inferior. La ausencia de elementos secundarios que brinden soporte lateral puede ocasionar falla por pandeo lateral torsional como se observa en la Figura 2.2-1. Se debe cumplir con la inecuación (13).

$$L_b \leq L_{bmax} = 0.095 r_{yb} \frac{E}{R_{yb} F_{yb}} \quad (13)$$



Figura 3.3.1-1.- Pandeo lateral

Fuente :AISC 341-16

Tabla 6.-Relación ancho-espesor para miembros de ductilidad alta

Descripción del elemento	Relación ancho a espesor	Limitar la relación entre ancho y espesor		Ejemplo
		Miembros altamente dúctiles	Miembros moderadamente dúctiles	
*Perfiles laminados en caliente con sección en I usadas como vigas o columnas	h/t_w	For $C_a \leq 0.125$ $2.45 \sqrt{E/F_y} (1 - 0.93 C_a)$	For $C_a \leq 0.125$ $3.76 \sqrt{E/F_y} (1 - 2.75 C_a)$	
*Placas laterales de secciones en forma de I usadas como vigas o columnas.	b/t	For $C_a > 0.125$ $0.77 \sqrt{E/F_y} (2.93 - C_a)$ $\geq 1.49 \sqrt{E/F_y}$	For $C_a > 0.125$ $1.12 \sqrt{E/F_y} (2.33 - C_a)$ $\geq 1.49 \sqrt{E/F_y}$	
*Alma de secciones tipo cajón ensamblados y utilizadas como vigas o columnas.	M/t	where $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_a = \frac{\Omega_c P_u}{P_y}$ (ASD)	where $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_a = \frac{\Omega_c P_u}{P_y}$ (ASD)	

Fuente: NSR-10 -Titulo F.

En caso de no cumplir el soporte lateral, se debe aumentar el número de soportes o aumentar la sección de la viga.

4) Revisión de pandeo local de la columna:

$$\frac{d_c}{t_{cw}} \leq 0.076 \frac{E}{F_{yc}} \quad (14)$$

Tabla 7.-Relaciones límites ancho-espesor para miembros de alta ductilidad en perfiles circulares.

Descripción del elemento	Relación ancho-espesor	Limitar la relación entre ancho y espesor		Ejemplo
		Miembros altamente dúctiles	Miembros moderadamente dúctiles	
Paredes de miembros compuestos rellenos rectangulares.	$\frac{b}{t}$	$1.4\sqrt{E/F_y}$	$2.26\sqrt{E/F_y}$	
Paredes de miembros compuestos redondos rellenos	$\frac{D}{t}$	$\frac{0.076E}{F_y}$	$\frac{0.15E}{F_y}$	

Fuente: NSR10 -Titulo F

Para que los perfiles seleccionados para la conexión sean de ductilidad alta deben cumplir con las inecuaciones (11) a (14).

3.3.2 Verificación Columna Fuerte – Viga débil

Se debe cumplir la siguiente inecuación:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1.0 \quad (15)$$

Donde:

- 1) Se debe calcular el momento máximo probable de la viga M_{pb} , ver ecuación (16).

$$M_{pb} = 1.1R_{yb}Z_{xb}F_{yb} \quad (16)$$

- 2) Seguidamente, se calcula el corte por capacidad en la rótula plástica, V_p , se espera que al aplicar la carga en el actuador dinámico (gato hidráulico) se produzca plastificación en el perfil, ver ecuación (17).

Donde, L_h , es la longitud desde el punto físico de aplicación de la carga hasta la ubicación de la rótula plástica.

$$V_p = \frac{M_{pb}}{L_h} \quad (17)$$

- 3) V_p genera un momento adicional debido a la amplificación por el cortante desde la rótula plástica hasta el eje de la columna, M_{uv} , que sumado a M_{pb} da como resultado la resistencia esperada a flexión de la viga, ver ecuación (18).

$$M_{uv} = V_p(S_h + \frac{d_c}{2}) \quad (18)$$

- 4) El cálculo de la resistencia esperada de la viga, M_{pb}^* , es igual a la sumatoria de las ecuaciones (16) y (18), dando como resultado la ecuación (19). Este valor corresponde al denominador de la expresión (15). Lo anteriormente descrito se ilustra en la Figura 3.3.2-1.

$$M_{pb}^* = M_{pb} + M_{uv} \quad (19)$$

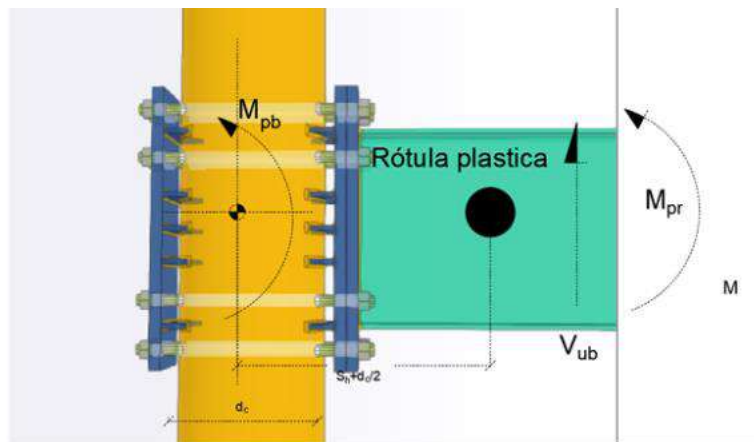


Figura 3.3.2-1 .-Diagrama de cuerpo libre en la conexión

Fuente: Autor

- 5) El máximo momento probable de la columna, $M_{(pc_top)}$, se calcula teniendo en cuenta la secciones I-6 de la AISC 360-16 en sus comentarios, (Manual Steel Construction 15th edition)

Se pueden encontrar tres métodos para el diseño de las secciones compuestas, 1 y 2 son métodos de distribución de tensiones plásticas, para el método 3 se emplea la guía de diseño 6 AISC.

La metodología utilizada es la del método 2, con curvas de interacción por el modelo de distribución plásticas de esfuerzos. Se analizan los esfuerzos combinados de flexión y carga axial.

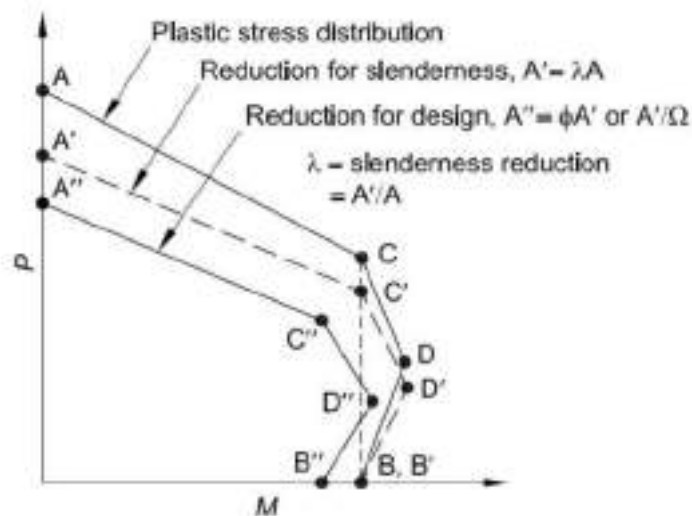


Figura 3.3.2-2 Diagrama de interacción para Vigas-columnas compuestas método 2

Fuente: (American Institute of Steel Construction AISC-360-16, 2016)

Los puntos descritos en la Figura 3.3.2-2 se muestran a continuación:

- A-Resistencia axial pura
- B-Resistencia a la flexión
- C- Localización del eje neutro plástico incluyendo la compresión axial
- D- Resistencia axial a la compresión de la mitad del punto C

PLASTIC CAPACITIES FOR COMPOSITE, FILLED ROUND HSS BENT ABOUT ANY AXIS			
Section	Stress Distribution	Point	Defining Equations
 	 PNA	A	$P_x = F_y A_s + 0.95 f_c' A_c$ $M_x = 0$ $A_s = \pi (d^2 - t^2)$ $A_c = \frac{\pi d^2}{4}$
		E	$P_x = P_y - j \left[F_y (d^2 - A^2) + j (0.95 f_c' W) \right] (\theta_y - \sin \theta_y)$ $M_x = F_y Z_{xx} + j (0.95 f_c' Z_{xx})$ $Z_{xx} = \frac{\pi}{6} \sin^2 \left(\frac{\theta}{2} \right)$ $Z_{xx} = \frac{(d^2 - A^2)}{6} \sin \left(\frac{\theta}{2} \right)$ $A_y = \frac{h}{2} + \frac{h}{4}$ $\theta_y = \pi - 2 \arcsin \left(\frac{2h}{d} \right)$
		C	$P_x = 0.95 f_c' A_c$ $M_x = M_y$
 	 PNA	D	$P_x = \frac{0.95 f_c' A_c}{2}$ $M_x = F_y Z_{xx} + j (0.95 f_c' Z_{xx})$ $Z_{xx} = \text{plastic section modulus of steel shape} = \frac{d^2}{4} Z_c$ $Z_c = \frac{A^2}{6}$
		B	$P_x = 0$ $M_x = F_y Z_{xx} + j (0.95 f_c' Z_{xx})$ $Z_{xx} = \frac{(d^2 - A^2)}{6} \sin^2 \left(\frac{\theta}{2} \right)$ $Z_{xx} = \frac{h^2 \sin^2 \left(\frac{\theta}{2} \right)}{6}$ $\theta = \frac{0.0260 K_c - 2 K_c}{0.0848 K_c}$ $\theta = \frac{\sqrt{[0.0260 K_c + 2 K_c]^2 + 0.857 K_c K_c}}{0.0848 K_c} \text{ (rad)}$ $K_c = j C N$ $K_c = F_y \left(\frac{d^2 - t^2}{4} \right) \text{ ("Use" HSS wall thickness)}$ $h = \frac{d}{2} \sin \left(\frac{\pi - \theta}{2} \right) \leq \frac{h}{2}$
		*0.95f _c ' may be used for concrete filled round HSS.	

Figura 3.3.2-3 Fig I-1d Filled rounds HSS anchor points.

Fuente:(Design Examples American Institute of Steel Construction, 2011)

Se incluye un punto E para perfiles encapsulados doblados alrededor de su eje débil, es un punto arbitrario, que por lo general corresponde a la ubicación del eje neutro plástico de las puntas de las alas de perfiles W, este refleja mejor la resistencia a la flexión de secciones encapsuladas.

Se debe tener presente que los valores de reducción por resistencia para compresión son de $\phi_b=0.75$ y flexión $\phi_b=0.90$. También se debe tener en cuenta que los efectos de esbeltez se aplican para el punto A, C, D, E.

Para perfiles compactos se tiene que:

$$P_{n0} = P_p$$

$$P_p = A_s F_y + C_2 f'_c \left[A_c + A_{sr} \left(\frac{E_s}{E_c} \right) \right] \quad (20)$$

C_2 : 0.85 para secciones rectangulares

C : 0.95 para secciones circulares

Para todos los perfiles

EI_{eff} : Rigidez efectiva de la columna compuesta

$$EI_{eff} : E_s I_s + E_{sr} I_{sr} + C_3 E_c I_c \quad (21)$$

Donde:

E_s : Modulo de elasticidad del acero

E_{sr} : Modulo de elasticidad Acero de refuerzo

E_c : Modulo de elasticidad del concreto calculado con $E_c = 4700\sqrt{f'_c}$

I_s : Momento de inercia sección en acero.

I_{sr} : Momento de inercia acero de refuerzo.

I_c : Momento de inercia de la sección del concreto

$$C_3 : 0.45 + 2 \left(\frac{A_s + A_{sr}}{A_g} \right) \leq 0.90 \quad (22)$$

Donde:

A_s : Área de la sección acero.

A_{sr} : Área de acero de refuerzo.

A_g : Área bruta de la sección compuesta.

Para perfiles no compactos

$$P_{no} = P_p - \frac{P_p - P_y}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} (\lambda - \lambda_p)^2 \quad (23)$$

Donde los valores de λ , λ_p y λ_r son relaciones de esbeltez establecidas en la AISC tabla I 1.1a (American Institute of Steel Construction AISC 360-16, 2016a) y P_y se toma como

$$P_y = A_s F_y + 0.7 f'_c \left[A_c + A_{sr} \left(\frac{E_s}{E_c} \right) \right] \quad (24)$$

Curva de interacción usando efectos de esbeltez

El coeficiente de esbeltez λ se calcula como la relación entre la fuerza resistente a la compresión P_n y el estado tensional de compresión pura P_{no} .

$$\lambda = \left(\frac{P_n}{P_{no}} \right) \quad (25)$$

los valores de la superficie de interacción se obtienen multiplicando los valores de la resistencia nominal por el valor de esbeltez λ .

- 6) La sumatoria de momentos máximo probables a flexión de las columnas superior e inferior que convergen en la conexión, $\sum M_{pc}^*$.

$$M_{pc} = M_{pc_Inferior} + M_{pc_Superior} \quad (26)$$

- 7) La sumatoria de momentos máximo probables a flexión de las columnas superior e inferior que convergen en la conexión, $\sum M_{pc}^*$, es igual a dos veces M_{pc_top} , dado que M_{pc_top} y M_{pc_bottom} son iguales, ver Figura 3.3.2-4

De cumplirse la inecuación (27) se garantiza el mecanismo de plastificación.

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1.0 \quad (27)$$

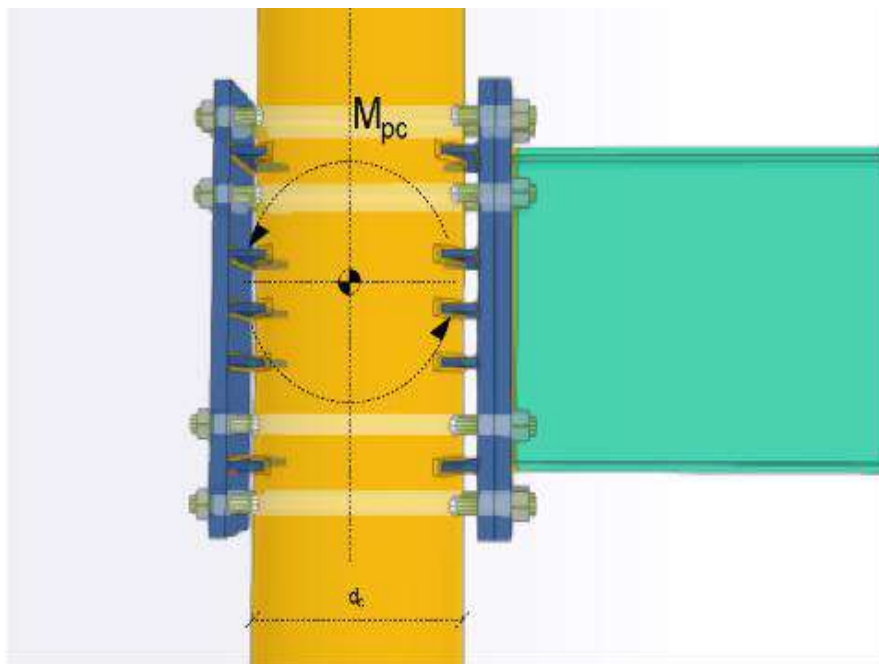


Figura 3.3.2-4.-Resistencia esperada de la columna

Fuente: Autor

3.4 Diseño de los Pernos y placa Extrema

Se deben diseñar los elementos de conexión entrega viga y columna como son la placa de extremo y los pernos (AISC-358-16).

En esta guía se especifica el diámetro de los pernos para prevenir una falla en el ala de la viga, producto de las cargas dinámicas que generan tensión.

- 1) se requiere conocer la magnitud de la fuerza cortante que se ejerce sobre el grupo de pernos (F_{pr}).

Se calcula primero el endurecimiento por deformación, C_{pr} .

$$C_{pr} = \min\left(\frac{F_{yb} + F_{ub}}{2 F_{yb}}, 1.2\right) \quad (28)$$

El momento máximo probable de la viga en la cara de la columna, M_f , se incluye el factor que toma en cuenta la máxima resistencia probable de la conexión.

$$M_f = C_{pr} R_{yb} Z_{xb} F_{yb} + V_u S_h \quad (29)$$

$$F_{pr} = \frac{M_f}{d_b + t_p} \quad (30)$$

- 2) Selección de la configuración de la conexión con la placa de extremo. Para el diseño de esta conexión se usará la configuración 4E para cuatro pernos sin rigidizador figura 3.4-1.

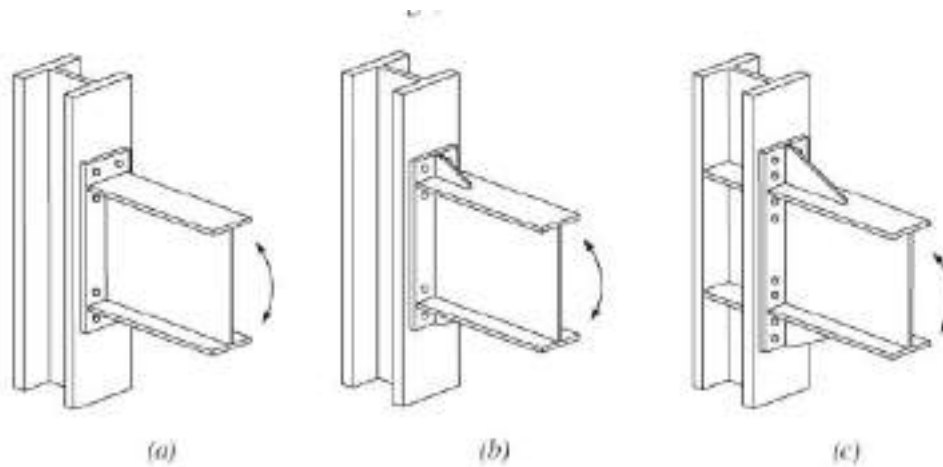


figura 3.4-1 Configuración de pernos en placas de extremo

Fuente: (American Institute of Steel Construction AISC 358-16, s. f.)

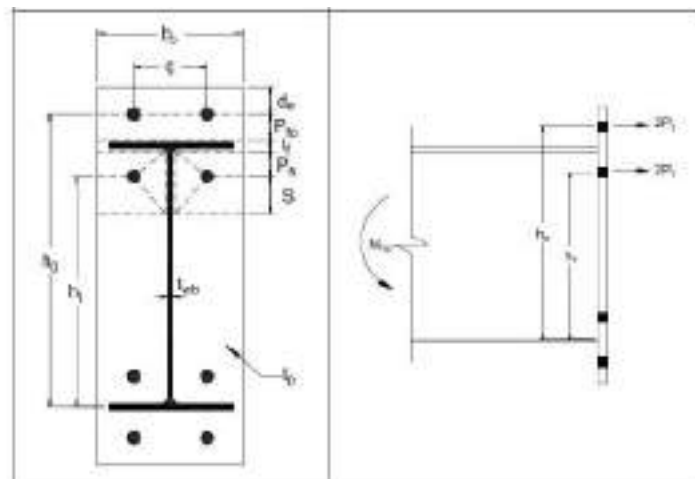


figura 3.4-2.- Placa de extrema sin rigidizar (4E)

Fuente: (American Institute of Steel Construction AISC 358-16, s. f.)

3) Se determina el diámetro del perno requerido, $d_{b \text{ req.}}$.

$$d_{b,req} = \sqrt{\frac{2M_f}{\pi\phi_n F_{nt}(h_o + h_1)}} \quad (31)$$

Donde

F_{nt} =Resistencia nominal a la tensión del perno de acuerdo con las especificaciones del AISC (MPa).

h_i =Distancia desde la línea central del ala inferior de la viga a la línea central del primer perno (mm)- ver figura 3.4-2.

h_o =Distancia desde la línea central del ala inferior de la viga a la fila del perno exterior (mm) ver figura 3.4-2 .

ϕ_n =Factor de resistencia para el estado límite no dúctil igual a 0.90 .

La conexión requiere pernos pasantes de más de 500 mm de longitud, por lo cual se deben cambiar los pernos ASTM a325 o ASTM A-490 que son muy cortos. Para el diño final se utilizarán varillas roscadas con acero ASTM A-193 Grado B7, con las propiedades de la Tabla 8.

Tabla 8.-Propiedades mecánicas del acero ASTM A-193 Gr B7.

Descripción de los pernos	Resistencia a la tensión		Corte en conexiones tipo aplastamiento	
	Coefficiente resistencia ϕ	Resistencia Nominal a tensión, F_u MPa	Coefficiente resistencia ϕ	Resistencia Nominal al corte, F_u MPa
Pernos ASTM A-193 Grado B7 cuando hay roscas en los planos de corte	0.75	860	0.75	455
Pernos ASTM A-193 Grado B7 cuando NO hay roscas en los planos de corte	0.75	860	0.75	575

Fuente:(Vallejo Uribe & Valencia Clement, 2009)

Tabla 9.-Propiedades mecánicas del acero ASTM A-193 Gr B7

Tabla Requerimientos Mecánicos.							
(Esta tabla aplica para los espárragos y tornillos fabricados con el código ASTM A 193/ A 193M)							
Grado	Diámetro mm (pulg.)	Temperatura mínima de Revenido, °C (°F)	Resistencia Mínima a la Tensión MPa (ksi)	Resistencia Mínima a la Fluencia 0.2 % de Balleza MPa (ksi)	% mínimo de Elongación en 4 D	% mínimo de Reducción de área	Queda Máxima
Aceros Ferríticos							
B5	M100 (4") y mayores	593 (1100)	590 (100)	350 (80)	18	50	—
4 a 6 % cromo B6	M100 (4") y mayores	593 (1100)	760 (100)	585 (85)	15	50	—
13 % cromo B6X	M100 (4") y mayores	593 (1100)	620 (100)	485 (70)	16	50	26 HRC
13 % cromo B7	M54 (2.5") y mayores	593 (1100)	860 (125)	720 (105)	18	50	321 HB o 35 HRC
cromo molibdeno	arriba de M54 (2.5") y hasta M100 (4")	593 (1100)	795 (115)	655 (95)	16	50	302 HB o 33 HRC
	arriba de M100 (4") y hasta M180 (7")	593 (1100)	690 (100)	515 (75)	18	50	277 HB o 29 HRC
B7M	M54 (2.5") y mayores	620 (1150)	690 (100)	550 (80)	18	50	235 HB o 30 HRC
cromo molibdeno	M100 (4") y mayores	620 (1150)	690 (100)	550 (80)	18	50	235 BHN o 30 HRC
	arriba de M100 (4") y hasta M180 (7")	620 (1150)	690 (100)	515 (75)	18	50	235 BHN o 30 HRC
B15	M54 (2.5") y mayores	650 (1200)	860 (125)	725 (105)	18	50	321 HB o 35 HRC
cromo molibdeno vanadio	arriba de M54 (2.5") y hasta M100 (4")	650 (1200)	760 (110)	655 (95)	17	45	302 HB o 33 HRC
	arriba de M100 (4") y hasta M180 (7")	650 (1200)	690 (100)	585 (85)	16	45	277 HB o 29 HRC

Fuente:(Vallejo Uribe & Valencia Clement, 2009)

4) Seleccionar diámetro del perno no menor al requerido en paso 3.

5) Determinar espesor de la placa de extremo $t_{p,req}$.

$$t_{p,req} = \sqrt{\frac{1.11M_f}{\phi_d F_{yp} Y_p}} \quad (32)$$

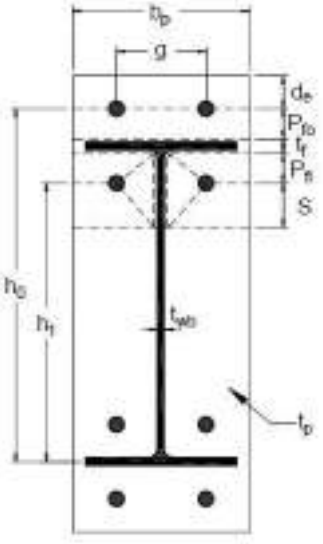
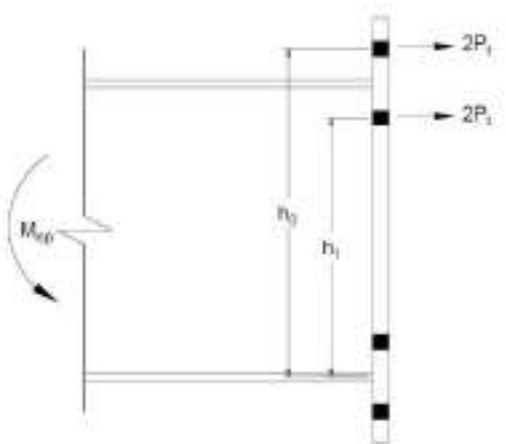
F_{yp} =Tensión de fluencia del Acero de la placa extrema, del AISC (MPa)

M_f =Momento en la cara de la columna-

Y_p =Parámetro de lineamiento para el rendimiento del mecanismo final de la placa extrema (mm), especificado en la Tabla 10

ϕ_d =Factor de resistencia para el estado dúctil igual a 1.0

Tabla 10.- Cálculo de la longitud de las líneas de fluencia de la placa de extremo Y_p

Parámetro de líneas de fluencia para la placa extrema de la conexión de cuatro pernos sin rigidizar	
Geometría de la placa extrema y Modelo de la línea de Fluencia	Modelo de fuerzas en pernos
	
Placa Extremo	$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_o \left(\frac{1}{p_{fo}} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g} [h_1(p_{fi} + s)]$ $S = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g} \quad \text{Nota: Si } p_{fi} > s, \text{ usar } p_{fi} = s$

Fuente: (American Institute of Steel Construction AISC 358-16, s. f.)

6) Seleccionar espesor de la placa extrema no menor que el calculado en el paso 5.

7) Se calcula F_{fu} , fuerza en el ala de la viga.

$$F_{fu} = \frac{M_f}{d_b - t_{fb}} \quad (33)$$

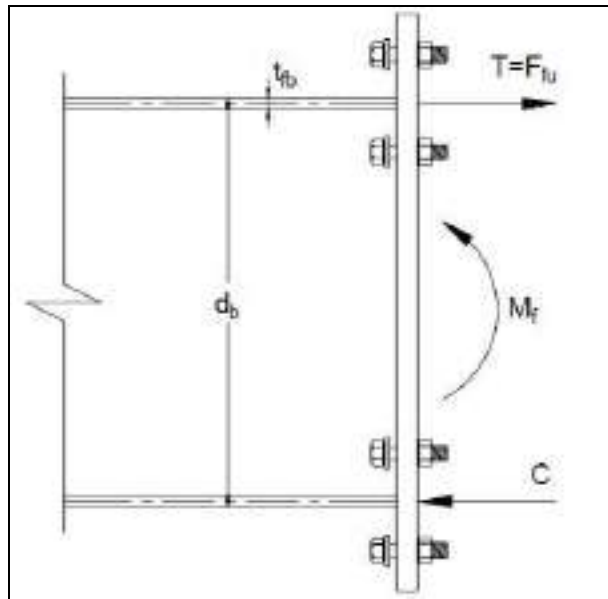


figura 3.4-3.-Geometría de la placa de extrema sin rigidizar (4E)

Fuente: (American Institute of Steel Construction AISC 358-16, s. f.)

Donde

M_f = Momento en la cara de la columna.

d_b =Altura de la viga (mm)

t_{bf} =Espesor de la aleta de perfil viga.

8) Revisar que la placa de extrema no falle por fluencia o por corte

$$\frac{F_{fu}}{2} \leq \phi_d R_n = \phi_d (0.6) F_{yp} b_p t_p \quad (34)$$

Donde:

ϕ_d = Momento en la cara de la columna.

b_b = Es el espesor del de la placa extrema (mm), esta debe ser asumida no mayor que el ancho de la viga mas 25mm.

t_p =Espesor de la placa extrema

De no cumplirse la ecuación (34) se debe aumentar el espesor de la placa extrema.

9) Comprobar la ruptura por corte de la conexión (4E).

$$\frac{F_{fu}}{2} \leq \phi_n R_n = \phi_d (0.6) F_{up} A_n \quad (35)$$

$$A_n = t_p (b_p - 2(d_b + 3mm)) \text{ mm}^2 \quad (36)$$

Donde:

ϕ_n = Factor de resistencia para el estado límite no dúctil igual a 0.90.

F_{up} = Tensión de ruptura del acero de la placa extrema, (MPa)

A_n = Área neta de la extrema, (mm²)

d_b = Diámetro del perno, (mm)

De no cumplirse la ecuación (35) se debe aumentar el espesor de la placa de extrema o aumentar el límite de fluencia de la misma.

10) Comprobar la ruptura por corte de la conexión (4E)

$$V_u \leq \phi_n R_n = \phi_n (n_b) F_{nv} A_b \quad (37)$$

$$A_b = \frac{\pi}{4} d_b^2 \quad (38)$$

Donde:

ϕ_n = Factor de resistencia para el estado límite no dúctil igual a 0.90.

n_b = Número de pernos en el ala comprimida

:4 pernos para las conexiones 4E y 4ES

:8 pernos para las conexiones 8ES.

A_b = Área bruta del perno, (mm²)

F_{nv} = Esfuerzo nominal a corte del perno (MPa).

V_u = Fuerza a corte en el extremo de la viga, (N)

11) Se debe verificar el aplastamiento del perno y la falla por desgarre en la placa extrema y en la columna.

Para verificar la columna solo se aplica por aplastamiento el perno.

$$V_u \leq \phi_n R_n = \phi_n (n_i) r_{ni} + \phi_n (n_o) r_{no} \quad (39)$$

ϕ_n = Factor de resistencia para el estado límite no dúctil igual a 0.90.

n_i = Número de pernos en el ala comprimida

:2 pernos para las conexiones 4E y 4ES

:4 pernos para las conexiones 8ES.

n_o = Número de pernos exteriores

:2 pernos para las conexiones 4E y 4ES

:4 pernos para las conexiones 8ES.

Para la resistencia al desgarre de la placa extrema

- Para los pernos interiores

$$r_{ni} = 1.2L_{ci}t_pF_{up} < 2.4d_bt_pF_{up} \text{ para cada perno interior} \quad (40)$$

$$L_{ci} = (P_{fo} + p_{fi} + t_{fb}) - (d_b + 3.2mm) \quad (41)$$

- Para los pernos exteriores

$$r_{no} = 1.2L_{co}t_pF_{up} < 2.4d_bt_pF_{up} \text{ para cada perno exterior.} \quad (42)$$

$$L_{co} = d_e - 0.5(d_b + 3.2mm) \quad (43)$$

L_c = Factor de resistencia para el estado límite no dúctil igual a 0.90.

F_{up} = Tensión de ruptura del acero de la placa extrema, (MPa)

d_b = Diámetro del perno, (mm)

t_p = Espesor de la placa extrema o del ala de la columna, (mm)

F_{yb} = Tensión de fluencia del acero de la viga, (MPa)

F_{yc} = Tensión de fluencia del acero de la columna, (MPa)

t_{fc} = Espesor del ala de la columna, (mm)

De no cumplirse la ecuación (42) se debe aumentar el espesor de la placa de extrema o aumentar el límite de fluencia de la misma.

12) Verificación de la acción de esfuerzos combinados de tensión y corte en los pernos. La resistencia de diseño a tensión de los pernos verificando la combinación de esfuerzos de tensión y cortante se efectúa teniendo en cuenta los estados límites en la base F.2.10.3.7 de la NSR-10.

$$R_n = F'_{nt} A_b \quad (44)$$

Donde

F'_{nt} = Resistencia nominal a tensión por unidad de área, modificada para incluir los efectos del esfuerzo cortante, (MPa).

$$F'_{nt} = 1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_v \leq F_{nt} \quad (45)$$

F_{nt} = Resistencia a la tensión nominal del perno siguiendo las especificaciones de la tabla F.2.10.3-2. de la NSR-10 en donde se encuentran las propiedades mecánicas de la varilla roscada utilizada.

F_{nv} = Esfuerzo nominal a corte del perno de la tabla F.2.10.3-2 de la NSR-10

f_v = Resistencia requerida a cortante por unidad de área (MPa)

$$R_u = V_p = \frac{V_u}{n} \quad (46)$$

n= número de pernos.

Por lo tanto, el esfuerzo cortante requerido f_v en el perno es igual a

$$f_v = \frac{V_p}{A_b} \quad (47)$$

Entonces:

$$R_u \leq \phi R_n \quad (48)$$

3.5 Resultados

Los resultados del diseño de la conexión para el PRM se presentan siguiendo el diseño descrito en la metodología.

Tabla 11 Variables y propiedades del material

DATOS DE LOS MATERIALES			
Resistencia a la compresión:	$f'_c =$	21	MPa
Módulo de elasticidad concreto:	$E_c =$	17872	MPa
Resistencia a la fluencia del perfil:	$F_y =$	345	MPa
Resistencia a la rotura del perfil:	$F_u =$	455	MPa
Módulo de elasticidad del acero:	$E_s =$	200000	MPa

Fuente. – Autor

3.5.1 Datos geométricos y diseño para la columna PTE 12" VIGA W 18X35

Tabla 12 Datos geométricos del perfil para la conexión CCCI 1-2

DATOS DEL PERFIL DE ACERO DE LA COLUMNA			
Elección del perfil de acero relleno:	A500 Gr. C	PTED323.9X10	
Área del perfil:	$A_{sc} =$	9190.15	mm ²
Diámetro interno	$b_c =$	303.9	mm
Diámetro externo	$h_c =$	323.9	mm
Espesor del perfil:	$t_c =$	10	mm
Área bruta de la columna:	$A_g =$	82397	mm ²
Longitud de la columna:	$H_c =$	4157	mm
Módulo de sección plástico en X del perfil:	$Z_c =$	9.20E+05	mm ³
Área del concreto:	$A_c =$	72536	mm ²
Coeficiente:	$R_y =$	1.3	

Fuente. - Autor

1) Revisión del pandeo local para los patines de la viga ($\lambda_{hd,f}$) El pandeo local se calcula con los resultados de la ecuación (7).

$$\frac{b_{fb}}{2t_{fb}} = \frac{70mm}{8.76mm} = 7.037 \leq 0.32 \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 0.32 \sqrt{\frac{200000Mpa}{345Mpa}} = 7.349$$

La relación se cumple, la inecuación muestra que el perfil seleccionado es sísmicamente compacto. Los perfiles utilizados son en base a disponibilidad y a la investigación que se tiene prevista con estos, se comprueba con los resultados experimentales que estos perfiles son capaces de cumplir y calificar las conexiones en referencia para este proyecto.

2) Revisión del pandeo local para el alma de la viga

$$\frac{h_b}{t_{wb}} = 51 \leq 2.45(1 - C_a)^{2.3} \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} = 57.14$$

La inecuación se cumple, el perfil es sísmicamente compacto.

3) Revisión del soporte lateral de la viga

Se calcula el soporte lateral con la inecuación .

$$L_b \leq L_{b \max}$$

$$L_{b \max} = 0,095 r_{yb} \frac{E}{R_{yb} F_y}$$

$$= 0,095 * 31mm * \frac{200000 \text{ Mpa}}{1.1 * 350 \text{ Mpa}} = 1551 \text{ mm}$$

$L_b=1403$ mm distancia tomada de la configuración del actuador.

$L_b \leq L_{b \max}$, se debería aumentar la cantidad de riostras en la viga o aumentar la sección de la viga, garantizando el soporte lateral menor a 1551 mm, o de lo contrario se puede generar una falla por pandeo lateral torsional.

4) Revisión de pandeo local de la columna:

$$\frac{D}{t} < 0,076 \frac{E}{R_{yc} F_y}$$

$$\text{Sí, } \frac{D}{t} = \frac{273.1 \text{ mm}}{9 \text{ mm}} = 32.39$$

$$\text{Y, } 0,076 * \frac{200000 \text{ MPa}}{1.3 * 345 \text{ MPa}} = 36.866$$

$30.34 < 36.866$ Cumple para Ductilidad alta.

Perfil sísmicamente compacto.

3.6 Verificación Columna Fuerte – Viga débil

1) Se debe calcular el momento máximo probable de la viga M_{pb} , ver ecuación (16).

$$M_{pb} = 1.1 R_{yb} Z_{xb} F_{yb} = 547.6 \text{ kN} - m$$

2) Se calcula el corte por capacidad en la rótula plástica, V_p .

$$V_p = \frac{M_{pb}}{L_h} = 162.5 \text{ kN}$$

3) El cortante V_p genera un momento amplificado, con L_h medido desde la rótula plástica hasta el punto de aplicación de la carga.

$$M_{uv} = V_p \left(S_h + \frac{d_c}{2} \right) = 62.9 \text{ kN} - m$$

4) Cálculo de la resistencia esperada de la viga, M_{pb}^* .

$$M_{pb}^* = M_{pb} + M_{uv} = 547.6 \text{ kN} - m$$

5) Se calcula el momento máximo probable en la columna por el método 2.

Punto A:

$$P_A = F_y A_s + 0.95 f'_c A_c = 4552.97 \text{ kN}$$

$$M_A = 0$$

$$A_s = \pi (dt - t^2) = 98.615 \text{ cm}$$

$$A_c = \frac{\pi h^2}{4} = 725.356 \text{ cm}$$

Punto B:

$$P_B = 0$$

$$M_B = F_y Z_{sB} + 1/2(0.95f'_c Z_{cB})$$

$$\theta = \frac{0.0260K_c - 2K_s}{0.0848K_c} + \frac{\sqrt{(0.0260K_c + 2K_s)^2 + 0.857K_c K_s}}{0.0848K_c}$$

$$= 153.929 \text{ deg}$$

$$Z_{sB} = \frac{(d^3 - h^3)}{6} \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) = 960.26 \text{ cm}^3$$

$$Z_{cB} = \frac{h^3 \sin^3\left(\frac{\theta}{2}\right)}{6} = 960.26 \text{ cm}^3$$

$$K_c = f'_c h^2 = 1910.3 \text{ kN}$$

$$K_s = F_y \left(\frac{d - t}{2} \right) t = 497.78 \text{ kN}$$

Punto C:

$$P_C = 0.95f'_c A_C = 1425.32 \text{ kN}$$

$$M_C = M_B = 347.053 \text{ kN-m}$$

Punto D:

$$P_D = \frac{0.95f'_c A_c}{2} = 712.665$$

$$M_D = F_y Z_s + 1/2(0.95f'_c Z_c) = 358.572 \text{ kN-m}$$

$$Z_s = \text{plastic section modulus of steel shape} =$$

$$\frac{d^3}{6} - Z_c = 985.66 \text{ cm}^3$$

$$Z_c = \frac{h^3}{6} = 4677.79 \text{ cm}^3$$

Punto E :

$$Z_{cE} = \frac{h^3}{6} \sin^3 \left(\frac{\theta_2}{2} \right) = 2308.56 \text{ cm}^3$$

$$Z_{sE} = \frac{(d^3 - h^3)}{6} \sin \left(\frac{\theta_2}{2} \right) = 778.92 \text{ cm}^3$$

$$M_E = F_y Z_{sE} + 1/2(0.95f'_c Z_{cE}) = 224.36 \text{ kN-m}$$

$$h_E = \frac{h_n}{2} + \frac{h}{4} = 93.112 \text{ mm}$$

$$\theta_2 = \pi - 2 \arcsin \left(\frac{2h_E}{h} \right) = 104.41 \text{ deg}$$

$$P_E =$$

$$P_A - \frac{1}{4} \left[F_y (d^2 - h^2) + \frac{1}{2} (0.95f'_c) h^2 \right] (\theta_2 - \sin \theta_2) = 2544.90 \text{ kN}$$

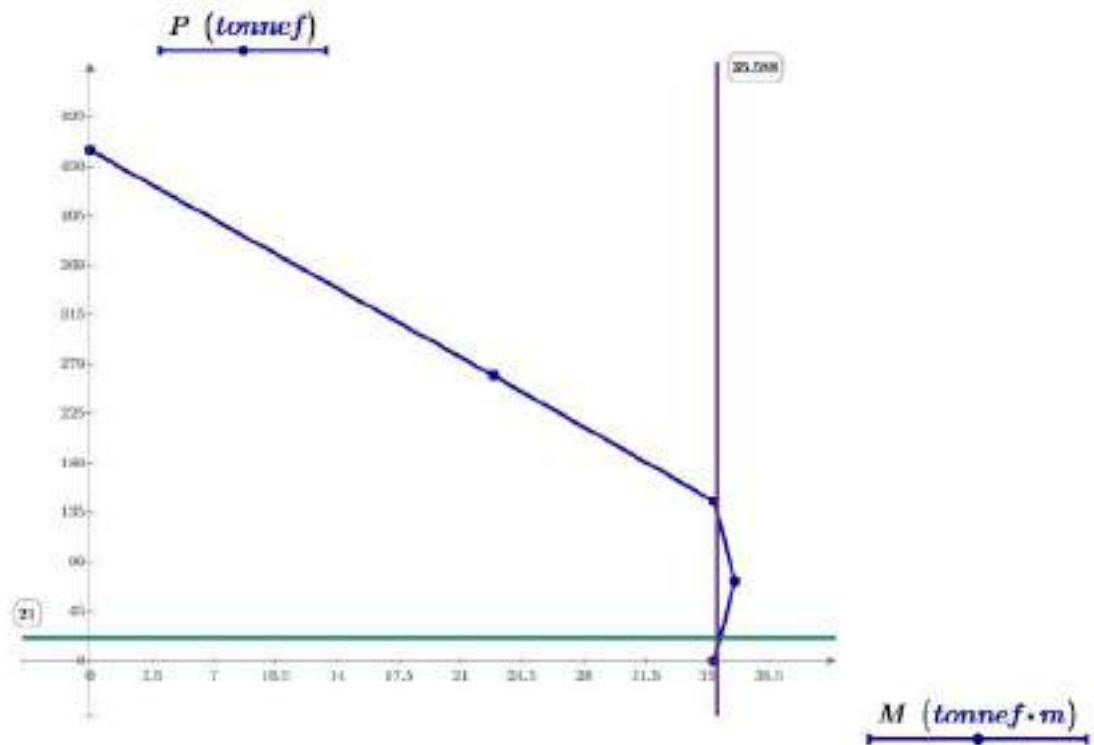


Figura 3.6-1 Curva de interacción de la columna compuesta

Fuente: Autor

La fuerza axial en la columna para este caso es la entregada por el actuador dinámico con el propósito de plastificar el perfil. El resultado de aplicar la carga máxima del gato hidráulico muestra el momento máximo probable resistido por la columna $M_{pb} = 348.136 \text{ kN-m}$

Se debe tener presente que los valores de reducción por resistencia para compresión son de $\phi_b = 0.75$ y flexión $\phi_b = 0.90$. También se debe tener en cuenta que los efectos de esbeltez se aplican para el punto A, C, D, E.

Para perfiles compactos se tiene que:

$$P_{n0} = P_p = 4552.97 \text{ kN}$$

$$P_p = A_s F_y + C_2 f'_c \left[A_c + A_{sr} \left(\frac{E_s}{E_c} \right) \right]$$

C_2 : 0.85 para secciones rectangulares

C : 0.95 para secciones circulares

Para todos los perfiles

EI_{eff} : Rigidez efectiva de la columna compuesta

$$EI_{eff} : E_s I_s + E_{sr} I_{sr} + C_3 E_c I_c = 31601 \text{ kN-m}^2$$

Donde:

E_s : 200000 MPa

E_{sr} : Modulo de elasticidad Acero de refuerzo

$$E_c : E_c = 4700 \sqrt{f'_c}$$

I_s : Momento de inercia sección en acero.

I_{sr} : Momento de inercia acero de refuerzo.

I_c : Momento de inercia de la sección del concreto

$$C_3 : 0.45 + 2 \left(\frac{A_s + A_{sr}}{A_g} \right) \leq 0.90 = 0.809$$

Donde:

A_s : Área de la sección acero =98.6615 cm²

A_{sr} : Área de acero de refuerz =0 cm²

A_g : Área bruta de la sección compuesta =823.97 cm²

6) Curva de interacción usando efectos de esbeltez

$$L_c = h = 3684 \text{ mm}$$

$$P_e = \left(\frac{\pi^2_s * EI_{eff}}{L_c} \right) = 22976.7 \text{ kN}$$

$$\text{Si } \frac{P_{no}}{P_e} = 0.198 < 2.25$$

$$P_n = P_{no} * (0.658^{\frac{P_{no}}{P_e}}) = 4190 \text{ kN}$$

El perfil resistia P_{no} =4552.9 kN sin los efectos de esbeltez.

El coeficiente de esbeltez λ se calcula como la relación entre la fuerza resistente a la compresión P_n y el estado tensional de compresión pura P_{no} .

$$\lambda = \left(\frac{P_n}{P_{no}} \right) = 0.92$$

los valores de la superficie de interacción se obtienen multiplicando los valores de la resistencia nominal por el valor de esbeltez λ .

$$P_A' = \lambda P_A = 4190.598 \text{ kN}$$

$$P_B' = \lambda P_B = 0$$

$$P_C' = \lambda P_C = 1311.88 \text{ kN}$$

$$P_D' = \lambda P_D = 655.9 \text{ kN}$$

$$P_E' = \lambda P_E = 2342.3 \text{ kN}$$

Los datos modificados de las fuerzas en cada uno de los puntos muestran el diagrama de interacción, que para este caso no genera cambios significativos en el resultados del máximo momento probable resistido por la columna.

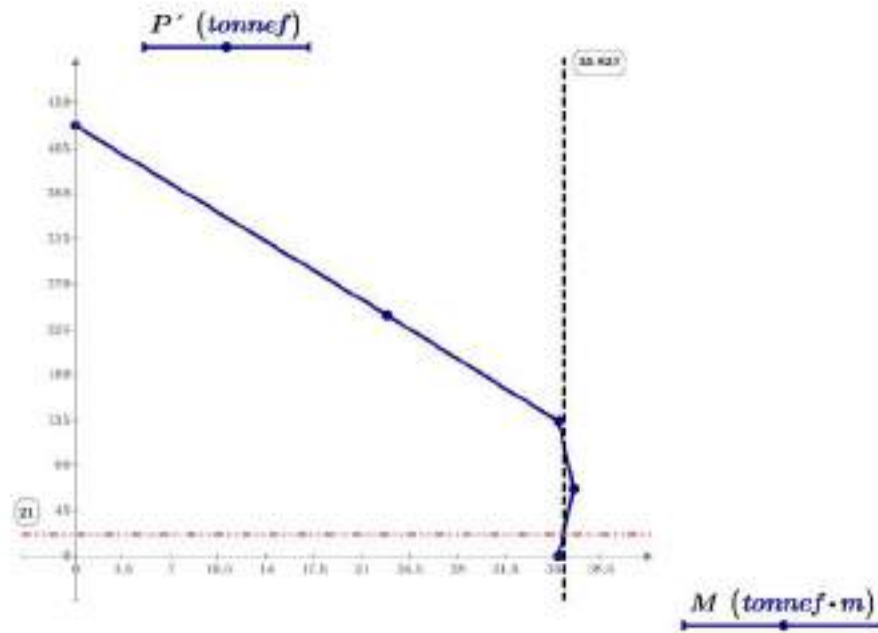


Figura 3.6-2 Curva de interacción para columna compuesta teniendo en cuenta efectos de esbeltez

Fuente: Autor

- 8) La sumatoria de momentos máximo probables a flexión de las columnas superior e inferior que convergen en la conexión, $\sum M_{pc}^*$.

$$M_{pc} = 348.136 \text{ kN-m}$$

$$M_{pc} = M_{pc_Inferior} + M_{pc_Superior} = 696.2 \text{ kN-m}$$

Relación Columna fuerte-viga débil:

Al cumplirse esta desigualdad se garantiza el mecanismo de plastificación.

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} = 1.419 > 1.0$$

3.7 Diseño de los pernos y placa extrema para la conexión.

Tabla 13.- Datos para el diseño de los pernos

Elección del per	A193 Gr. B7	1	
Resistencia nominal a cortante del perno:	$F_{nv} =$	455	MPa
Resistencia nominal a tensión del perno:	$F_{nt} =$	860	MPa
Área del perno:	$A_b =$	510	mm ²
Diámetro del perno:	$\varnothing_b =$	25.4	mm
Número de pernos en el ala comprimida:	$n =$	4	
Distancia del centro del perno al borde de la placa:		40	mm
Distancia vertical desde el interior (P_{fi}) y desde el exterior (P_{fo}) del ala en tensión de la viga y la fila de pernos más cercana:	$P_{fi} = P_{fo} =$	49	mm
Distancia horizontal entre pernos elegida:	$g =$	116	mm
Distancia vertical entre pernos:	$s =$	90	mm

- 1) Se calcula la fuerza cortante del grupo de pernos V_p , el factor de endurecimiento por deformación C_{pr} , y el momento máximo probable de la viga en la cara de la columna M_{pr} .

$$d_{borde} =$$

$$C_{pr} = \min\left(\frac{F_{yb} + F_{ub}}{2 F_{yb}}, 1.2\right) = 1.15$$

$$M_f = C_{pr} R_{yb} Z_{xb} F_{yb} + V_u S_h = 520 \text{ kN} - m$$

- 2) Selección de la configuración de la conexión con la placa de extremo. Para el diseño de esta conexión se usará la configuración 4E para cuatro pernos sin rigidizador.

- 3) Cálculo de diámetro de los pernos.

$$d_{b,req} = \sqrt{\frac{2M_f}{\pi \phi_n F_{nt} (h_o + h_1)}} = 22.1 \text{ mm}$$

- 4) Seleccionar un diámetro de perno o menor al resultado del paso 3.

Se selecciono un perno con diámetro de 25.4 mm que cumple con el mínimo requerido y por disponibilidad.

- 5) Determinar espesor de la placa de extremo $t_{p,req}$.

$$t_{p,req} = \sqrt{\frac{1.11M_f}{\phi_d F_{yp} Y_p}} = 24.75 \text{ mm}$$

- 6) Seleccionar espesor de la placa extrema no menor que el calculador en el paso 5.

Tabla 14. -Espesor de placa extrema elegido

Elección de la placa:	A572 Gr. 50	1	
Resistencia a la rotura de la placa:	$F_{up} =$	455	MPa
Resistencia a la fluencia de la placa:	$F_{yp} =$	345	MPa
Espesor de la placa	$t_p =$	25.4	mm
Ancho de la placa:	$b_p =$	172	mm
Área bruta de la placa:		4368.8	mm^2

Fuente: Autor

- 7) Se calcula un F_{tu} , fuerza en el ala de la viga.

$$F_{fu} = \frac{M_f}{d_b - t_{fb}} = 1183 \text{ kN}$$

- 8) Revisar que la placa de extrema no falle por fluencia o por corte

$$\frac{F_{fu}}{2} = 591.5 \text{ KN} \leq \phi_d R_n = 1809 \text{ KN}$$

CUMPLE

- 9) Comprobar la ruptura por corte de la conexión (4E).

$$\frac{F_{fu}}{2} = 591.5 \text{ KN} \leq \phi_n R_n = 716 = 642 \text{ N}$$

CUMPLE

- 10) Comprobar la ruptura por corte de la conexión (4E)

$$V_u \leq \phi_n R_n = \phi_n (n_b) F_{nv} A_b = 352 \text{ kN}$$

$$45 \text{ KN} \leq 352 \text{ kN CUMPLE}$$

- 11) Se debe verificar el aplastamiento del perno y la falla por desgarre en la placa extrema y en la columna.

Para verificar la columna solo se aplica por aplastamiento el perno.

$$V_u = 178 \text{ KN} \leq \phi_n R_n = 1962 \text{ kN}$$

CUMPLE

Para la resistencia al desgarre de la placa extrema

- Para los pernos interiores

$$r_{ni} = 1.2L_{ci}t_pF_{up} < 2.4d_b t_p F_{up}$$

$$r_{ni} = 1170 \text{ kN no es menor a } 705 \text{ kN}$$

No se cumple, La resistencia que gobierna es el
Desgarramiento.

$$L_{ci} = (P_{fo} + p_{fi} + t_{fb}) - (d_b + 3.2 \text{ mm}) = 84 \text{ mm}$$

- Para los pernos exteriores

$$r_{no} = 1.2L_{co}t_pF_{up} < 2.4d_b t_p F_{up} \text{ para cada}$$

perno exterior.

$$386 \text{ kN} < 705 \text{ kN}$$

Se cumple, la resistencia que gobierna es el aplastamiento.

$$L_{co} = d_e - 0.5(d_b + 3.2 \text{ mm}) = 27 \text{ mm}$$

12) Verificación de la acción de esfuerzos combinados de tensión y corte en los pernos. La resistencia de diseño a tensión de los pernos verificando la combinación de esfuerzos de tensión y cortante se efectúa teniendo en cuenta los estados límites en la base F.2.10.3.7 de la NSR-10.

$$R_n = F'_{nt}A_b = 357 \text{ kN}$$

Donde

F'_{nt} = Resistencia nominal a tensión por unidad de área, modificada para incluir los efectos del esfuerzo cortante, (MPa).

$$F'_{nt} = 1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_v = 934 \text{ Mpa} \leq 860 \text{ Mpa}$$

F_{nt} = Resistencia a la tensión nominal del perno siguiendo las especificaciones de la tabla F.2.10.3-2. de la NSR-10 en donde se encuentran las propiedades mecánicas de la varilla roscada utilizada.

F_{nv} = Esfuerzo nominal a corte del perno de la tabla F.2.10.3-2 de la NSR-10

f_v = Resistencia requerida a cortante por unidad de área (MPa)

$$R_u = V_p = \frac{V_u}{n} = 45 \text{ MPa}$$

n= número de pernos.

Por lo tanto, el esfuerzo cortante requerido f_v en el perno es igual a

$$f_v = \frac{V_p}{A_b} = 87 \text{ MPa}$$

Entonces:

$$R_u \leq \phi R_n$$

$$45 \text{ MPa} \leq 357 \text{ MPa}$$

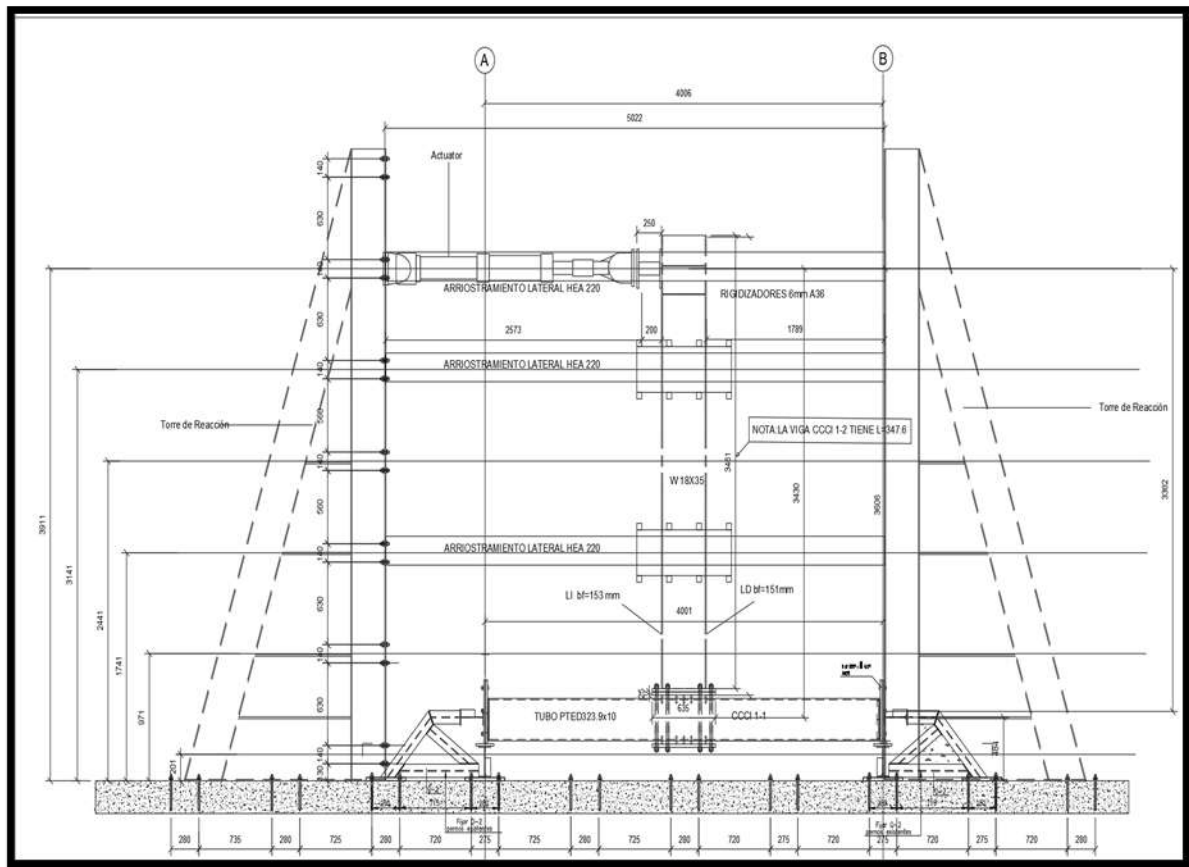


Figura 3.7-1.-Montaje final actuador y probeta 1 PTE 323.9- W18x35

Se espera la plastificación de la viga en una fuerza igual al corte que genera el actuador en el perfil, esta fuerza cortante es la que se aplica en la rótula.

3.8 Planos finales según el diseño



Alvin leonardo Tejada Calderón- Universidad Nacional de Colombia, 2024

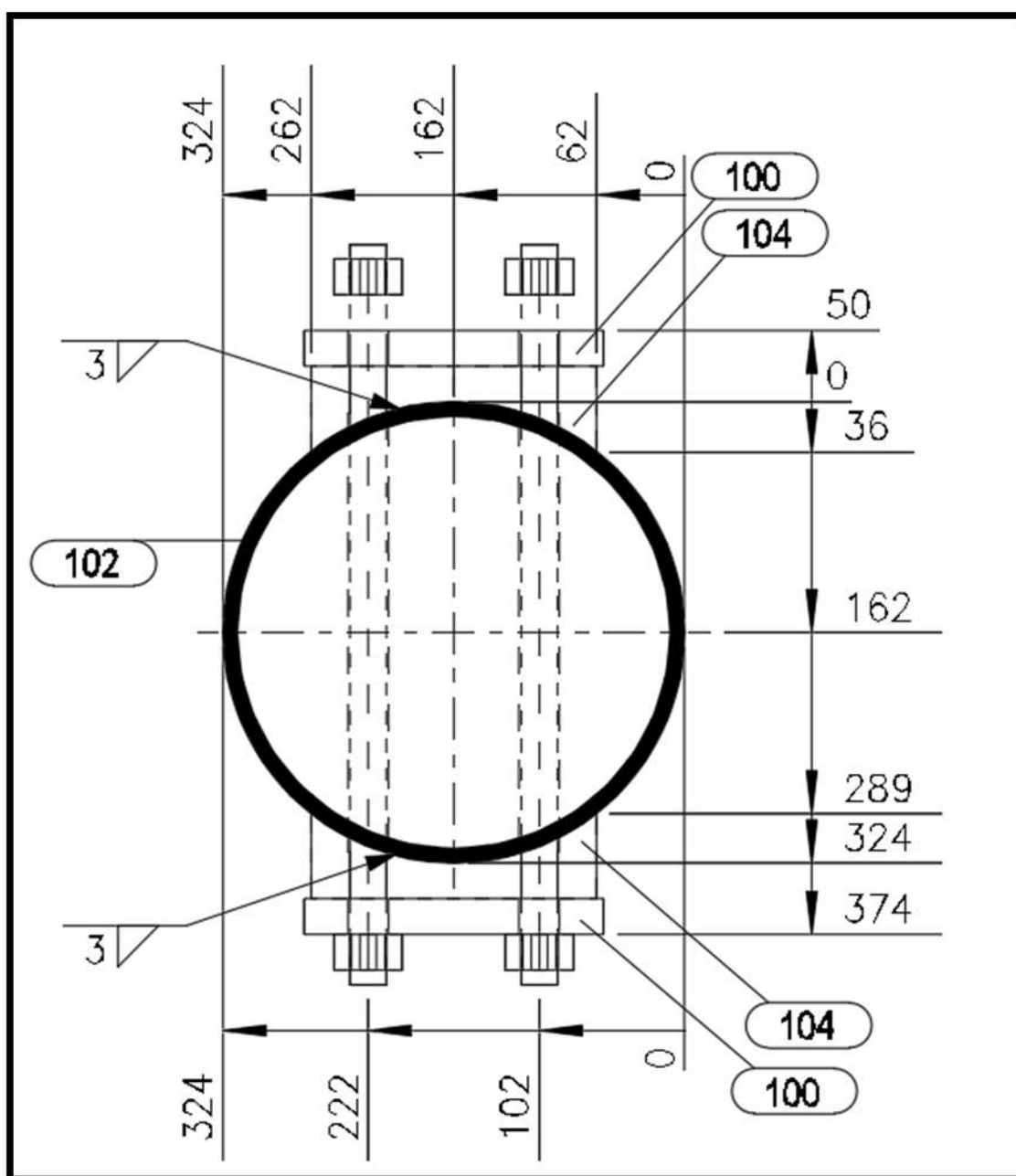


Figura 3.8-2.-Corte en columna PTE 323.9 x10mm

Fuente: Autor

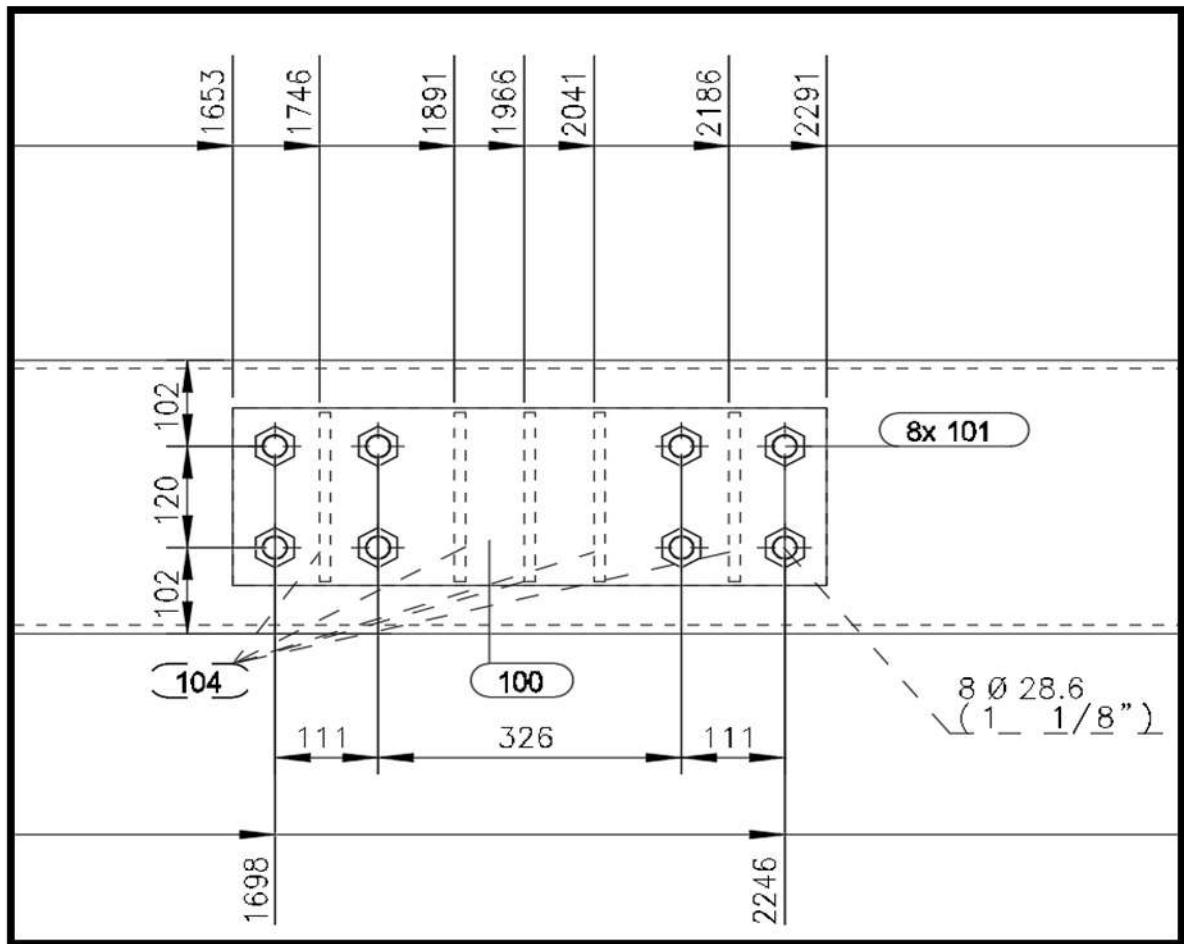


Figura 3.8-3.-Detalle de conexión

Fuente: Autor

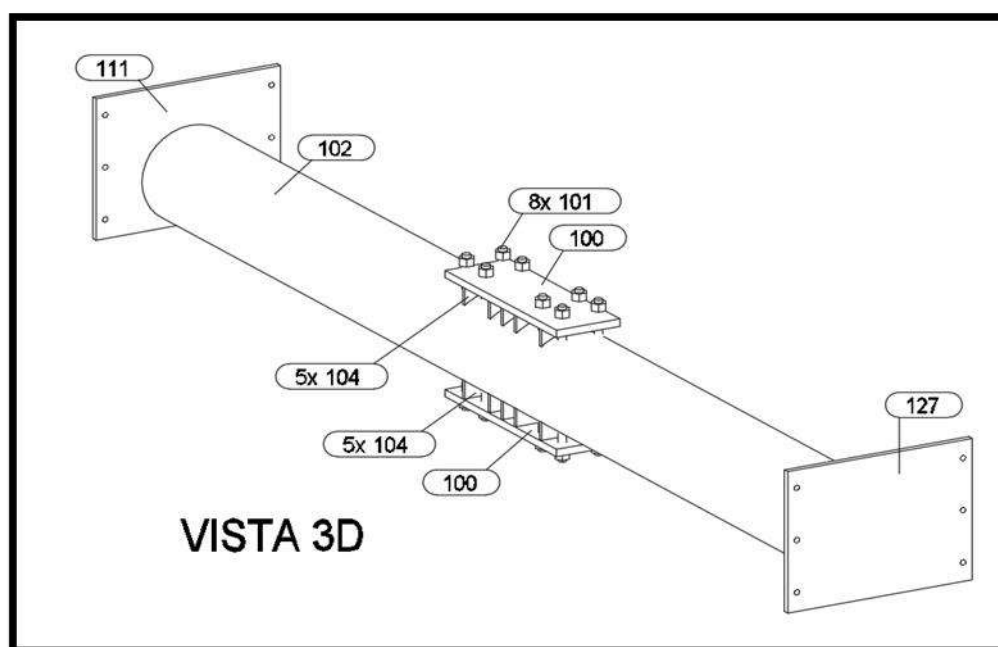


Figura 3.8-4.-Vista 3D conexión CCCI1-1-CCCI1-2

Fuente: Autor

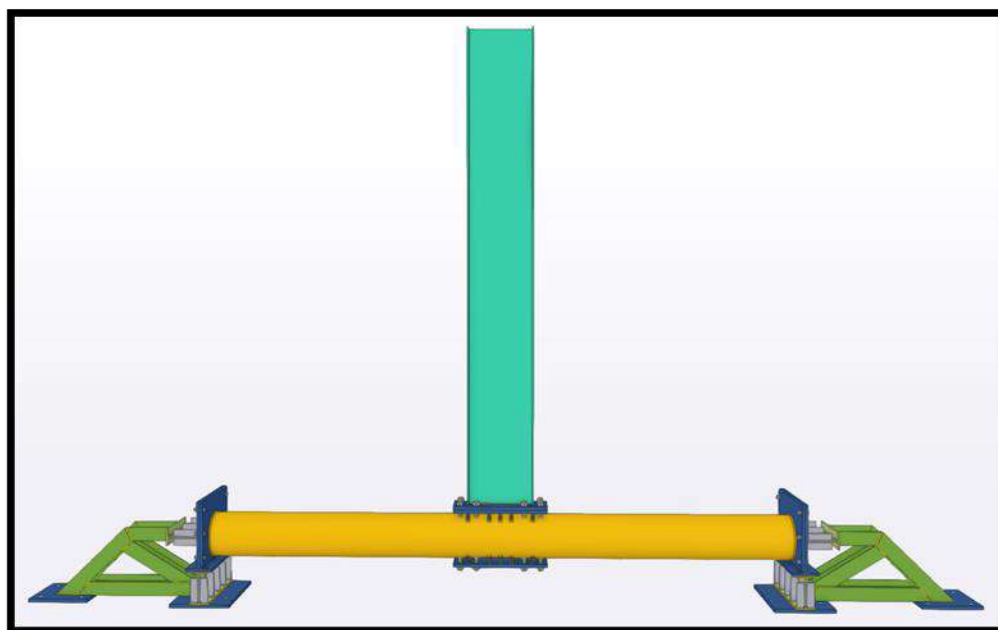


Figura 3.8-5.-Vista 3D conexión

Fuente: Autor

3.9 Datos Geométricos y diseño para la columna PTE 273.1x9” Viga W 16X26 (CCCI-2-1)

Tabla 15.-Datos geométricos del perfil para la conexión CCCI 2-1

Elección del perfil de acero relleno:	A500 Gr. C	PTED273.1X9	
Área del perfil:	$A_{sc} =$	6959.8	mm ²
Diámetro interno	$b_c =$	255.10	mm
Diámetro externo	$h_c =$	273.1	mm
Espesor del perfil:	$t_c =$	9	mm
Área bruta de la columna:	$A_g =$	58578	mm ²
Longitud de la columna:	$H_c =$	3980	mm
Módulo de sección plástico en X del perfil:	$Z_c =$	5.87E+05	mm ³
Área del concreto:	$A_c =$	51111	mm ²
Coefficiente:	$R_y =$	1.3	

Fuente. - Autor

1) Revisión del pandeo local para los patines de la viga ($\lambda_{hd,f}$) El pandeo local se calcula con los resultados de la ecuación (7).

$$\frac{b_{fb}}{2t_{fb}} = \frac{70mm}{8.76mm} = 7.99 \leq 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 0.30 \sqrt{\frac{200000Mpa}{345Mpa}} = 6.89$$

La relación no se cumple, la inecuación muestra que el perfil seleccionado no es sísmicamente compacto. Los perfiles utilizados son en base a disponibilidad y a la investigación que se tiene prevista con estos, se comprueba con los resultados experimentales que estos perfiles son capaces de cumplir y calificar las conexiones en referencia para este proyecto.

2) Revisión en el pandeo local para el alma de la viga

$$\frac{h_b}{t_{wb}} = 56.41 \leq 2.45(1 - C_a)^{2.3} \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} = 49.25$$

La relación no se cumple, la inecuación muestra que el perfil seleccionado es sísmicamente compacto. Los perfiles utilizados son en base a disponibilidad y a la investigación que se tiene prevista con estos, se comprueba con los resultados experimentales que estos perfiles son capaces de cumplir y calificar las conexiones en referencia para este proyecto

3) Revisión del soporte lateral de la viga

Se calcula el soporte lateral con la inecuación (9).

$$L_b \leq L_{b \max}$$

$$L_{b \max} = 0,086 r_{yb} \frac{E}{R_{yb} F_y} = 1423 \text{ mm}$$

$L_b = 1403 \text{ mm}$ distancia tomada de la configuración del actuador.

$L_b \geq L_{b \max}$, se debería aumentar la cantidad de riostras en la viga o aumentar la sección de la viga, se debe garantizar el soporte lateral menor a 1423mm, de lo contrario se puede generar una falla por pandeo local torsional.

4) Revisión de pandeo local de la columna:

$$\frac{D}{t} < 0,076 \frac{E}{R_{yc} F_y}$$

$$\text{Sí, } \frac{D}{t} = \frac{273.1 \text{ mm}}{9 \text{ mm}} = 30.86$$

$$Y, \quad 0,076 * \frac{200000 \text{ MPa}}{1.3 * 345 \text{ MPa}} = 36.86$$

32.39 < 36.866 Cumple para Ductilidad alta.

Perfil sísmicamente compacto.

3.10 Verificación Columna Fuerte – Viga débil

1) Se debe calcular el momento máximo probable de la viga M_{pb} .

$$M_{pb} = 1.1 R_{yb} Z_{xb} F_{yb} = 322.1 \text{ kN} - m$$

2) Se calcula el corte por capacidad en la rótula plástica, V_p .

$$V_p = \frac{M_{pb}}{L_h} = 102.7 \text{ kN}$$

3) El cortante V_p genera un momento amplificado, con L_h medido desde la rótula plástica hasta el punto de aplicación de la carga.

$$M_{uv} = V_p(S_h + \frac{d_c}{2}) = 34.5 \text{ kN} - m$$

4) Cálculo de la resistencia esperada de la viga, M_{pb}^* .

$$M_{pb}^* = M_{pb} + M_{uv} = 356.6 \text{ kN} - m$$

5) Se calcula el momento máximo probable en la columna por el método 2.

Punto A:

$$P_A = F_y A_s + 0.95 f'_c A_c = 3372.63 \text{ kN}$$

$$M_A = 0$$

$$A_s = \pi(dt - t^2) = 74.67 \text{ cm}$$

$$A_c = \frac{\pi h^2}{4} = 511.106 \text{ cm}$$

Punto B:

$$P_B = 0$$

$$M_B = F_y Z_{sB} + 1/2(0.95 f'_c Z_{CB}) = 219.87 \text{ kN} - m$$

$$\theta = \frac{0.0260K_c - 2K_s}{0.0848K_c} + \frac{\sqrt{(0.0260K_c + 2K_s)^2 + 0.857K_cK_s}}{0.0848K_c}$$

$$= 155.25 \text{ deg}$$

$$Z_{sB} = \frac{(d^3 - h^3)}{6} \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) = 613.395$$

$$Z_{cB} = \frac{h^3 \sin^3\left(\frac{\theta}{2}\right)}{6} = 2598.44 \text{ cm}^3$$

$$K_c = f'_c h^2 = 1346.05 \text{ kN}$$

$$K_s = F_y \left(\frac{d - t}{2} \right) t = 376.92 \text{ kN}$$

Punto C:

$$P_C = 0.95f'_c A_C = 1004.32 \text{ kN}$$

$$M_C = M_B = 219.87 \text{ kN}$$

Punto D:

$$P_D = \frac{0.95f'_c A_C}{2} = 502.16 \text{ kN}$$

$$M_D = F_y Z_s + 1/2(0.95f'_c Z_C) = 226.35 \text{ kN-m}$$

$Z_s = \text{plastic section modulus of steel shape} =$

$$\frac{d^3}{6} - Z_c = 627.98 \text{ cm}^3$$

$$Z_c = \frac{h^3}{6} = 2766.881 \text{ cm}^3$$

Punto E :

$$Z_{cE} = \frac{h^3}{6} \sin^3 \left(\frac{\theta_2}{2} \right) = 1388.07 \text{ cm}^3$$

$$Z_{sE} = \frac{(d^3 - h^3)}{6} \sin \left(\frac{\theta_2}{2} \right) = 498.99 \text{ cm}^3$$

$$M_E = F_y Z_{sE} + 1/2(0.95 f'_c Z_{cE}) = 14.74 \text{ cm}^3$$

$$h_E = \frac{h_n}{2} + \frac{h}{4} = 77.44 \text{ mm}$$

$$\theta_2 = \pi - 2 \arcsin \left(\frac{2h_E}{h} \right) = 105.233 \text{ deg}$$

$$P_E =$$

$$P_A - \frac{1}{4} \left[F_y (d^2 - h^2) + \frac{1}{2} (0.95 f'_c) h^2 \right] (\theta_2 - \sin \theta_2) \\ = 1848.69 \text{ kN}$$

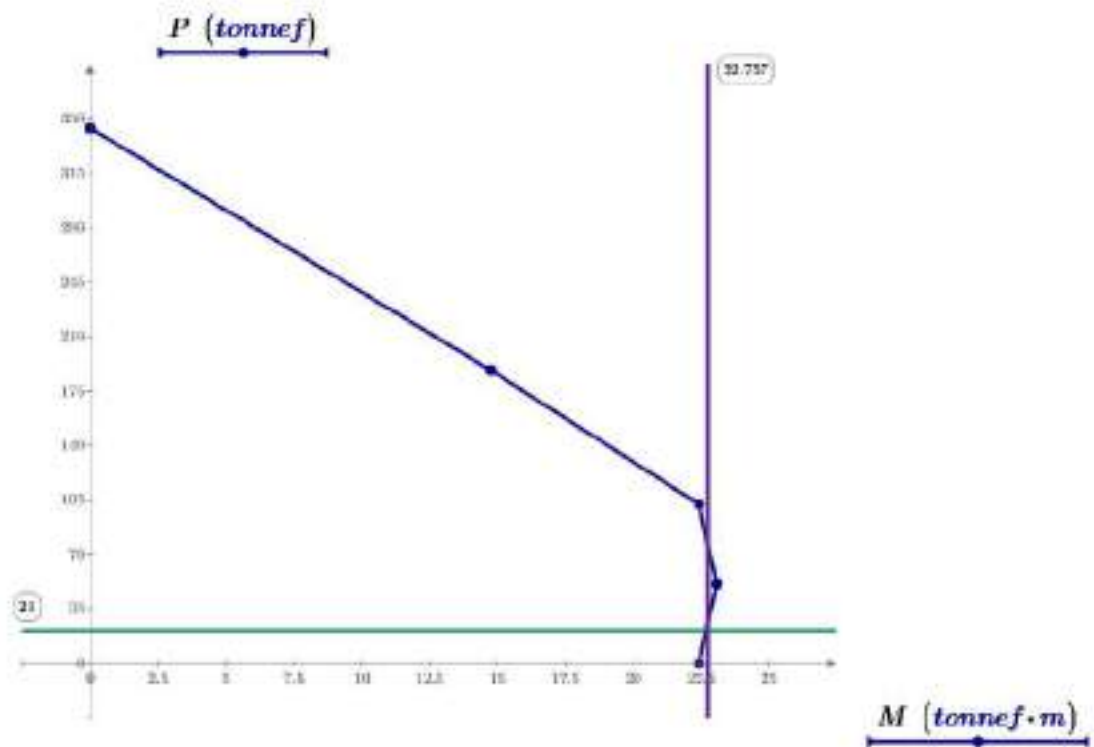


Figura 3.10-1 Curva de interacción de la columna compuesta

Fuente: Autor

La fuerza axial en la columna para este caso es la entregada por el actuador dinámico con el propósito de plastificar el perfil. El resultado de aplicar la carga máxima del gato hidráulico muestra el momento máximo probable resistido por la columna $M_{pb} = 221.63 \text{ kN-m}$

Se debe tener presente que los valores de reducción por resistencia para compresión son de $\phi_b=0.75$ y flexión $\phi_b=0.90$. También se debe tener en cuenta que los efectos de esbeltez se aplican para el punto A, C, D, E.

Para perfiles compactos se tiene que:

$$P_{n0} = P_p = 3372.6 \text{ kN}$$

$$P_p = A_s F_y + C_2 f'_c \left[A_c + A_{sr} \left(\frac{E_s}{E_c} \right) \right]$$

C_2 : 0.85 para secciones rectangulares

C : 0.95 para secciones circulares

Para todos los perfiles

EI_{eff} : Rigidez efectiva de la columna compuesta

$$EI_{eff} : E_s I_s + E_{sr} I_{sr} + C_3 E_c I_c = 31811 \text{ kN} - m^2$$

Donde:

E_s : 200000 MPa

E_{sr} : Modulo de elasticidad Acero de refuerzo

$$E_c : E_c = 4700 \sqrt{f'_c}$$

I_s : Momento de inercia sección en acero.

I_{sr} : Momento de inercia acero de refuerzo.

I_c : Momento de inercia de la sección del concreto

$$C_3 : 0.45 + 2 \left(\frac{A_s + A_{sr}}{A_g} \right) \leq 0.90 = 0.832$$

Donde:

A_s : Área de la sección acero =74.67 cm²

A_{sr} : Área de acero de refuerz =0 cm²

A_g : Área bruta de la sección compuesta =285.77 cm²

6) Curva de interacción usando efectos de esbeltez

$$L_c = h = 3708 \text{ mm}$$

$$P_e = \left(\frac{\pi^2_s * EI_{eff}}{L_c} \right) = 22836.3 \text{ kN}$$

$$\frac{P_{no}}{P_e} = 0.148 < 2.25$$

$$P_n = P_{no} * \left(0.658^{\frac{P_{no}}{P_e}} \right) = 3170.46 \text{ kN}$$

El perfil resistía P_{no} =3372.63 kN sin los efectos de esbeltez.

El coeficiente de esbeltez λ se calcula como la relación entre la fuerza resistente a la compresión P_n y el estado tensional de compresión pura P_{no} .

$$\lambda = \left(\frac{P_n}{P_{no}} \right) = 0.94$$

los valores de la superficie de interacción se obtienen multiplicando los valores de la resistencia nominal por el valor de esbeltez λ .

$$P_A' = \lambda P_A = 3170.46 \text{ kN}$$

$$P_B' = \lambda P_B = 0$$

$$P_C' = \lambda P_C = 944.124 \text{ kN}$$

$$P_D' = \lambda P_D = 472.06 \text{ kN}$$

$$P_E' = \lambda P_E = 1737.87 \text{ kN}$$

Los datos modificados de las fuerzas en cada uno de los puntos muestran el diagrama de interacción, que para este caso no genera cambios significativos en el resultados del máximo momento probable resistido por la columna.

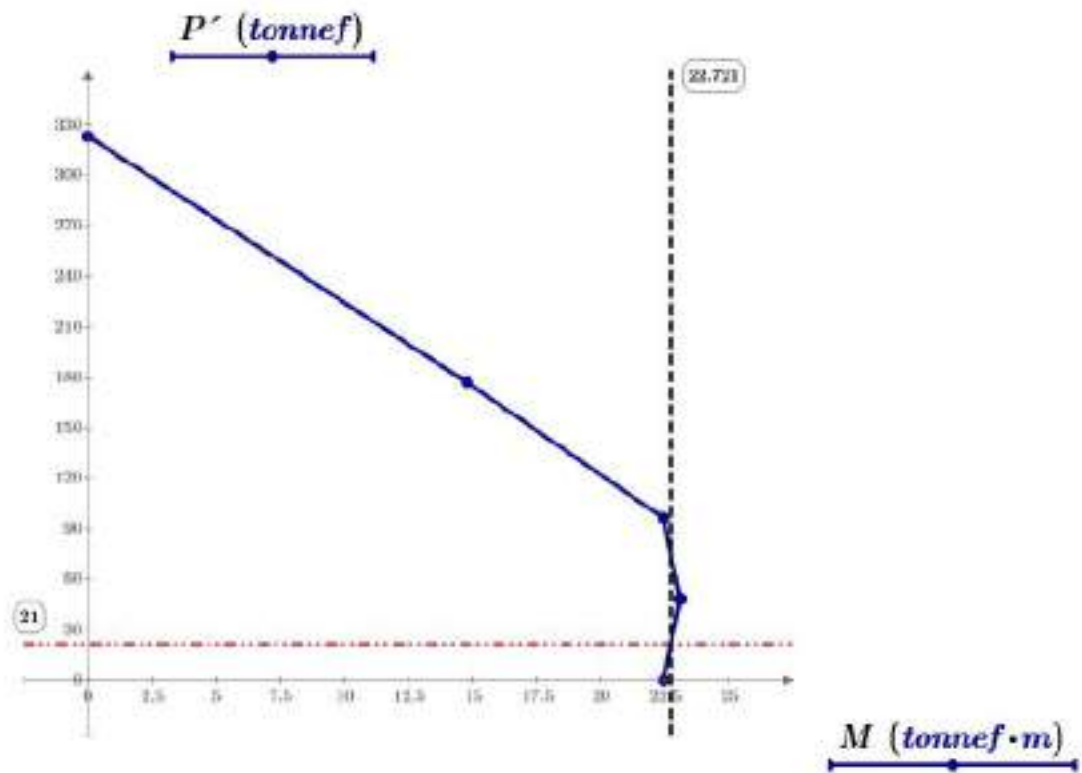


Figura 3.10-2 Curva de interacción para columna compuesta teniendo en cuenta efectos de esbeltez

Fuente: Autor

La sumatoria de momentos máximo probables a flexión de las columnas superior e inferior que convergen en la conexión, $\sum M_{pc}^*$.

$$M_{pc} = 221.6 \text{ kN-m}$$

$$M_{pc} = M_{pc_Inferior} + M_{pc_Superior} == 480.89 \text{ kN-m}$$

Relación Columna fuerte-viga débil:

Al cumplirse esta desigualdad se garantiza el mecanismo de plastificación.

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} = 1.419 > 1.0$$

6) La sumatoria de momentos máximo probables a flexión de las columnas superior e inferior que convergen en la conexión, $\sum M_{pc}^*$.

$$M_{pc} = M_{pc_Inferior} + M_{pc_Superior} = 443.26 \text{ kN} - m$$

7) Relación columna fuerte-viga débil:

Al cumplirse esta desigualdad se garantiza el mecanismo de plastificación.

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} = 1.166 > 1.0$$

3.11 Diseño de los pernos y placa extrema para la conexión.

Tabla 16.- Datos para el diseño de los pernos

Elección del perno:	A193 Gr.	1	
---------------------	----------	---	--

	B7		
Resistencia nominal a cortante del perno:	$F_{nv} =$	455	MPa
Resistencia nominal a tensión del perno:	$F_{nt} =$	860	MPa
Área del perno:	$A_b =$	510	mm ²
Diámetro del perno:	$\varnothing_b =$	25.4	mm
Número de pernos en el ala comprimida:	$n =$	4	
Distancia del centro del perno al borde de la placa:		40	mm
Distancia vertical desde el interior (P_{fi}) y desde el exterior (P_{fo}) del ala en tensión de la viga y la fila de pernos más cercana:	$P_{fi} = P_{fo} =$	49	mm
Distancia horizontal entre pernos elegida:	$g =$	116	mm
Distancia vertical entre pernos:	$s =$	90	mm

- 1) Se calcula la fuerza cortante del grupo de pernos V_p , el factor de endurecimiento por deformación C_{pr} , y el momento máximo probable de la viga en la cara de la columna M_{pr} .

$$d_{borde} =$$

$$C_{pr} = \min\left(\frac{F_{yb} + F_{ub}}{2 F_{yb}}, 1.2\right) = 1.15$$

$$M_f = C_{pr} R_{yb} Z_{xb} F_{yb} + V_u S_h = 342.6 \text{ kN} - m$$

$$F_{pr} = \frac{M_f}{d_b + t_p} = 917 \text{ kN}$$

- 2) Selección de la configuración de la conexión con la placa de extremo. Para el diseño de esta conexión se usará la configuración 4E para cuatro pernos sin rigidizador.

- 3) Cálculo de diámetro de los pernos.

$$d_{b,req} = \sqrt{\frac{2M_f}{\pi\phi_n F_{nt}(h_o+h_1)}} = 18.87\text{mm}$$

- 4) Seleccionar un diámetro de perno o menor al resultado del paso 3.

Se selecciono un perno con diámetro de 25.4 mm de diámetro que cumple con el mínimo requerido y por disponibilidad.

- 5) Determinar espesor de la placa de extremo t_{preq} .

$$t_{p,req} = \sqrt{\frac{1.11M_f}{\phi_d F_{yp} Y_p}} = 21.64\text{mm}$$

- 6) Seleccionar espesor de la placa extrema no menor que el calculador en el paso 5.

Tabla 17 Espesor de placa extrema elegido

Elección de la placa:	A572 Gr. 50	1	25.4mm
Resistencia a la rotura de la placa:	$F_{up} =$	455	MPa
Resistencia a la fluencia de la placa:	$F_{yp} =$	345	MPa
Espesor de la placa	$t_p =$	25.4	mm
Ancho de la placa:	$b_p =$	160	mm
Área bruta de la placa:		4064	mm ²

Fuente: Autor

- 7) Se calcula un F_{fu} , fuerza en el ala de la viga.

$$F_{fu} = \frac{M_f}{d_b - t_{fb}} = 874 \text{ kN}$$

- 8) Revisar que la placa de extrema no falle por fluencia o por corte

$$\frac{F_{fu}}{2} \leq \phi_d R_n = \phi_d (0.6) F_{yp} b_p t_p = 1682 \text{ kN}$$

$$\frac{874 \text{ kN}}{2} \leq 1682 \text{ kN CUMPLE}$$

De no cumplirse la ecuación (28) se debe aumentar el espesor de la placa de extrema.

9) Comprobar la ruptura por corte de la conexión (4E).

$$\frac{F_{fu}}{2} \leq \phi_n R_n = \phi_d (0.6) F_{up} A_n = 642 \text{ kN}$$

$$A_n = t_p (b_p - 2(d_b + 3 \text{ mm})) \text{ mm}^2 = 2611 \text{ mm}^2$$

$$\frac{874 \text{ kN}}{2} \leq 642 \text{ kN CUMPLE}$$

10) Comprobar la ruptura por corte de la conexión (4E)

$$V_u \leq \phi_n R_n = \phi_n (n_b) F_{nv} A_b = 352 \text{ kN}$$

$$28 \text{ kN} \leq 352 \text{ kN CUMPLE}$$

11) Se debe verificar el aplastamiento del perno y la falla por desgarre en la placa extrema y en la columna.

Para verificar la columna solo se aplica por aplastamiento el perno.

$$V_u \leq \phi_n R_n = \phi_n (n_i) r_{ni} + \phi_n (n_o) r_{no} = 1930 \text{ kN}$$

$$V_u \leq \phi_n R_n = \phi_n (n_i) r_{ni} + \phi_n (n_o) r_{no} = 1930 \text{ kN CUMPLE}$$

Para la resistencia al desgarre de la placa extrema

- Para los pernos interiores

$$r_{ni} = 1.2L_{ci}t_pF_{up} < 2.4d_bt_pF_{up}$$

$$r_{ni} = 874 \text{ KN} < 705 \text{ kN}$$

No se cumple, La resistencia que gobierna es el aplastamiento.

$$L_{ci} = (P_{fo} + p_{fi} + t_{fb}) - (d_b + 3.2\text{mm}) = 63 \text{ mm}$$

- Para los pernos exteriores

$$r_{no} = 1.2L_{co}t_pF_{up} < 2.4d_bt_pF_{up} \text{ para cada perno exterior.}$$

$$368 \text{ kn} < 705 \text{ KN}$$

Se cumple, la resistencia que gobierna es el desgarramiento.

$$L_{co} = d_e - 0.5(d_b + 3.2\text{mm}) = 27 \text{ mm}$$

12) Verificación de la acción de esfuerzos combinados de tensión y corte en los pernos. La resistencia de diseño a tensión de los pernos verificando la combinación de esfuerzos de tensión y cortante se efectúa teniendo en cuenta lo estados limites en la base F.2.10.3.7 de la NSR-10.

$$R_n = F'_{nt}A_b = 383 \text{ KN}$$

Donde

F'_{nt} = Resistencia nominal a tensión por unidad de área, modificada para incluir los efectos del esfuerzo cortante, (MPa).

$$F'_{nt} = 1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_v = 1001 \text{ Mpa} \leq 860 \text{ Mpa}$$

F_{nt} = Resistencia a la tensión nominal del perno siguiendo las especificaciones de la tabla F.2.10.3-2. de la NSR-10 en donde se encuentran las propiedades mecánicas de la varilla roscada utilizada.

F_{nv} = Esfuerzo nominal a corte del perno de la tabla F.2.10.3-2 de la NSR-10

f_v = Resistencia requerida a cortante por unidad de área (MPa)

$$R_u = V_p = \frac{V_u}{n} = 28 \text{ MPa}$$

n= número de pernos.

Por lo tanto, el esfuerzo cortante requerido f_v en el perno es igual a

$$f_v = \frac{V_p}{A_b} = 56 \text{ MPa}$$

Entonces:

$$R_u \leq \phi R_n$$

$$28 \text{ MPa} \leq 383 \text{ MPa}$$

3.12 Planos finales según diseño

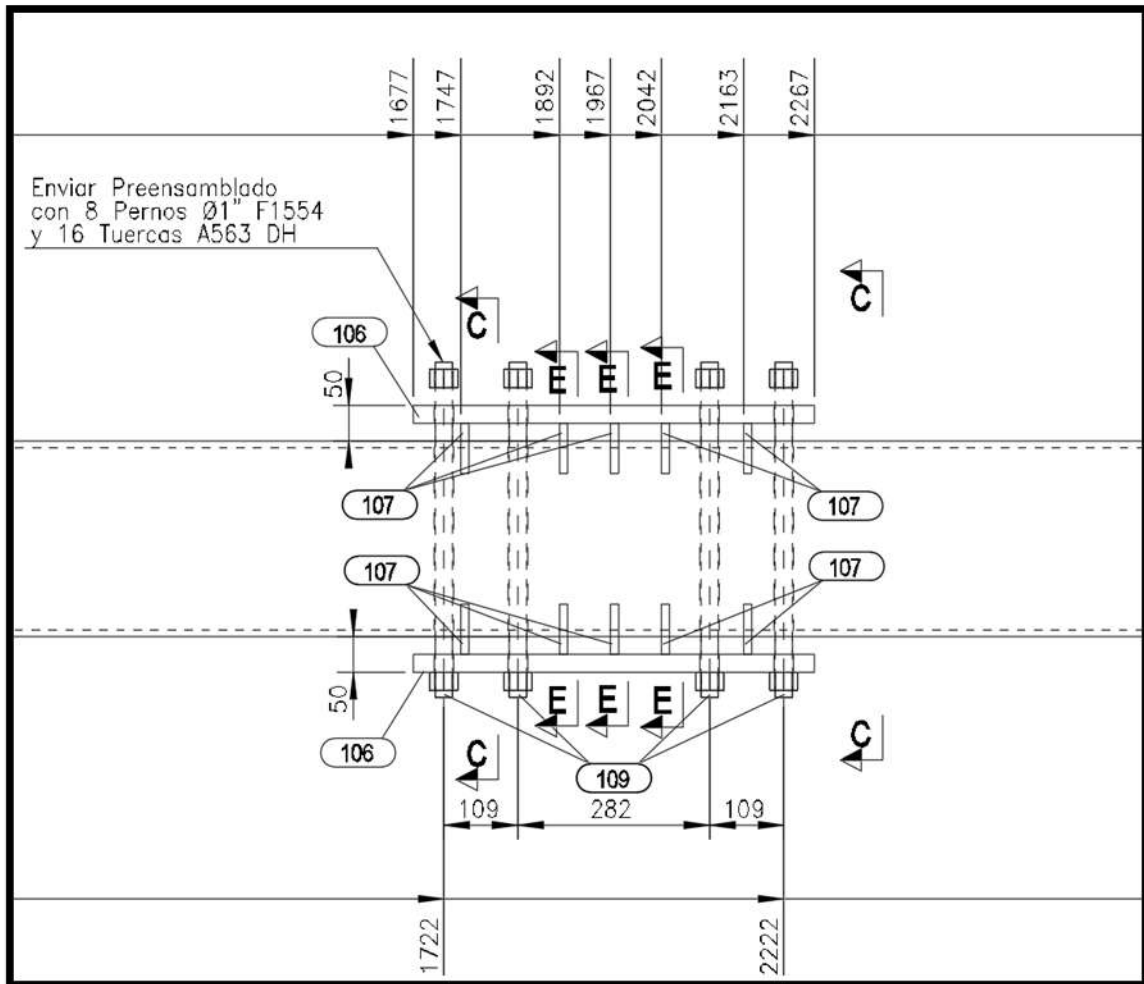


Figura 3.12-1.-Corte de conexión y columna PTE273.1x9mm

Fuente: Autor

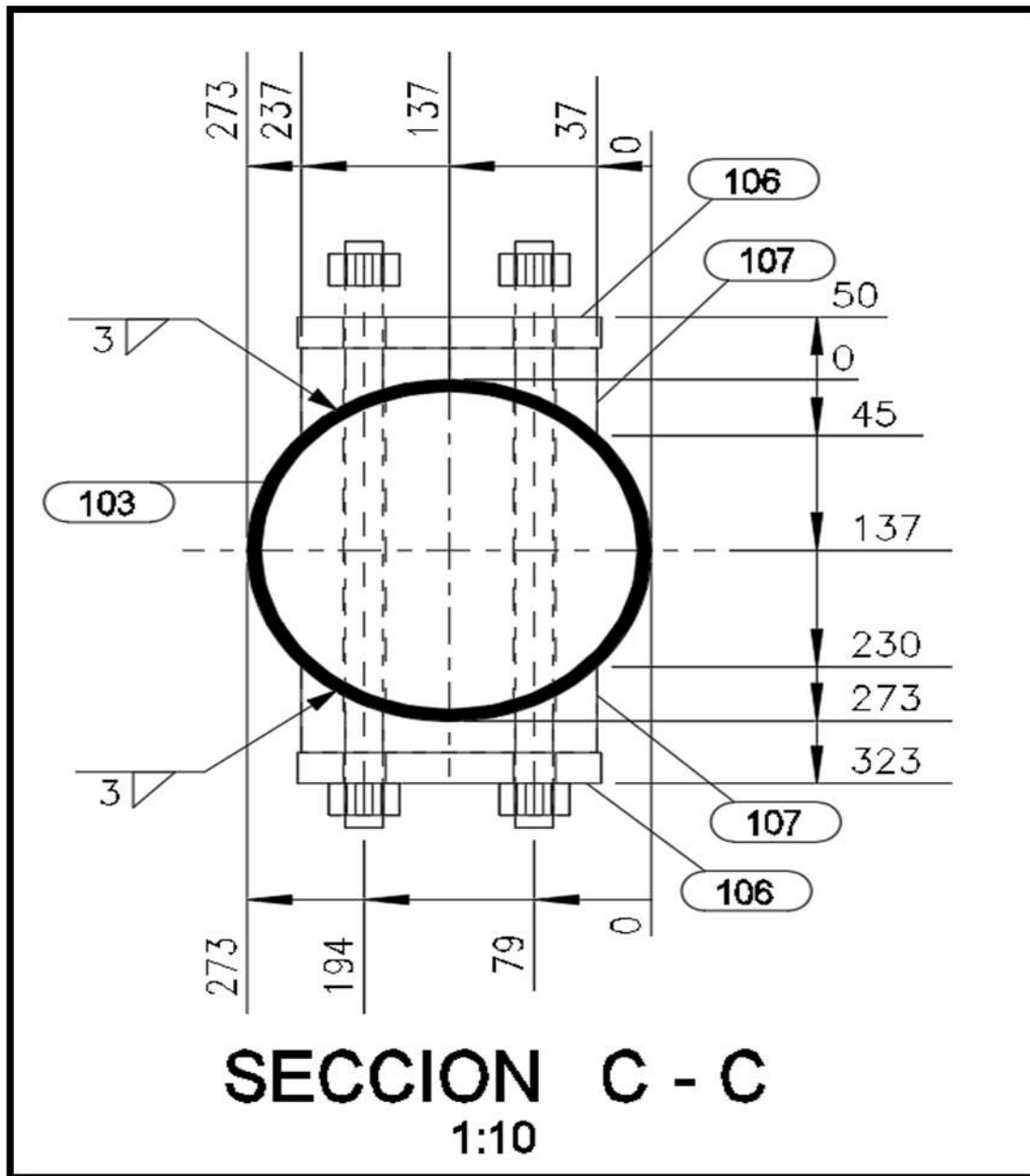


Figura 3.12-2.-Corte en columna PTE 273.1x9mm

Fuente: Autor

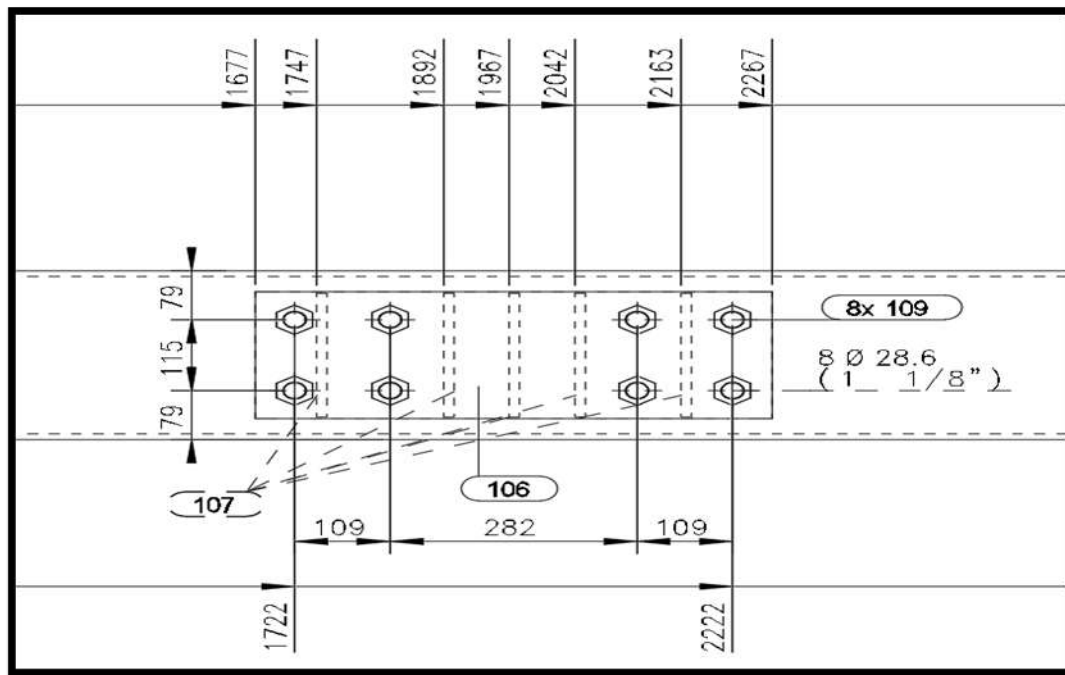


Figura 3.12-3.-Detalle de conexión

Fuente: Autor

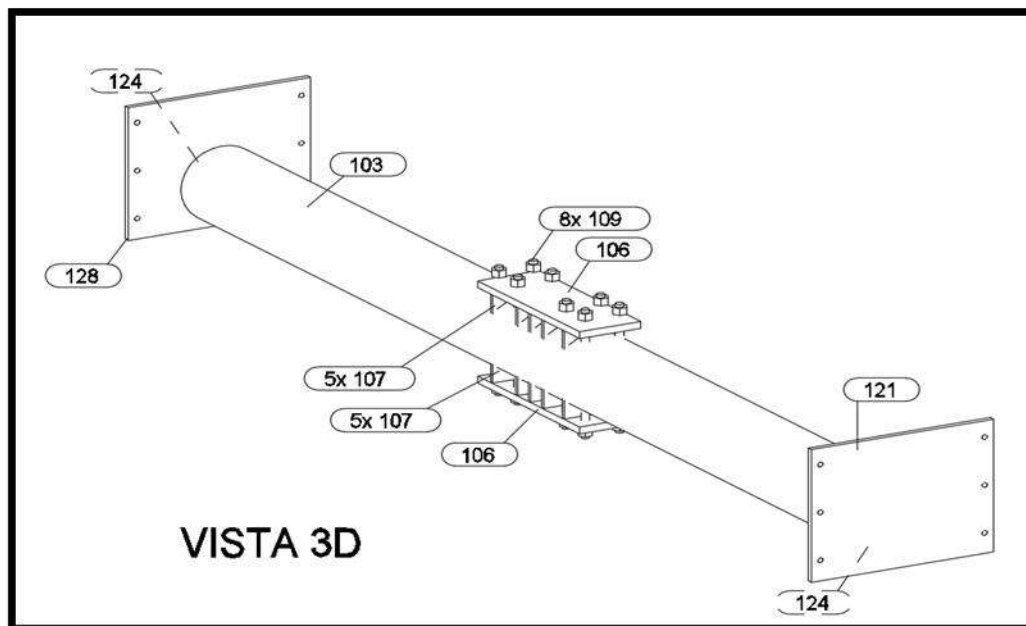


Figura 3.12-4.-Vista 3D conexión CCCI2-1-CCCI2-2

Fuente: Autor

4. Etapa de experimentación y análisis de resultados.

4.1 Elaboración de las probetas para ensayos.

Todos los materiales serán probados para determinar sus propiedades.

Las probetas del modelo a escala real, será construido según lo establecido por El Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10 Título -F), para luego ser ensayado en el laboratorio de estructuras de la Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales.

Los datos obtenidos serán graficados para la construcción de las curvas de histéresis y verificar que se cumplan los requerimientos para calificación de la conexión anteriormente mencionados.

4.2 Fabricación de los elementos de la conexión

La fabricación de las 4 probetas se realizó en la empresa especializada en estructuras de acero **INHIERRO-Industrias del Hierro S.A.S.** Todas las actividades realizadas en esta empresa se realizaron con todos los estándares de calidad y protocolos establecidos, en cuanto el montaje final y ensamblado se terminó en el laboratorio de estructuras de la Universidad Nacional de Colombia sede Manizales.



Figura 4.2-1.-Materiales de fabricación en laboratorio

Fuente: Autor

El paso inicial para preparar las conexiones en laboratorio es el de vaciar las columnas con el concreto propuesto $f'_c=21\text{MPa}$ alcanzando su resistencia máxima a los 28 días, para ello se usó concreto premezclado de la empresa Argos, vaciado en sitio en un contenedor y luego manualmente se rellenaron las columnas por medio de una ventana en la Platina Base para evitar fugas. Pruebas posteriores con los cilindros de concreto tomados en el vaciado, mostraron una resistencia de:

Probeta 1 : 21.9 MPa

Probeta 2 : 27.6 MPa

Probeta 3 : 33 MPa



Figura 4.2-2.-Concreto premezclado de 21 MPa para columna compuesta

Fuente: Autor



Figura 4.2-3.-Ventanas de acceso para vaciado de concreto

Fuente: Autor

Las columnas se ubicaron de forma vertical para evitar porosidades internas además de un adecuado asentamiento del concreto por vibrado.

Se debe tener precaución con la ubicación de los pernos pasantes de la conexión antes de la fundición, los cuales se pueden mover por el golpe del concreto al caer.

Los orificios de los pernos pasantes en la columna tienen un diámetro mucho mayor al necesario, esto teniendo en cuenta la forma circular del perfil y el elemento de corte en este caso plasma, esta holgura puede generar una variación en los datos finales los cuales serán analizados, además se debe tener cuidado y evitar las fugas de concreto en el vaciado por esta zona.



Figura 4.2-4.-Taponamiento de sobrecanchos en diámetro de perforación de pernos.

Fuente: Autor

Los ensayos en el actuador dinámico se realizaron pasados los 28 días para que el concreto alcanzara su resistencia máxima de 21 MPa.



Figura 4.2-5.-Figura 4.2-6.-Rigidizadores -punto de aplicación de la carga en las vigas W

Fuente:Autor

Para evitar torsión y pandeo en el punto de aplicación de la carga con el gato hidráulico se colocaron rigidizadores en la misma línea de acción de la fuerza aplicada.

4.3 Materiales

Se requiere conocer las propiedades de los materiales con el que se fabricaron los especímenes, de esta forma se puede evaluar sus propiedades y realizar el diseño adecuado de la conexión.

4.3.1 Acero

Para la caracterización de los materiales se emplearon 5 probetas de cada perfil W empleado en los dos ensayos, para la viga W 16x26 P(1,2,3,4,5) y para la viga W18x35 P(1,2,3,4,5).

Las probetas se sacaron como lo estipula la norma ASTM E8

Tabla 18 Probetas para F_y

CCCI 1-1	Espesor (mm)	Largo (mm)
1	6	50
2	6	50
3	6	50
4	6	50
5	6	50



figura 4.3.1-1 Probetas para obtención de F_y de las vigas

Fuente: Autor

Nombre Parámetros	Esfuerzo Máximo Calc. at Entire Areas	Esfuerzo Fluencia 0.2 %	Reducción Área	Elongación
Unidad	MPa	MPa	%	%
Alvin Tejeda	490.542	392.604	45.8333	24.0000

Nombre de muestra	Espesor	Anchura	Longitud calibrada
Unidad	mm	mm	mm
Alvin Tejeda	6.0000	32.0000	50.0000

Figura 4.3.1-2 .- Datos de ensayo para el cálculo de F_y

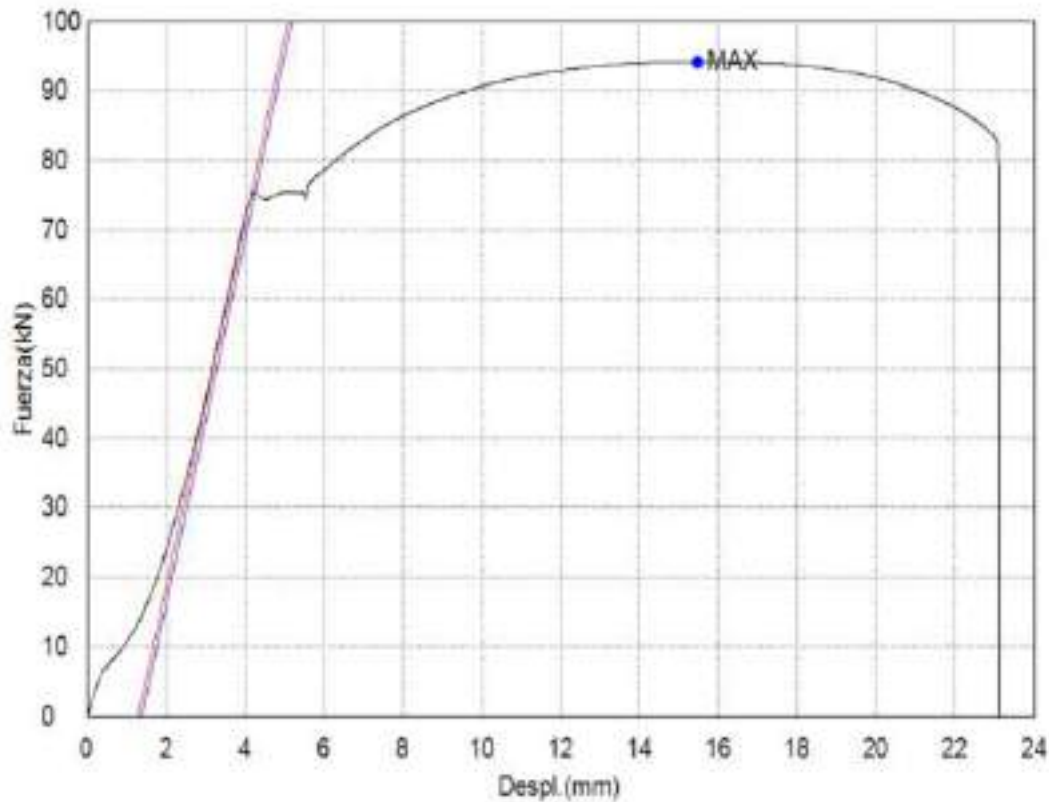


Figura 4.3.1-3 Curva Fuerza – Desplazamiento acero de Vigas w

Fuente: Autor

Fuente: Laboratorio de Resistencia de materiales, Universidad de Antioquia

Las probetas ensayadas hacen parte de 5 muestras de cada uno de los perfiles W18x35 y W16x26, los cuales se cortaron como lo estipula la ASTM E8 para ensayos a tracción de elementos en acero. El máximo esfuerzo de fluencia se encontró dentro del rango de los 390 MPa.

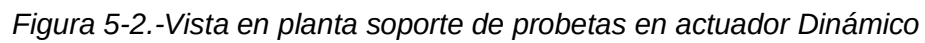
5. Equipos y Montaje Experimental



figura 5-1.-Montaje en actuador Dinámico

Fuente: Autor

Para el montaje experimental se organizó el marco con las guías preestablecidas en el laboratorio de la Universidad Nacional de Colombia sede Manizales, las cuales tienen puntos de anclaje en el suelo cada 72 cm para pernos de 1" de Diámetro y un marco modificable con puntos de anclaje cada 77 cm como se puede observar en la figura 5-1y la Figura 5-2.



Alvin leonardo Tejada Calderón- Universidad Nacional de Colombia, 2024

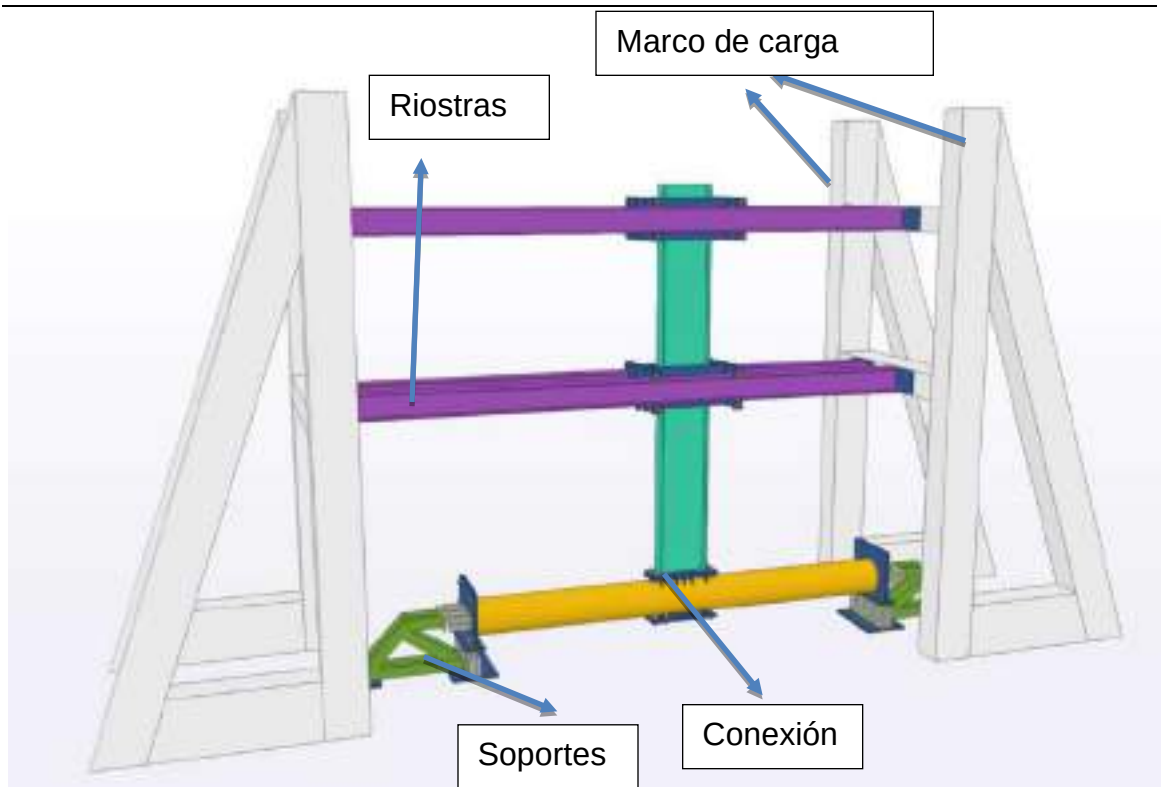


Figura 5-3.-Montaje final en actuador Dinámico

Fuente: Autor

5.1 Diseño de los apoyos

El montaje experimental para anclar el sistema se realiza mediante dos apoyos, con un sistema de perfiles IPE 200 capaces de comportarse como una articulación, es decir tanto los apoyos como el punto de aplicación del actuador serán los puntos de momento cero o de inflexión.

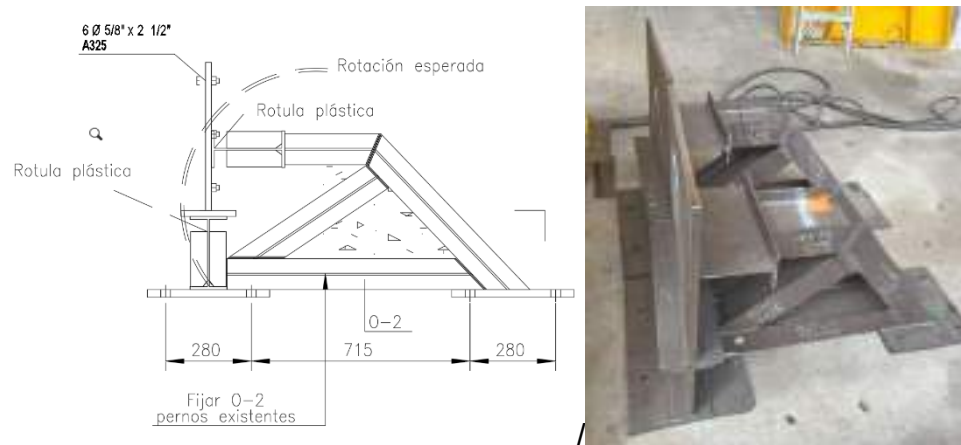


Figura 5.1-1-Figura 5.1-2.-Soporte de las columnas y anclaje

Fuente: Autor

Se debe chequear la resistencia de los apoyos a flexo compresión, buscando que se comporten como una articulación en las zonas débiles, puntos de inflexión donde se espera que se forme la rótula plástica.

- 1) Se calcula la resistencia a la flexión en el patín de la viga.

$$R_n = 6,25t_f^2 F_{yf} \quad (49)$$

Tabla 19 Chequeo de apoyos a flexión

$F_{yf} =$	352	MPa
$t_f =$	9.8	mm
$R_n =$	211288	N
$R_n =$	211	kN

Fuente: Autor

- 2) Se calcula la resistencia al aplastamiento en el alma de la viga.

$$R_n = 0,40t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{l_b}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} \quad (50)$$

Tabla 20.- Resistencia al aplastamiento

$l_b =$	300	mm
$d =$	240	mm
$t_w =$	6.2	mm
$t_f =$	9.8	mm
$E =$	200000	MPa
$F_{yw} =$	352	MPa
$R_n =$	468272.6	N
$R_n =$	468.2	kN

Fuente: Autor

3) Se calcula la resistencia a la fluencia local en el alma de la viga.

$$R_n = (2,5k + l_b)F_{yw}t_w \quad (51)$$

Tabla 21.-Calculo de la resistencia a la fluencia

$k =$	24.8	mm
$l_b =$	400	mm
$F_{yw} =$	352	MPa
$t_w =$	6.2	mm
$R_n =$	1008268.8	N
$R_n =$	1008.2	kN

Fuente: Autor

4) Se calcula la resistencia al pandeo por compresión del alma.

$$R_n = 24t_w^3 \frac{\sqrt{EF_{yw}}}{h} \quad (52)$$

Tabla 22.-Calculo de la resistencia a pandeo

$E =$	200000	MPa
$F_{yw} =$	352	MPa
$t_w =$	6.2	mm

d=	240	mm
k=	24.8	mm
h=	190.4	mm
$R_n =$	252061	N
$R_n =$	252	kN

Fuente: Autor

Para estos cálculos se tuvo en cuenta la carga máxima que ejerce el actuador dinámico de 250 kN, las reacciones en los apoyos serán de 125 kN cada una dado que se ubica en la mitad de la columna el eje de carga del gato hidráulico.

5.2 Arriostramiento lateral

El sistema de arriostramiento del montaje se realizó con un prototipo deslizante (Placas de Nylon) las cuales minimizan la fricción que generan las riostras sobre la viga, una vez se ponga en marcha los ciclos de carga del actuador. Además de eso, el sistema tiene puntos de presión variable para calibrar el elemento Viga en sus dimensiones e imperfecciones dándole la mejor trayectoria deslizante.

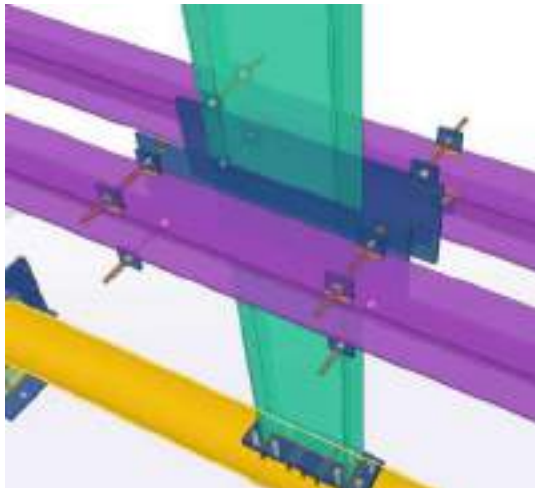


Figura 5.2-1-Figura 5.2-2.-Ajuste de superficie deslizante

Fuente : Autor

5.3 Cálculo de las riostras

Se realizan los cálculos teniendo en cuenta las fuerzas que trasmite la viga y que deforman las riostras, tomando como referencia lo estipulado en AISC-360-16

$$P_{br} = 0,02 \left(\frac{M_r C_d}{h_o} \right) \quad (53)$$

M_r : Resistencia requerida a flexión en el miembro que se arriostra

h_o : distancia entre los centroides de las aletas.

C_d : 1.0 excepto en el caso siguiente:

C_d : 2.0 para el arriostramiento más cercano al punto de inflexión en una viga bajo flexión con curvatura doble.

Y la rigidez requerida del arriostramiento es:

$$\beta_{br} = \frac{1}{\phi} \left(\frac{10 M_r C_d}{L_{br} h_o} \right) \quad (54)$$

Donde:

L_{br} = Distancia entre puntos de arriostramiento, mm

$\phi=0.75$

La rigidez esta directamente relacionada con la fuerza y el desplazamiento generado.

$$\beta = \frac{P}{\delta} \quad (55)$$

Donde:

$$\delta = \frac{PL^3}{48EI} \quad (56)$$

δ = Es la deflexión generada en la viga riostra

Tabla 23.- Calculo de la resistencia del arriostramiento

Resistencia del arriostramiento		
$P_{br} = 0,02 \left(\frac{M_r C_d}{h_o} \right) \quad (57)$		
Parametro	Valor	Unidades
M_r	661000000	N.mm
C_d	1	
h_o	435	mm
P_{br}	30391	N
P_{br}	30.4	kN

Los elementos de arriostramiento lateral deben ser capaces de soportar más de 26.7 kN para evitar el pandeo lateral. Esta fuerza es generada por el pandeo de la viga, al ser aplicada la carga desde el gato hidráulico se genera este empuje.

Tabla 24.- Calculo de la rigidez del arriostramiento

Rigidez del arriostramiento		
$\beta_{br} = \frac{1}{\phi} \left(\frac{10 M_r C_d}{L_{br} h_o} \right) \quad (57)$		
Parámetro	Valor	Unidades
M_r	661000000	N.mm
C_d	1	
L_{br}	5100	mm
C_d	1	N
ϕ	0,75	
β_{br}	3973	

Las vigas HEA 220 se deben verificar dado que en el actuador dinámico por disposición y anclaje se encuentran arriostrando por su eje débil.

Resistencia a la flexión de la viga riostra HEA 220		
Parámetro	Valor	Unidades
$P_u =$	26729	N
$L =$	5050	mm
Momento generado en la viga riostra HEA 220		
$M_u = \frac{P_u L}{4} \quad (58)$		
M_u	33745222	N.mm
Momento resistente de la riostra HEA 220		
$M_{pr} = C_{pr} R_y Z_x F_y \quad (59)$		
$F_y =$	350	MPa
$Z_x =$	271000	mm ³
$M_r =$	119985250	N.mm
	$M_u < M_r$	Ok

Con los apoyos tubulares adicionales y la capacidad de la viga riostra HEA se puede soportar la carga lateral que aplica la Viga del ensayo.

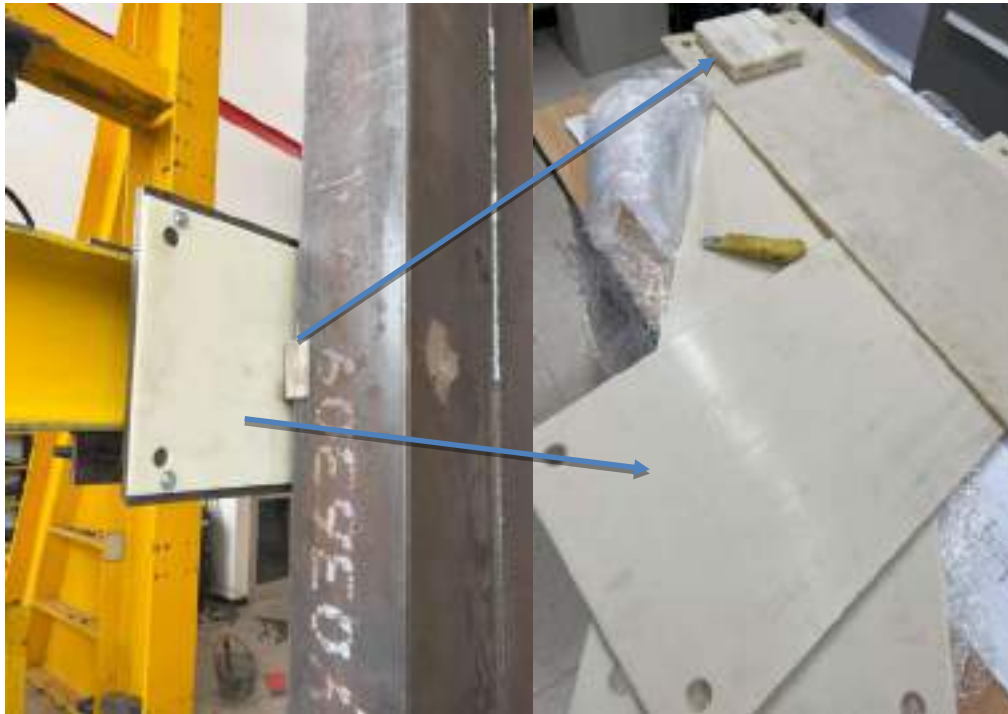


Figura 5.3-1.-Superficie deslizante con Nylon

Fuente: Autor

La superficie deslizante o placas de Nylon deben llevar una capa de lubricante, en este caso se usó grasa de motor, adicional a eso en las vigas se agrega un punto de contacto del mismo material deslizante.

El diseño realizado para controlar el pandeo flexo-torsional establece una longitud para arriostrar la viga, con un valor de 1551 mm, posición que presenta problema en el marco de carga utilizado el cual se puede adaptar cada 700mm dejando como ubicación final la riostra a 1403mm.

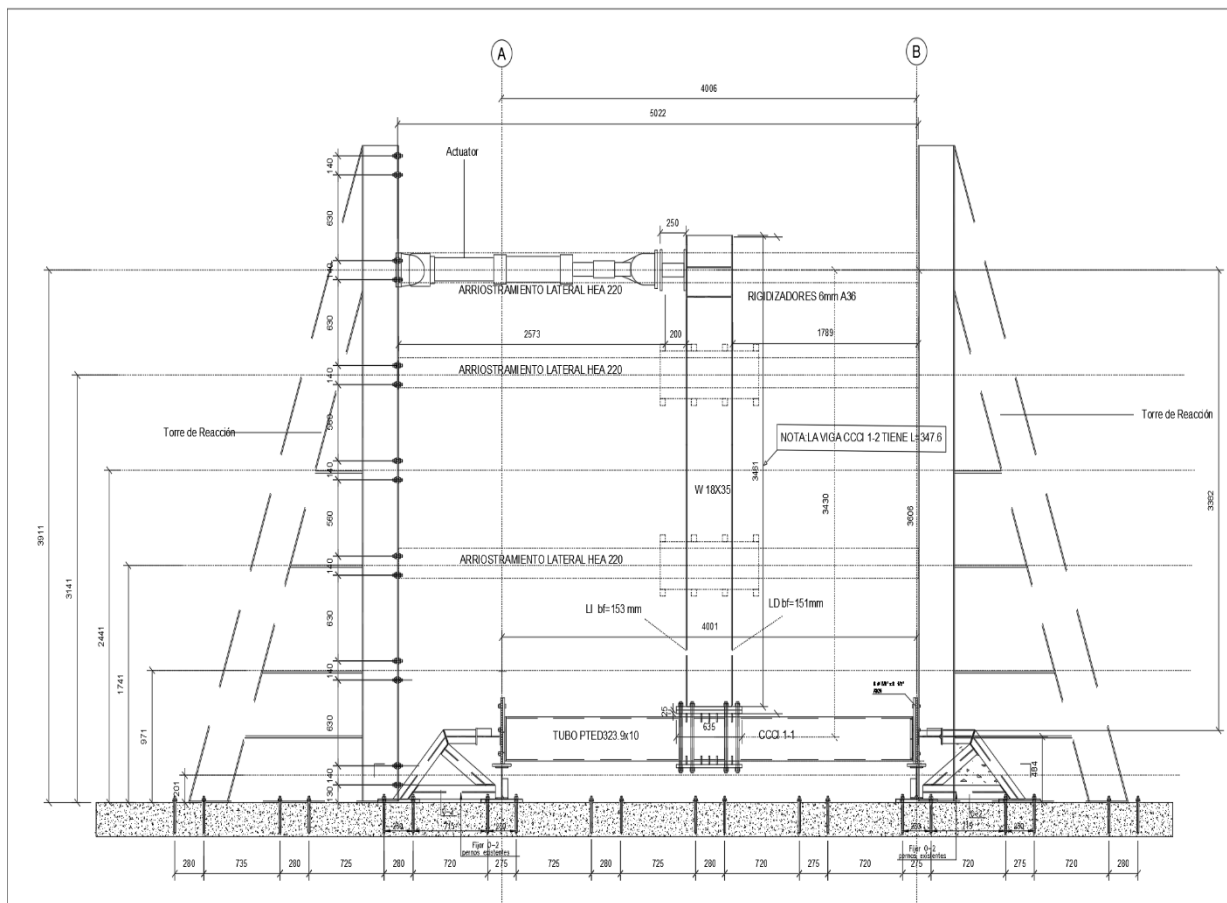


Figura 5.3-2.- Vista de perfil de Marco del actuador Dinámico

Fuente : Autor

El sistema para riostras horizontales que encaminan la Viga en el movimiento con la carga y descarga del actuador Dinámico, este compuesto por dos vigas IPE 220, las cuales a su vez tienen dos riostras en sentido perpendicular para compensar la holgura generada en el espaciamiento de los pernos que ajustan el marco de carga.

Se debe chequear la resistencia a flexión de la viga HEA 220 teniendo en cuenta que esta se encuentra arriostrada por su lado débil, y las fuerzas ejercidas por el pandeo de la viga del espécimen llegan a este punto

1) Momento generado en la viga riostra con perfil HEA 220

$$M_u = \frac{P_u L}{4} \quad (60)$$

Tabla 25.-Cálculo de la resistencia a la flexión en la riostra

Resistencia a la flexión de la viga riostra HEA 220		
Parámetro	Valor	Unidades
$P_u =$	26729	N
$L =$	5050	mm
M_u	33745222	N.mm

Fuente: Autor

2) Momento resistente de la riostra con perfil HEA 220

$$M_{pr} = C_{pr} R_y Z_x F_y \quad (61)$$

Tabla 26.-Cálculo del momento resistente de la riostra HEA 220

$F_y =$	350	MPa
$Z_x =$	271000	mm ³
$M_r =$	119985250	N.mm
	$M_u < M_r$	Ok

La viga riostra HEA 220 cumple con la resistencia al pandeo que genera la viga del espécimen.

3) Cálculo de la rigidez de los elementos principales del arriostramiento.

$$\beta_{br} = \frac{1}{\phi} \left(\frac{10 M_r C_d}{L_{br} h_o} \right) \quad (62)$$

Tabla 27.-Calculo de la rigidez del arriostramiento

Parámetro	Valor	Unidades
M_r	66100000	N.mm
C_d	1	
L_{br}	5100	mm
C_d	1	N
$\emptyset$	0,75	
β_{br}	3973	

Fuente : Autor

Con el anterior resultado se tiene la rigidez requerida para el arriostramiento, este valor es necesario para calcular las deformaciones generadas por el empuje de la viga del ensayo.

4) Calculo de la inercia lateral

$$I_{req} = \frac{\beta \cdot L^3}{48E} \quad (63)$$

Parámetro	Valor	Unidades
β_{br}	3973	
L^3	5100	mm
E	200000	MPa
I_{req}	54893391	mm ⁴

La riostra presente en el actuador dinámico, HEA 220 la cual tiene una inercia en su eje débil $I_y = 19500000 \text{ mm}^4$, al comparar con la inercia requerida, la inercia del perfil HEA 220 no cumple y necesita un refuerzo adicional.

5) Calculo de la deflexión actuante en la riostra.

$$\delta_{act} = \frac{P_{br}L^3}{48EI} \quad (64)$$

Tabla 28.-Calculo de la deflexión actuante en las vigas riostras

Parámetro	Valor	Unidades
P_{br}	30391	N
L	5100	mm
E	200000	N/mm ²
I_{HEA220}	19500000	mm ⁴
δ_{act}	21,54	mm

Fuente : Autor

6) Calculo de la deflexión en la viga riostra

$$\delta_{adm} < \frac{P_{br}}{\beta_{br}} \quad (65)$$

Parámetro	Valor	Unidades
β_{br}	3973	N/mm
P_{br}	30391	N
δ_{adm}	7,65	mm

La inercia de la viga se encuentra por debajo de la mínima permitida, las deflexiones que se presentan superan las máximas permitidas por norma. Para contrarrestar este problema se equiparon las riostras con soportes laterales en perfiles tubulares y así evitar las deflexiones adicionales.

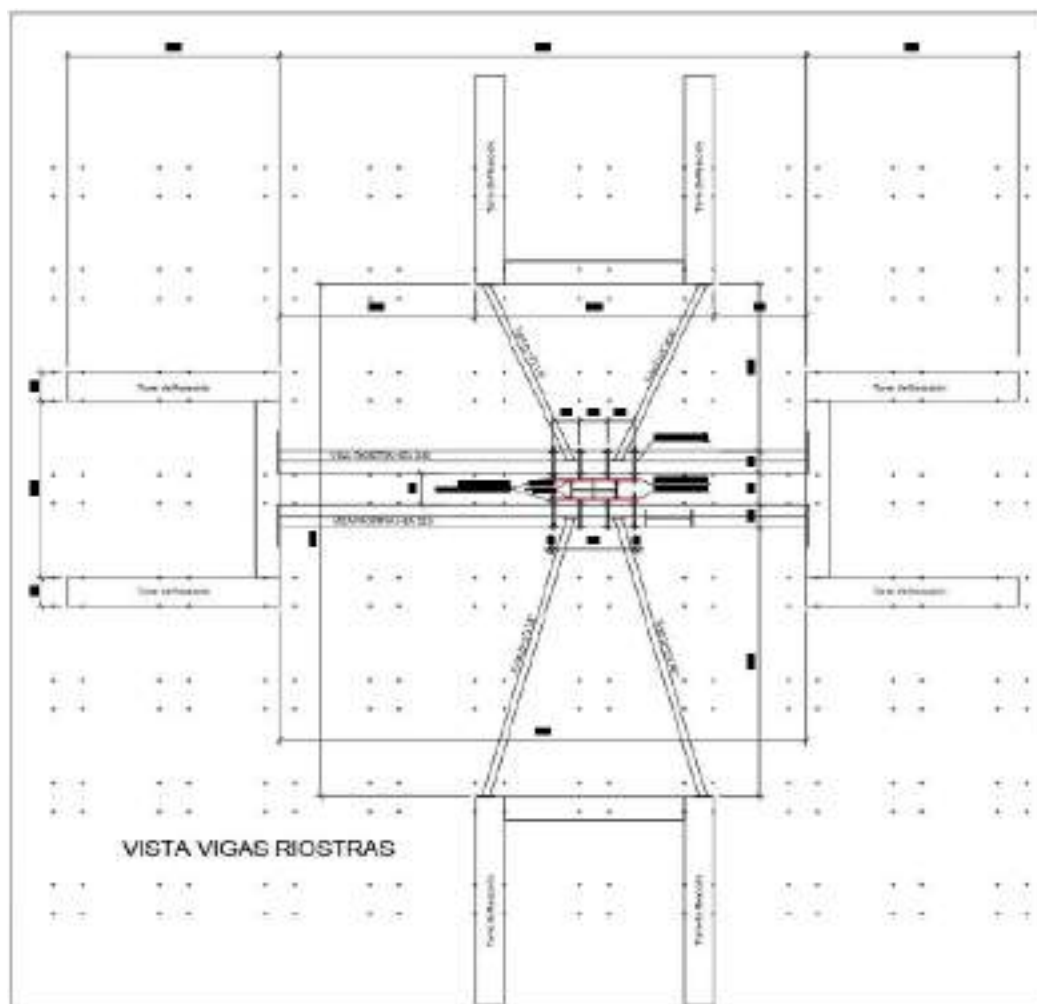


Figura 5.3-3.- Vista en planta actuador Dinámico

Fuente: Autor



Figura 5.3-4.- Arriostramiento lateral y ajustes de riostras con perfiles tubulares

Fuente: Autor

Con el sistema empleado de riostras, ajuste de aditamento deslizante y perfiles perpendiculares de arriostramiento secundario, se busca desarrollar el momento plástico en los puntos calculados para las rotulas plásticas.

5.4 Aditamento para cargar la viga con el actuador Dinámico

La configuración del Gato hidráulico del actuador, es capaz de empujar y rotar con varios grados de libertad, lo que puede ocasionar una rotación inesperada y generar un pandeo torsional al sistema, es por eso que se emplea un aditamento con planitas y pernos pasantes de $\frac{3}{4}$ " de Diámetro que encamisan la Viga y evitan la torsión con ruedas deslizantes sobre las riostras horizontales.



Figura 5.4-1-Figura 5.4-2.-Aditamento para sujetar viga y rodamiento del gato para empuje direccionado

Fuente:Autor

5.5 Medición de datos

La instrumentación disponible en el laboratorio de Estructuras consta de 4 LVDT los cuales se encargarán de tomar los datos de deformaciones Vs Tiempo de los puntos elegidos como los más críticos de esta experimentación.

Tres de los sensores tienen un recorrido de 1000 mm los cuales son recolectados y almacenados en el ordenador del laboratorio, el 4 sensor es el interno del actuador dinámico el cual se encuentra dentro del Gato hidráulico.

Se ubicaron dos sensores en la zona de panel para verificar la rotación y deformación en conjunto con la Columna alineado con los patines de la viga (Sensores 4-3), el siguiente sensor a la altura calculada de la rótula plástica 5 cm por debajo de esta para verificar la rotación de la viga (Sensor 2).



Figura 5.5-1.- Sensores LVDT

Fuente: Autor

5.6 Protocolo de Cargas

La NSR-10 define el protocolo en su título F para calificar conexiones PRM, especificando los ciclos con el tiempo y su rotación angular la cual se convierte en deflexión en milímetros.

$$\theta = \frac{\delta}{L_b} \quad (66)$$

θ : Rotación específica en cada uno de los ciclos

δ : Deflexion en el extremo libre

L_b : Longitud de la viga

Tabla 29 Protocolo de carga para ensayos título F NSR-10

Protocolo de Carga					
Numero de Ciclos	Angulo de Deriva de Piso (Φ)	Deflexión en el extremo de la viga (mm)	Velocidad (mm/seg)	Tiempo en cada secuencia de ciclos (Seg)	Tiempo Acumulado (Seg)
6	0,00375	13,00	2,6	120	120
6	0,00500	17,34	3,5	120	240
6	0,00750	26,00	5,2	120	360
4	0,01000	34,67	6,9	80	440
2	0,01500	52,01	10,4	40	480
2	0,02000	69,34	13,9	40	520
2	0,03000	104,01	20,8	40	560
2	0,04000	138,68	27,7	40	600
2	0,05000	173,35	34,7	40	640
2	0,06000	208,02	41,6	40	680

Fuente: Autor

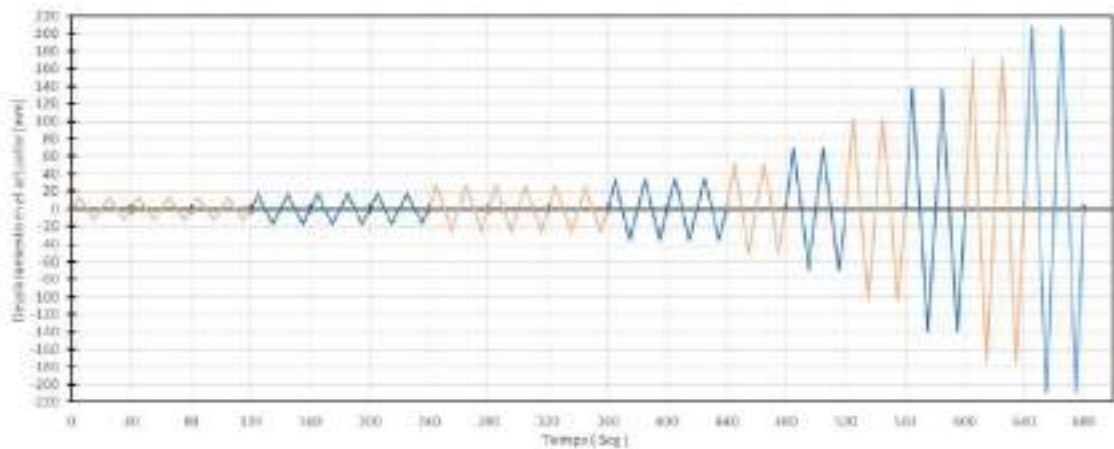


figura 5.6-1 Protocolo de carga para los ensayos CCCI

Fuente: Autor

6. Ensayos y Resultados Experimentales

Para cada probeta se aplica el protocolo de desplazamientos con las cargas cíclicas del actuador. La carga aplicada máxima es de 25 T, dejando un rango de seguridad del equipo se deja como límite máximo llegar a 22.5 T.

6.1 Probeta CCCI 1-1 Columna PTE 323.9x10mm y viga W18x35

Desplazamiento CCCI 1-1

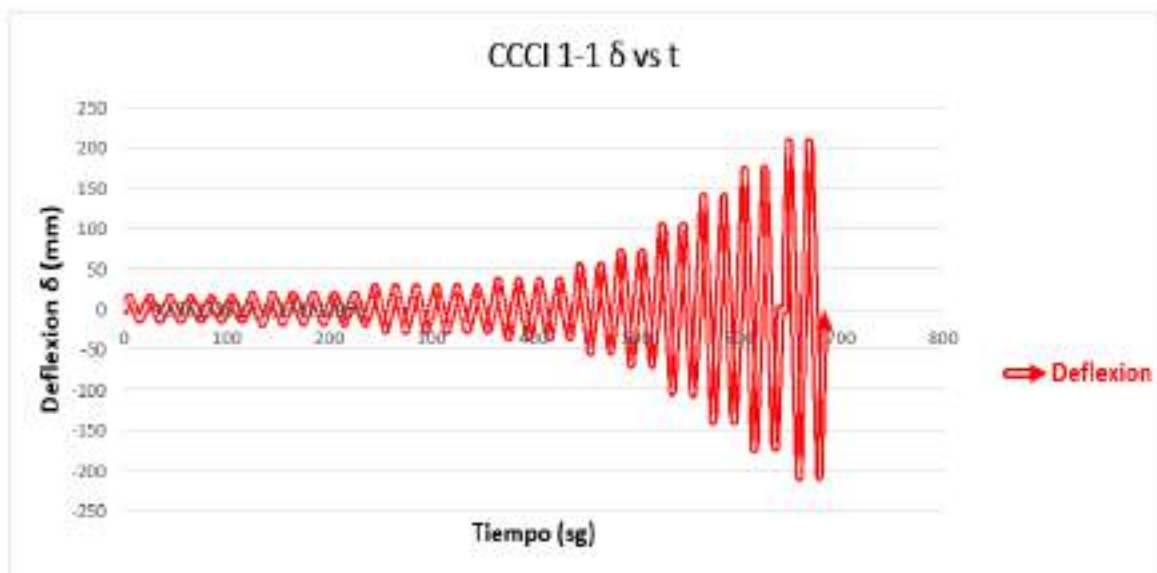


Figura 6.1-1.-Historial de carga CCCi1-1

Fuente: Autor

El comportamiento de la probeta muestra un adecuado movimiento antes los ciclos de carga propuestos, no se presentaron desviaciones ni saltos en los resultados, se alcanzó un desplazamiento de hasta 220mm en 660 segundos.

Se puede apreciar la zona de aparición de rotulas plásticas, gracias al comportamiento histérico que genero los ciclos de carga aplicados.

6.2 Alma de la Viga

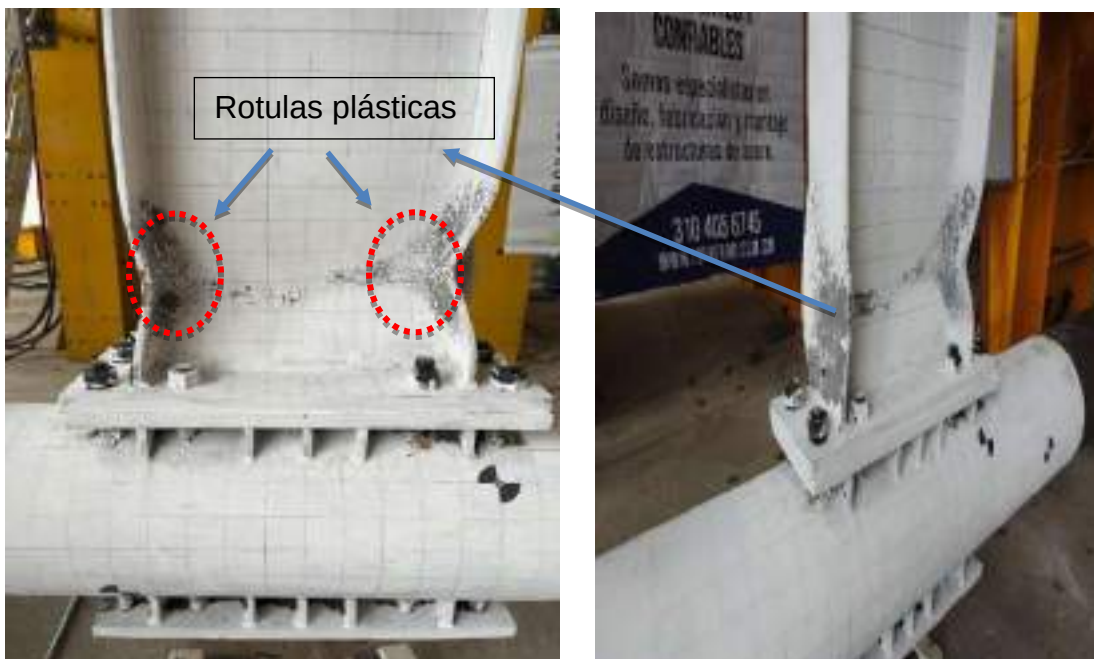


*Figura 6.2-1-Figura 6.2-2.-Deformaciones en la Viga y aparición de rotulas plásticas-
cuadrícula /5cm*

Fuente: Autor

Como se esperaba las rotulas plásticas se generaron a una distancia $d_b/2$ desde la placa de extremo (200mm), además se puede apreciar la degradación hacia el

alma de la viga por la acción de compresión y tracción que se genera junto con la deformación en los patines.

La cuadrícula y la caída de la pintura (Cal) evidencian la zona más crítica a los 20 cm aproximadamente desde la cara de la columna.

6.3 Placa de conexión

Los fenómenos consecuentes del ciclo de carga y descarga se transfieren por la conexión hacia la placa base en la columna y la zona de panel.



Figura 6.3-1-Figura 6.3-2.-Rotulas plásticas en la viga y deformación en placa base

Fuente : Propia

Los efectos inelásticos se pueden apreciar en los patines de la viga, en donde se alcanza la máxima deformación acompañado de un efecto de apalancamiento en la platina base. El efecto de péndulo en la viga con la acción de carga y descarga

supera la rigidez de las placas además de perder apriete cada perno adyacente a la deformación.

Es de tener en cuenta que el diseño a compresión de las placas de transición (costillas) entre la platina base y la columna, se adecuó según los cálculos para 5 elementos repartidos, si bien un elemento ubicado en la esquina de la platina base podría evitar una flexión en esta zona- Para esta conexión se da prioridad a la línea de acción proyectada de los patines de la viga. El efecto final muestra una pequeña deformación y desprendimiento de la pintura entre platinas.



Figura 6.3-3.-Flexión en la platina por efecto de apalancamiento

Fuente : Autor

6.4 Resultados en los Pernos

Como resultado del ensayo, el efecto de apalancamiento genera que los pernos de las esquinas de la conexión se puedan aflojar manualmente.



Figura 6.4-1-Figura 6.4-2.-Pernos sueltos por efecto de apalancamiento

Los resultados consecuentes luego del ensayo muestran como los pernos ya no presentan el apriete inicial, que para este caso se usó el método de giro de tuerca, para el cual no se encuentra estipulado en el título F de la NSR-10 para pernos de esta longitud (500mm), y para este caso se aplicó 1/2 de giro de vuelta luego del pretensado inicial. Para los ensayos siguientes este apriete inicial se aumentó según el diámetro del perno.

Diámetro Perno	Giro /vuelta
1"	2/3 vuelta

Los resultados finales al desmonte de los pernos mostraron un comportamiento adecuado y un apriete sin disminución significativa.

6.5 Curvas Momento -Rotación

Como se especificó en la ecuación (58) de la sección 5.6, la rotación se determinó teniendo en cuenta la longitud de la viga en el punto de aplicación de la carga hasta el eje de la columna. También se debe tener en cuenta el brazo de palanca para el momento el cual se determina desde la cara de la columna al punto de carga (ver anexos).

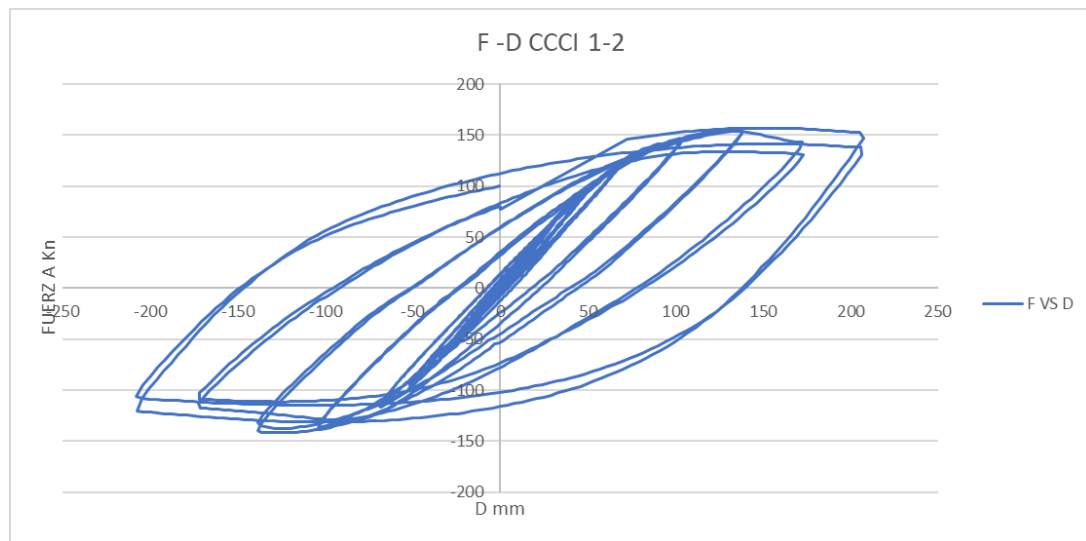


Figura 6.5-1.-Fuerza -Desplazamiento aplicado por el actuador Dinámico.

Los puntos de fluencia iniciales se presentan cuando la conexión llega alrededor de 0.02 rad y una carga de 110 kN, en este punto se superan los 65 mm de desplazamiento del actuador.

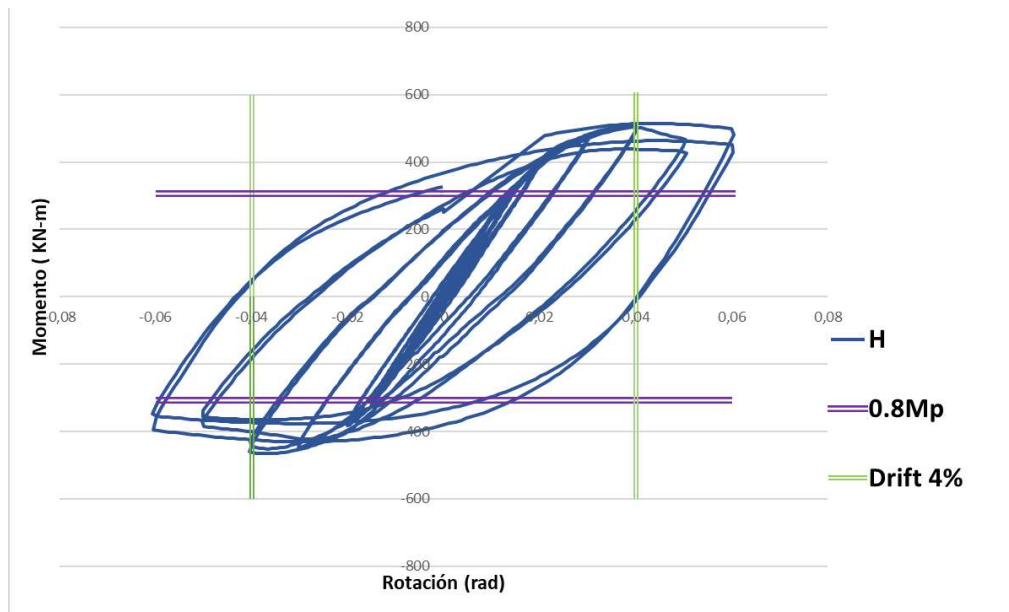


Figura 6.5-2.-Curva de Histéresis, Momento-Rotación PTE323.9x10 -W18x35 1-1

El actuador dinámico alcanzo a llevar la resistencia de la conexión por encima del 80%de M_p (306.53 kN*m) y una deriva de 0.04rad cumpliendo los requerimientos para calificar conexiones especificadas en el titulo F de la NSR-10. Se puede notar que la máxima deriva está por encima del 5.9 % y en esta se puede apreciar que no hay saltos o datos con variaciones significativas en los resultados esperados. El comportamiento de los apoyos, conexiones y demás elementos fueron los adecuados según los cálculos presentados.

El ensayo es detenido cuando alcanza su desplazamiento máximo antes de los 200mm. El momento máximo presentado en la conexión fue de 500kN-m y una rotación de 0.05rad. Se llevó el actuador hasta alcanzar 0.06rad después de la aparición de las rotulas plásticas.

Si bien se puede notar una leve rotación en la zona de carga negativa, se analizarán y se presentaran a modo de observaciones las causas probables de esta variación, Se pueden apreciar desplazamientos pequeños pero adicionales en los apoyos de las columnas por cambios de rigidez en sus placas bases, rotación de la columna y deformación por apalancamiento en las placas base de la conexión y columna. Sumado a esto se debe tener en cuenta la posición inicial del gato hidráulico del actuador el cual depende de la simetría de la conexión en el centro de la columna, además de la capacidad final de desplazamiento.

6.6 Probeta CCCI 1-2 Columna PTE 323.9x10mm y viga W18x35

El desplazamiento de la probeta N° 2 se llevo hasta los 200mm, pasando los 100 mm se inicia con la plastificación de la Viga.

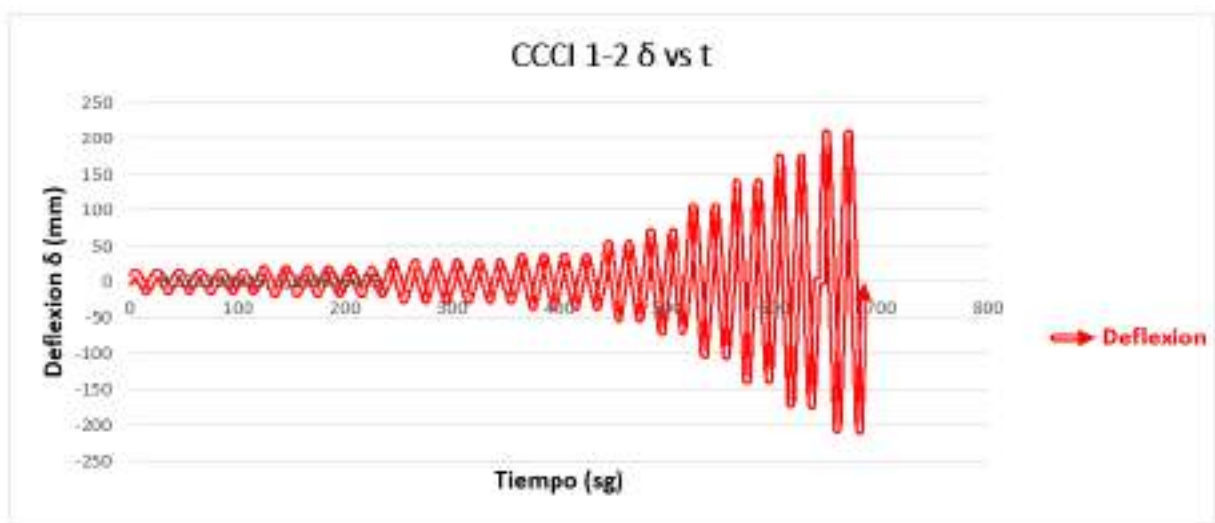


Figura 6.6-1.-Curva Desplazamiento vs Tiempo CCC1-2

Fuente: Autor

6.7 Alma de la Viga

Los resultados de esta conexión se presentan similitud a los resultados iniciales de la primera probeta con espécimen viga columna – conexión de las mismas características.



Figura 6.7-1-Figura 6.7-2.-Deformación en patines de viga y rastro de rotula plástica.

Fuente : Autor

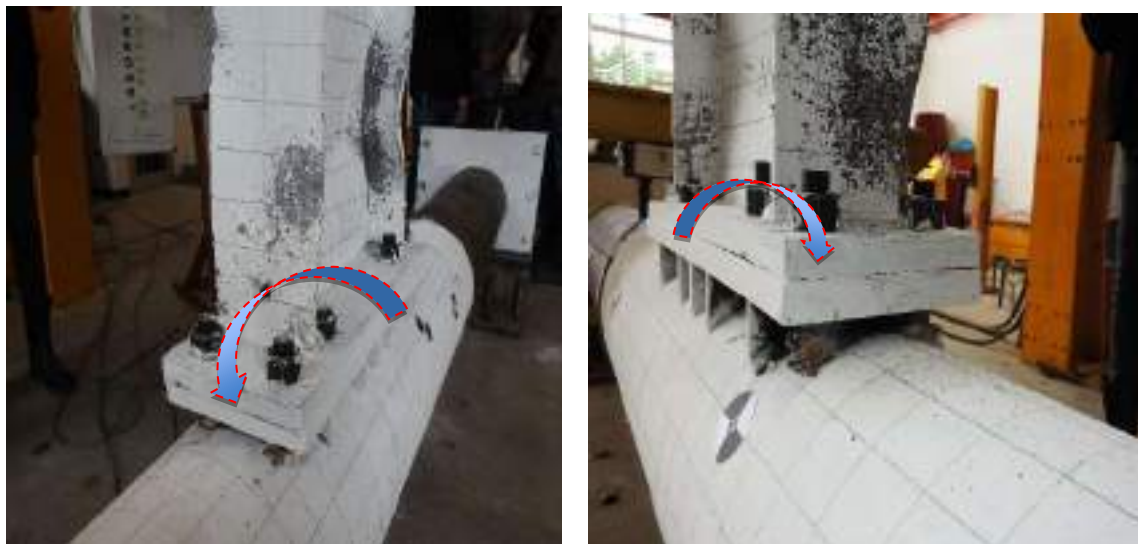


Figura 6.7-3-Figura 6.7-4.-Deformación patines-placa base CCCI 2-1.

Fuente : Autor

Aparición de la rótula plástica en la viga, zona de plastificación en el cuarto cuadrante de la cuadrícula 200mm desde la cara de la columna.

6.8 Placa Base de Conexión

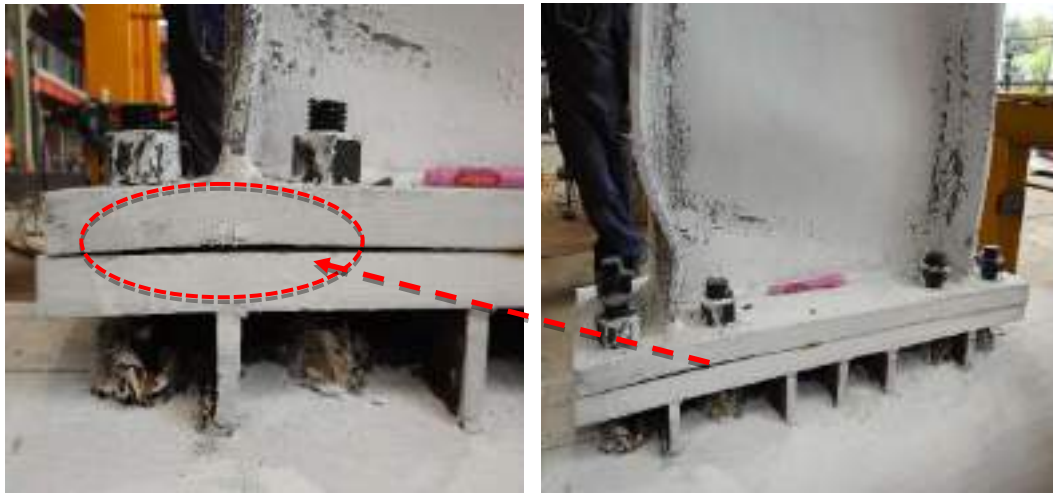


Figura 6.8-1-Figura 6.8-2.-Deformación en platina base de la conexión – Viga CCCI 2-1

Fuente : Autor

6.9 Resultados en los Pernos



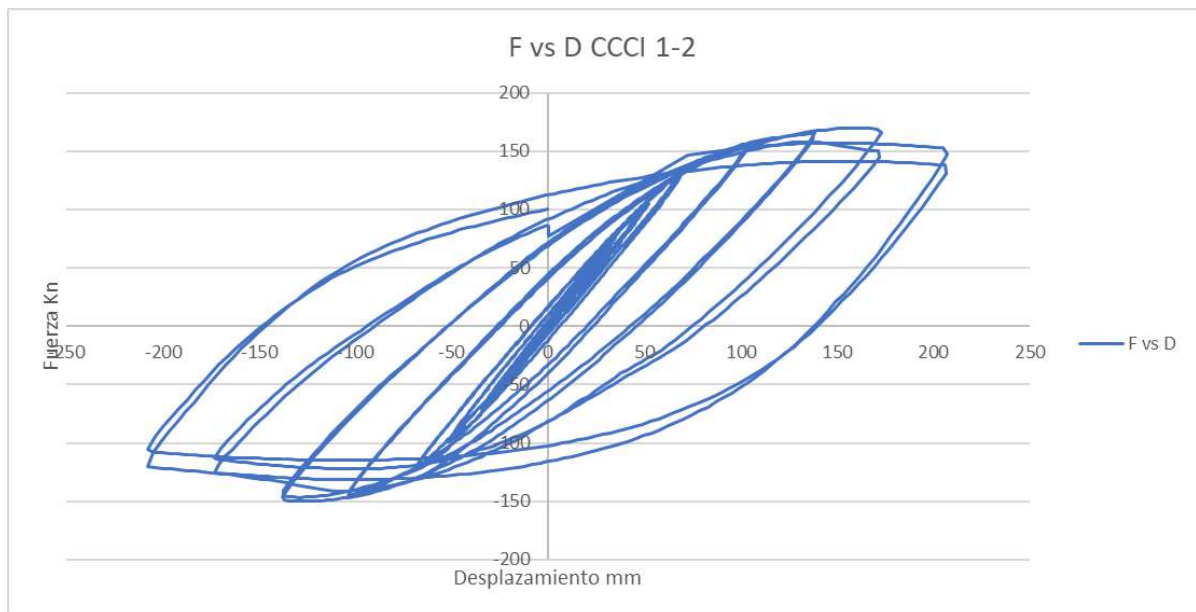
Figura 6.9-1-Figura 6.9-2.-Verificación de pernos en esquinas de conexión.

Fuente : Autor

Con el nuevo pretensionamiento de los pernos no se presentan cambios o debilidad en el apriete luego del ensayo.

6.10 Curvas Momento Rotación

Los puntos de fluencia iniciales se presentan cuando la conexión llega alrededor de 0.02 rad y una carga de 120 kN, en este punto se superan los 65 mm de desplazamiento del actuador, llegando hasta 155 kN con un desplazamiento de 200 mm en su punto máximo después de la plastificación.

*Figura 6.10-1.-Curva de Histéresis Momento-rotación.*

Fuente : Autor

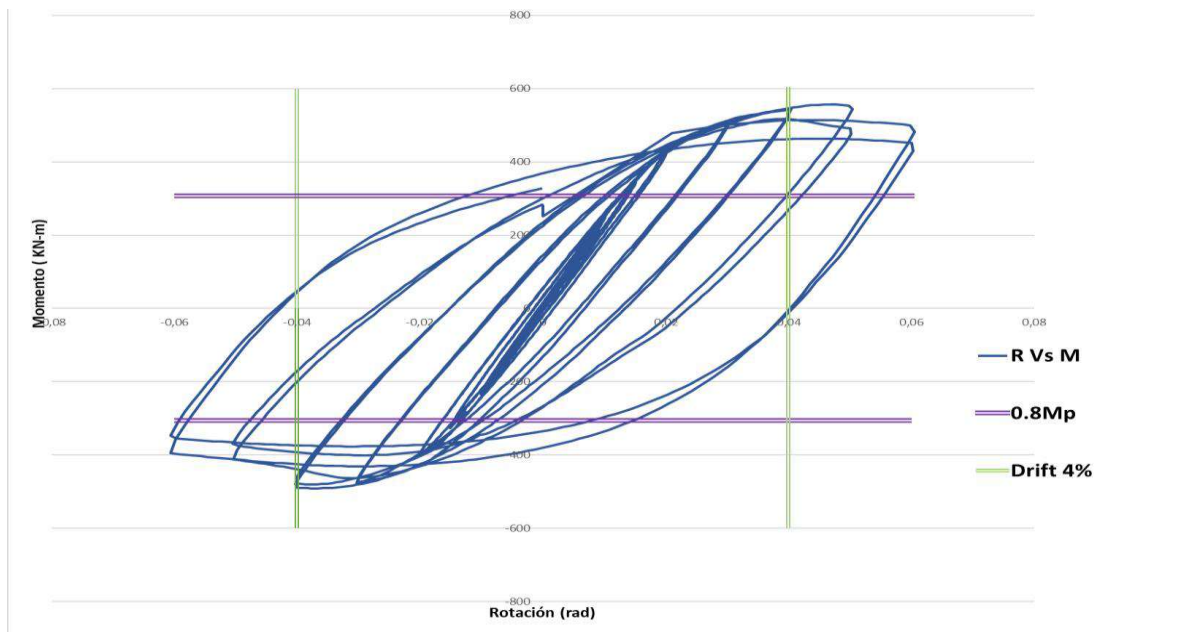


Figura 6.10-2.-Curva de Histéresis Momento-rotación PTE323.9x10 W18x35 1-2.

Fuente: Autor

En los resultados para el espécimen CCCI 1-2 se puede apreciar nuevamente una pequeña diferencia en la rotación en la zona negativa de la gráfica, esta variación se presenta por causa del actuador dinámico en su recorrido, además de eso se suma una pequeña excentricidad de 20mm en el centro de la conexión con respecto a la columna.

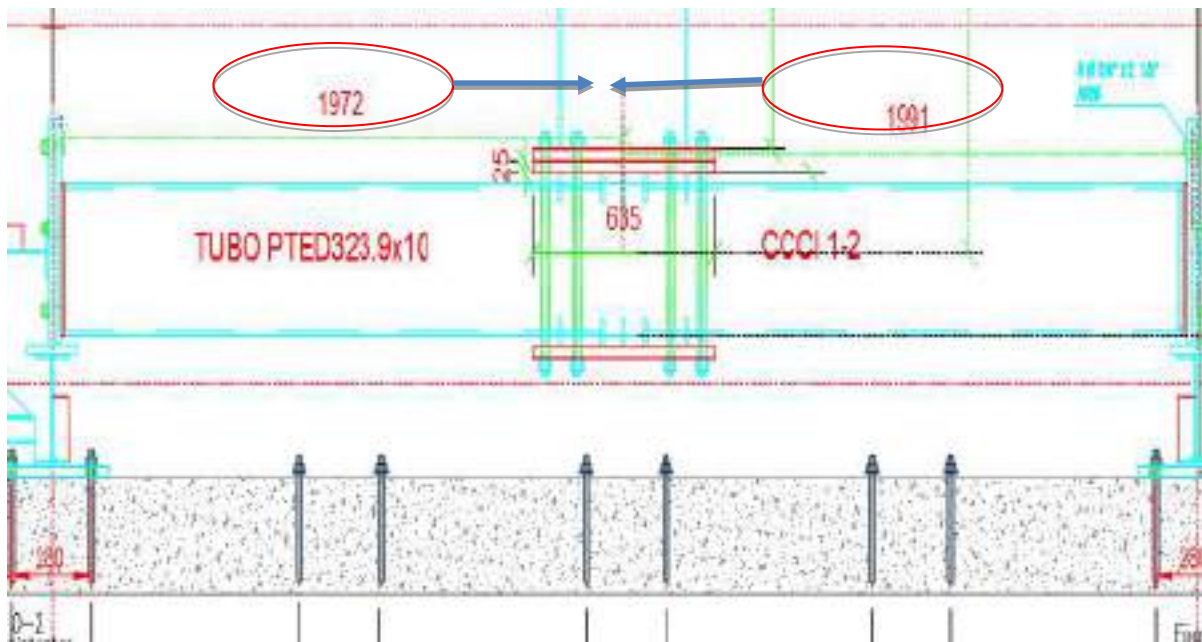


Figura 6.10-3.-Excentricidad en conexión con respecto al centro de la columna

Fuente : Autor

6.11 Comparación Curvas Momento-Rotación PTE 323.9x10 W18x35 1-1 VS PTE 323.9x10 W18x35 1-2

La degradación de la resistencia es similar en los dos ensayos de las probetas CCCI 1 con una leve variación en la rotación, análisis más detallados de otros puntos de deformación y movimiento muestran pequeños cambios en la posición inicial de los apoyos.

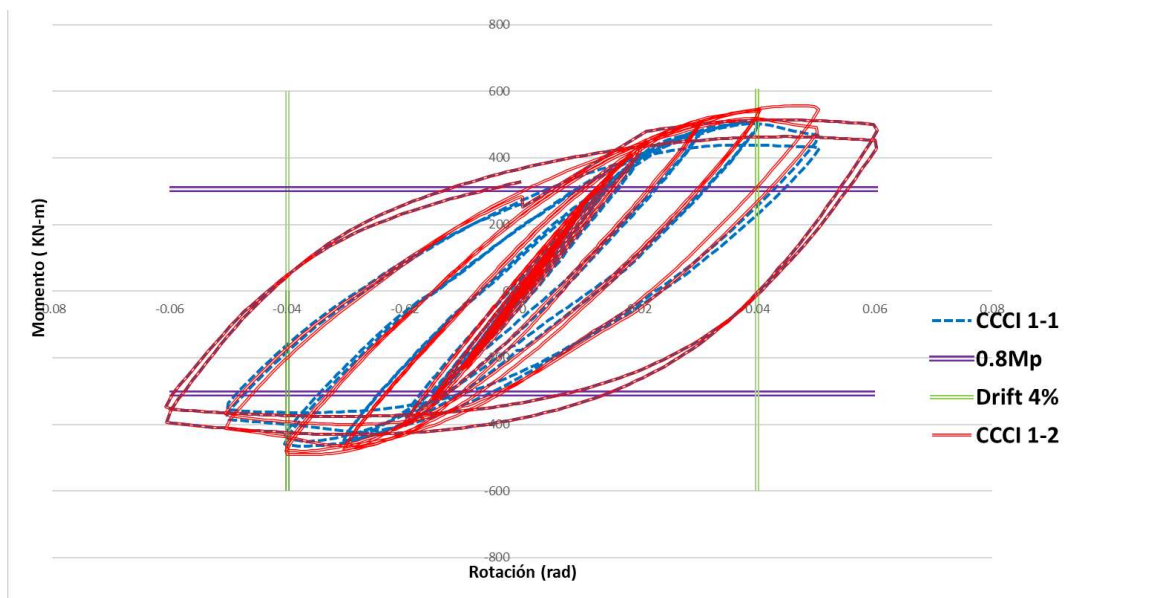


Figura 6.11-1.-Comparación de la Curva de Histéresis de PTE 323.9x10 W18x35 1-1 vs PTE 323.9x10 W18x35 1-2

Fuente : Autor

Durante el levantamiento final de los elementos y comparándolos con la medición inicial vs planos de fabricación, se pueden encontrar variaciones milimétricas en patines, espesores y longitudes. Los cálculos de diseño y análisis de resultados se realizaron con base a los elementos en sitio, y estas variaciones se pueden apreciar como sumatoria en los cambios de la rotación de la viga vs la carga aplicada.

6.12 Probeta CCCI 2-1 Columna PTE 273.1x9mm y viga W16x26

Se llevo el actuador hasta los 200 mm de desplazamiento en carga y descarga, desde los primeros 60 mm se inicia la plastificación y degradación de la resistencia.

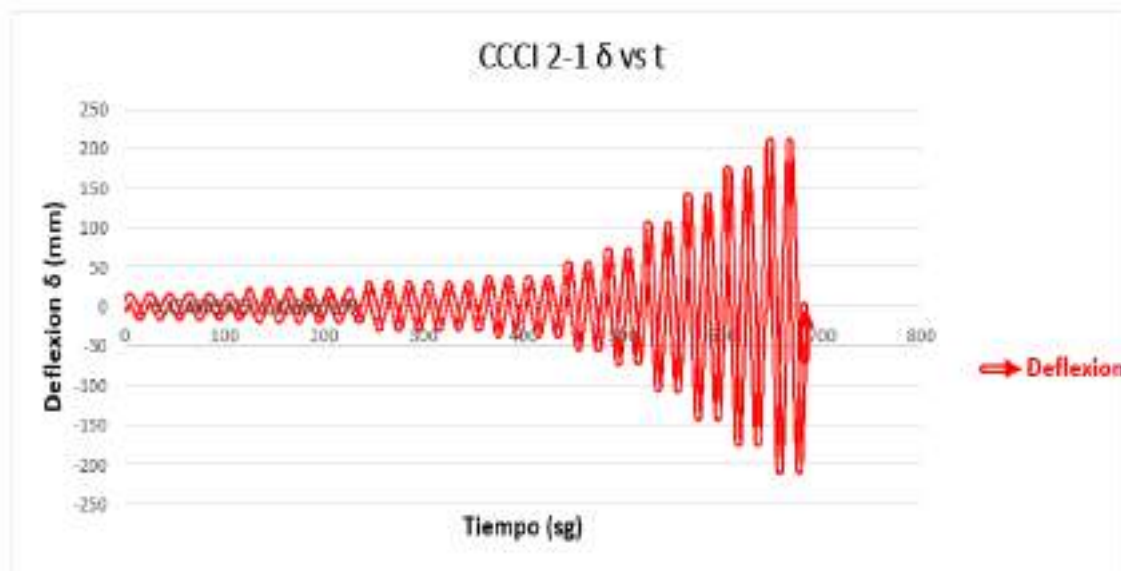


Figura 6.12-1.-Desplazamiento contra tiempo PTE 323.9 x10 -W18x35 2-1

Fuente : Autor

6.13 Alma de la Viga

La deformación en el alma de la viga se ubica cerca al cuadrante 5 de la cuadrícula, el punto de medición desde la cara de la columna se incrementa un poco con respecto a las probetas anteriores, con una columna más pequeña, pero con una configuración similar en las costillas de la conexión a compresión se desarrolló la plastificación como se tenía previsto en los cálculos.

Zona de plastificación con aparición de rotulas plásticas a 200 mm de la cara de la columna, la caída de la pintura (cal) muestran una pequeña variación de deformación en los patines. Levantamientos finales muestran una pequeña diferencia milimétrica en el espesor de los patines, estos cambios de rigidez retrasan la plastificación en pequeñas zonas, la curva de Histéresis muestra esta variación y rotación adicional.



Figura 6.13-1Figura 6.13-2.-Deformación patines PTE 323.9 x10 -W18x35 2-1

Fuente : Autor



Figura 6.13-3-Figura 6.13-4.-Deformación en el alma de la viga PTE 323.9 x10 -W18x35 2-1

Fuente : Autor

6.14 Placa Base de Conexión



Figura 6.14-1-Figura 6.14-2.-Revisión de placa base de conexión PTE 323.9 x10 - W18x35 2-1

Fuente : Autor

Se presenta desprendimiento de pintura en la línea de acción de los patines de la viga hacia a la conexión, el efecto de apalancamiento y la ubicación de las costillas antes del borde la placa son las principales razones.

6.15 Comportamiento de los Pernos



Figura 6.15-1.-Pernos después del ensayo PTE 323.9 x10 -W18x35 2-1

Fuente : Autor

No se presenta disminución en el apriete inicial de los pernos.

6.16 Curvas Momento-Rotación

La conexión llegó a 0.049 rad con una carga de más de 128 kN, la degradación de la resistencia mostró una rotación más pronunciada respecto a la carga aplicada.

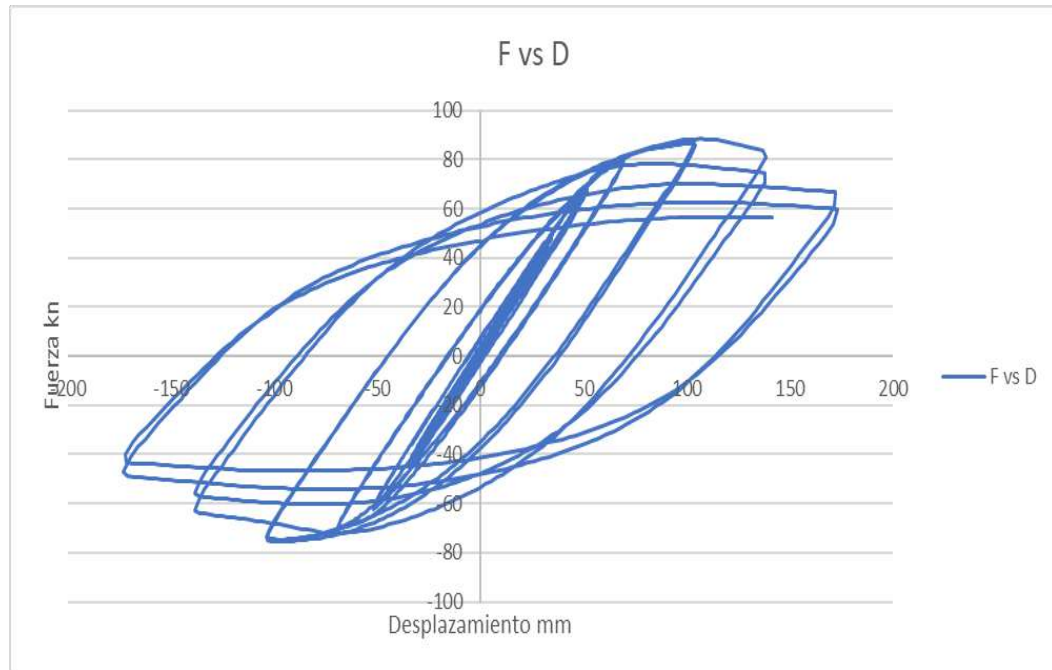


Figura 6.16-1.-Fuerza vs desplazamiento de la conexión PTE 323.9 x10 -W18x35 2-1

Fuente : Autor

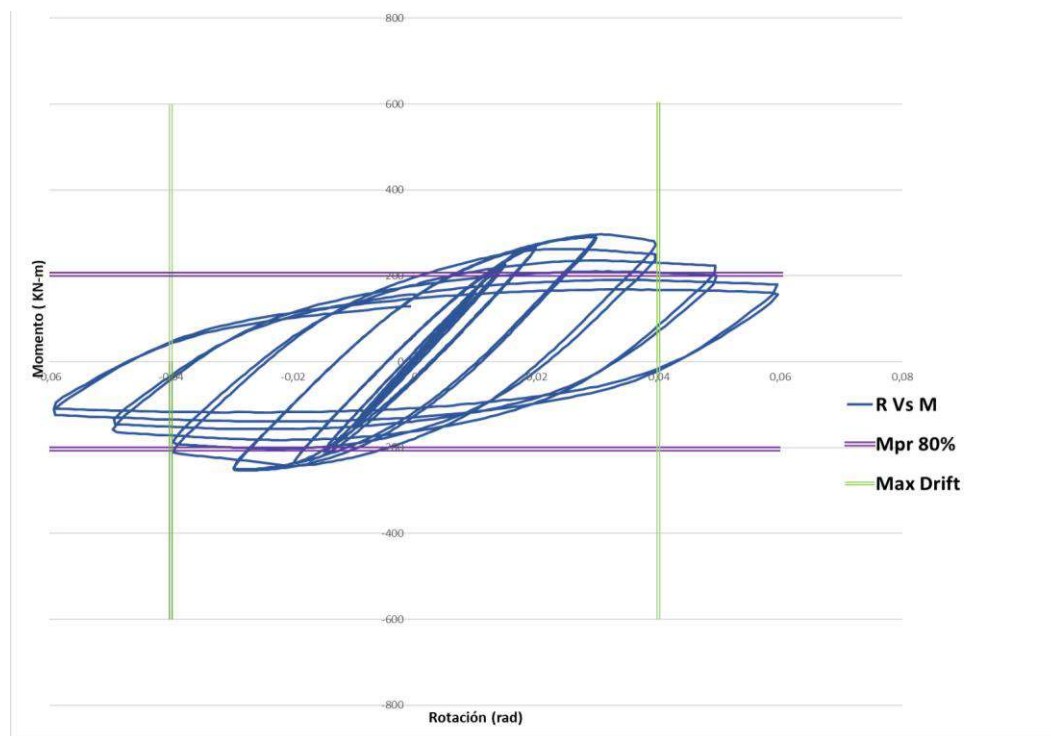


Figura 6.16-2.-Curva de Histéresis, Momento -Rotación PTE 323.9 x10 -W18x35 2-1

Se presentan datos no simétricos al final de la curva, causa probable el desplazamiento de carga y descarga del actuador, además de una pequeña excentricidad en la ubicación de la conexión en el centro de la columna.

6.17 Probeta CCCI 2-2 Columna PTE 273.1x9mm- y viga W18x35

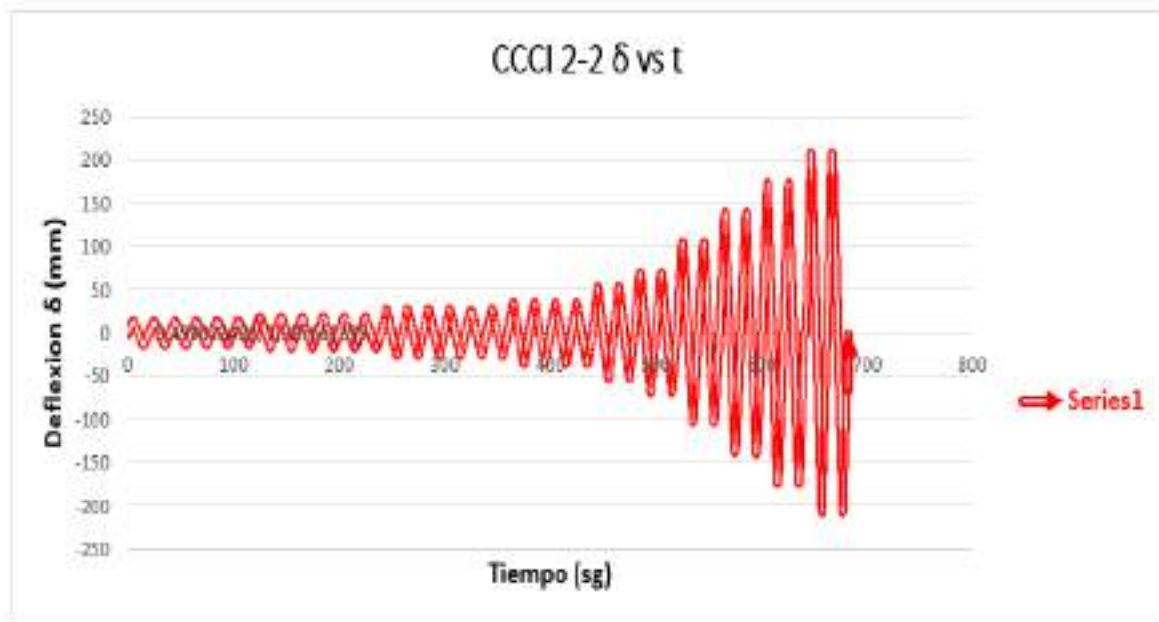


Figura 6.17-1.-Desplazamiento vs tiempo de PTE 323.9 x10 -W18x35 2-1

6.18 Alma de la Viga

La deformación mostrada en el Alma procede con el desplazamiento del actuador a su punto máximo, después de alcanzar los requisitos de calificación y llevarlo por encima del 6% de deriva.



Figura 6.18-1-Figura 6.18-2.-Ubicación de rotulas en 3 cuadrante del alma

Fuente : Autor

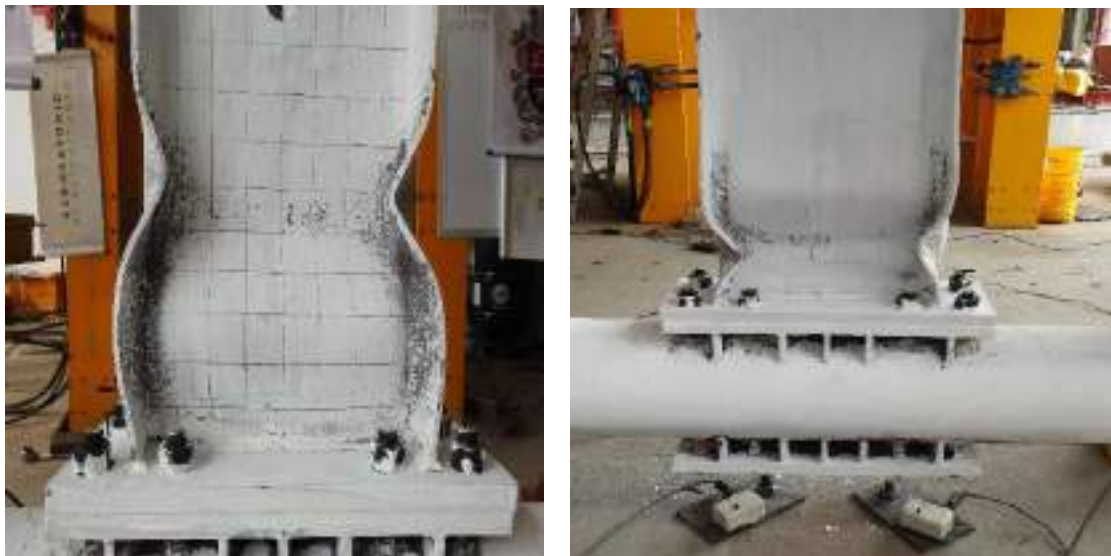


Figura 6.18-3-Figura 6.18-4.-Rotulas plásticas -deformación a compresión y tracción en alma de la viga PTE 323.9 x10 -W18x35 2-2

Fuente : Autor

6.19 Placas de Conexión



Figura 6.19-1.- Placa base en conexión PTE 323.9 x10 -W18x35 2-2

Fuente : Autor

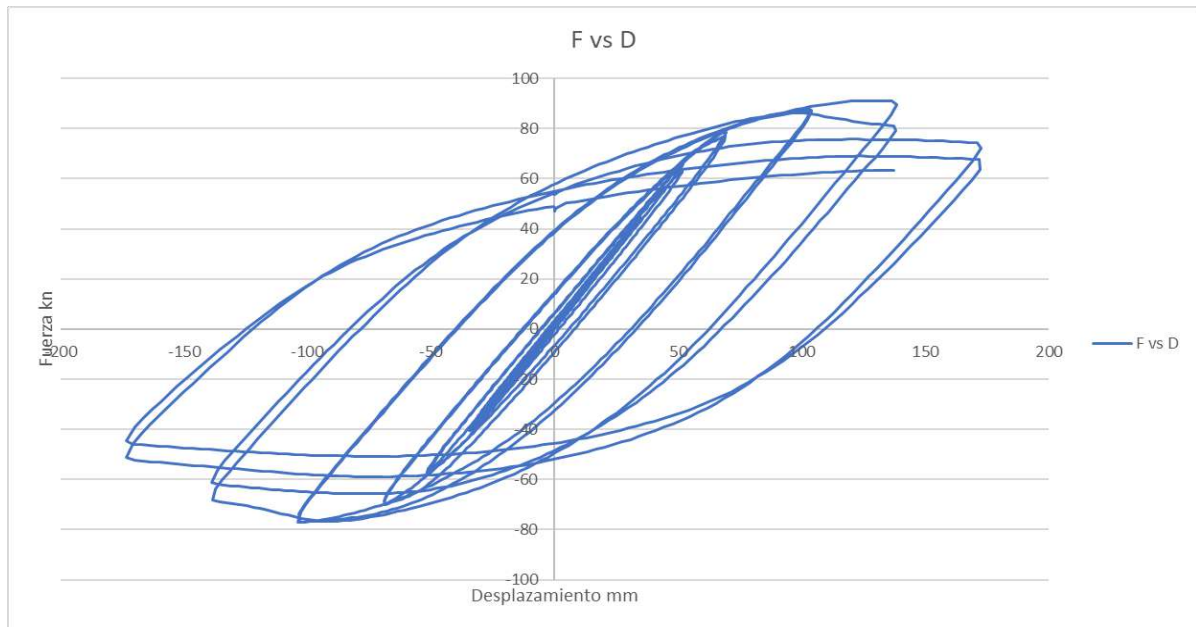
6.20 Resultados en Pernos



Figura 6.20-1.- Pernos en placa base de conexión PTE 323.9 x10 -W18x35 2-2

Fuente : Autor

6.21 Curvas Momento Rotación

*Figura 6.21-1.- Fuerza vs Desplazamiento en PTE 323.9 x10 -W18x35 2-2*

Fuente : Autor

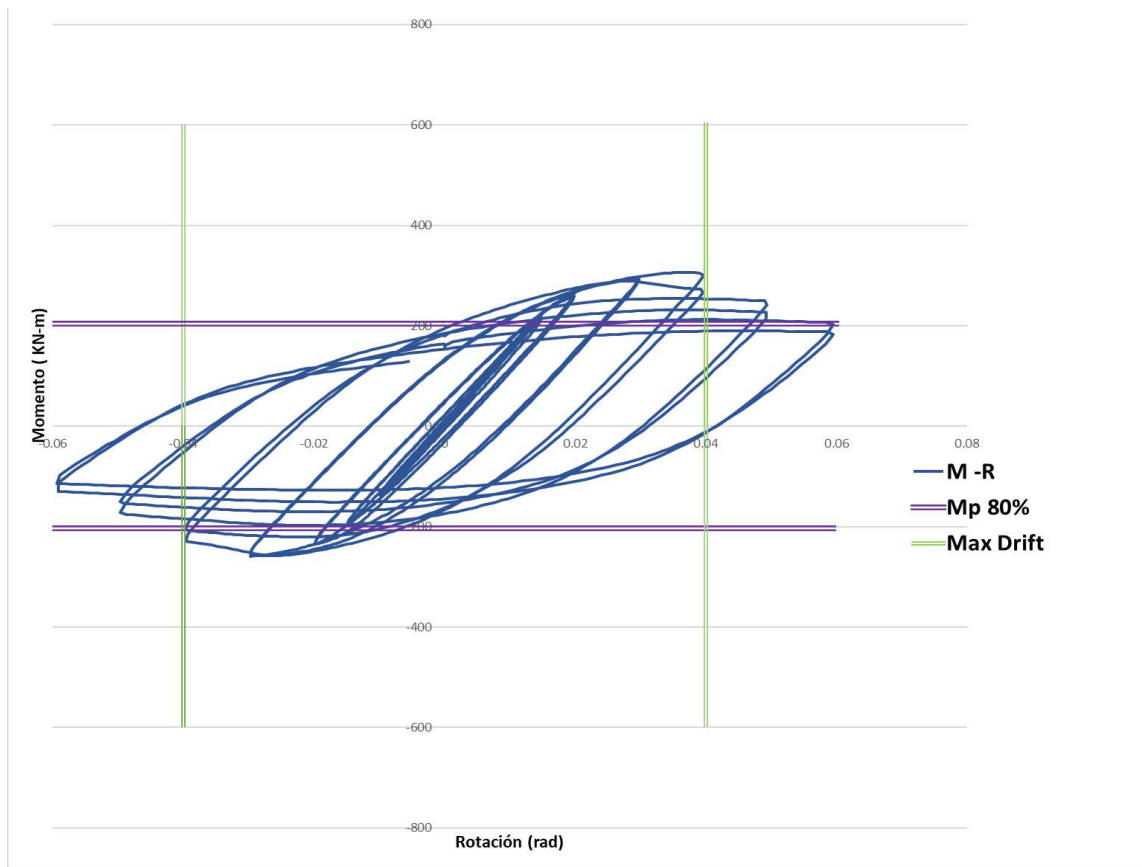


Figura 6.21-2.- Curva de Histéresis, Momento rotación de PTE 323.9x10 W18x35 2-2

Fuente: Autor

6.22 Comparación de Curvas Momento-Rotación PTE 323.9x10 W18x35 2-1 VS PTE323.9x10 W18x35 2-2

La degradación de la resistencia es similar se presenta una leve variación de la conexión CCCI 2-2, las causas son rotación de los apoyos de las columnas además de un efecto de apalancamiento en las platinas base.

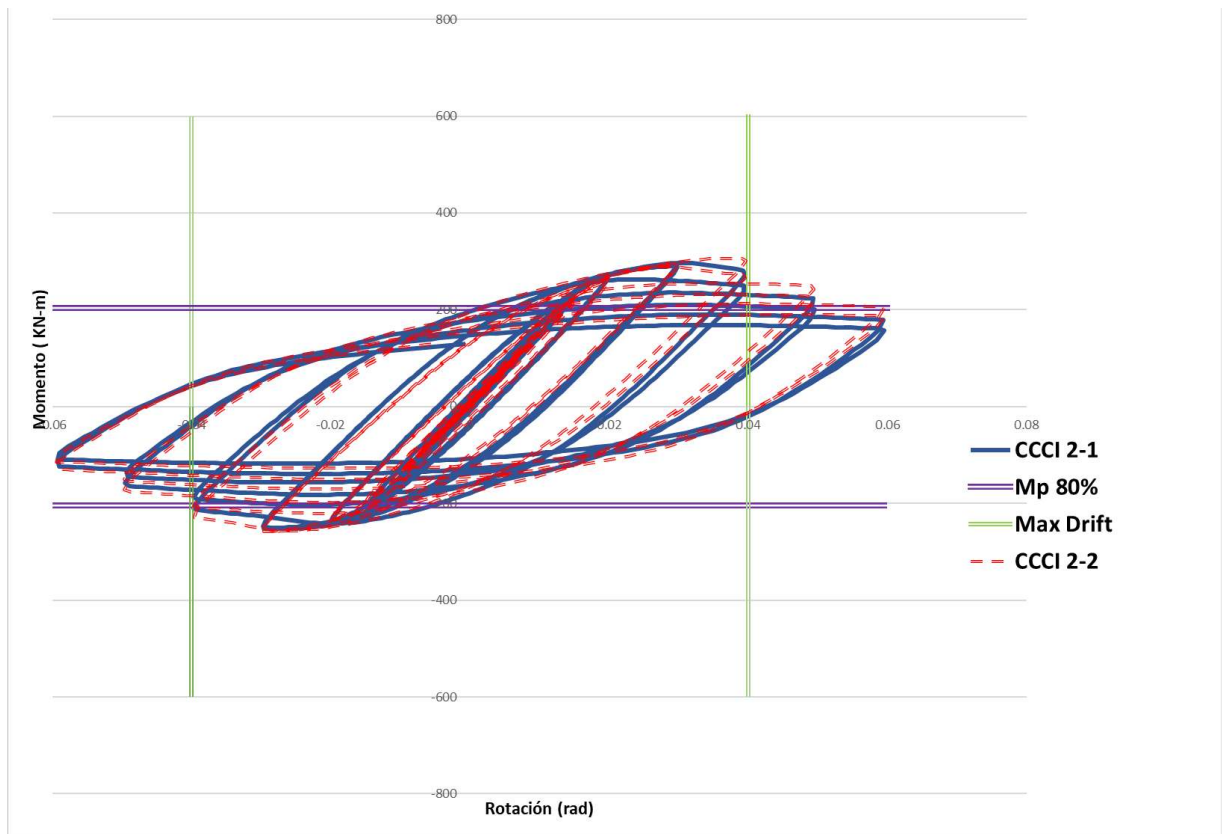


figura 6.22-1.- Comparación de Curva Momento Rotación de PTE D323.9x10-W18x35-2-1 y PTE D273.1x9 -W16x26 2-2

Fuente: Autor

6.23 Envolvente de las curvas de Histéresis

Los máximos valores obtenidos de los ciclos de carga y descarga se pueden graficar en la curva de histéresis obteniendo parámetros de medición y calibración del diseño de las conexiones, además de poder evaluarlos y compararlos mediante simulaciones por elementos finitos, es una comparación experimental y teórica.

Las curvas de las envolventes son valores provenientes de las gráficas y sus máximos de Momento-Rotación y Carga-Desplazamiento de cada probeta ensayada.

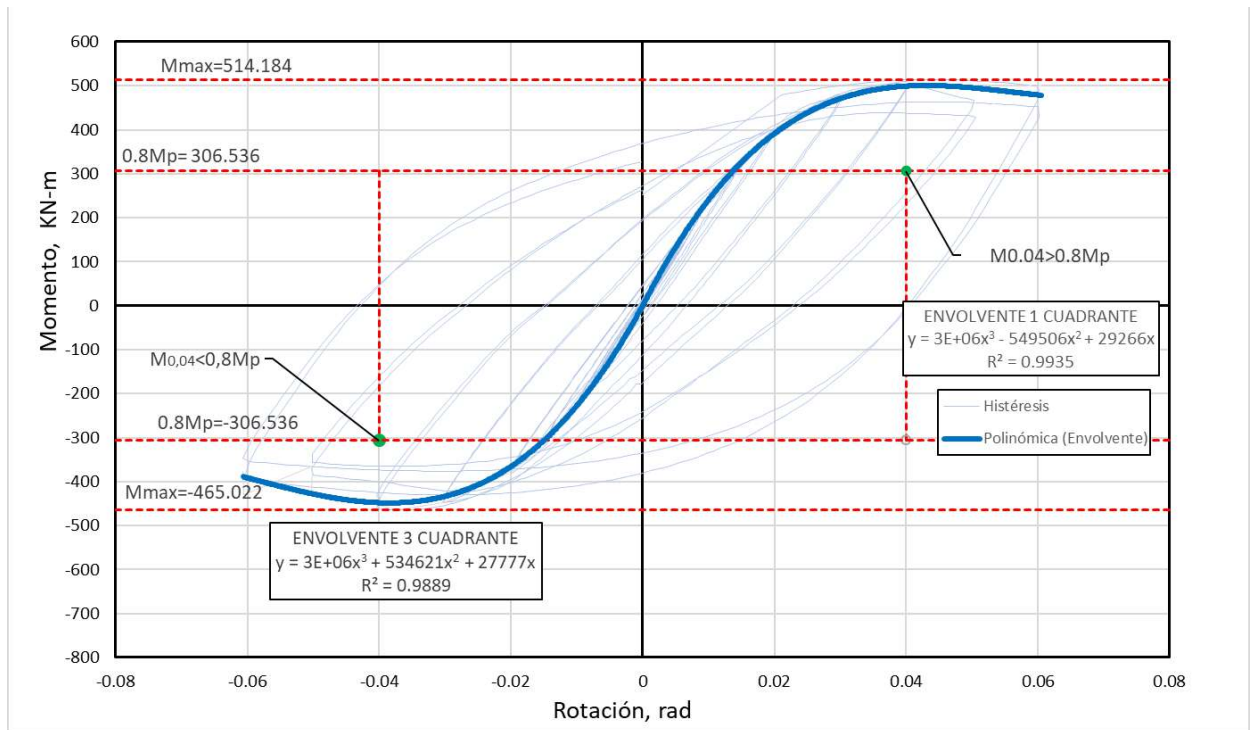


Figura 6.23-1 Curva de Envolvente Momento -Rotación PTE 323.9x10 W18x35 1-1

Fuente : Autor

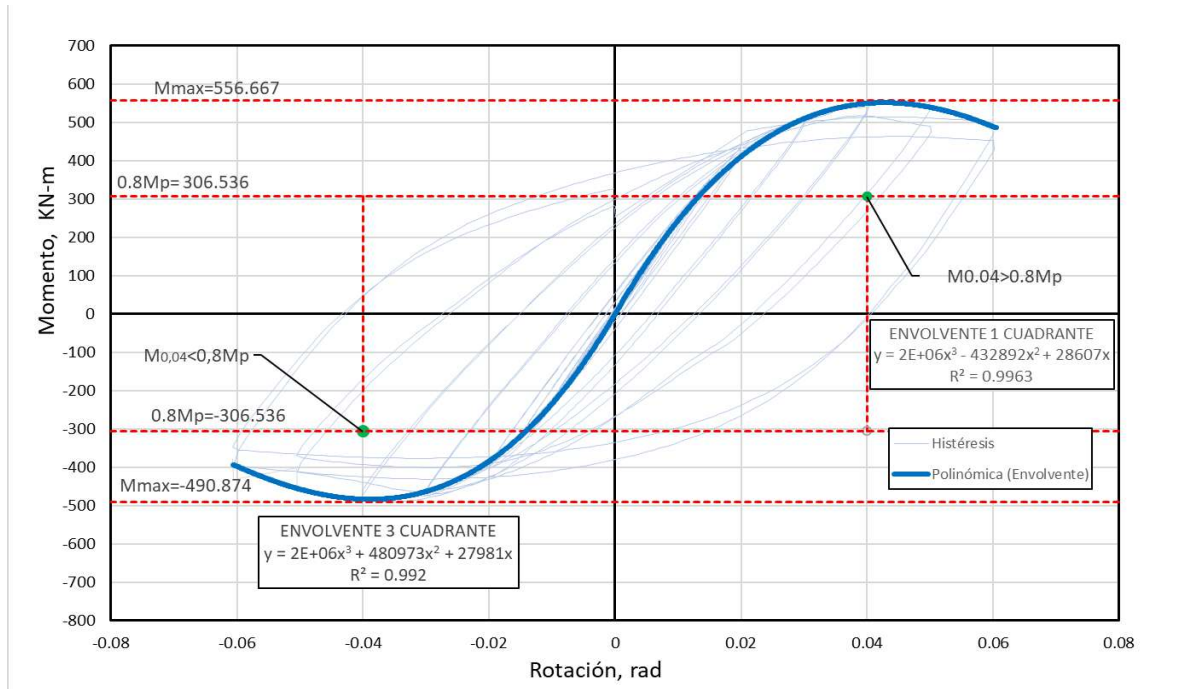


Figura 6.23-2.-Curva Envolvente Momento -Rotación PTE323.9x10 w18x35 1-2

Fuente: Autor

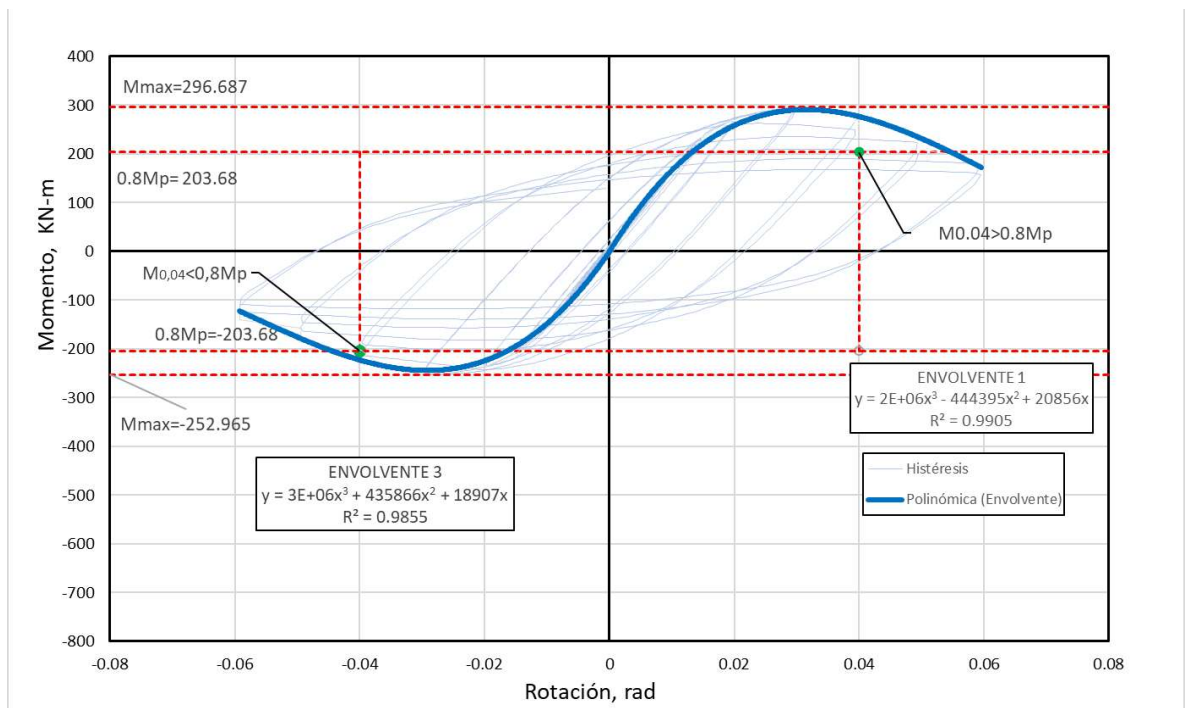


Figura 6.23-3 Curva Envolvente Momento -Rotación PTE 273.1x9 W16x26 2-1

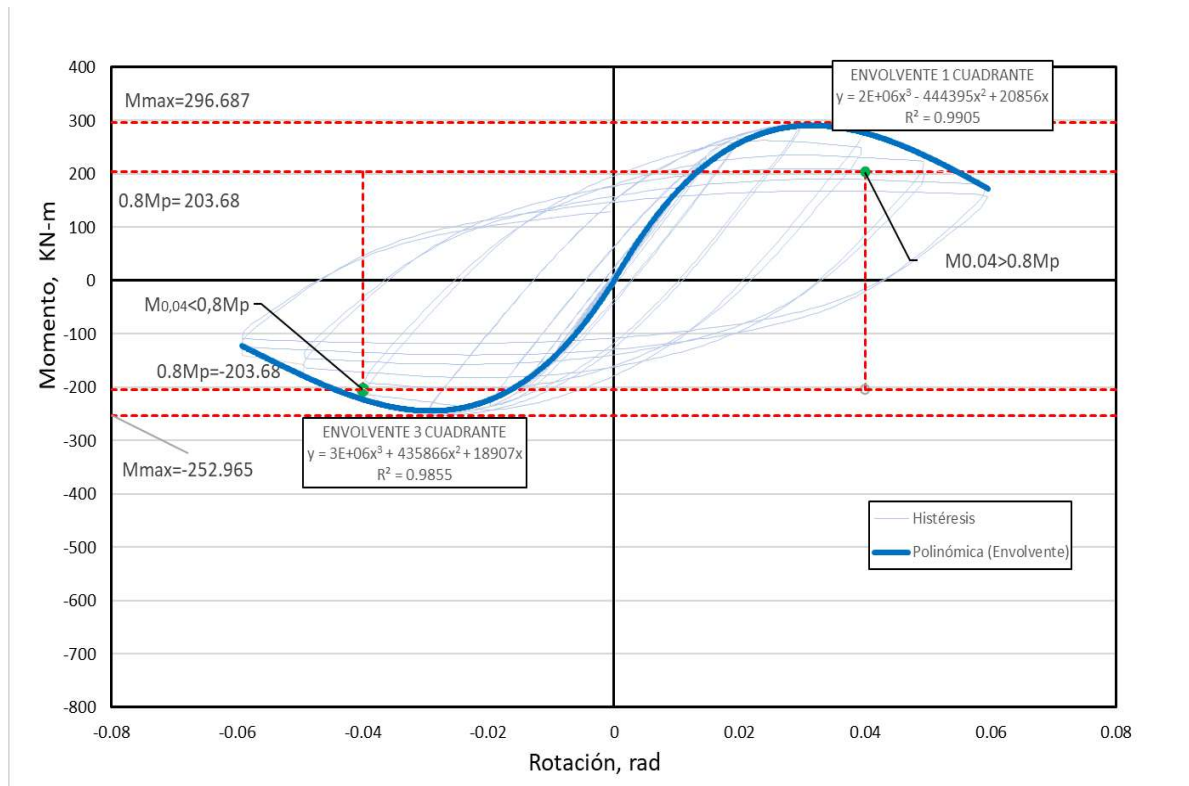


Figura 6.23-4.-Curva Envolvente Momento-Rotación para PTE D273.1x9-W16x26-2-2

Fuente : Autor

6.24 Resumen de los datos obtenidos en los ensayos

RESUMEN DE LOS RESULTADOS DE LOS ENSAYOS CÍCLICOS - PRIMER Y TERCER CUADRANTE											
Resultados Experimentales											
M _{max}	P _{Mmax}	θ MomMáx	M _{0,01}	P _{0,01}	M _{0,02}	P _{0,02}	M _{0,04}	P _{0,04}	M _{θmáx}	P _{θmáx}	θ _{máx}
KN-m	KN	Rad	KN-m	KN	KN-m	KN	KN-m	KN	KN-m	KN	rad
Primer Cuadrante											
514.2	156.88	0.04	244.8	74.7	407.6	124.4	510.1	155.6	463.4	141.38	0.060
556.7	169.84	0.04	250.4	76.4	423.3	133.5	526.9	166.2	576.2	181.70	0.060
296.7	88.39	0.04	163.8	49.5	264.4	79.8	292.8	88.4	390.2	117.82	0.060
296.7	88.39	0.04	250.4	45.2	260.4	78.6	301.9	91.2	337.7	101.97	0.060
Tercer Cuadrante											
-465.0	-	-0.04	-266.6	-69.1	-382.503	-116.7	-	-	-	-114.8	-0.061

	141.88						465.022	141.87	376.43		
-490.9	149.77	-0.04	233.607	-71.3	-402.333	-122.8	490.874	149.76	376.43	-159.7	-0.061
-253.0	75.367	-0.04	146.251	-43.6	-235.782	-70.0	242.186	-75.36	117.83	-93.3	-0.059
-253.0	88.393	-0.04	146.251	-40.7	-235.782	-70.2	242.186	-77.1	117.83	-92.1	-0.059

7. Verificación de daños en el concreto de columnas compuestas PTE D323.9x10-W18x35-1-2



Figura 7-1.- Grietas a tensión en ventana de chequeo para Columna PTE D323.9x10-W18x35-1-2

Fuente : Autor

Para detallar si se presentan daños en el concreto, se procede a abrir una ventana de la zona de panel de las columnas compuestas, del ancho de la viga W. Se realiza el corte buscando la menor vibración y minimizar la intrusión en el concreto por corte. La rotación de la columna en la zona de panel producto del momento transmitido desde la viga además de efectos secundarios de apalancamiento ocasionan que el concreto se agriete.



Figura 7-2.- Línea de fisuras en dirección de pernos para PTE D323.9x10-W18x35-1-2

Fuente : Autor



Figura 7-3.- Vista General de ventana en zona de panel para PTE D323.9x10-W18x35-1-2

Fuente : Autor

Al examinar el concreto del espécimen PTE 323.9x10 W18x35 1-2 se puede apreciar que no se presentan grietas producto de los momentos que se transmiten desde la viga a la zona de panel ver Figura 7.1-2Figura 7-3, es apreciable una pequeña fisura perpendicular al eje longitudinal de la columna, el cual coincide con la línea de acción de los pernos pasantes. El proceso constructivo y el pretensionamiento de los pernos son la causa más probable, además de sobre anchos en las perforaciones para la unión de los elementos con los tornillos. En general el concreto de la columna se encuentra en muy buen estado, es de analizar la reutilización de las columnas compuestas en diferentes ensayos, cambiando únicamente las vigas.



Figura 7-4.-Detalle de pequeñas fisuras en línea de acción del perno pasante para PTE D323.9x10-W18x35-1-2

Fuente: Autor

7.1 Verificación de daños en el concreto de columnas compuestas PTE D273.1x9-W16x26-2-2



Figura 7.1-1.- Corte en columna CCCI 2-2 detalle de fisura

Fuente: Autor

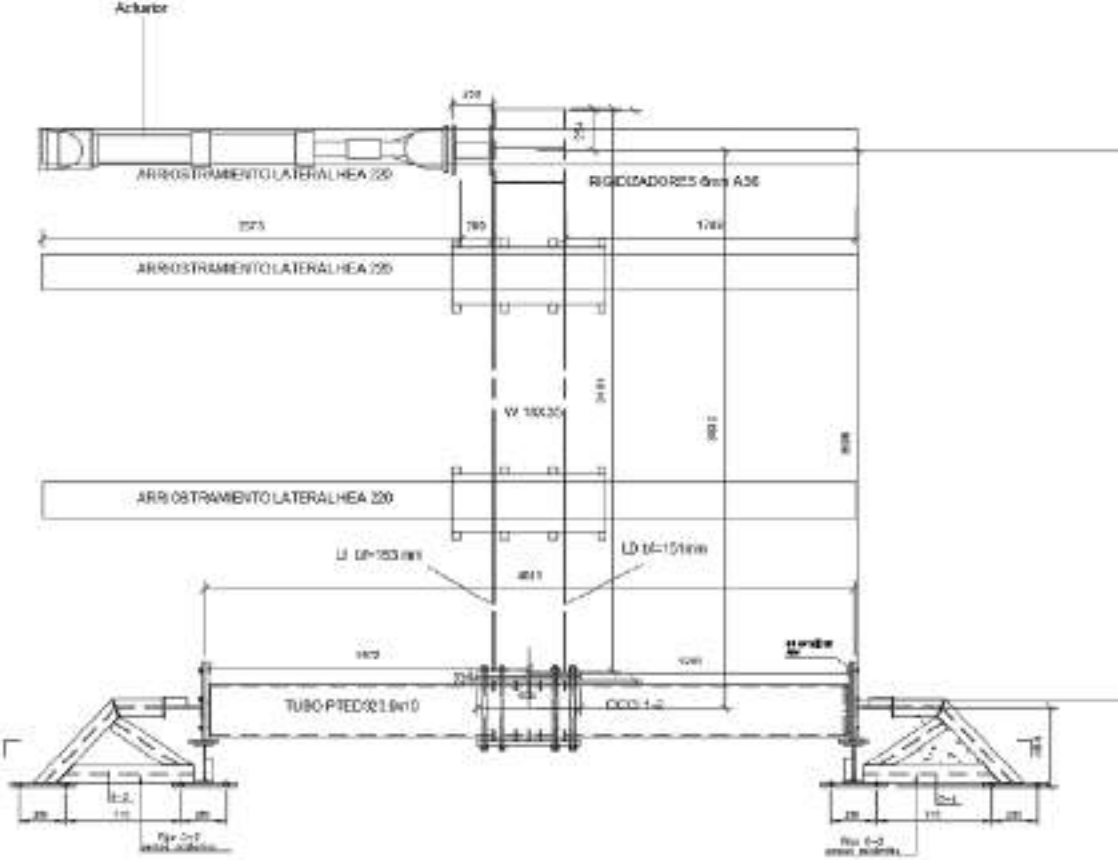
Al examinar el concreto del segundo especimen PTE 273.1x9 W16x16 2-2 se puede apreciar que no se presentan grietas producto de los momentos que se transmiten desde la viga a la zona de panel ver Figura 7.1-2, es apreciable una pequeña fisura perpendicular al eje longitudinal de la columna, el cual coincide con la línea de acción de los pernos pasantes. El proceso constructivo y el pretensionamiento de los pernos son la causa más probable, además de sobre anchos en las perforaciones para la unión de los elementos con los tornillos. En general el concreto de la columna se encuentra en muy buen estado, es de analizar la reutilización de las columnas compuestas en diferentes ensayos, cambiando solamente las vigas.



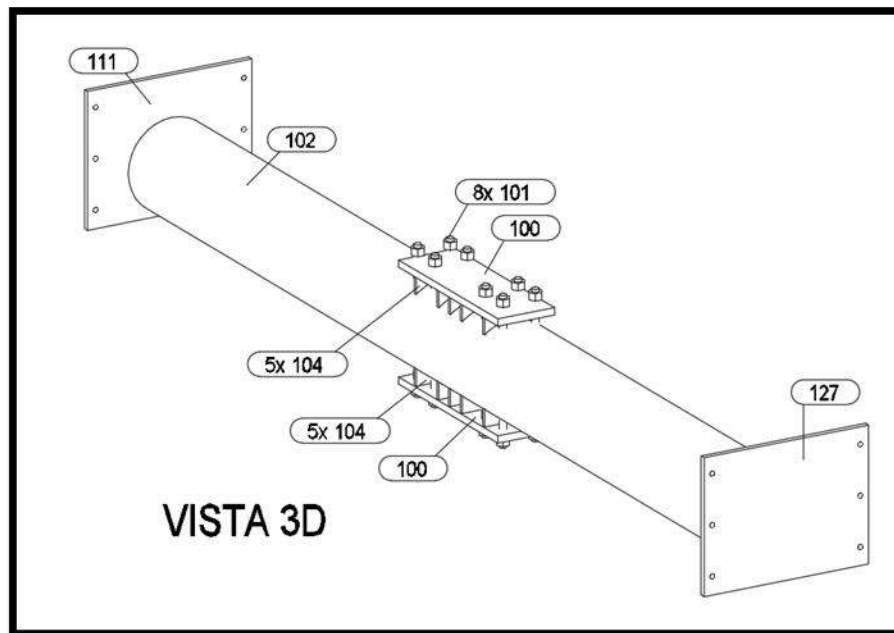
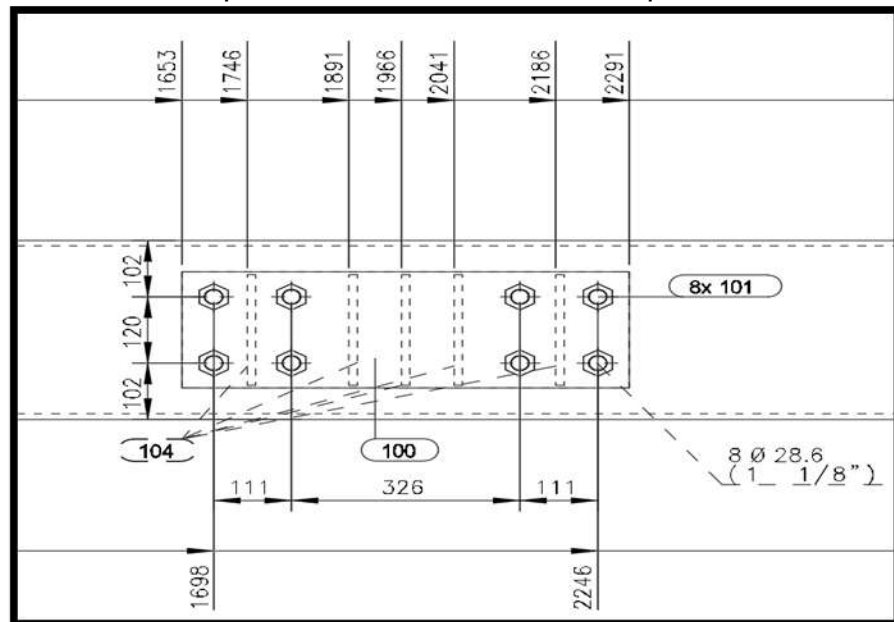
Figura 7.1-2.- Detalle de fisura en línea de perno

Fuente: Autor

7.2 Reporte de calificación

REPORTE DE CALIFICACION DE LA CONEXION	
1. Descripción clara detallada del modelo de subestructuración	
 The diagram illustrates a structural connection between a horizontal beam and a vertical column. The beam is labeled 'ARRIOSTRAMIENTO LATERAL HEA 220' and has a length of 1275. The column is labeled 'W 16x35'. The connection is reinforced with 'RIGIDIZADORES 8mm A36' and 'ARRIOSTRAMIENTO LATERAL HEA 220'. The beam is supported by a 'TUBO PTE273.1x9mm' and the column is supported by a 'TUBO PTE273.1x9mm'. The connection is detailed with dimensions and labels for various components, including 'Actuador', 'RIGIDIZADORES 8mm A36', 'ARRIOSTRAMIENTO LATERAL HEA 220', 'W 16x35', 'LD 16-151mm', 'LD 16-153mm', 'TUBO PTE273.1x9mm', 'CCC 1-2', 'CCC 2-1', 'CCC 2-2', 'CCC 1-1', 'Placa 1/2" acero inoxidable', and 'Placa 1/2" acero inoxidable'.	
Figura 7.2-1.- Descripción general	
La figura 7.1 muestra con detalle la estructuración de la conexión, sus apoyos laterales, riostras, centrado en el marco de carga, además del punto de aplicación de las cargas del actuador Dinámico.	
2. Descripción detallada de la conexión	
Los especímenes son vigas W 16x26 con columna Tubular compuesta PTE273.1x9mm. Viga W18x35 con columna Tubular compuesta de 323.9x10mm. Se fabricaron 2 probetas de cada tipo CCCI 1-1, CCCI 1-2, CCCI 2-1, CCCI 2-2 todas las conexiones con pernos pasantes ASTM A-193 grado B de 1" y placa extendida de 1" de espesor, el acero de las vigas y columnas A-36. Se presentan los diseños según los requerimientos de AISC y NSR-10 con	

detalles, además de los planos de fabricación en el cap 4.



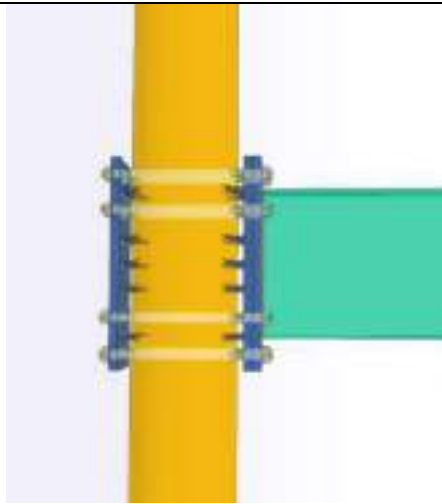


Figura 7.2-2.- Vistas de la conexión

3. Variables esenciales de los especímenes

Las variables esenciales para el diseño y el ensayo experimental son las geometrías de los elementos, deben cumplir con las especificaciones de la AISC-358-22 miembros sísmicamente compactos.

Fuentes de rotación inelástica: El diseño de la conexión se realizó cumpliendo todos los parámetros y condiciones para garantizar que la plastificación se desarrollara en la viga, a una distancia S_h .

Tamaño de los miembros: Las medidas de las probetas se calcularon conforme a las dimensiones máximas del marco de carga, los puntos de anclaje y el máximo desplazamiento del gato hidráulico, el diseño completo de los elementos con estas dimensiones se encuentra en el cap 4- Anexos 1.

Todas las probetas son a escala normal cumpliendo con los requerimientos mínimos para que se desarrollen en su plastificación, cumpliendo su jerarquía y dentro de los parámetros de AISC 341-16, NSR-10 Título F.

Detalles de la conexión: Las conexiones se diseñaron con el fin de garantizar la rigidez necesaria para transmitir los esfuerzos viga-Columna permitiendo que toda la falla se desarrolle en las zonas de plastificaciones calculadas, se presentan dos conexiones para los dos especímenes.

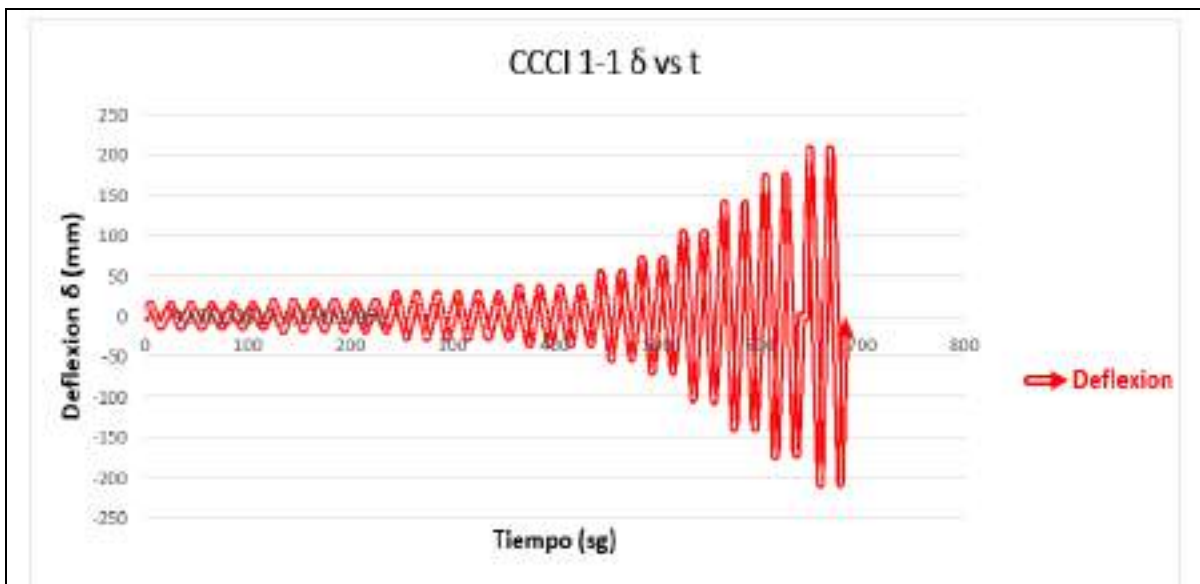
Resistencia del material: El material utilizado para las columnas es A572 Gr50, concreto de 21 MPa, se determina de manera externa la resistencia de los elementos mediante ensayos en laboratorio.

Soldaduras: Soldaduras se diseñaron en base a la sección D1.1 del código AWS para todos los elementos en fabrica y los elementos soldados en laboratorio.

Pernos: Pernos bajo diseño ASTM 193 Gr-B7 , Tuercas ASTM 194 Gr-2H.

4. Protocolo de desplazamientos

En el titulo F de la NSR-10 se presentan los protocolos y la secuencia de aplicación de la carga, se controla la deriva y su ángulo de rotación, cap 5.



Deflexión -Tiempo para PTE D323.9x10-W18x35-1-2

Se debe alcanzar una rotación de 0.04 rad con una duración de 20 sg por cada ciclo. Se presentan algunas variaciones entre cambio de probetas por cuestiones constructivas.

Las conexiones ensayadas superaron los 5 rad en rotación llegando cerca a los 30 ciclos con una frecuencia de 0.05 HZ.

5. Soldadura de demanda crítica

6. Zonas protegidas de la conexión

Las provisiones sísmicas en AISC establecen zonas protegidas, estas deben estar a desde la cara de la columna a 1.5 veces el peralte de la viga, esta zona debe comportarse como protegida para garantizar que en S_h se genere la rótula plástica sin que haya perturbaciones.

Se debe cumplir F.3.9.2 de la NSR-10:

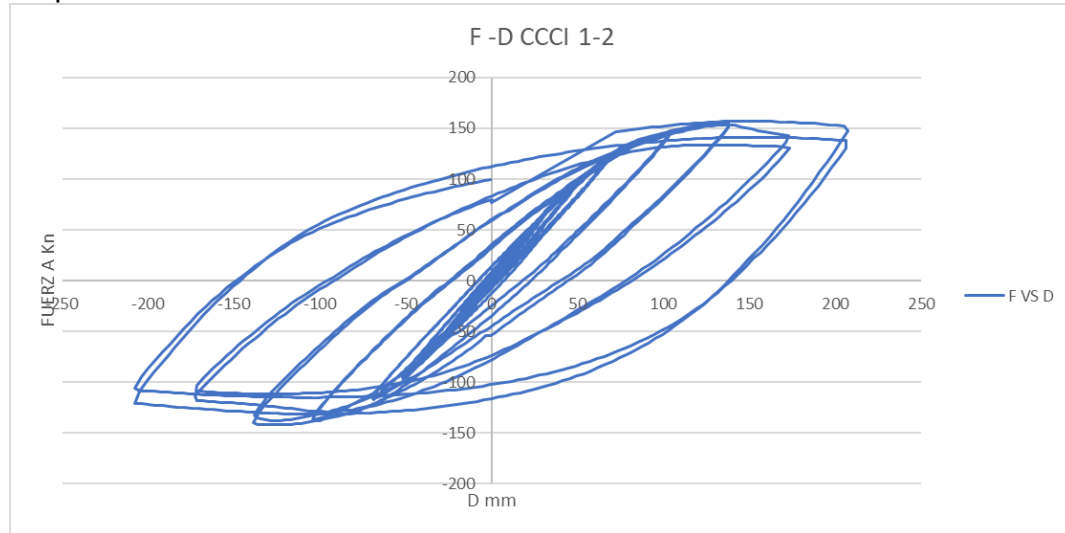
1. No se deben presentar discontinuidades, cortes o soldaduras provisionales.
2. No se presentan conectores de cortante ni alteraciones en la viga por uniones con láminas colaborantes.
3. No se presentan fijaciones en fachadas muros o perforaciones por ductos en zonas protegidas.

7. Curva de Histéresis Carga -Desplazamiento

Se presenta el procesamiento de los datos de carga y descarga con el desplazamiento máximo alcanzado por el actuador dinámico, estas graficas muestran la degradación de la rigidez con el ensayo cíclico hasta llegar a la

plastificación.

La máxima carga alcanzada antes de mostrar la plastificación fue de 156 kN, en un desplazamiento de 173mm.

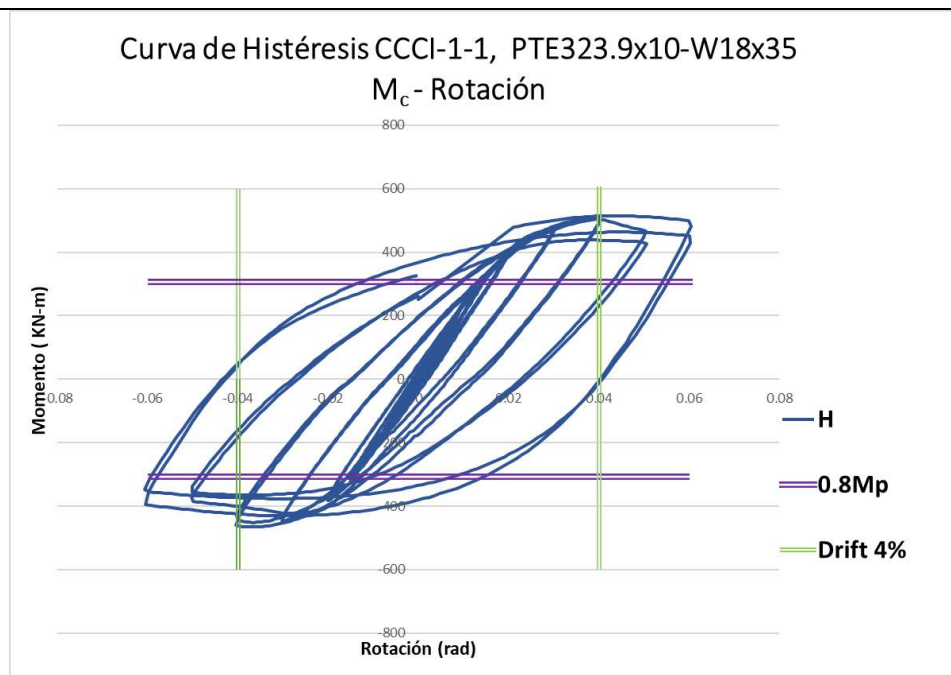


Carga -Desplazamiento para PTE D323.9x10-W18x35-1-2

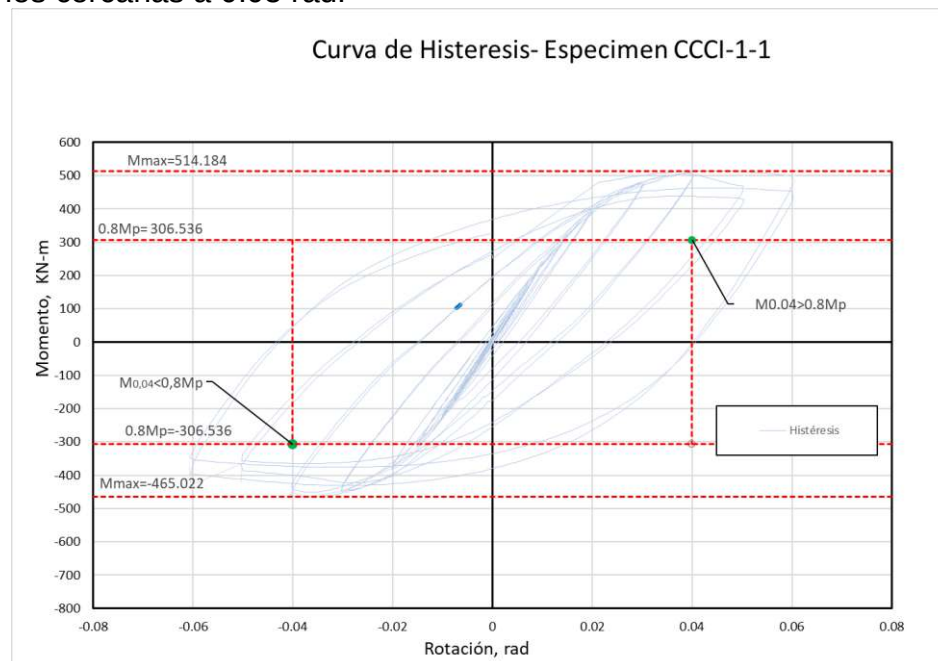
8. Curva de Histéresis momento rotación

Para la curva de Histéresis se tiene en cuenta la distancia entre el eje de la columna y el punto de aplicación de la carga, con estos dos parámetros se grafica la Curva Momento -rotación, denotando los límites establecidos para la calificación según NSR-10 Título F en donde se debe garantizar que la conexión debe alcanzar el 80% del momento plástico y llegar a 0.04 rad en rotación.

Se pudo llevar el ensayo por encima de estos valores para analizar su comportamiento en cuanto rigidez de la conexión evaluar los puntos de degradación más notables.



La conexión supero los 514 kN-m superando el 80% mínimo para calificación y rotaciones cercanas a 0.05 rad.



Curva de histéresis para PTE D323.9x10-W18x35-1-2

9. Rotación inelástica desarrollada por el especimen

Se presentan un resumen de los valores alcanzados por las 4 probetas de los dos ensayos, en el primer y tercer cuadrante.

RESUMEN DE LOS RESULTADOS DE LOS ENSAYOS CÍCLICOS - PRIMER Y TERCER CUADRANTE											
Resultados Experimentales											
M_{max}	P_{Wmax}	θ_{Mmax}	$M_{0.01}$	$P_{0.01}$	$M_{0.02}$	$P_{0.02}$	$M_{0.04}$	$P_{0.04}$	M_{pmax}	P_{pmax}	θ_{max}
KN-m	KN	Rad	KN-m	KN	KN-m	KN	KN-m	KN	KN-m	KN	rad
Primer Cuadrante											
514.2	156.878	0.04	244.8	74.7	407.6	124.4	510.1	155.6	463.4	141.38	0.060
556.7	169.64	0.04	250.4	76.4	423.3	133.5	526.9	166.2	576.2	181.70	0.060
296.7	88.39	0.04	163.8	49.5	264.4	79.8	292.8	88.4	390.2	117.62	0.060
296.7	88.39	0.04	250.4	45.2	260.4	78.6	301.9	91.2	337.7	101.97	0.060
Tercer Cuadrante											
-465.0	-141.88	-0.04	-266.6	-69.1	-382.503	-116.7	-465.022	-141.87	-376.43	-114.8	-0.061
-490.9	-149.77	-0.04	-233.607	-71.3	-402.333	-122.8	-490.874	-149.76	-376.43	-159.7	-0.061
-253.0	-75.367	-0.04	-146.251	-43.6	-235.782	-70.0	-242.186	-75.36	-117.83	-93.3	-0.059
-253.0	88.3931	-0.04	-146.251	-40.7	-235.782	-70.2	-242.186	-77.1	-117.83	-92.1	-0.059

10. Descripción de fallas y fenómenos presentados durante el ensayo

Las fallas más notorias se presentan en la zona de articulación plástica (Rotulas) además de algunos indicios de rotación en platina base y pernos con reducción en el pretensionamiento.

- Rotula plástica en cuadrante calculado y esperado.
- Apalancamiento en platina base
- Deformación inelástica en vigas flexión y compresión
- Pernos con reducción en tensión de apriete.
- Mínima fisuración en concreto por efectos constructivos



Deformaciones inelásticas en tercer cuadrante a $d/4$ desde la cara de la placa extrema.

11. Modo de falla del especimen

Todas las fallas se presentaron por degradación de la rigidez en la viga, articulaciones pasticas sin que se presentaran fallas en la zona de panel de la columna ni en platina base.
12. Resultados de los ensayos de los materiales
Se extrajeron probetas de los materiales y se ensayaron según lo estipulado en AISC, 5 muestras del alma de la viga para las dos probetas, además de cilindros de concreto para el relleno de las columnas compuestas.
Se cumplió con los requerimientos de aceptación variable $R_y F_y$ en los límites por encima y por debajo al 15% con un esfuerzo de fluencia por encima de los 345 MPa.
13. Procedimientos especificados de soldadura

8. Conclusiones y Recomendaciones

8.1 Conclusiones

- Se cumplen los criterios mínimos de calificación para conexiones las conexiones PRM calificadas superando los 0.04 rad y alcanzado el 80%Mp en los 4 ensayos de todas las probetas Se cumple lo establecido por la NSR-10 Título F y AISC para miembros de ductilidad Alta.
- Se establece que para los cálculos uno de los miembros ensayados (Viga W16x26) no cumplió estrictamente como perfil sísmicamente compacto, estando muy cercano el límite para ser miembro de ductilidad alta. Con la limitante de perfiles comerciales , se realizó el ensayo cumpliendo en su totalidad los requerimientos mínimos de calificación de conexión y mostrando un excelente comportamiento con la columna compuesta PTE 273.1x9 mm.
- Se debe tener especial cuidado al momento de verificar las deflexiones de los elementos riostras que se utilizan para controlar el pandeo lateral torsional, ya que las pequeñas diferencias en las perforaciones de los

pernos de anclaje en el actuador pueden ocasionar que se supere el máximo desplazamiento horizontal y ocasionar falla por pandeo lateral.

- El uso de perfiles empalmados en puntos intermedios de la sección de viga ensayada muestra un comportamiento ideal con la soldadura de penetración completa, la cual supero las pruebas realizadas con ultrasonido, además de no presentar degradación en la resistencia ni diferencias en deformaciones locales.
- El uso de placas de continuidad (Costillas) entre las vigas y las columnas compuestas muestra una adecuada transferencia de esfuerzos desde el punto de aplicación de la carga hasta la zona de panel en la columna, desarrollándose a compresión como se esperaba.
- Las placas de unión muestran una deformación por efecto de apalancamiento de la Viga, deformándose hacia los costados de ésta donde se omitieron costillas de conexión a compresión.
- Se presentaron algunas diferencias en los resultados mostrados en las curvas de histéresis, causados por diferencias milimétricas en la fabricación de los elementos, como cambios en el espesor y ancho de los patines de la viga, originando pequeñas diferencias en rigidez.
- Los resultados al momento de examinar el interior de la columna por la zona de panel muestran que el concreto confinado dentro de la columna compuesta no sufrió daños por la transferencia de esfuerzos, ni se presentaron signos de fisuras adicionales por el efecto de rotación de esta zona.

- El comportamiento histérico de las conexiones muestra una amplia zona de disipación de energía, dejando una trayectoria simétrica en todos los ensayos y superando los rangos de ductilidad esperados para Miembros sísmicamente compactos en zona de amenaza sísmica alta.
- Es necesario realizar un análisis mas detallado en los pernos de la conexión los cuales perdieron apriete luego de los ensayos, el torque generado en los ciclos de carga y descarga superaron la condición de pretensionamiento, originando la necesidad de aumentar la condición inicial de apriete
- Se debe analizar el comportamiento de los apoyos y la diferencia de materiales, ya que estas diferencias generan una condición de cambio de rigidez que puede afectar los resultados al sumar desplazamientos adicionales o presentar condiciones de articulaciones en zonas no previstas.

Recomendaciones

Se deben tener en cuenta las holguras por perforaciones en los elementos, ya que estas pueden ocasionar pequeñas variaciones en las rotaciones y desplazamientos adicionales.

- Los ensayos de calificación de otras conexiones podrían hacerse con el mismo elemento columna ya utilizado, cambiando solo la viga, ya que la degradación de rigidez en estos ensayos no afecto en nada la zona de panel ni el concreto confinado de la columna compuesta.
- Se debe evaluar con detalle cual es el verdadero punto de inflexión en las columnas, ya que se evidenciaron rotaciones en las uniones de los apoyos por la diferencia de espesor entre platinas base.

9. Bibliografía

American Institute of Steel Construction AISC-341-16. (2016b). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (2016.a ed.).

American Institute of Steel Construction AISC 360-16. (2016a). Specification for Structural Steel Buildings (2016.a ed.).

American Institute of Steel Construction AISC 360-16. (2016b). Specification for Structural Steel Buildings (2016.a ed.).

- American Institute of Steel Construction AISC 358-16. (s. f.-a). Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications.
- AISC-16. (2016). Specification for Structural Steel Buildings (Edición 2016).
- Antonio, M., Hernández, P., De Grado, T., Optar, P., El, P., & De, T. (2015). diseño de conexiones de estructuras de acero actualizado al reglamento de construcción sismo resistente nsr-10.
- Delgado, A., & Garza, V. (n.d.). Conexiones Precalificadas en Colombia.
- Design Examples American Institute of Steel Construction. (2014).
- Fema-350. (2000). FEMA 350 - Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings. www.seaoc.org
- Ramírez Ortiz, C., Gutierrez Amador, A. D., & Ramírez Duque, J. L. (2022). Numerical Analysis of the Seismic Behavior of a Steel Beam-to-Concrete-Filled Steel Tubular Column Connection Using External Diaphragms. *Buildings*, 12(8). <https://doi.org/10.3390/buildings12081217>
- Ricles, J. M., Fisher, J. W., Lu, L.-W., & Kaufmann, E. J. (2002). Development of improved welded moment connections for earthquake-resistant design. In *Journal of Constructional Steel Research* (Vol. 58). www.elsevier.com/locate/jcsr
- Vallejo Uribe, M., & Valencia Clement, G. (2009). Calificación de una conexión rígida de una viga I y una columna tubular rellena de concreto bajo la acción de cargas dinámicas Evaluating. *Ingenieria e Investigacion*, 29(1).
- Andrade Garcia, C. (2015). Calificación de conexiones de perfiles I de acero—Viga conectada al eje debil de la columna. Universidad Nacional de Colombia.

Federal Emergency Management Agency. (2000a). Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment—Frame Buildings.

Federal Emergency Management Agency. (2000b). Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment—Frame Buildings.

10. Anexos

10.1 Anexos memorias

10.2 Anexos Planos