



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

**ANÁLISIS NO LINEAL DE CONEXIONES RÍGIDAS ENTRE COLUMNAS DE
SECCIÓN TRANSVERSAL CERRADA Y VIGAS TIPO I SOMETIDAS A CARGA
SÍSMICA**

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
HÉCTOR MENDOZA OLIVARES

TUTOR PRINCIPAL:
DR. JUAN JOSÉ PÉREZ GAVILÁN ESCALANTE
INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

CO-TUTOR:
M. I. RAÚL JEAN PERRILLIAT
FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM

CIUDAD DE MÉXICO, AGOSTO 2018



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. ROBERTO MELI PIRALLA

Secretario: M. I. RAÚL JEAN PERRILLIAT

Vocal: DR. JUAN JOSE PÉREZ GAVILÁN ESCALANTE

1^{er}. Suplente: M. I. OCTAVIO GARCÍA DOMÍNGUEZ

2^{do}. Suplente: DR. ADRÍAN POZOS ESTRADA

Lugar donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

TUTOR DE TESIS:

DR. JUAN JOSÉ PÉREZ GAVILÁN ESCALANTE

FIRMA

DEDICATORIA

A MIS PADRES

HÉCTOR MENDOZA VIDAL Y PAULA OLIVARES HERNÁNDEZ

Como una muestra de cariño, respeto y eterno agradecimiento por mi formación profesional. Gracias por su ejemplo impecable, sus sabios consejos, por la confianza absoluta que tienen en mí, por fomentar en mí el deseo de conocimiento, de superarme constantemente y, sobre todo, por su apoyo incondicional ante cualquier decisión que he tomado. Todo lo que he logrado se los debo a ustedes, es por eso que quiero que sientan que el objetivo que hoy logro es suyo.

A MIS FAMILIARES

ALBERTO MENDOZA MACEDA, RAQUEL VIDAL VERA Y NOREIDA MENDOZA VIDAL

Gracias por su confianza, el apoyo incondicional y sus lecciones de vida. A pesar de nuestra distancia física siempre los tengo presentes, y aunque nos faltaron muchas cosas por vivir, sé que estarían orgullosos de mis logros y de la persona en la cual me he convertido. Estoy seguro de que este momento hubiera sido tan especial para ustedes como lo es para mí.

AGRADECIMIENTOS

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología por haberme otorgado el apoyo económico durante mis estudios de Maestría y este trabajo de investigación.

Al Dr. Juan José Pérez Gavilán Escalante por su valiosa guía, por la confianza y el asesoramiento que me brindó para realizar este trabajo de investigación.

Al M. en I. Raúl Jean Perrilliat por brindarme su tiempo, compartir su experiencia, su conocimiento y por las sugerencias para elaborar este trabajo de investigación.

A mi hermana Paola Mendoza Olivares por ser una gran amiga, por sus consejos y el apoyo incondicional en todo momento. Estoy seguro de que lograrás todo lo que te propongas y sé que tienes un futuro exitoso.

A mi pareja Karen Cholula Cruz por la paciencia, comprensión, apoyo y amor que me brindó durante todo este arduo camino. Gracias por compartir tu vida conmigo y por permanecer a mi lado. Estoy orgulloso de ti y de todo lo que has logrado.

Finalmente, a Oscar Minor García y Gerardo Alavez Pérez por las aportaciones que hicieron posible este proyecto, el tiempo que me brindaron al final de esta etapa y por la gran amistad que me han demostrado.

RESUMEN

En este estudio se investiga el comportamiento cíclico de la conexión con cubre placas y diafragmas pasantes en columnas de sección cuadrada, así como de diferentes configuraciones de esta conexión en donde se somete a la columna a flexión bidireccional. Para cumplir con el objetivo de este trabajo se generaron modelos de elemento finito en el programa ANSYS, tomando en cuenta las recomendaciones del trabajo de Ruiz (2010) y validando los resultados con el estudio experimental de Gholami (2013).

Para definir el comportamiento de los especímenes se obtuvieron curvas momento contra rotación, curvas cortante contra deformación unitaria por cortante en la zona del panel, y se recurre a isovalores de esfuerzos para definir los modos de falla. Además, para los modelos sometidos a flexión bidireccional se determina el valor óptimo del cociente columna fuerte/trabe débil que garantiza que los elementos de la conexión, específicamente las trabes, puedan alcanzar su resistencia máxima; manteniendo las deformaciones inelásticas en el panel dentro de los límites recomendados por el AISC.

Los resultados de los modelos numéricos indican que la rigidez del panel define el comportamiento global de la conexión. Asimismo, se determinó que, para tener un comportamiento adecuado de los especímenes sometidos a flexión bidireccional, la relación columna fuerte/trabe débil debe tener un valor mayor al mínimo especificado por el AISC.

ABSTRACT

In this work, the cyclic behavior of the connection with plates and through diaphragms in square shaped columns is investigated. Different configurations of these connections are analyzed, when the column is loaded with flexure in two directions. The analysis of the connections is made by building finite element models in ANSYS software, following the recommendations of the work done by Ruiz (2010) and validating the results with the experimental study by Gholami (2013).

Moment-rotation curves, as well as curves of shear force versus shear strain in the panel zone were obtained for each specimen to define their behavior. Isovalues of stresses are used to define failure modes. Furthermore, for the elements loaded with flexure in two directions, the optimal value of the ratio strong column/weak beam is obtained so that the elements in the connections, specifically the beams, can reach the maximum strength, maintaining the inelastic deformation in the panel zone under the recommended limit values specified by the AISC.

The results of the numerical models indicate that the stiffness of the panel zone defines the global behavior of the connection. Also, it was determined that the ratio strong column/weak beam should be larger than the minimum specified by the AISC in order to obtain an adequate behavior of the connections.

CONTENIDO

RESUMEN

ABSTRACT

CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN	1
1.1 OBJETIVO GENERAL	2
1.2 ALCANCES.....	2
1.3 CONTENIDO CAPITULAR.....	2
CAPÍTULO 2 ANTECEDENTES Y GENERALIDADES	4
2.1 DEFINICIÓN Y VENTAJA DE LAS COLUMNAS DE SECCIÓN TRANSVERSAL CERRADA.....	4
2.2 DEFINICIÓN DE CONEXIÓN	5
2.3 CLASIFICACIÓN DE LAS CONEXIONES	5
2.4 CLASIFICACIÓN DE MARCOS SISMO-RESISTENTES.....	6
2.5 DESARROLLO DE CONEXIONES RÍGIDAS EN COLUMNAS DE SECCIÓN CERRADA	8
2.6 MÉTODO DE ELEMENTO FINITO (MEF)	15
2.6.1 Material no lineal.....	15
2.7 ANÁLISIS DE ELEMENTO FINITO EN CONEXIONES RÍGIDAS CON COLUMNAS DE SECCIÓN CERRADA	17
2.8 CONEXIONES RÍGIDAS USUALES EN LA ACTUALIDAD	25
2.9 NORMATIVA	27
2.10 CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO.....	27
2.10.1 Diseño de columna fuerte – trabe débil	28
2.10.2 Diseño de zona del panel.....	29
2.10.3 Procedimiento de diseño.....	32
CAPÍTULO 3 CALIBRACIÓN Y VALIDACIÓN DEL MODELO DE ELEMENTO FINITO	38
3.1 MODELO DE PATRÓN.....	38
3.1.1 ETAPA EXPERIMENTAL.....	38
3.1.2 ETAPA NUMÉRICA	43
3.2 CALIBRACIÓN.....	44
3.2.1 DETALLES GEOMÉTRICOS.....	44
3.2.2 MATERIALES	47
3.2.3 MALLADO.....	49
3.2.4 TIPOS DE ELEMENTOS.....	50
3.2.5 CONTACTO	51
3.2.6 CONDICIONES DE FRONTERA	52
3.3 VALIDACIÓN.....	56
CAPÍTULO 4 ANÁLISIS DE MODELOS DE CONEXIONES.....	60
4.1 ELECCIÓN Y DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA CONEXIÓN ESTUDIADA	60
4.1.1 CONEXIÓN CON DIAFRAGMA PASANTE Y CUBRE PLACAS	61
4.1.2 MODELOS DE ESTUDIO	62
4.2 DETALLES GEOMÉTRICOS.....	63

4.3 RESISTENCIA DE LOS MODELOS	65
4.4 MODELOS DE ELEMENTO FINITO.....	67
4.5 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES	68
4.6 PROTOCOLO DE CARGA.....	69
4.6.1 MONÓTONO.....	69
4.6.2 CÍCLICO	70
4.7 ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	71
4.7.1 PARÁMETROS PARA EVALUAR EL COMPORTAMIENTO	71
4.7.2 COMPORTAMIENTO MONÓTONO	72
4.7.3 COMPORTAMIENTO CÍCLICO	77
4.7.4 COMPARACIÓN DE LA CONEXIÓN DE BORDE ANTE CARGA MONÓTONA Y CÍCLICA.....	108
CAPÍTULO 5 CONCLUSIONES	109
REFERENCIAS	112
APÉNDICE A RESISTENCIA DE LOS MODELOS	115

CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN

Los marcos de acero resistentes a momento son usados generalmente como parte de un sistema sismo-resistente en el diseño de edificios sometidos a sismos de gran intensidad; por lo tanto, este tipo de estructuras deben diseñarse para que tengan la capacidad necesaria para soportar las acciones gravitacionales y adicionalmente las solicitaciones accidentales a las que puedan estar sujetas durante su vida útil, siempre con un grado de seguridad adecuado.

El diseño estructural de un edificio ubicado en una zona de alta sismicidad generalmente no se hace con base en criterios de comportamiento elástico. Por el contrario, cuando un edificio se encuentra sometido a fuerzas sísmicas, se espera que la energía introducida por el sismo se disipe a través de un comportamiento inelástico de sus elementos, específicamente a través de la formación de articulaciones plásticas en las trabes, para que este comportamiento pueda lograrse, la conexión rígida entre los elementos principales debe tener una resistencia, rigidez, rotacional adecuada y, evitar una falla tipo frágil.

En la actualidad en muchos países ubicados en zonas de alta sismicidad es una práctica común utilizar columnas de sección transversal cuadrada o rectangular (ya sean *HSS* o cajón) que formen parte de marcos resistentes a momento; la razón principal es su alta resistencia a flexión biaxial. Hasta antes del año 2000 se habían realizado pocas pruebas analíticas y experimentales utilizando este tipo de columnas.

Para lograr una conexión rígida entre columnas de sección cerrada y las trabes es necesario colocar placas de continuidad o diafragmas; básicamente existen de tres tipos: interno, externo y pasante, (ver figura 1.1). En este trabajo se estudiará la conexión rígida entre trabe columna con diafragma pasante. Los diafragmas o placas de continuidad que atraviesan a la columna a nivel de los patines de la trabe proporcionan una continuidad sin afectar las paredes de la columna.

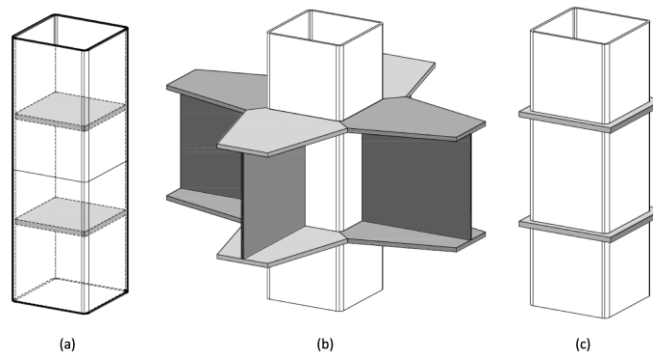


Figura 1.1. Conexiones rígidas a momento con diferentes tipos de diafragmas (a) diafragma interno (b) diafragma externo (c) diafragma pasante [1].

Este tipo de investigaciones se puede realizar de dos formas, la primera con modelos experimentales, pero las pruebas pueden llegar a ser complejas, lo que implica un costo elevado y un extenso periodo de tiempo para realizarlas. En los últimos años la simulación numérica mediante elementos finitos ha demostrado ser una alternativa confiable para reproducir el comportamiento de modelos realizados en el laboratorio.

Existe una gran cantidad de investigaciones en donde los modelos experimentales sirven para calibrar a los modelos analíticos; una vez que se comprueba que los resultados son bastantes similares, se procede

a realizar modelos analíticos variando la geometría de la conexión o se generan modelos más complejos que serían difíciles de llevar a cabo de forma experimental.

Los modelos numéricos de ninguna manera pueden sustituir a los ensayos experimentales, debido a que tienen limitaciones, un ejemplo de esto es que no toman en cuenta la fragilidad de las soldaduras. Sin embargo, los modelos analíticos sirven para evitar o reducir posibles errores en el laboratorio y disminuir el número de especímenes físicos.

En esta investigación se estudia el desempeño de la conexión cuando se somete a carga cíclica y también se analiza la relación columna fuerte/trabe débil que se propone en el AISC. El propósito es generar recomendaciones de diseño; para cumplirlo se realizan análisis no-lineales con el método de elemento finito. La geometría de los modelos se genera en el programa Autodesk Inventor y posteriormente se exporta al programa ANSYS para hacer el análisis.

1.1 OBJETIVO GENERAL

En este trabajo de investigación tiene dos objetivos, el primero es observar el comportamiento monótono y cíclico de la conexión con diafragma pasante y cubre placas; el segundo es evaluar el comportamiento de la zona del panel cuando la columna se somete a flexión biaxial. Con el fin de cumplir los objetivos se estudian cuatro configuraciones asociadas con la conexión antes mencionada: 1) conexión de borde con una trabe, 2) conexión de esquina con dos trabes, 3) conexión de borde con dos trabes paralelas, 4) conexión interior con cuatro trabes.

1.2 ALCANCES

Obtener curvas momento-rotación y curvas cortante-deformación unitaria por cortante para los modelos generados cuando actúan sobre ellos carga de tipo cíclica. Para describir los modos de falla de los modelos se recurre a isovalores de esfuerzos definidos por Von Mises.

Para las conexiones interiores se determina el valor óptimo del cociente columna fuerte/trabe débil que garantiza que los elementos de la conexión, específicamente las trabes, puedan alcanzar su resistencia máxima y que las deformaciones inelásticas en el panel de la columna estén dentro de los límites recomendados por el AISC.

En todos los modelos que se generen se mantendrán constantes las dimensiones de la trabe, cubre placas, placas de cortante y el espesor de los diafragmas; únicamente se va a variar la inercia de la columna y las dimensiones en plante de los diafragmas pasantes, esto con el propósito de estudiar las diferencias en comportamiento de la zona del panel. Se considera que tanto los perfiles como las placas de conexión son de acero ASTM A572 Gr 50, y que todos los elementos se unen con soldadura.

La soldadura de filete y de penetración completa no serán simuladas, asumiendo que la falla no se presenta en estos elementos. Tampoco se toma en cuenta el efecto que puede generar algún gradiente de temperatura sobre el comportamiento del material.

1.3 CONTENIDO CAPITULAR

En el segundo capítulo se describen las ventajas de las columnas de sección cerrada sobre columnas de sección abierta. Se define qué es una conexión y una junta según lo que especifican las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Acero 2004. Se presentan las diferentes formas de clasificar a las conexiones; y se hace énfasis en la clasificación de acuerdo con la forma de trabajo. Se define el Método de Elementos Finitos y se describe brevemente en que consiste este método numérico;

también se comentan las consideraciones que deben tomarse en cuenta para realizar un análisis no lineal. Posteriormente se presenta una revisión de los estudios analíticos y experimentales sobre conexiones rígidas en columnas de sección transversal cerrada realizados en México y en el extranjero. Finalmente se presentan las metodologías de análisis y los criterios de diseño para las conexiones que aquí se analizan.

En el tercer capítulo se describe la fase experimental y numérica del estudio realizado por Gholami (2013). Después se genera un modelo de elemento finito que tiene las mismas características que el estudio experimental, con el propósito de calibrar para obtener un comportamiento similar, y finalmente validar los resultados obtenidos comparando la curva momento-rotación de la fase experimental con la de la fase numérica. Además, se describen de forma detallada todas las características del modelo a validar, como son la geometría, el material, tipo de malla, tipo de elementos, contactos y condiciones de frontera.

En el cuarto capítulo se escoge la conexión con diafragmas pasantes y cubre placas como objeto de estudio; se generan catorce modelos de esta conexión con cuatro configuraciones diferentes, que incluyen conexiones interiores y de borde. Solo el modelo de borde con una trabe conectada, que es el más simple, es simulado bajo carga monótona y cíclica; el resto de los especímenes sólo se somete a carga cíclica. Los resultados se presentan con curvas momento-rotación y curvas de cortante en el panel-contra rotación en el panel. Los modos de falla se exponen a través de isovalores de esfuerzos definidos por Von Mises.

En el capítulo cinco se presentan los comentarios y conclusiones sobre la conexión con diafragmas pasantes y cubre placas, así como de las diferentes configuraciones que se analizan en este trabajo de investigación.

CAPÍTULO 2 ANTECEDENTES Y GENERALIDADES

2.1 DEFINICIÓN Y VENTAJA DE LAS COLUMNAS DE SECCIÓN TRANSVERSAL CERRADA

Las columnas de sección transversal cerrada pueden ser de dos tipos, el primero es la denominada “cajón”, formada por cuatro placas soldadas con penetración completa, generalmente son secciones rectangulares o cuadradas. El segundo tipo, es una sección estructural hueca (*Hollow Structural Section*) formada en frío, comúnmente llamada tubo y puede ser cuadrada, rectangular, circular e incluso elíptica. Cuando el perfil HSS es rectangular o cuadrado las esquinas son redondeadas y el espesor de la pared es uniforme alrededor de la sección. Los perfiles HSS se forman a partir de una placa plana de acero que va cambiando gradualmente de forma; cuando se tiene la forma deseada se procede a soldar los bordes para finalmente obtener el perfil. En la figuras 2.1 se muestra esquemáticamente el proceso de fabricación para ambos tipos de columnas. El término HSS se utiliza predominantemente en Estados Unidos y Canadá.

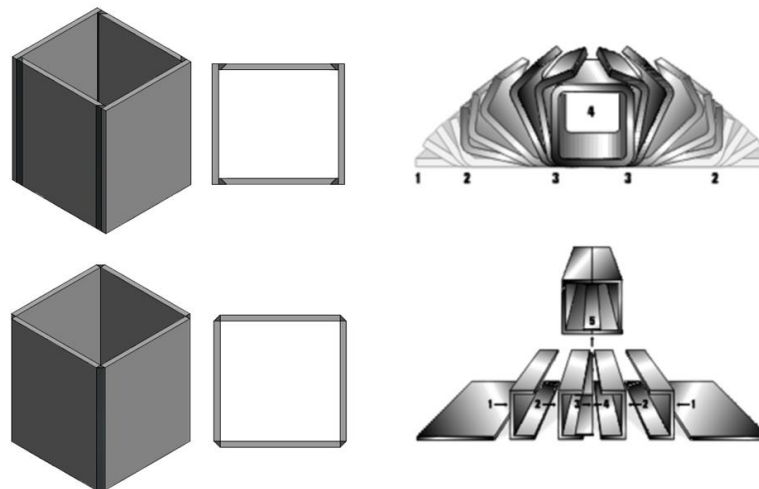


Figura 2.1. Proceso de fabricación para columnas de sección cerrada; del lado izquierdo columnas tipo cajón y del lado derecho columnas HSS.

¿Por qué utilizar perfiles de sección transversal cerrada como columnas si las columnas tipo H han sido ampliamente estudiadas y han demostrado tener un buen comportamiento después de las mejoras realizadas tras el sismo de Northridge y Kobe?

La ventaja de las secciones tubulares, ya sean cuadradas, rectangulares o circulares, es que el radio de giro alrededor del eje menor es considerablemente mayor que el de una sección H, para un tamaño y área similares, esto implica una relación de esbeltez mucho menor para la misma longitud efectiva. Por lo tanto, se tiene una mayor capacidad de soportar compresión sin sufrir inestabilidad, es decir, pandeo del elemento. Otra ventaja es que, si la columna está sometida a momento respecto a dos ejes perpendiculares, los perfiles de sección cerrada tienen un mayor momento de inercia respecto al eje débil comparadas con las secciones tipo I [2].

Por lo antes mencionado se concluye lo siguiente: al utilizar perfiles de sección cerrada como columnas en lugar de secciones abiertas, se tiene una mayor capacidad para resistir una carga aplicada en el eje centroidal o un ahorro considerable de peso [2].

2.2 DEFINICIÓN DE CONEXIÓN

La estructura de un edificio tiene como objetivo transmitir las cargas gravitacionales y accidentales (sismo o viento) desde su origen hasta la subestructura o cimentación y posteriormente transmitir las al terreno. La función de cada elemento que forma parte de la estructura es resistir las cargas que actúan sobre él, y la forma en que se transmiten las cargas a los elementos adyacentes es a través de las conexiones. El propósito de las conexiones es transmitir los momentos flexionantes, fuerzas cortantes y fuerzas normales entre traveses y columnas, esto tiene como consecuencia que todos los elementos de la estructura trabajen en conjunto.

Las NTC-RCDF-2004 definen a la conexión como “el conjunto de elementos que unen cada miembro a la junta: placas o ángulos por patines o alma, soldaduras, tornillos”. La junta se define como “la zona completa de intersección de los miembros; en la mayoría de los casos, esta zona es la parte de la columna, incluyendo atiesadores y placas de refuerzo del alma, cuando las haya, que queda comprendida entre los planos horizontales que pasan por los bordes superior e inferior de la trabe de mayor peralte”.

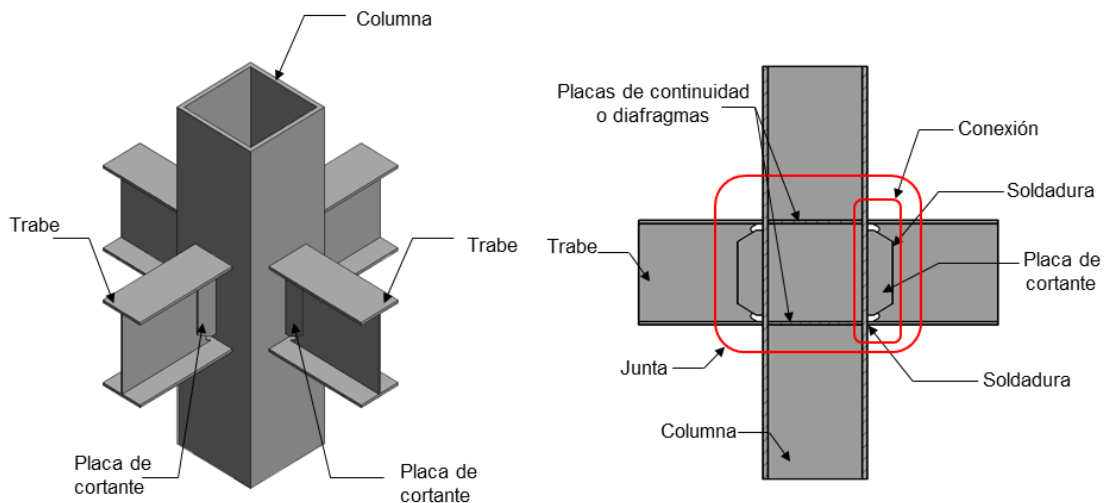


Figura 2.2. Definición de junta y conexión [3].

2.3 CLASIFICACIÓN DE LAS CONEXIONES

Héctor Soto (2009) menciona que existen diferentes formas de clasificar las conexiones, a continuación, se muestran algunos criterios que pueden seguirse:

- **Por su forma de trabajo:** rígidas, semirrígidas o articuladas.
- **Por la fuerza que transmiten:** tensión, compresión, flexión y cortante.
- **Por el tipo de elemento de unión o sujetador:** remache (en desuso), soldadura y tornillos de alta resistencia.

A continuación, se describen las conexiones por su forma de trabajo:

- **Articuladas o simples:** son muy flexibles y se supone que permiten girar los extremos de la viga. Aunque las conexiones simples tienen cierta resistencia al momento (o resistencia a rotar en los extremos), se supone que es insignificante, y se consideran capaces de resistir solamente fuerza cortante.
- **Rígida:** Son aquellas que teóricamente no permiten rotación en los extremos de la trabe y transfieren casi 100% del momento de empotramiento.

- **Semirrígidas:** Tienen un comportamiento intermedio entre las uniones rígidas y articuladas. Es decir, pueden transmitir todo tipo de esfuerzos, pero los incrementos en los giros y en los desplazamientos no pueden ser despreciados.

Este trabajo está enfocado en estudiar y analizar conexiones rígidas entre columnas cuadradas (tipo cajón o HSS) y traveses tipo H. La figura 2.3 muestra algunos ejemplos de conexiones rígidas, la primera corresponde a una conexión con patines libres soldados directamente al patín de la columna, la segunda es una conexión con placas horizontales o cubre placas y la tercera una conexión con placa extrema.

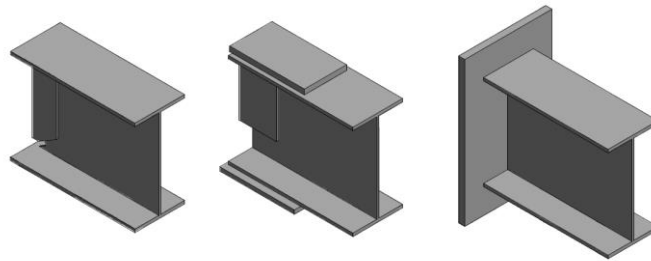


Figura 2.3. Ejemplos de conexiones rígidas.

Para lograr una conexión rígida entre columnas de sección cerrada y las traveses es necesario colocar placas de continuidad o diafragmas en las columnas; la función de las placas de continuidad es proporcionar rigidez a la conexión y transferir las fuerzas axiales de tensión y compresión derivadas del momento flexionante de los patines de la trabe al patín de la columna. Básicamente existen tres tipos de diafragmas: interno, externo y pasante, (ver figura 1.1).

La mayor desventaja que se tiene al utilizar secciones cerradas como columnas, es la colocación de las placas de continuidad o diafragmas para lograr una conexión rígida, por las dificultades de fabricación y el tiempo que conlleva colocarlas.

Sin embargo, si una trabe se conecta directamente a la columna cajón o HSS, y no se utiliza alguno de los diafragmas antes mencionados, se presentaría una falla prematura en la unión antes de alcanzar el momento plástico en la trabe. Por lo tanto, la conexión no cumpliría con los requerimientos para ser considerada rígida; esto implica que no podría ser utilizada en marcos ubicados en zonas de alta sismicidad.

En esta investigación se estudia el comportamiento de conexiones rígidas con cubre placas para transferir las fuerzas axiales de los patines de la trabe a la columna, y se utilizan diafragmas pasantes para proporcionar rigidez a la conexión. Todos los elementos que componen la conexión se unen a través de soldadura.

2.4 CLASIFICACIÓN DE MARCOS SISMO-RESISTENTES

De acuerdo con el *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* existen tres tipos de marcos resistentes a las fuerzas sísmicas, estos son: marcos especiales a momento (SMF), marcos intermedios a momento (IMF) y marcos ordinarios a momento (OMF), a continuación, se describe brevemente cada uno de ellos:

- **Marcos especiales a momento (SMF):** se espera que en este tipo de marcos se presenten grandes deformaciones inelásticas cuando son sometidos a las fuerzas generadas por el sismo de diseño. Las uniones trabe columna deben satisfacer los siguientes requisitos: la resistencia a

flexión de la conexión, medida en el paño de la columna, deberá ser al menos $0.8M_p$ de la trabe conectada para una rotación inelástica de al menos 0.04 radianes.

- **Marcos intermedios a momento (IMF):** para este tipo de marcos se espera que los elementos y sus conexiones presenten deformaciones inelásticas limitadas cuando son sometidos a las fuerzas generadas por el sismo de diseño. La rotación inelástica mínima en las conexiones es de 0.02 radianes.
- **Marcos ordinarios a momento (OMF):** este tipo de marcos tienen un comportamiento limitado cuando son sometidos a cargas sísmicas, se espera que los elementos que lo componen y sus conexiones presenten deformaciones inelásticas mínimas. Las conexiones deben alcanzar una rotación inelástica de 0.01 radianes [4].

La equivalencia de los marcos especiales a momento en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas 2004 del Distrito Federal son las estructuras tipo 1, comúnmente designadas como marcos rígidos de ductilidad alta. En las NTC se especifica que este tipo de estructuras se caracteriza por tener una capacidad importante de deformación inelástica ocasionada por la fluencia en flexión de traveses y por la fluencia limitada de las zonas del panel en las columnas.

Se da el nombre de “zona del panel” a la parte de la columna que queda comprendida entre los planos horizontales interiores que pasan por los bordes superior e inferior de la trabe de mayor peralte de las que concurren en el nudo. Ver figura 2.4.

Las uniones con placas horizontales o cubre placas cumplen con los requisitos de los marcos especiales a momento (SMF) o marcos rígidos de ductilidad alta, por lo tanto, este tipo de conexiones pueden utilizarse en zonas de alta sismicidad.

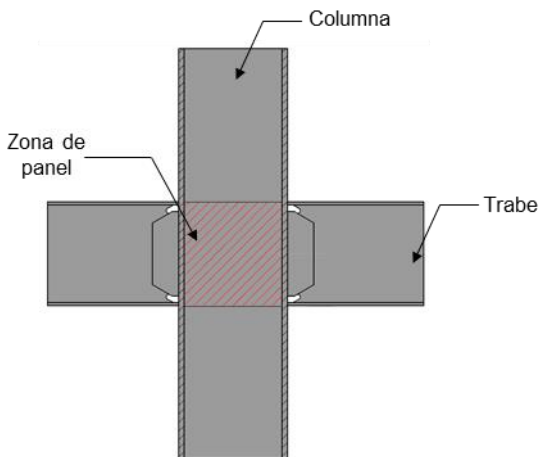


Figura 2.4. Zona del panel.

2.5 DESARROLLO DE CONEXIONES RÍGIDAS EN COLUMNAS DE SECCIÓN CERRADA

Después de que ocurriera el sismo de Northridge (Estados Unidos) en 1994 y el sismo de Kobe (Japón) en 1995 muchas de las conexiones rígidas entre traveses y columnas utilizadas hasta ese momento presentaron daños severos. Este tipo de conexiones se habían diseñado para que presentaran un comportamiento dúctil, pero durante los eventos sísmicos exhibieron un comportamiento frágil.



Figura 2.5. Conexiones dañadas tras el sismo de Northridge [3].

La conexión ampliamente utilizada antes de que se presentaran estos sismos fue la denominada *bolted web and welded flange*. Las fallas en esta conexión se iniciaron en la soldadura de penetración completa para conectar los patines y en la raíz de los orificios de acceso para la soldadura que se hacen en el alma de la trabe. Se demostró que estos orificios eran susceptibles a fallas debido a soldaduras defectuosas, esfuerzos residuales y concentración de esfuerzos. Por lo anterior, se determinó que este tipo de conexión no tenía suficiente capacidad de rotación inelástica y presentaba fallas frágiles. [5]

La geometría de los orificios de acceso para la soldadura se mejoró con el propósito de evitar concentraciones de esfuerzos que provocaran fallas frágiles. Muchos de los estudios que se realizaron posteriormente se enfocaron en mejorar el comportamiento de las conexiones, principalmente en lograr un comportamiento dúctil en la trabe; para lograrlo se plantearon dos caminos, el primero, fortalecer la conexión y el segundo, debilitar la trabe.

Cabe señalar que en la mayoría de los estudios sólo se utilizaron columnas con sección transversal tipo H. Hasta el año 2000 la literatura sobre el comportamiento de las conexiones entre columnas cerradas y traveses tipo I era limitada. En 1995 los investigadores White y Fang realizaron algunas pruebas para estudiar el comportamiento de las conexiones en tubos cuadrados. Chen y Lin (1990) estudiaron la efectividad de los diafragmas externos comparados con los diafragmas internos en las conexiones a momento entre columnas cajón y traveses tipo I. [6]

Shanmugam y Ting (1995) realizaron una investigación analítica y experimental sobre el comportamiento de conexiones entre traveses de sección I y columnas tipo cajón, reforzada externamente con dos secciones T colocadas a ambos lados de la trabe tanto en la parte superior como inferior; los patines de la sección de refuerzo (sección T) estaban soldados al borde de la columna y el alma de dicha sección al patín de la trabe, ver figura 2.6.

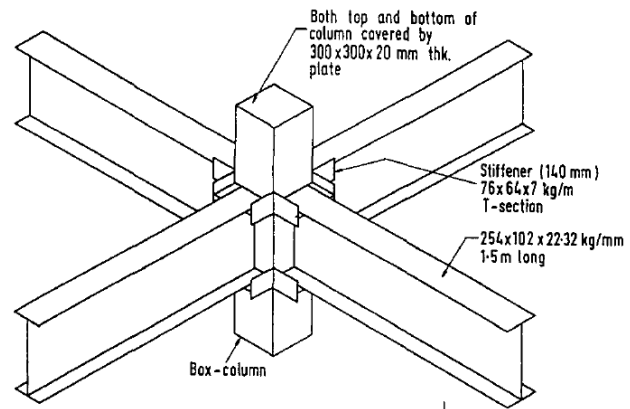


Figura 2.6. Especimen de pruebas tipo [6].

La parte experimental consistió en cuatro especímenes que representaban conexiones interiores. Los modelos estaban formados por

una columna conectada por los cuatro lados con traveses de sección I y rigidizadas como se mencionó anteriormente. Las cuatro columnas tenían la misma sección transversal, los modelos se dividieron en dos pares, cada par contaba con una misma sección para traveses y para las secciones T. Los cuatro modelos se llevaron a la falla, dos de ellos bajo carga monótona creciente y los otros dos bajo carga cíclica.

Los resultados de esta investigación mostraron que con el refuerzo propuesto para la conexión las traveses pueden alcanzar el momento plástico, y se obtiene un comportamiento dúctil. Cuando el ancho de la trabe más el peralte de las secciones T igualan el ancho de la columna, la concentración de esfuerzos se transfiere a las almas de la columna tipo cajón. El comportamiento histerético debido a la carga cíclica demostró que era estable y que no había degradación de rigidez drástica hasta la falla.

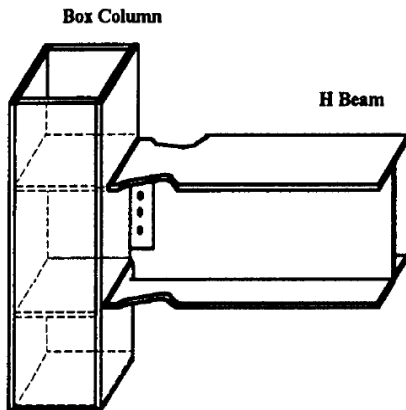


Figura 2.7. Conexión propuesta por Sheng-Jin, Yea y Chu [36].

Un año más tarde en Taiwán Sheng-Jin, Yea y Chu (1996) propusieron reducir los patines de la sección transversal de la trabe para obtener un momento resistente ligeramente menor en esta sección que la demanda de momento requerido, ver figura 2.7. Esto provoca que la articulación plástica se forme en la sección transversal reducida, evitando la plastificación de la trabe cerca del patín de la columna.

En la investigación se probaron cinco especímenes con diafragma interno conservando la misma sección transversal para traveses y columnas, el único parámetro variable fue la reducción a ambos patines de la trabe. Todos los especímenes se sometieron a cargas cíclicas para simular que estaban sometidos a cargas sísmicas.

Se concluye que la deformación plástica forzada evita la concentración de esfuerzos en la soldadura. Los investigadores comentan que reducir el ancho de los patines tiene como consecuencia la disminución de la rigidez en un 3%, por lo tanto, puede considerarse despreciable.

Una alternativa para evitar concentraciones de esfuerzos en el patín de la columna, específicamente en las esquinas de los patines de la trabe, es incrementar en el extremo de la trabe el ancho de los patines de forma gradual desde una determinada distancia hasta el borde o patín de la columna (ver figura 2.8). Este detalle propicia que la articulación plástica se forme alejada del paño de la columna.

En Japón Naoki Tanaka (2002) propuso un método para diseñar la longitud óptima de este ensanchamiento en los patines de la trabe. Su investigación está basada en resultados experimentales de veintinueve modelos, doce del autor y el resto de otros investigadores; los especímenes en los que se basa la investigación contaban con diafragmas internos y pasantes.

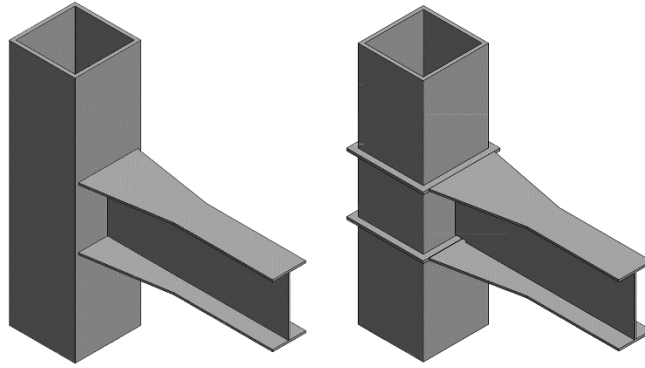


Figura 2.8. Trabe con ensanchamiento en el extremo, del lado izquierdo diafragma interno y del lado derecho diafragma pasante.

La longitud óptima del ensanchamiento se obtiene comparando la resistencia al pandeo local del patín, el pandeo de alma de la trabe y la fractura perpendicular o diagonal al eje de la trabe. En la investigación se llega a dos conclusiones, la primera es que utilizando una longitud de ensanchamiento pequeña no hay mejora importante en el comportamiento de la conexión, y la segunda que la longitud óptima recomendada para la cartela está entre el 25% y 35% del peralte de la trabe.

Cheng-Chih en conjunto con Lin y Tsai (2004) en Taiwán probaron seis especímenes con diafragmas internos, en todos se utilizó el mismo tipo de sección para traveses y columnas. En el primer modelo la trabe fue soldada directamente al patín de la columna sin ningún tipo de refuerzo, los cinco restantes se reforzaron con cartelas de diferentes dimensiones. En la figura 2.9 se muestra un esquema del tipo de refuerzo que se estudió.

Los investigadores concluyeron que la conexión sin refuerzo falla de una manera frágil debido a la fractura que se presenta en la soldadura de penetración completa cerca de los orificios de acceso, porque existe una gran concentración de esfuerzos en esas zonas. Se determinó que la conexión con cartelas previene la falla frágil y mejoran el comportamiento histerético.

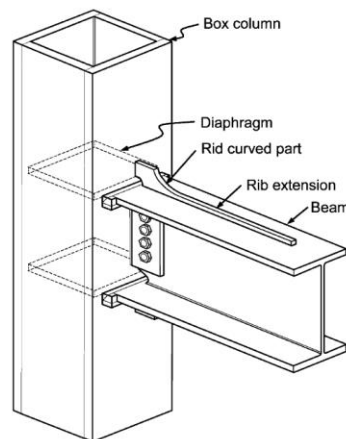


Figura 2.9. Esquema de conexión reforzada con cartela vertical [5].

Un año después Chen et al. (2005) analizaron la conexión tipo “árbol” compuesta por un tramo corto de la misma sección que de la trabe, conocido como “muñón”, fabricado y soldado directamente a los patines de la columna en taller. Posteriormente en obra la “viga de unión” se conecta a través de soldadura o tornillos, ver figura 2.10. Una ventaja que se obtiene al utilizar los tornillos para conectar la viga de unión es que se tiene una mayor velocidad en el montaje por lo tanto se disminuyen los costos.

Los investigadores comentan que algunas conexiones tipo árbol resultaron dañadas después del sismo de Kobe. Se observaron fallas tipo frágiles en soldaduras hechas en taller, aunque se creía que este tipo de soldadura tenía mejor calidad que las realizadas en campo. En esta investigación se eliminan los orificios de acceso para la soldadura en el alma de las trabes y se incrementa el ancho de los patines desde una determinada distancia hasta el patín de la columna. Se utilizaron cuatro especímenes con diafragma interno, uno de ellos sin ningún tipo de refuerzo, es decir, sin incrementar el ancho de los patines; en los tres especímenes restantes se varía la geometría del refuerzo, ver figura 2.11.

Los modelos fueron sometidos a carga cíclica según las especificaciones AISC *Seismic Provisions*. Los resultados de la investigación muestran que las conexiones propuestas disminuyen de una manera importante la posibilidad de una falla frágil, tal como como ocurría en las conexiones utilizadas antes del sismo de Northridge. Con el refuerzo propuesto se presentan esfuerzos de fluencia y plastificación en la parte curva del ensanchamiento de los patines, por lo tanto, la articulación plástica se forma en un lugar adecuado, lejos del paño de la columna. Todos los especímenes tuvieron un comportamiento dúctil antes de llegar a la falla.

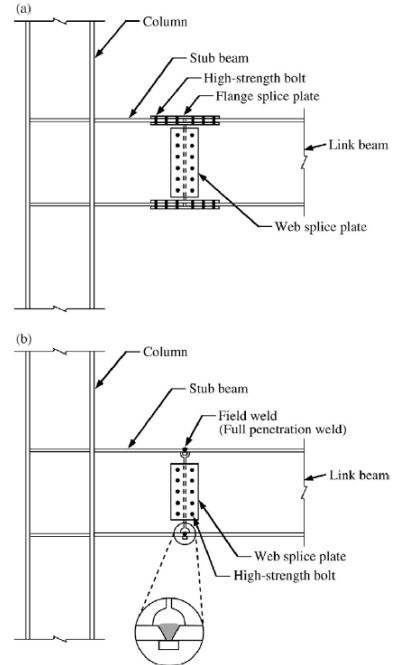


Figura 2.10. Conexiones tipo árbol [7].

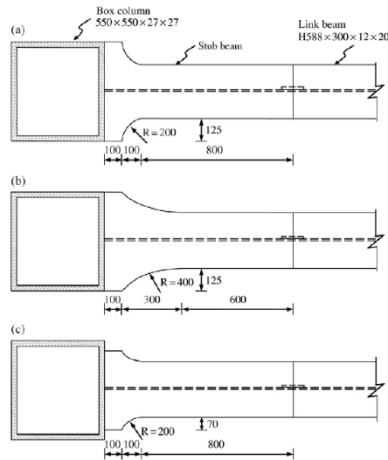


Figura 2.11. Modelos de las conexiones tipo árbol [7].

En Irán M. Gholami, Deylami y M. Tehranizadeh (2013) probaron tres especímenes con la configuración que se muestra en la figura 2.12, esta propuesta tiene la ventaja de que puede ser fabricada en obra. La geometría de las cubre placas es propuesta de tal forma que todas las soldaduras se puedan realizar en campo en posición horizontal. En los modelos se conservan las mismas secciones para trabes y columnas,

se utilizan diafragmas internos para rigidizar la conexión y sólo se varia la longitud de las cubre placas. Trabes y columnas estaban formadas por placas soldadas.

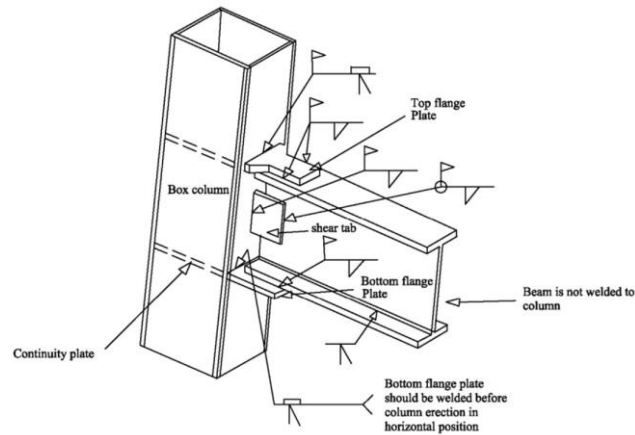


Figura 2.12. Conexión a momento fabricada en campo [8].

Los especímenes fueron sometidos a la secuencia de carga propuesta por el AISC; todos ellos mostraron un comportamiento dúctil y alcanzaron una resistencia mayor al 80% del momento plástico de la trabe para una distorsión del 4%; por lo tanto, la conexión puede ser utilizada en marcos especiales resistentes a momento según las especificaciones del AISC *Seismic Provisions*.

Con las pruebas se pudo observar que la articulación plástica en la trabe se forma en la nariz de la cubre placa (borde no conectado con el patín de la columna); esto es favorable porque evita daño en las soldaduras de penetración completa que unen las cubre placas con el patín de la columna. Los autores comentan que colocar un cordón de soldadura de filete en la nariz de la cubre placa reduce la deformación plástica al final de la soldadura de filete longitudinal y como consecuencia previene el desgarramiento de la trabe en esta zona.

En el mismo año y también en Irán, Saneei Nia, Ghassemieh y Mazroi (2013) estudiaron la conexión pre calificada WUF-W en columnas tipo cajón con diafragma interno, ver figura 2.13. En este trabajo se estudian conexiones de extremo correspondientes al diseño de tres edificios con la misma geometría en planta, pero diferente número de niveles. Las conexiones se clasificaron en las siguientes categorías: conexiones para edificios de baja, mediana y gran altura; con siete, doce y veinte niveles respectivamente. Se probaron seis especímenes, dos por cada categoría. La figura 2.14 muestra las secciones transversales de los elementos propuestos para cada categoría.

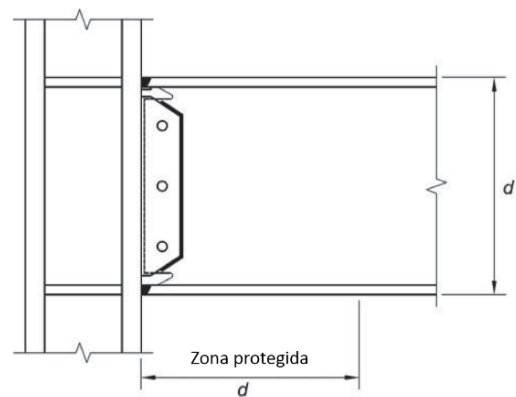


Figura 2.13. Conexión a momento WUF-W [49].

Todos los modelos se sometieron a la secuencia de carga cíclica propuesta por el AISC y los resultados demostraron que se puede considerar la conexión como rígida, porque en todos los especímenes se obtiene una resistencia mayor al 80% del momento plástico de la trabe asociado a una rotación de 0.04 rad. La placa de cortante propuesta por el AISC añade rigidez al alma de la trabe y provoca que la articulación plástica se forme a una distancia aproximada de un peralte medida desde el patín de la

columna. Es importante destacar que en los modelos no se presentan fracturas en las soldaduras de penetración completa que conectan los patines de la trabe a la columna.

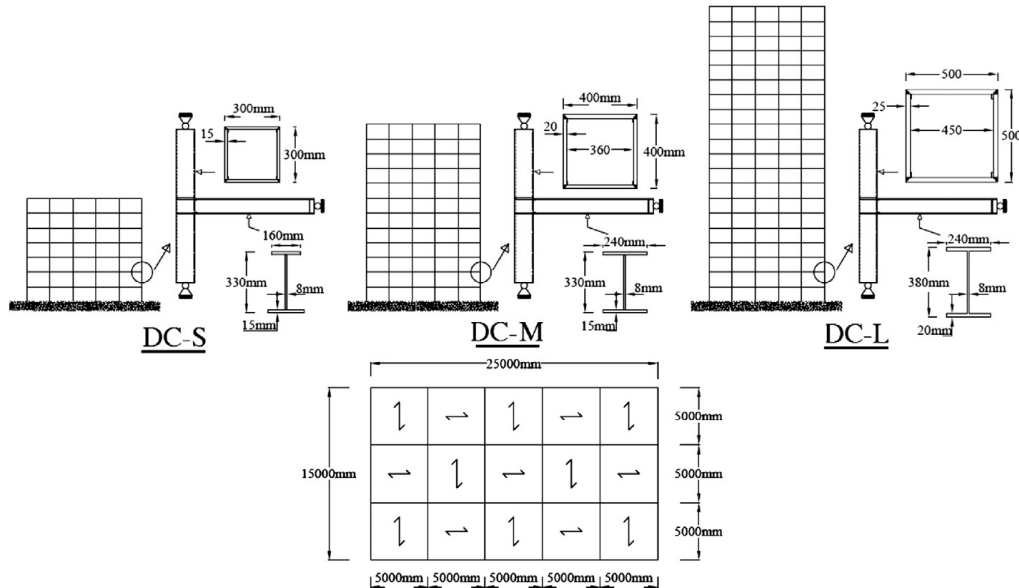


Figura 2.14. Conexión exterior para edificio de siete, doce y veinte niveles [9].

En nuestro país existen pocas investigaciones sobre el tema; una de ellas se realizó en la Universidad Autónoma Metropolitana- Azcapotzalco en donde los investigadores Isaac Martín del Campo y Alonso Gómez Bernal estudiaron tres tipos de conexiones soldadas con perfiles HSS y traveses I. En la primera conexión la trabe es conectada directamente a la columna y no existe diafragma de ningún tipo, la segunda cuenta con diafragma externo y la tercera con diafragma interno; en todos los modelos se utilizaron los mismos perfiles para traveses y columnas. Las conexiones se sometieron a carga cíclica y se obtuvieron curvas momento-rotación. En la figura 2.15 se pueden observar los tres especímenes que se estudiaron.

Con los resultados de las pruebas se puede apreciar que para la conexión directa y sin diafragma la resistencia de la conexión que se obtiene es menor al 50% del momento plástico de la trabe, por lo tanto, no puede considerarse rígida, los autores mencionan que la conexión debería considerarse como semirrígida, o como simple (articulada) si el espesor de las placas de la columna es muy delgado.

Para la conexión reforzada con el diafragma exterior se observó que se alcanza una resistencia del 95% del momento plástico de la trabe asociado a una rotación mayor a 0.04 radianes, por lo tanto, puede considerarse rígida.

El espécimen número tres, en el cual se coloca el diafragma interno, la resistencia es tres veces mayor comparada con la que se obtiene en el espécimen uno y por supuesto también es más rígida, pero después de que se presenta la falla de la soldadura que une el diafragma interno con la columna, disminuye drásticamente la resistencia y la rigidez, presentándose una falla frágil al igual que en el espécimen uno.

Por lo tanto, se concluyen dos cosas: la primera es que la conexión sin diafragma y la conexión con diafragma interno no deben formar parte del sistema estructural de un edificio sometido a fuerzas sísmicas importantes, en especial si se diseñan para ductilidades altas, porque la falla que presentaría en las conexiones sería tipo frágil; la segunda es que la conexión con diafragma externo puede utilizarse en marcos de acero rígidos de ductilidad alta.

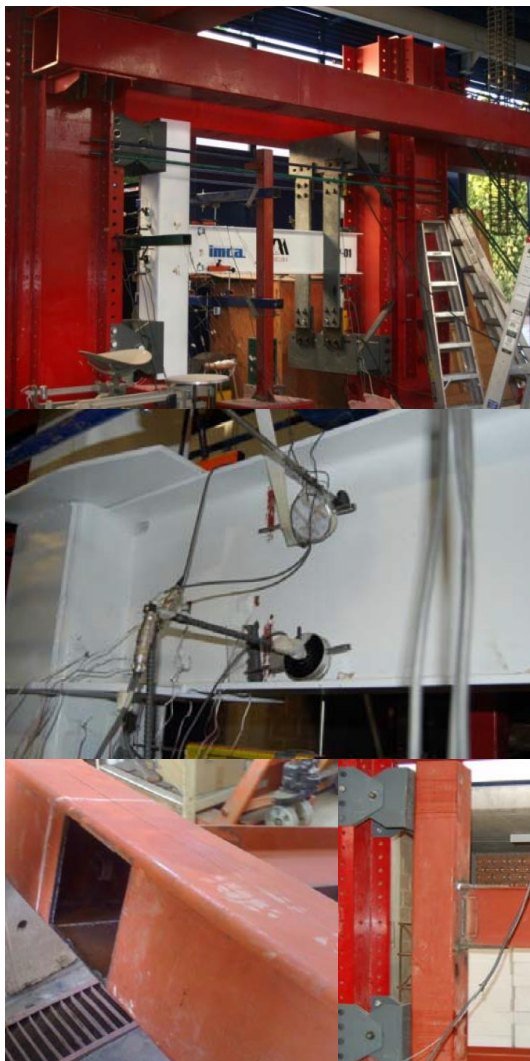


Figura 2.15. Especímenes ensayados en la UAM-A. En orden descendente, el primero corresponde a la conexión sin diafragma, el segundo al diafragma externo, y el último al diafragma interno [10].

2.6 MÉTODO DE ELEMENTO FINITO (MEF)

El proceso de análisis y diseño puede realizarse a través de objetos reales o con modelos que representen ciertas características de dichos objetos. Existen modelos a una escala menor que son denominados modelos físicos, otro tipo de modelos son los matemáticos, estos se caracterizan con ciertas propiedades para describir el comportamiento real del objeto en estudio. Los modelos matemáticos simples pueden ser resueltos de manera analítica, pero si los modelos son complejos es necesario utilizar métodos numéricos para poder obtener la solución. El análisis de elemento finito es uno de esos métodos numéricos usados para resolver modelos matemáticos complicados [11].

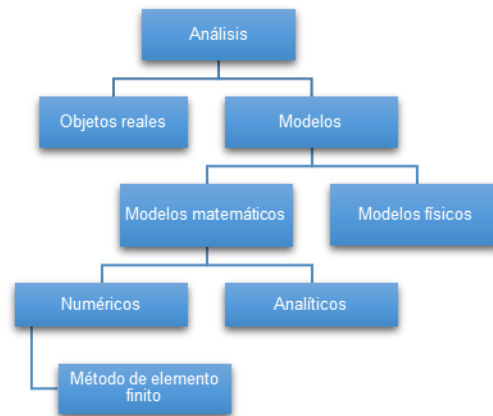


Figura 2.16. Tipos de análisis [11].

El método de elemento finito (MEF) es una técnica numérica para resolver problemas asociados a un problema físico sobre geometrías complicadas; es una herramienta de análisis que permite obtener soluciones aproximadas a una amplia variedad de problemas de mecánica. El MEF utiliza el método de rigideces para obtener la solución a un determinado problema de análisis.

2.6.1 Material no lineal

Un material no lineal no sigue una relación lineal entre el esfuerzo y la deformación unitaria, y tampoco tiene un módulo de elasticidad constante. Las propiedades de un material no lineal dependen de qué relación esfuerzo-deformación se asuma para el material del modelo. El modelo más simple de un material no lineal corresponde al elastoplástico, en este se asume una relación lineal entre el esfuerzo y deformación hasta que se alcance el esfuerzo de fluencia, a partir de este punto el esfuerzo permanece constante independientemente de la deformación unitaria que se presente.

En un modelo bilineal se requieren dos módulos: el elástico y el plástico, ver figura 2.17 El primero también es conocido como módulo de Young. El segundo se activa cuando en un elemento se excede el esfuerzo de fluencia especificado. Algunos materiales como el acero estructural experimentan un endurecimiento por deformación después de que se presenta la plasticidad. En este tipo de materiales la respuesta del sistema a las grandes deformaciones difiere de un modelo bilineal. Por lo tanto, se requiere un modelo trilineal con un tercer módulo llamado de “endurecimiento” [12], ver figura 2.18. Todos los materiales con más de dos módulos se clasifican como multilineales. Este tipo de modelos se introduce usando pares de datos esfuerzo-deformación unitaria.

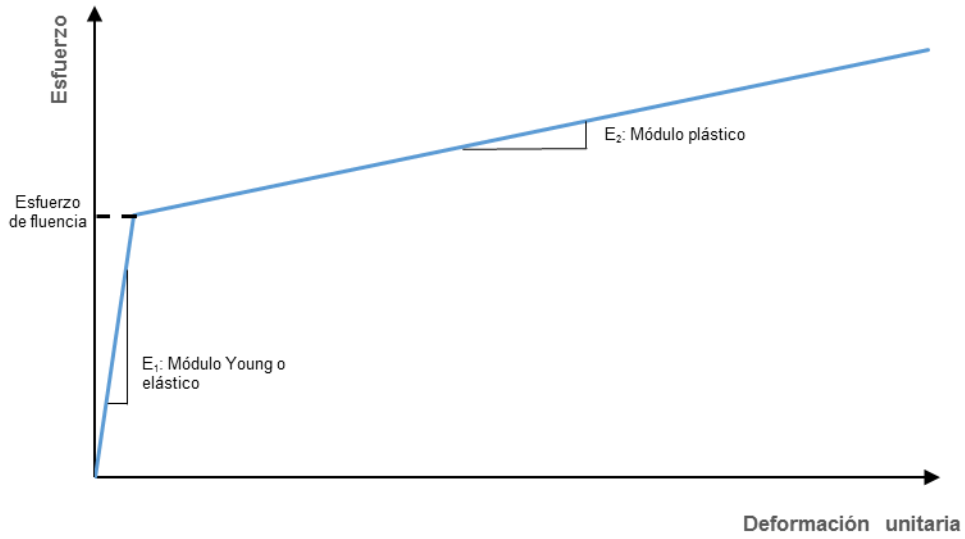


Figura 2.17. Modelo de material bilineal.

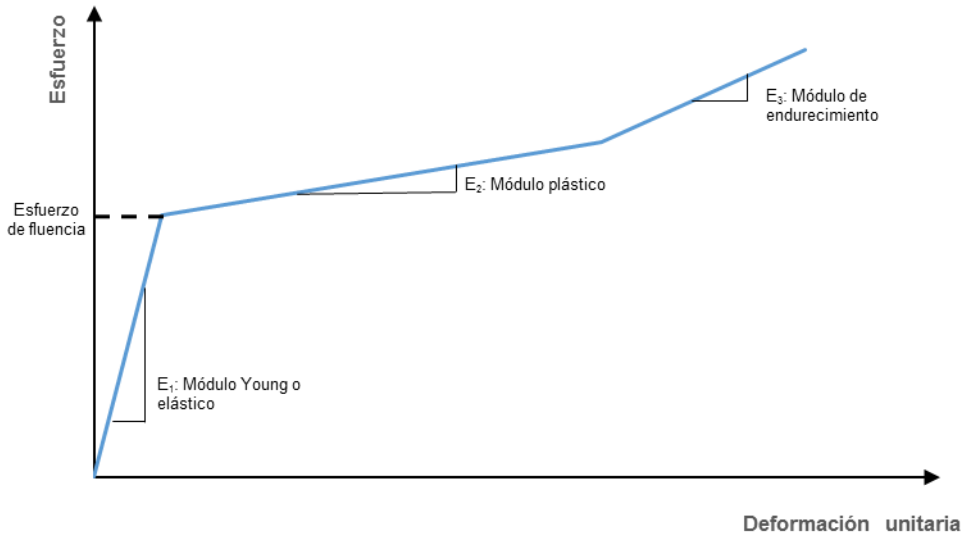


Figura 2.18. Modelo de material trilineal.

2.7 ANÁLISIS DE ELEMENTO FINITO EN CONEXIONES RÍGIDAS CON COLUMNAS DE SECCIÓN CERRADA

Como se mencionó en el apartado anterior Shanmugam y Ting (1995) estudiaron de forma experimental el comportamiento de conexiones entre traveses de sección I y columnas tipo cajón, reforzada externamente con secciones T. A la par de las pruebas experimentales se realizaron dos modelos de elemento finito con el programa MSC/NASTRAN (MSC/NASTRAN 1983). Ambos modelos únicamente se sometieron a carga monótona creciente.

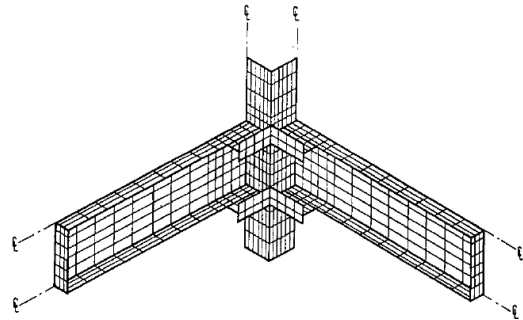


Figura 2.19. Malla de los modelos de elemento finito [6].

Todos los elementos que componen el modelo experimental (traveses, columnas y perfiles que rigidizan la conexión) se modelaron con elementos planos tipo “Shell”. La gráfica esfuerzo-deformación de los materiales se consideró como elastoplástica. Se utilizaron elementos cuadrados para la malla de los modelos, cada nodo de estos elementos contaba con seis grados de libertad, tres desplazamientos y tres giros. Debido a la tecnología de esa época, la simetría del espécimen y de las cargas sólo se modeló y analizó una cuarta parte del modelo experimental, ver figura 2.19.

Se realizó una comparativa entre las curvas carga-deflexión y momento-rotación obtenidas de forma experimental y analítica de cada uno de los modelos; la figura 2.20 muestra la curva carga-deflexión del modelo 4MT1, se puede notar que los dos modelos tienen la misma rigidez inicial, pero después existe una ligera variación entre estos. La diferencia que existe entre las dos curvas se puede atribuir al material que se utilizó en el modelo numérico y a los esfuerzos residuales. Pese a estas diferencias, los investigadores concluyen que se obtuvo una buena aproximación de los resultados experimentales con el análisis de elemento finito.

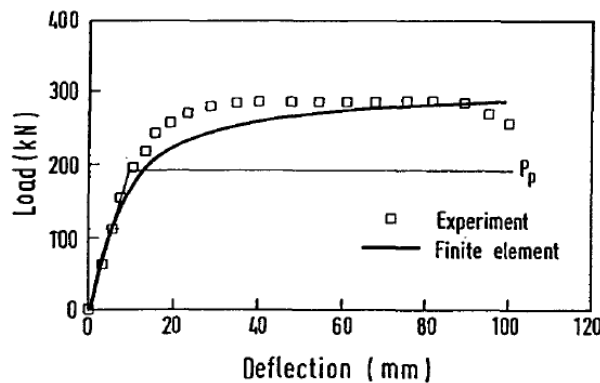


Figura 2.20. Curva carga-deflexión del modelo 4MT1 [6].

Cheng-Chih en conjunto con Lin y Tsai (2004) analizaron dos conexiones trabe columna en el programa ANSYS; la única diferencia entre los modelos es que uno estaba compuesto por una columna tipo I y el otro por una tipo cajón. Los dos modelos contaban con placas de continuidad para generar una conexión rígida. El propósito de la investigación era conocer la concertación de esfuerzos de acuerdo con la geometría de las columnas.

Se utilizaron elementos solidos de tres dimensiones para modelar cada uno de los elementos que componen los especímenes y se considera que todos los elementos están unidos a través de soldadura. El tamaño de la malla de los modelos varía de acuerdo con la altura y longitud como se puede contemplar en la figura 2.21. Se utiliza una malla fina cerca de la unión trabe columna y una malla más gruesa en el resto del modelo. Se utilizó un modelo bilineal para representar las caracterizas del acero estructural; con esta consideración se pretendía tomar en cuenta el endurecimiento por deformación.

En este trabajo se concluye que para la conexión con la columna cuadrada existe una gran concentración de esfuerzos en los bordes de los patines de la trabe, mientras que cuando se utiliza la columna tipo I la concentración de esfuerzos se presenta al centro del patín de la trabe. La concentración de esfuerzos provoca la plastificación de la soldadura de penetración completa y del alma cerca de los orificios de acceso, por lo tanto, incrementa el riesgo de fractura en estas zonas.

Una desventaja en las columnas de sección cuadrada o rectangular es la localización de las almas, porque estas no son colineales con el alma de la trabe. Si una trabe es conectada directamente al patín de la columna y no existe ningún tipo de diafragma, las fuerzas axiales derivadas del momento flexionante que actúan en los patines de la trabe provocarán que el patín de la columna se flexione. Los problemas que pueden presentarse son: concentración de esfuerzos en el patín de la columna, específicamente alrededor de los patines de la trabe y fractura de las soldaduras, por lo tanto, la capacidad inelástica de la conexión disminuye de manera importante.

Debido a los problemas planteados en el párrafo anterior, en la India Goswami y Murty (2010) proponen un diafragma exterior que rodee la columna; para incrementar la rigidez y evitar el pandeo local del diafragma se colocan cartelas inclinadas. En esta conexión la fuerza cortante de la trabe es transferida a las almas de la columna a través de placas inclinadas, ver figura 2.22.

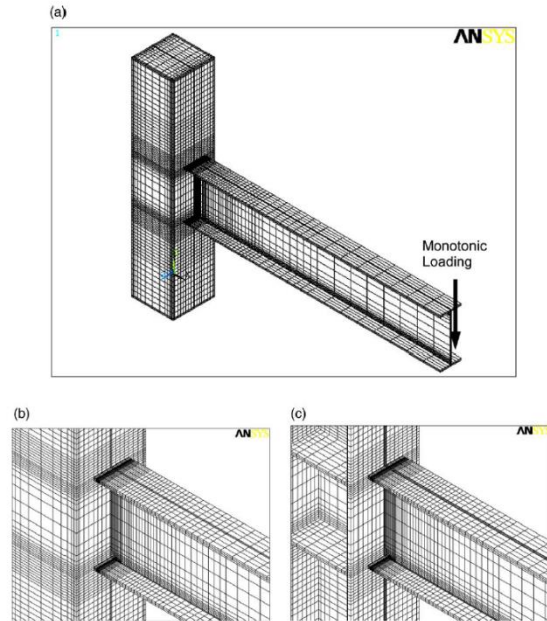


Figura 2.21. Modelos de elemento finito para conexiones directas: (a) malla de elemento finito tridimensional; (b) conexión con columna tipo cajón; (c) conexión con columna tipo I [5].

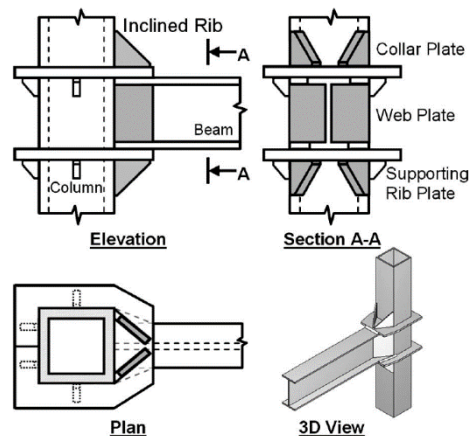


Figura 2.22. Conexión con diafragma exterior y cartelas inclinados [38].

En este trabajo de investigación se hicieron tres modelos no lineales de elemento finito usando el programa ABAQUS. El primero corresponde a la conexión propuesta por los investigadores, el segundo a una conexión con diafragma interno y el último a una conexión reforzada con perfiles tipo “T”. Todos los modelos fueron sometidos a carga cíclica.

Goswami y Murty (2010) utilizaron los siguientes materiales: acero ASTM A-36 para traveses, acero ASTM A572 Gr 50 para columnas y elementos de conexión, y electrodo E70 para las soldaduras de filete y de penetración completa.

Las traveses, columnas, elementos de conexión, y soldaduras tanto de penetración completa como de filete se modelaron con elementos sólidos, cada nodo del sólido contaba con tres grados de libertad, correspondientes a desplazamientos lineales. Se utiliza una malla fina en la zona de unión de los elementos, y hasta una distancia de la mitad del peralte de la trabe medida desde el patín de la columna o desde el extremo de la zona de refuerzo, según el modelo correspondiente. Debido a la simetría de las cargas y de la geometría sólo la mitad de los especímenes fueron modelados.

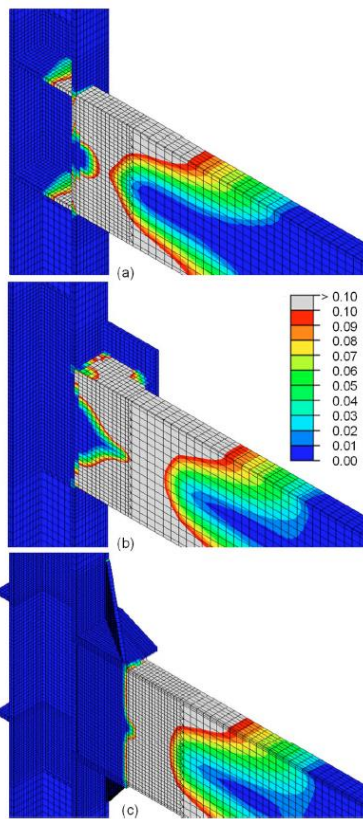


Figura 2.23. Deformación plástica acumulada en los modelos de elemento finito. (a) Conexión con diafragma interno (b) conexión reforzada con perfiles T (c) conexión con diafragma externo y cartelas inclinadas [38].

La figura 2.23 muestra la deformación plástica acumulada debido a la carga cíclica para los tres modelos generados. Se puede apreciar en la figura 2.23 (a) que en algunas zonas de los diafragmas internos y del patín de la columna se han presentado deformaciones plásticas importantes, y que la articulación plástica se forma cerca del paño de la columna.

Para la conexión reforzada exteriormente con las secciones T la articulación plástica también se forma en la trabe cerca del paño de la columna, se puede observar en la figura 2.23 (b) que el alma de la sección T ha superado el rango elástico del material.

En la conexión propuesta por los investigadores la articulación plástica se forma en la trabe alejada del paño de la columna; la zona de refuerzo integrada por el diafragma externo y las cartelas inclinadas se mantienen dentro del rango elástico, ver figura 2.23 (c).

En la investigación se concluye lo siguiente sobre la conexión propuesta: el diafragma externo y las cartelas inclinadas cumplen su función porque evitan la concentración de esfuerzos en el patín de la columna y propician que la articulación plástica se forma lejos del paño de la columna. Las placas inclinadas conectadas al alma de la trabe para transmitir la fuerza cortante a las almas de las columnas son efectivas, además de que son críticas para el buen comportamiento sísmico de la conexión.

Comparada con las otras dos conexiones analizadas, la propuesta de los investigadores permaneció dentro del rango elástico para un mayor número de ciclos de carga, y demostró ser capaz de sufrir grandes deformaciones sin fractura de los elementos que componen la conexión.

En Irán Deylami y Toloukian (2011) estudiaron tres conexiones con diafragma interno en las que se utilizan cubre placas para transferir las fuerzas axiales de los patines de la trabe al patín de la columna. El primer espécimen no contaba con ningún tipo de refuerzo, los otros dos se reforzaron con una y dos cartelas respectivamente, ver figura 2.24. Los modelos de elemento finito se generan en el programa ABAQUS y se someten a carga cíclica de acuerdo con las especificaciones del AISC. Se considera que todos los elementos que componen los modelos son de acero A-36; la gráfica esfuerzo-deformación para este material se consideró bilineal.

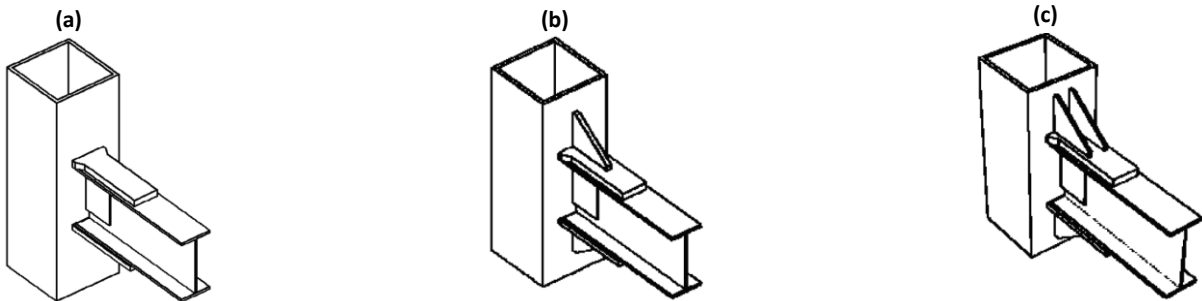


Figura 2.24. (a) conexión sin refuerzo; (b) conexión reforzada con una cartela; (c) conexión reforzada con dos cartelas [13].

Al analizar la conexión sin refuerzo se pudo observar que existe una gran concentración de esfuerzos en la soldadura de penetración completa que une las cubre placas con el patín de la columna. Para solucionar este problema los investigadores colocan las cartelas en las cubre placas. Con este refuerzo se reduce la concentración de esfuerzos y la distribución de esfuerzos en las cubre placas se vuelve uniforme; es importante señalar que la distribución de esfuerzos entre los modelos con una y dos cartelas son prácticamente despreciables, es decir, no se tiene una mejora significativa en el comportamiento de la conexión.

Los tres modelos que se probaron alcanzaron el 80% del momento plástico de la trabe asociado a una rotación del 4% rad, plástico, por lo tanto, las conexiones analizadas en este trabajo numérico satisfacen los criterios del AISC *Seismic Provisions* (2005) y pueden ser utilizadas en marcos especiales resistentes a momento.

En el apartado anterior se mencionó que en Irán Saneei Nia, Ghassemieh y Mazroi (2013) estudiaron de forma experimental la conexión precalificada WUF-W en columnas tipo cajón con diafragma interno. En la segunda parte de esta investigación se analizó una conexión interior compuesta por cuatro traves conectadas a la columna en cada uno de sus lados, ver figura 2.25. El propósito de esta parte era conocer el desempeño de la zona del panel en la columna cuando se somete a carga cíclica en dos direcciones (flexión biaxial). Para cumplir con el propósito se generaron modelos de elemento finito utilizando el programa ABAQUS. La parte experimental de la investigación sirvió para calibrar los modelos numéricos.

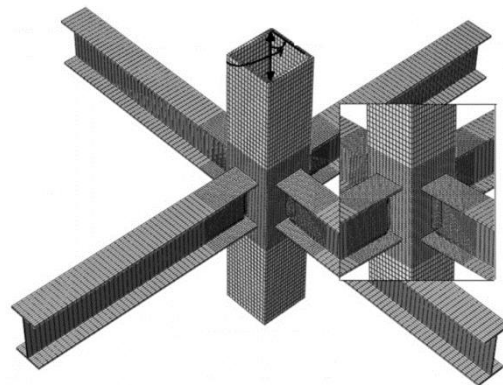


Figura 2.25. Modelo de elemento finito sometido a flexión biaxial [9].

Los modelos de elemento finito revelan que cuando la columna se somete a flexión biaxial la conexión satisface los requisitos del AISC *Seismic Provision*, por lo tanto, puede utilizarse en marcos ubicados en zonas de alta sismicidad. Pero en algunos especímenes la deformación por cortante en la zona del panel

excede los límites permisibles por el código antes mencionado, para evitar este problema, se recomienda que la relación columna fuerte/ trabe débil (CF/TD) debe ser de al menos 1.3.

Los resultados de la investigación muestran que las placas de continuidad dentro de la columna alcanzan o superan el esfuerzo de fluencia, que esto suceda depende de dos factores: el espesor de la placa y de la relación CF/TD. Cuando se analiza la conexión a flexión biaxial se incrementa el riesgo de una fractura en la soldadura por el incremento del espesor de las placas de continuidad, por lo tanto, los autores consideran que es preferible incrementar la resistencia de estas placas.

A pesar de las ventajas mencionadas en el apartado 2.1, las columnas de sección cerrada tienen algunas limitaciones comparadas con las secciones abiertas. Por ejemplo, es difícil tener acceso a la parte interior de las columnas para soldar las placas de continuidad, por lo que la fabricación se complica y tiene como consecuencia que los costos de producción incrementen. Además, hacer la inspección de la soldadura es difícil.

En 2005 Robert J. Simmons presentó la conexión ConXL (ver figura 2.26). Esta conexión tiene como objetivo la industrialización, evitar las soldaduras hechas en campo, retirar las placas de continuidad, mejorar la calidad, acelerar la construcción y simplificar la inspección [14].

De acuerdo con las conexiones precalificadas del AISC la conexión ConXL es únicamente para columnas cuadradas HSS o cajón de 406 mm

(16 in) con un espesor mínimo de 10 mm. Los peraltes de las traveses están limitados a la serie W30, siempre y cuando el ancho y el espesor de los patines no excedan de 300 mm y 25 mm respectivamente. Generalmente se utilizan traveses con sección reducida (RBS por sus siglas en inglés) o mejor conocidas en México como “hueso de perro” pero también se permite utilizar traveses sin esta reducción en los patines. En el código *Prequalified Connections* del AISC se especifica que las columnas deberán ser rellenas de concreto, el cual deberá tener una resistencia a compresión a los 28 días de al menos 21 MPa (200 kgf/cm²). Esta conexión está compuesta por una serie de anillos, en la figura 2.27 se puede observar cada uno de los elementos que componen la conexión.



Figura 2.26. Conexión ConXL [50].

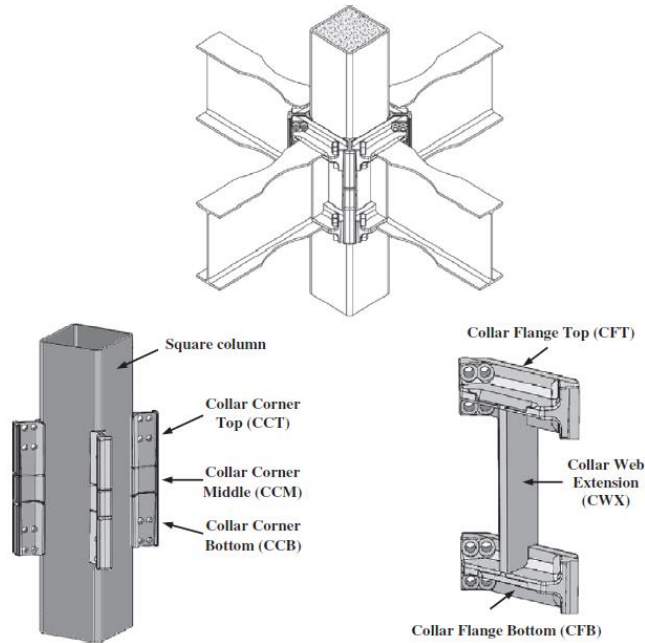


Figura 2.27. Esquema con detalles de la conexión ConXL [14].

En el 2014 en Irán Alireza Rezaeian, Majid Jamal-Omidi y Farhood Shahidi realizaron una investigación numérica sobre el comportamiento cíclico de la conexión ConXL utilizando columnas tipo cajón sin estar rellenas de concreto. Para estudiar los efectos de remover el concreto de las columnas, los investigadores analizaron modelos de elemento finito sometidos a carga cíclica con fuerza axial en las columnas; se modelaron conexiones de borde, conexiones interiores en el plano y conexiones interiores sometidas a flexión biaxial (columna con traveses conectadas en cada uno de sus lados).

Se realizaron once modelos de elemento finito en el programa ABAQUS. Las propiedades mecánicas del material que se utilizó en todos los modelos para el conjunto de anillos son las correspondientes a un acero ASTM A572Gr50. A los tornillos de todos los especímenes se les asignaron las propiedades mecánicas de un acero ASTM A572. Las propiedades mecánicas de los materiales para traveses y columnas son las correspondientes a los aceros ASTM A36 y ASTM A572Gr50. En la tabla 2.1 se muestran el número de modelos que se generaron de acuerdo con el tipo de material utilizado en traveses y columnas. La curva esfuerzo-deformación de todos los materiales se representa con un modelo bilineal.

Tabla 2.1. Modelos generados de acuerdo con el tipo de acero utilizado en traveses y columnas.

Tipo de conexión	ASTM A36	ASTM A572Gr50
Borde	4	0
Interior en el plano	4	1
Interior sometida a flexión biaxial	1	1

En condiciones planas y biaxiales se aplica el patrón de carga cíclica definido en el AISC *Seismic Provisions*. A la mayoría de las columnas se les asigno una carga axial a excepción de una conexión interior en el plano y a las que forman parte de una conexión de borde. En la figura 2.28 se puede apreciar la malla de algunos modelos que se analizaron.

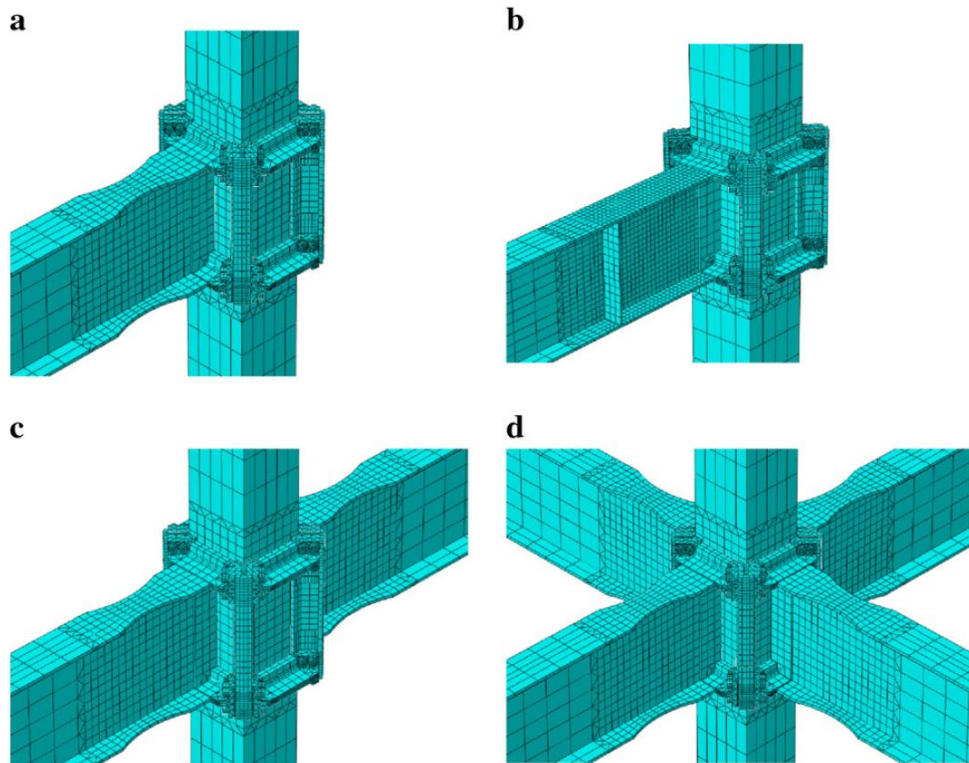


Figura 2.28. Modelos de elemento finito de los especímenes estudiados: (a) Conexión ConXL de borde con trabe de sección reducida; (b) Conexión ConXL de borde con trabe sin ninguna reducción en patines; (c) Conexión interior tipo ConXL en el plano; (d) Conexión interior tipo ConXL sometida a flexión biaxial [14].

Los resultados mostraron que el comportamiento sísmico de todos los especímenes es apropiado; debido a que en todos se alcanzaron rotaciones ligeramente mayores a 0.05 radianes, esto indica un comportamiento dúctil. Por lo tanto, la conexión es adecuada para ser utilizada en zonas sísmicas.

Los modelos con carga axial en las columnas no presentan pandeo local en las paredes de esta, a pesar de no estar rellenas de concreto y no tener placas de continuidad. Lo anterior se debe a la distribución de esfuerzos provocada por los anillos, estos transfieren las fuerzas directamente a las almas o patines de la columna, evitando que el patín de la columna se flexione como sucede cuando la trabe es conectada directamente al patín de la columna.

Con los patrones de esfuerzos de Von Mises se concluye que todos los anillos que forman parte de la conexión (anillos para conectar la trabe, anillos de esquina) permanecen en el rango elástico del material, excepto en algunas áreas alrededor de los agujeros para los tornillos. La deformación plástica solo se presenta en la trabe.

Las conexiones a momento atornilladas tipo end-plate son comúnmente utilizadas en estructuras de acero debido a la sencillez y economía que brinda su diseño, fabricación y montaje. Este tipo de conexiones tienen la ventaja de que requieren menor supervisión y el tiempo de montaje se reduce de manera importante con relación a las conexiones totalmente soldadas [15]. El uso de este tipo de conexiones en columnas cajón o HSS es limitado principalmente a la inaccesibilidad al interior de las columnas para fijar los tornillos.

En 2016 en Irán Saeed Erfani, Ahmad Ali Asnafi y Alireza Goudarzi propusieron dos conexiones para resolver los problemas que se tienen con este tipo de conexiones en columnas cajón, ver figura 2.29. En ambas propuestas se utiliza un muñón corto para conectar la trabe a la columna a través de una conexión atornillada tipo end-plate. Se estudia el comportamiento de ambas conexiones cuando se someten a carga cíclica con modelos de elemento finito.

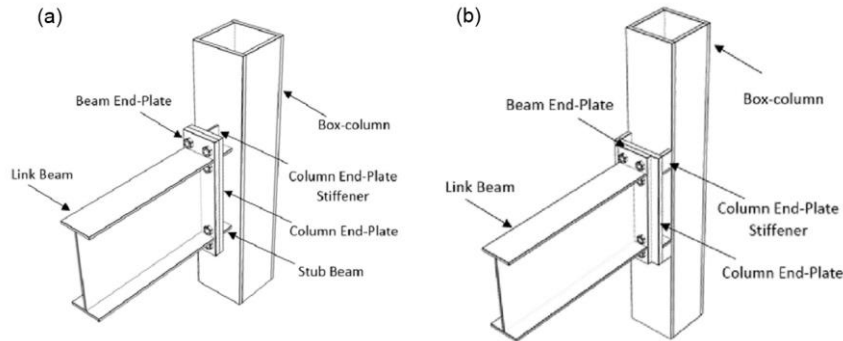


Figura 2.29. Conexiones propuestas tipo end-plate en columnas cajón: (a) con diafragma interno; (b) sin diafragma interno [16].

Las conexiones propuestas tienen diferentes mecanismos para transferir las fuerzas de la trabe a la columna. En la primera propuesta las fuerzas se transfieren de la trabe de unión al muñón a través de la conexión atornillada end-plate. Después, las fuerzas son transferidas a la parte central del patín de la columna. Por lo tanto, en esta propuesta de conexión las placas de continuidad son muy importantes para resistir y transferir las fuerzas a las lamas y patines de la columna.

En la segunda propuesta el ancho del muñón y el patín de la columna es el mismo, y también los atiesadores del muñón (*column End-Plate Stiffener*) son colineales con las almas de la columna, por lo tanto, las fuerzas axiales derivadas del momento flexionante son transferidas directamente a las almas de la columna. En la figura 2.30 pueden observarse el mecanismo de transferencia de fuerzas para las dos propuestas de conexión.

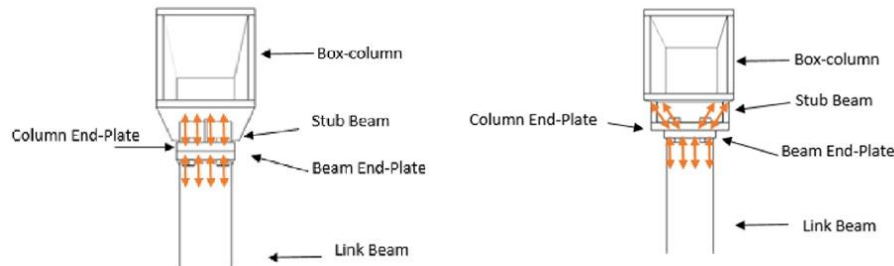


Figura 2.30. Mecanismo de transferencia de fuerzas en conexiones propuestas [16].

Para cada propuesta de conexión se generaron ocho modelos, cuatro modelos de conexiones end-plate de cuatro tornillos sin cartabón y cuatro modelos de conexiones end-plate de ocho tornillos con cartabón. Los modelos se generaron con el programa ABAQUS. Para todos los elementos de los modelos se utilizaron elementos de tres dimensiones de ocho nodos. Se utiliza una malla fina cerca de la zona del panel y alrededor de los orificios para los tornillos de alta resistencia mientras que las dimensiones de los elementos son más grandes lejos de esta zona. Se consideró un modelo trilineal para representar la curva esfuerzo-deformación del acero estructural y del acero asignado a los tornillos de alta resistencia.

Todos los modelos analizados alcanzaron una rotación de 0.05 radianes la cual es mayor a la especificada por el AISC. Las dos propuestas de conexión cumplen con los requisitos mínimos de resistencia y ductilidad para ser utilizadas en marcos especiales a momento. Los costos de fabricación son mayores en la segunda propuesta, pero elegir esta opción tiene como beneficio eliminar las placas de continuidad y las dificultades para su colocación.

2.8 CONEXIONES RÍGIDAS USUALES EN LA ACTUALIDAD

En Japón la mayoría de los edificios de acero de cinco niveles o menos están compuestos por columnas *HSS*, estas secciones no se utilizan en edificios de mayor altura debido a que su fabricación está limitada a espesores menores a 40 mm y peraltes menores a 1,000 mm [17]. Cuando se utilizan columnas *HSS* la conexión típica trabe-columna es la tipo árbol con diafragma pasante, ver figura 2.31 (a). El diafragma pasante es una opción común en este tipo de columnas por las siguientes razones: la primera es que las cargas axiales de los patines de la trabe (derivadas del momento flexionante) se transfieren directamente a las almas de la columna de la manera más sencilla; la segunda es que la mayor parte de los fabricantes japoneses poseen recursos de producción bien establecidos, particularmente robots de soldadura, para realizar este tipo de uniones [2].

Las columnas cajón con diafragma interno, ver figura 2.31 (b), se utilizan en Japón para edificios altos o columnas con cargas axiales grandes. Este tipo de secciones requiere un tiempo extenso de fabricación por las soldaduras longitudinales que unen las cuatro placas soldadas y por las soldaduras que unen el diafragma interno con las caras de la columna, la ventaja es que todas estas soldaduras se realizan en taller bajo condiciones ideales. Al utilizar columnas tipo cajón, la conexión tipo árbol, no es factible debido a las dificultades para transportar las columnas con los muñones, por lo tanto, se emplea la conexión típica utilizada en los Estados Unidos, patines soldados en campo y alma atornillada [17], ver figura 2.31 (b).

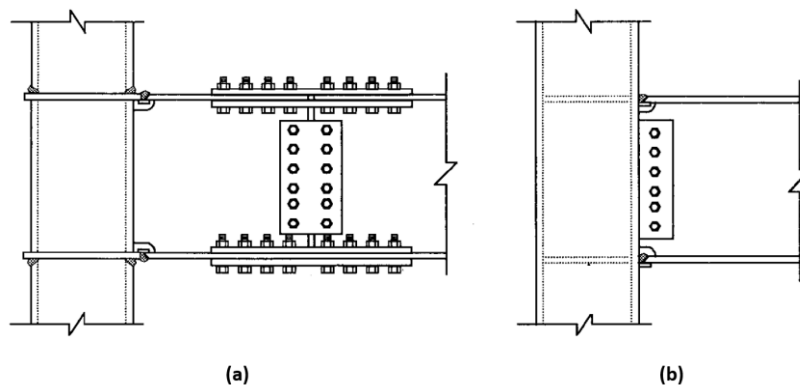


Figura 2.31. Conexiones típicas en Japón para secciones cerradas: (a) Detalle para columnas tubulares formadas en frío (HSS); (b) Detalle para columnas tipo cajón [17].

De acuerdo con la referencia [17] en Japón las columnas tipo cajón con diafragma interno se utilizan en edificios de gran altura, mientras que los perfiles *HSS* se utilizan en estructuras de pocos niveles debido a que en el país sólo se fabrican perfiles de hasta 16 in (40.64 cm) de peralte ya sean cuadrados o redondos.

Algunas de las conexiones más utilizadas para columnas tipo cajón en México se muestran en la figura 2.32; en los últimos años en este tipo de columnas se ha incrementado el uso de la conexión con patines sin refuerzo directamente soldados al patín de la columna y alma soldada, o mejor conocida en Estados Unidos como welded unreinforced flange – welded web (WUF-W).

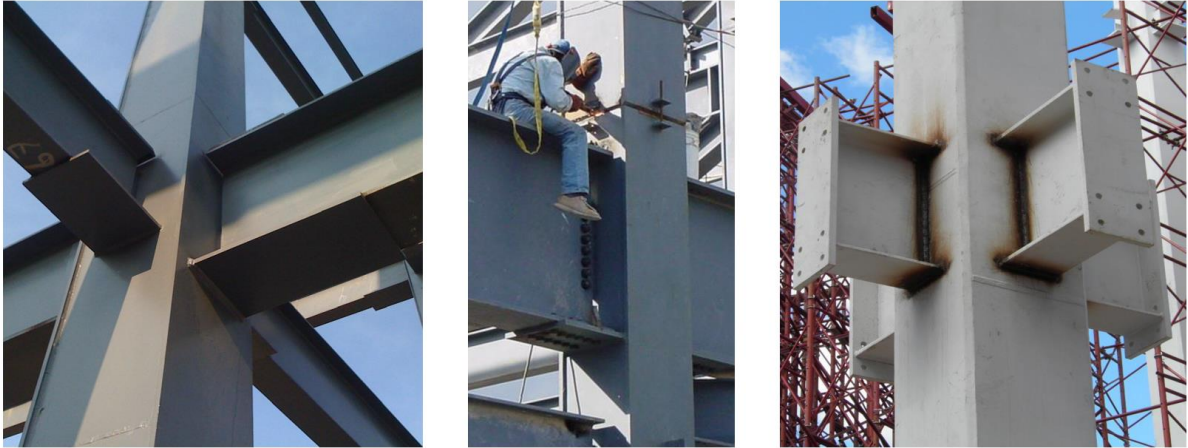


Figura 2.32. Conexiones en columnas tipo cajón más frecuentes en México. De izquierda a derecha, conexión con cubre placas soldadas, conexión con cubre placas atornilladas y conexión tipo árbol con placa extrema [18].

2.9 NORMATIVA

Hasta el sismo de Northridge en enero de 1994, se pensaba que los marcos rígidos de acero soldados eran una de las mejores opciones estructurales para resistir las fuerzas por los sismos. Tras este evento sísmico de magnitud 6.7 en la escala de Richter, más de 200 edificios tuvieron fallas frágiles en las conexiones, ninguno de estos colapsó, pero el tipo de falla tan inesperado y la gravedad de los daños invalidaron las especificaciones de los códigos de construcción de esa época en Estados Unidos. Exactamente un año después ocurrió el sismo de Kobe en Japón, con una magnitud de entre 6.8 y 7.3 en la escala de Richter, el daño a los edificios fue aún más severo: 10% de los edificios de acero en Kobe diseñados con las normas de construcción japonesas de esa época colapsaron [19]. Estos dos sismos propiciaron cambios importantes en el diseño de estructuras de acero.

A mediados de 1994 se fundó el “SAC Joint Venture” con el objetivo específico de investigar el daño a los marcos de acero soldados tras el sismo de Northridge, desarrollo de técnicas de reparación y nuevos enfoques de diseño para minimizar el daño a los edificios de acero en futuros eventos sísmicos [19]. Las investigaciones fueron financiadas por la Agencia Federal para Manejo de Emergencias (FEMA, por sus siglas en inglés) y la Oficina de Servicios de Emergencia de California (OES, por sus siglas en inglés). Derivado de estas investigaciones se desarrollaron varios códigos y manuales de previsiones sísmicas de distintas entidades como lo son las previsiones sísmicas del AISC (1997, 2005a, 2005b, 2005c), NEHRP (2009) por mencionar algunas [4].

En nuestro país el análisis y diseño de estructuras de acero, así como de todos los elementos que las componen, entre ellos las conexiones, debe hacerse conforme a las disposiciones de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas 2004 del Distrito Federal. El apartado de conexiones rígidas entre traveses y columnas de esta norma está basado en los requerimientos del AISC *Seismic Provisions*. Por lo tanto, en este trabajo de investigación el diseño de conexiones rígidas en columnas de sección cerrada se hace conforme a lo especificado en estos documentos.

Una alternativa para el diseño de este tipo de conexiones es la “Guía de diseño para uniones a columnas de perfiles tubulares estructurales” publicada por el CIDECT (*Comité International pour le Développement et l'Etude de la Construction Tubulaire*), este documento tiene como fundamento lo especificado en el Eurocódigo y en la normativa japonesa.

2.10 CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

Como lo menciona el Ingeniero Oscar de Buen en la referencia [20]: “El comportamiento de los marcos rígidos depende en gran medida de sus juntas; si su rigidez es insuficiente pueden permitir rotaciones elásticas y comportarse como conexiones semirrígidas, lo que hace que los momentos en otras zonas de la estructura sean mayores que los determinados en el análisis (por ejemplo, aumentan los momentos positivos que producen las cargas verticales en la parte central de las vigas); si su resistencia es baja, pueden ser incapaces de resistir las solicitaciones que actúan sobre ellas, o de alcanzar y mantener, durante rotaciones importantes, los momentos necesarios para que se forme el mecanismo de colapso, lo que ocasiona una disminución de la resistencia del marco”.

Aunque en las conexiones diseñadas elásticamente no se requiera capacidad de rotación, siempre existen muchas incertidumbres en el cálculo de los esfuerzos de los elementos de una estructura, sobre todo ante solicitaciones sísmicas, pero tampoco se conoce con precisión la magnitud de los esfuerzos residuales, o los esfuerzos provocados por hundimientos diferenciales; por lo tanto, la ductilidad en las conexiones siempre es deseable para evitar fallas frágiles. Dicho de otra manera, las conexiones siempre deben diseñarse para que se presente un comportamiento dúctil de la estructura aun cuando son sometidas a cargas mayores que las calculadas.

La filosofía de diseño del AISC es que las estructuras tengan un comportamiento disipativo, esto implica que algunas partes de la estructura como son los extremos de las traveses y la zona del panel en las columnas (zonas protegidas o disipativas), estarán por encima del rango elástico del material cuando actúen las fuerzas sísmicas sobre el edificio. En las conexiones y juntas de la estructura se presentará la fluencia o pandeo local, a través de este comportamiento estas zonas participan en la disipación de energía durante los sismos debido a un comportamiento de histerético.

2.10.1 Diseño de columna fuerte – trabe débil

Lo más deseable es que las articulaciones plásticas se formen en los extremos de las traveses, por el contrario la formación de articulaciones plásticas en las columnas debe evitarse principalmente por dos razones: la primera es que las columnas son elementos críticos para resistir las cargas gravitacionales; y la segunda porque puede provocar la formación de un mecanismo en una sola planta, en donde el número de elementos que participan en la disipación de la energía es relativamente pequeño, ver figura 2.33.

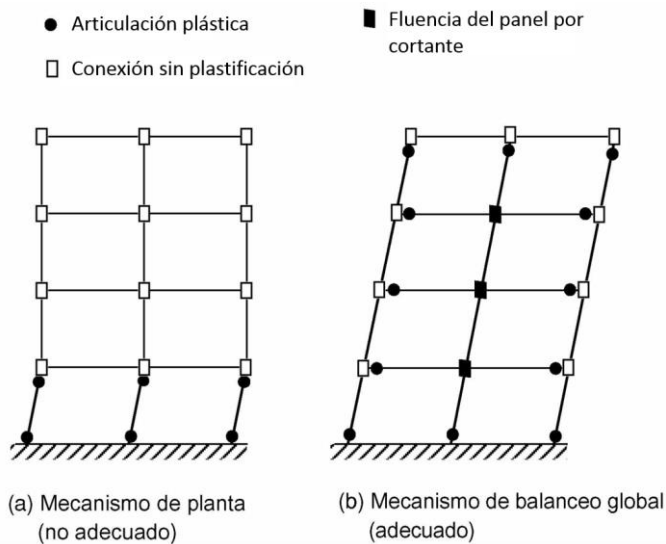


Figura 2.33. Comparación de los mecanismos de colapso adecuados y no adecuados [2].

Las Provisiones Sísmicas del AISC (1997a, 2000) y las Normas Técnicas del Distrito Federal (2004) establecen que los marcos especiales a momento (también conocidos como marcos rígidos de ductilidad alta en las NTC) deben diseñarse para que las articulaciones plásticas se formen en las traveses y no en las columnas. Este requisito no debe cumplirse en la planta superior de los edificios de varias plantas, en la base de los marcos y en edificios de un solo nivel. En ambos códigos de diseño se recomienda que la relación de la suma de los momentos plásticos resistentes de las columnas entre la suma de los momentos plásticos resistentes de las traveses debe ser por lo menos de uno ($\sum M^*_{pc} / \sum M^*_{pb} > 1.0$).

La guía de diseño japonesa para columnas conformadas en frío (BCJ 1996) recomienda que la relación columna fuerte-trabe débil debe ser mayor o igual a 1.5. De acuerdo con la referencia [2] esta condición de diseño está basada en el análisis de los siguientes factores:

1. Si las cargas sísmicas horizontales actúan diagonalmente al eje principal del edificio, las traveses en las dos direcciones participan en el soporte de los momentos de flexión de las columnas. Por ello, las columnas deben ser 1.4 veces más robustas que las traveses.
2. Las traveses se diseñan frecuentemente como elementos mixtos con losas de concreto.
3. La variabilidad de la resistencia a la fluencia en los materiales de traveses y columnas hace que exista una cierta probabilidad de que las columnas sean más débiles que las traveses.

4. Durante la respuesta sísmica los modos de vibración superiores pueden forzar una concentración del momento de flexión en un lado de las columnas".

2.10.2 Diseño de zona del panel

De acuerdo con el AISC la resistencia de diseño en cortante del alma comprendida entre las fronteras de las conexiones rígidas es ϕR_v , donde ϕ se tomará igual a 0.9 y R_v se determina como sigue:

- a) Cuando no se considera en el análisis el efecto de la deformación de la zona del panel en la estabilidad del marco.

$$\text{Si } P_u \leq 0.4P_y$$

$$R_v = 0.6F_y d_c t_w \quad \text{Ec. (2.1)}$$

$$\text{Si } P_u > 0.4P_y$$

$$R_v = 0.6F_y d_c t_w \left(1.4 - \frac{P_u}{P_y} \right) \quad \text{Ec. (2.2)}$$

- b) Cuando se considera en el análisis la estabilidad del marco, incluyendo la deformación plástica de la zona del panel.

$$\text{Si } P_u \leq 0.75P_y$$

$$R_v = 0.6F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \quad \text{Ec. (2.3)}$$

$$\text{Si } P_u > 0.75P_y$$

$$R_v = 0.6F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \left(1.9 - \frac{1.2P_u}{P_y} \right) \quad \text{Ec. (2.4)}$$

donde:

P_u = Fuerza de compresión de diseño en la sección.

P_y = Fuerza axial que ocasiona la plastificación de un miembro, igual al producto del área de su sección transversal por el esfuerzo de fluencia del material.

d_c = Peralte de la columna.

t_w = Espesor del alma de la columna, en columnas *HSS* o cajón el espesor del alma corresponde a la suma de los espesores de las dos almas.

b_{cf} = Ancho del patín de la columna.

t_{cf} = Espesor del patín de la columna, en columnas *HSS* o cajón se refiere al espesor de la sección.

La Ecuación 2.1 corresponde a la fuerza cortante que plastifica la zona del panel, esta fuerza se obtiene al multiplicar el esfuerzo cortante medio que ocasiona el flujo plástico de la zona del panel por el área transversal del alma, de acuerdo con el criterio de Von Mises este esfuerzo puede expresarse como $\sigma_y/\sqrt{3} = F_y/\sqrt{3}$, y el área transversal del alma corresponde al producto de $d_c t_w$; por lo tanto, la fuerza cortante resistente se expresarse como $R_v = F_y d_c t_w / \sqrt{3} = 0.577 F_y d_c t_w = 0.6 F_y d_c t_w$. En la Ecuación 2.2 el segundo factor corresponde a la interacción cortante/fuerza axial en la columna, este factor asegura que el comportamiento del panel se mantenga en el rango elástico del material.

Las juntas de marcos dúctiles se deben diseñar para que resistan las fuerzas cortantes máximas que pueden presentarse en ellas, estas fuerzas corresponden a la formación de articulaciones plásticas en los extremos de la trabe o traveses que se conectan a una columna.

En la figura 2.34 se muestran los dos tipos de fuerzas externas que actúan en la junta de una conexión lateral o de borde, una corresponde a la fuerza cortante que transmite la trabe a la junta con una magnitud igual a $M_{pb}/(d_b - t_{bf})$; la otra fuerza que se presenta en la junta es la fuerza cortante de la columna superior, V_{cs} , que actúa en dirección contraria a las fuerzas en los patines de la trabe.

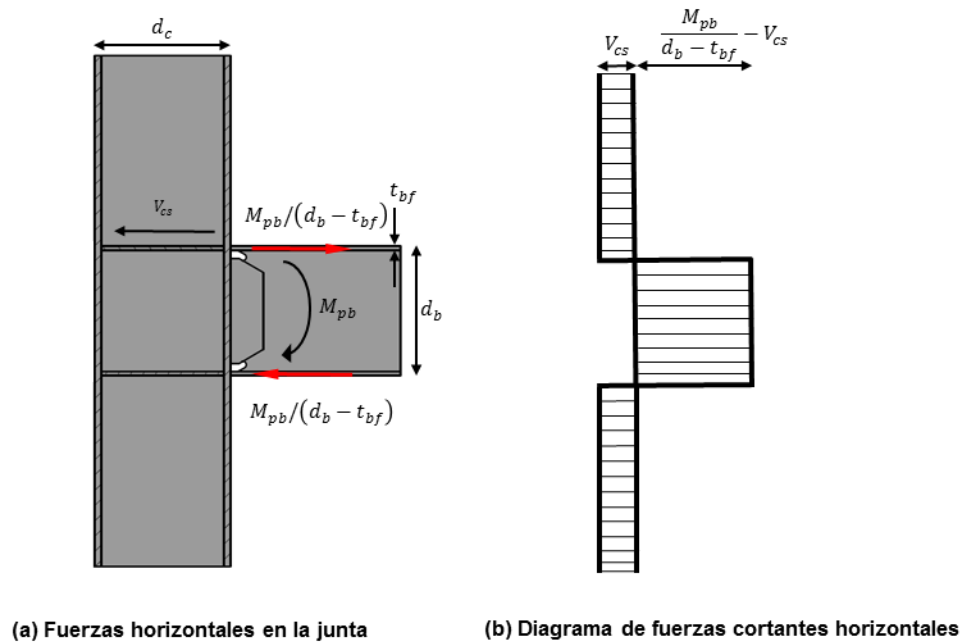


Figura 2.34. Junta trabe-columna lateral [20].

El flujo por cortante de la zona del panel se inicia al igualar las fuerzas externas que actúan en la junta con la resistencia:

$$\frac{M_{pb}}{d_b - t_{bf}} - V_{cs} = 0.6F_y d_c t_w$$

Por lo tanto, la zona del panel de una conexión lateral no requiere refuerzo por cortante si se cumple la siguiente desigualdad:

$$t_w \geq \frac{1}{0.6F_y d_c} \left[\frac{M_{pb}}{d_b - t_{bf}} - V_{cs} \right] \quad \text{Ec. (2.5)}$$

Si no se cumple con esta desigualdad el panel debe reforzarse con placas adosadas a las almas.

En el diseño de marcos especiales a momento se espera que en las conexiones interiores el panel de la columna presente grandes deformaciones por cortante cuando actúan las fuerzas sísmicas sobre la estructura; esto implica que esta zona se diseñará para que fluya plásticamente. En la figura 2.35 se presentan las deformaciones por cortante en una conexión interior.

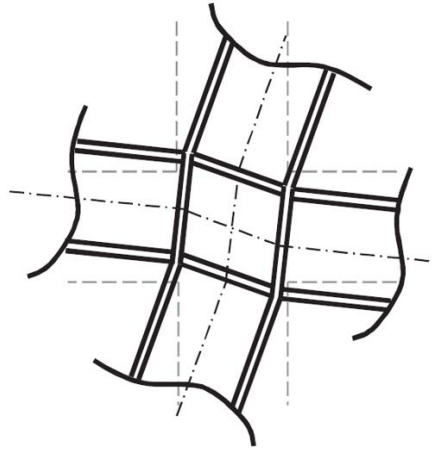


Figura 2.35. Deformaciones por cortante en conexión interior [21].

En la figura 2.36 se pueden observar las fuerzas que actúan en la columna y en la junta. La resistencia en el panel tiene que ser igual o mayor que la fuerza cortante de diseño en la junta, esta última se obtiene con la suma de las fuerzas cortantes que transmiten las traves a la junta menos el cortante de la columna superior.

$$V_u = \frac{M_{pbI}}{d_{bI} - t_{bfI}} + \frac{M_{pbD}}{d_{bD} - t_{bfD}} - \left[\frac{M_{pbI} + M_{pbD}}{h_c} \right] \quad \text{Ec. (2.6)}$$

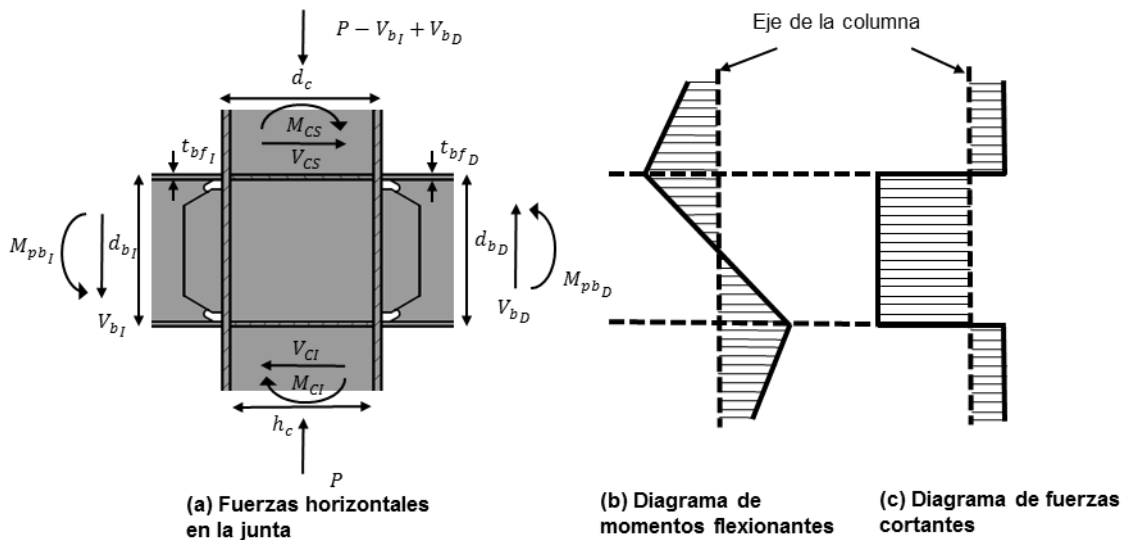


Figura 2.36. Fuerzas en las columnas y en la junta [20].

Pruebas experimentales a conexiones interiores han demostrado que la resistencia última en cortante de la zona del panel es mucho mayor que la dado por la Ecuación 2.1; la resistencia última en el panel de la columna se alcanza después de que ha experimentado distorsiones inelásticas grandes, estas distorsiones no son importantes si no perjudican la resistencia y rigidez de los marcos.

Las gráficas carga-deformación de estas pruebas muestran una rigidez que decrece gradualmente, por lo que es apropiado asociar su resistencia última con la fuerza cortante que pueden transmitir con deformaciones inelásticas controladas. Por lo tanto, la Ecuación 2.3 considera que la resistencia última de la zona del panel corresponde a una distorsión cuatro veces mayor que la de plastificación del alma en cortante.

El segundo término de la Ecuación 2.4 corresponde a la interacción cortante/fuerza axial, y toma en cuenta que cuando la zona del panel ha fluido completamente por cortante, la carga axial en la columna se transfiere a los patines de esta.

La fluencia moderada de la zona del panel mejora el comportamiento de marcos especiales a momento, debido a que puede participar en la disipación de la energía introducida por fuerzas sísmicas severas. Sin embargo, debe evitarse una fluencia excesiva, porque una gran deformación por cortante en esta zona induce una flexión local (retorcimiento) de la columna o de los patines de la trabe en la región cercana a las soldaduras, esto puede provocar un desarrollo prematuro de fracturas en dichas regiones [2].

2.10.3 Procedimiento de diseño

Como se mencionó anteriormente en este trabajo se estudiará la conexión rígida con cubre placas (*welded flange plate*), ésta es considerada como precalificada por el FEMA-350: “*Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*”. Esta conexión utiliza placas para conectar los patines de la trabe al patín de la columna, sin ningún contacto directo entre los patines de la trabe y el patín la columna. Las cubre placas se unen al patín de la columna con soldadura de penetración completa. Se utiliza soldadura de filete para conectar ambos patines de la trabe a las cubre placas [22]. En la figura 2.37 se muestra un detalle tipo de esta conexión. Basándose en el FEMA-350 y en el AISC *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*, se propone el siguiente procedimiento de diseño para este tipo de conexiones:

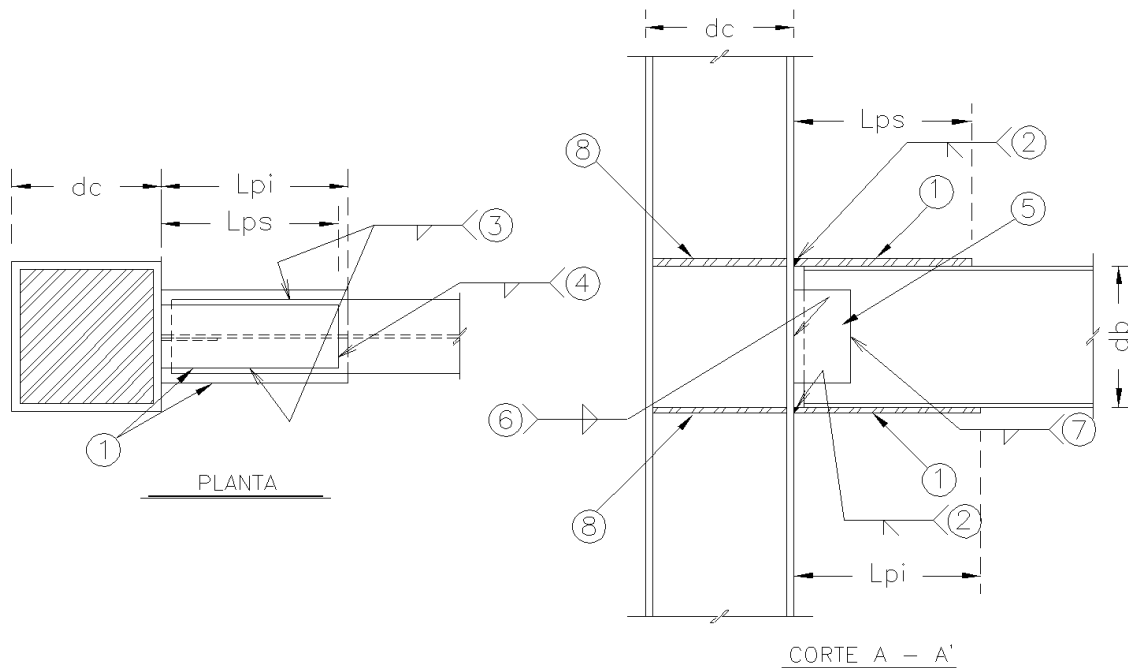


Figura 2.37. Conexión con cubre placas soldadas [22].

Notas de figura 2.37

1. Cubre placa superior e inferior.
2. Soldadura de penetración completa.
3. Soldadura de filete para conectar patines de la trabe con las cubre placas.
4. Soldadura de filete transversal al final de la cubre placa.
5. Placa de cortante.
6. Soldadura de filete para conectar placa de cortante al patín de la columna.
7. Soldadura de filete para conectar placa de cortante al alma de la trabe.
8. Placas de continuidad o diafragmas internos.

Procedimiento de diseño para conexión con cubre placas

Paso 1: Seleccionar longitud preliminar de la cubre placa, l_p .

Paso 2: Escoger el ancho de la cubre placa, b_p , con base en el ancho del patín de la trabe.

Paso 3: Calcular M_{pr} , M_f de acuerdo con lo siguiente:

Cálculo de M_{pr} :

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_b \quad \text{Ec. (2.7)}$$

donde:

M_{pr} = Momento máximo probable en la articulación plástica.

R_y = Coeficiente del esfuerzo de fluencia esperado entre el mínimo especificado, F_y ; obtenido del AISC *Seismic Provisions*.

Z_b = Módulo de sección plástico en la sección en que se forma la articulación plástica de la viga.

C_{pr} = Coeficiente que tiene en cuenta incrementos en la resistencia por endurecimiento por deformación, restricciones locales y otros factores:

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2 \quad \text{Ec. (2.8)}$$

F_y = Esfuerzo mínimo especificado de fluencia en tensión.

F_u = Esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión.

Cálculo de M_f :

$$M_f = M_{pr} + V_h S_h \quad \text{Ec. (2.9)}$$

donde:

M_f = Momento esperado en la cara de la columna.

S_h^1 = Distancia de la cara de la columna a la articulación plástica; para esta conexión esta distancia es igual a l_p .

V_h = Cortante ocasionado por la formación de la articulación plástica, que considera la sobrerresistencia del material:

$$V_h = \frac{2M_{pr}}{L_h} \quad \text{Ec. (2.10)}$$

L_h = Distancia entre los puntos de formación de articulaciones plásticas.

Paso 4: Calcular espesor de la cubre placa, t_p , basándose en la siguiente ecuación:

$$t_p = \frac{M_f}{F_{yp} b_p \left(d_b + \frac{t_{pb} + t_{pt}}{2} \right)} \quad \text{Ec. (2.11)}$$

donde:

F_{yp} = Esfuerzo mínimo especificado de fluencia en tensión de la cubre placa.

b_p = Ancho de la cubre placa en la cara de la columna.

d_b = Peralte de la viga.

t_{pb} = Espesor propuesto de la cubre placa inferior.

t_{pt} = Espesor propuesto de la cubre placa superior.

Paso 5: Escoger el espesor de soldadura de filete y calcular la longitud de soldadura para conectar las cubre placas a los patines de la trabe, usando la siguiente ecuación:

$$l_{wl} = \frac{F_f}{R_{wl}} \quad \text{Ec. (2.12)}$$

donde:

l_{wl} = Longitud total de soldadura incluyendo soldadura transversal, ver figura 2.37.

¹ En este documento se utiliza la nomenclatura del *AISC* en donde S_h es la distancia de la cara de la columna a la articulación plástica; mientras que en el *FEMA-350* S_h es igual a la distancia de la articulación plástica al eje de la columna, para una conexión con cubre placas soldadas S_h sería igual a $\frac{d_c}{2} + l_p$.

F_f = Fuerza derivada del momento esperado en la cara de la columna M_f , se calcula con la siguiente ecuación:

$$F_f = \frac{M_f}{\left(d_b + \frac{t_{pb} + t_{pt}}{2}\right)} \quad \text{Ec. (2.13)}$$

R_{wl} = Resistencia de diseño por unidad de longitud de la soldadura, se calcula de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$R_{wl} = \phi(0.707F_w t_{wl}) \quad \text{Ec. (2.14)}$$

ϕ = Factor de reducción de resistencia para la soldadura.

F_w = Resistencia nominal de diseño de la soldadura del *AISC – LRFD* = $0.6F_{EXX}$.

$t_{wl(max)} = t_p - \frac{1}{16}$ in Si las dimensiones de la placa no permiten colocar la soldadura necesaria, regresar al paso 1 y proponer una longitud mayor para la placa.

Paso 6: Se determina la fuerza cortante de diseño, V_u , como sigue:

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{gravedad} \quad \text{Ec. (2.15)}$$

donde:

V_u = Fuerza cortante de diseño

$V_{gravedad}$ = Cortante debido a las cargas de gravedad factorizadas.

Paso 7: Diseñar la placa de cortante para resistir la fuerza cortante de diseño, V_u , calculada en el paso anterior de acuerdo con las especificaciones del AISC. El FEMA-350 propone una alternativa para obtener las dimensiones de la placa de cortante, en el documento se especifica que la longitud de la placa de cortante debe ser igual a $d_b - 2k - 2"$, y que el espesor de esta placa debe ser igual al espesor del alma de la trabe.

Paso 8: Las placas de continuidad deben tener por lo menos el mismo espesor que el de los patines de la trabe y deben dimensionarse de manera que no fallen por pandeo local.

Paso 9: La zona del panel deberá diseñarse para resistir una fuerza cortante igual a $V_{u\text{panel}}$, ésta deberá determinarse con la suma de los momentos en las caras de la columna. Con ayuda de la figura 2.38 se obtiene la fuerza cortante $V_{u\text{panel}}$.

$$V_{u\text{panel}} = \frac{M_{fL}}{\left(d_{bL} + \frac{t_{pBL} + t_{pTL}}{2}\right)} + \frac{M_{fR}}{\left(d_{bR} + \frac{t_{pBR} + t_{pTR}}{2}\right)} - V_{cT} \quad \text{Ec. (2.16)}$$

$$V_{u\text{panel}} = \frac{M_{fL}}{\left(d_{bL} + \frac{t_{pBL} + t_{pTL}}{2}\right)} + \frac{M_{fR}}{\left(d_{bR} + \frac{t_{pBR} + t_{pTR}}{2}\right)} - \frac{M_{fL} + M_{fR}}{h_c} \quad \text{Ec. (2.17)}$$

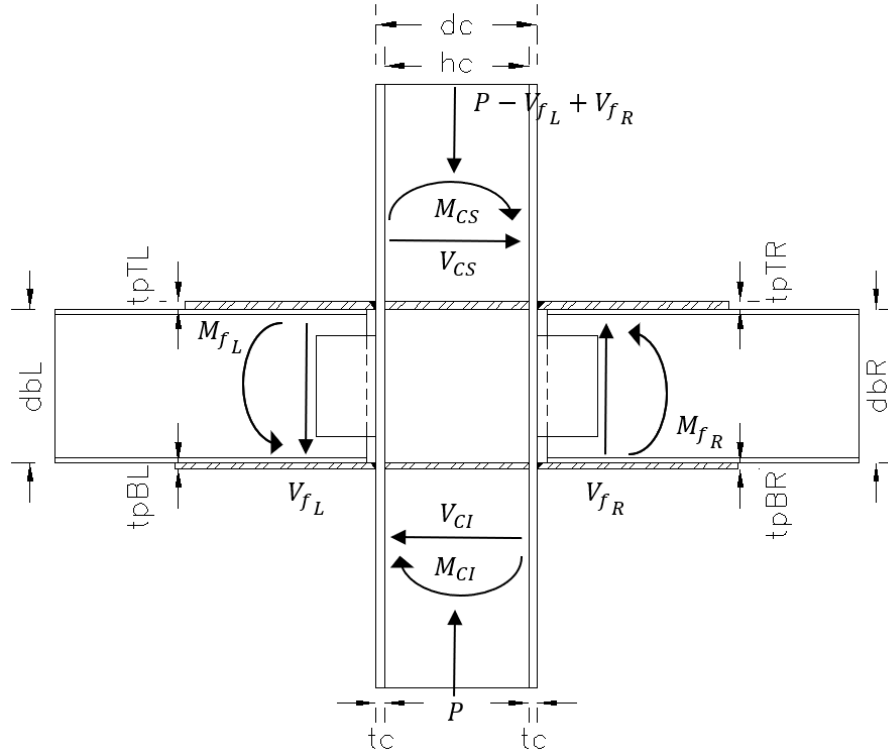


Figura 2.38. Fuerzas que actúan en la junta [20].

Paso 10: En la unión trabe-columna se debe cumplir la relación columna fuerte/ trabe débil que se muestra a continuación:

$$\frac{\sum M^*_{pc}}{\sum M^*_{pb}} > 1.0 \quad \text{Ec. (2.18)}$$

$\sum M^*_{pc}$ = Suma de los momentos en las dos columnas en un plano que concurren en la junta, determinada en la intersección de los ejes de trabes y columnas; se obtiene sumando las proyecciones, en el eje de las trabes, de las resistencias nominales en flexión de las dos columnas, reducidas por fuerza axial. Cuando los ejes de las trabes que llegan a la junta no coinciden, se utiliza la línea media entre ellos.

Puede tomarse:

$$\sum M^*_{pc} = \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) \quad \text{Ec. (2.19)}$$

Z_c = Módulo de sección plástico de la columna.

F_{yc} = Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de la columna.
 P_{uc} = Fuerza axial de compresión de diseño (positiva).
 A_g = Área total de la sección transversal de la columna.

$\sum M^*_{pb}$ = Suma de los momentos en la trabe, o trabes, situados en el mismo plano que concurren en la junta, determinada en la intersección de los ejes de trabes y columnas; se obtiene sumando las proyecciones, en el eje de las columnas, de las resistencias nominales en flexión de las trabes en los puntos en los que se forman las articulaciones plásticas.

Puede tomarse:

$$\sum M^*_{pb} = \sum (M_{pr} + M_{uv}) \quad \text{Ec. (2.20)}$$

M_{pb} = Momento máximo probable en la articulación plástica.
 M_{uv} = Momento adicional que se obtiene multiplicando la fuerza cortante en la articulación plástica por la distancia de ésta al eje de la columna, por lo que el momento es igual al producto $V_h \left(\frac{d_c}{2} + S_h \right)$.

No se requiere cumplir con la Ecuación 2.18 en los casos siguientes:

- a) Columnas en las que $P_{uc} < 0.3F_{yc}A_g$ para todas las combinaciones de carga, que satisfacen alguna de las condiciones siguientes:
 - i. Columnas de edificios de un solo piso o del entrepiso superior de edificios más altos.
 - ii. Columnas en las que: (a) la suma de las resistencias en cortante de todas las columnas del entrepiso que no satisfacen la Ecuación 2.18 es menor que el 20 por ciento de la suma de las resistencias en cortante de todas las columnas de marcos rígidos en el entrepiso que actúan en la misma dirección, y (b) la suma de las resistencias en cortante de todas las columnas que no satisfacen la Ecuación 2.18 en cada línea de marcos rígidos en el entrepiso es menor que el 33 por ciento de la resistencia en cortante de todas las columnas de los marcos rígidos situados en esa línea.

Una línea de columnas se define como una sola línea, o varias, paralelas entre sí, situadas dentro del 10 por ciento de la dimensión de la planta perpendicular a la línea de columnas.

La resistencia nominal en compresión de diseño:

$$P_c = F_{yc}A_g \quad \text{Ec. (2.21)}$$

- b) Columnas de cualquier entrepiso cuya relación resistencia/demanda en cortantes es 1.5 veces mayor que la del entrepiso situado encima.

CAPÍTULO 3

CALIBRACIÓN Y VALIDACIÓN DEL MODELO DE ELEMENTO FINITO

La palabra calibración puede definirse como el proceso de comparar los valores obtenidos por un instrumento de medición con la medida correspondiente de un patrón de referencia. De esta definición se puede deducir que para calibrar un instrumento o un estándar se necesita disponer de uno de mayor precisión, es decir, un modelo patrón [23]. En este trabajo se utiliza como “patrón” un estudio experimental sobre conexiones rígidas con columnas tipo cajón, sometidas a carga cíclica.

El término validación aquí se refiere a comparar los resultados del modelo patrón con los resultados obtenidos del modelo de elemento finito que se ha generado, es decir, el modelo calibrado. La validación tiene como propósito tener la certeza y confianza de que los modelos que se realicen sean correctos.

Para calibrar y validar en esta investigación se sigue el siguiente procedimiento: primero se escoge un espécimen probado de forma experimental; después se genera un modelo de elemento finito con la misma geometría y las mismas propiedades de los materiales, con el propósito de obtener un comportamiento similar; por último se comparan las curvas momento-rotación del modelo experimental con las del modelo numérico, ambas curvas deben ser similares para considerar el modelo calibrado como válido.

A partir de lo anterior pueden generarse nuevos modelos que incluyan nuevas características y parámetros que no hayan sido incluidos en el modelo patrón. Como se mencionó anteriormente el propósito de esta investigación es estudiar a través de modelos de elemento finito el comportamiento de conexiones rígidas con diafragma pasante cuando se someten a carga monótona y cíclica.

3.1 MODELO DE PATRÓN

En el capítulo anterior se describen algunos trabajos experimentales y analíticos en donde se estudia el comportamiento de conexiones rígidas sometidas a carga monótona y cíclica utilizando columnas cajón o HSS. Para la calibración y validación del modelo numérico que se presenta en este capítulo se utilizará un estudio realizado por Gholami, Deylami, Tehranizadeh en Irán (2013), se eligió este trabajo porque en la primera etapa se prueban las conexiones de forma experimental y en la segunda se generan modelos numéricos con las mismas características que las conexiones reales. Finalmente, en este trabajo se comparan ambos resultados y se comprueba que los modelos de elemento finito reproducen de manera adecuada el comportamiento de los modelos físicos.

3.1.1 ETAPA EXPERIMENTAL

En esta parte del estudio se probaron tres especímenes a escala natural que simulan una conexión exterior. El espécimen simula una columna a media altura entre dos pisos adyacentes y la mitad de una trabe. La configuración del espécimen de prueba se muestra en la figura 3.1.

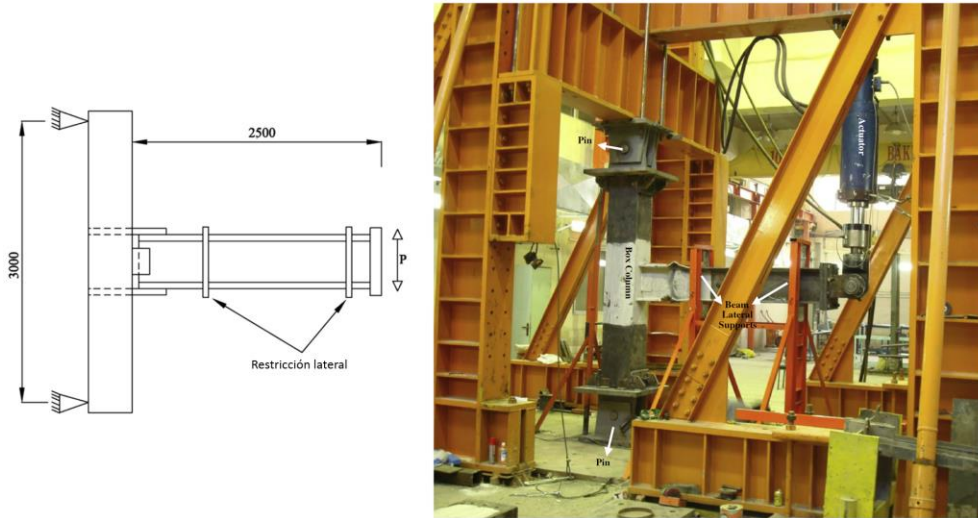


Figura 3.1. Del lado izquierdo se muestra la configuración esquemática del espécimen de prueba; del lado derecho el modelo experimental en el laboratorio [8].

La unión trabe-columna se realizó con conexiones a momento con placas horizontales o cubre placas. En todas las conexiones se utilizaron columnas tipo cajón y traveses tipo I; se conservó la misma sección tanto en traveses como en columnas. Todos los perfiles se formaron a partir de placas soldadas. El peralte de la trabe, el ancho del patín, el espesor del alma y el espesor del patín son respectivamente 380x200x8x12 (mm). El peralte y el ancho de la columna es el mismo y se tiene un espesor uniforme, las dimensiones son respectivamente 400x400x20x20 (mm). De acuerdo con la relación ancho-grueso del patín de la trabe y del alma, la trabe se clasifica como compacta, por lo tanto, es capaz de desarrollar el momento plástico.

Dado que se conservaron las mismas secciones para todos los especímenes, solo se varió la geometría de las cubre placas o el tamaño de la soldadura para conectar los patines de la trabe a las cubre placas. La tabla 3.1 muestra la información sobre los especímenes.

Tabla 3.1. Información de los tres especímenes [8].

Especímen	Longitud de cubre placa	Espesor de cubre placa superior	Espesor de cubre placa inferior	Tamaño de soldadura de filete longitudinal	Tamaño de soldadura de filete transversal
LF30	300	20	15	10	-
LF50	500	25	20	10	-
LF50-T	500	25	20	8	8

Nota: Todas las dimensiones están en mm.

La diferencia entre el espécimen LF50 y el LF30 es la longitud de las cubre placas y el esfuerzo de fluencia de la soldadura de filete para unir los patines de la trabe con las cubre placas, para el primer espécimen se utilizó un electrodo E6018 y una longitud de 500 mm para las cubre placas, mientras que para el segundo se utilizó un electrodo E7018 y una longitud de 300 mm para las cubre placas. El espécimen LF50T y el LF50 sólo difieren en la soldadura transversal al final de las cubre placas; el tamaño de la soldadura de filete del espécimen LF50-T es más pequeño que el del espécimen LF50 con el fin de conservar la longitud total de soldadura.

La placa de cortante se unió al patín de la columna y al alma de la trabe con soldadura de filete. Para unir las cubre placas al patín de la columna se utilizó soldadura de penetración completa; también se utilizó este tipo de soldadura para unir las placas de continuidad o diafragmas internos a los patines y almas de la columna.

Para obtener las propiedades mecánicas de los materiales se obtuvieron probetas de las diferentes placas que forman las trabes y columnas; posteriormente se realizaron pruebas de tensión para cada una de las probetas y se obtuvieron los datos que se muestran en la tabla 3.2.

Tabla 3.2. Propiedades mecánicas de los materiales [8].

Componente	Punto de fluencia		Punto último	
	Esfuerzo (MPa) σ_y	Deformación unitaria (%) ϵ_y	Esfuerzo (MPa) σ_u	Deformación unitaria (%) ϵ_u
Patín de viga	300	0.150	430	18
Alma de viga	310	0.155	400	17
Patín de columna	290	0.145	390	15
Alma de columna	290	0.145	390	15
Cubre placa superior	310	0.155	450	18
Cubre placa inferior	290	0.145	390	15

3.1.1.1 Configuración del espécimen e instrumentación

De acuerdo con la forma de los especímenes, la configuración de los modelos físicos pretende simular las condiciones de frontera de una conexión de borde sometida a momentos generados por las fuerzas laterales, como las que provoca un sismo. El extremo superior e inferior de la columna esta soportado por articulaciones reales. La trabe se soporta lateralmente para evitar que se presente pandeo lateral antes de que se forme la articulación plástica. La figura 3.1 muestra la configuración de un modelo físico que se probó en el laboratorio.

La carga cíclica se aplicó a través de un desplazamiento en el extremo final de la trabe con un actuador hidráulico. El actuador se encuentra montado entre el bastidor de reacción y el extremo final de la trabe, este sistema tiene la capacidad de desarrollar una fuerza de 1,000 kN y alcanzar un desplazamiento de 200 mm en ambas direcciones, el actuador cuenta con una célula de carga colocada en la punta para registrar las cargas aplicadas. El desplazamiento del actuador se mide a través de un transductor de desplazamiento interno y un LVDT² externo.

3.1.1.2 Historia de carga cíclica

Los especímenes se sometieron a la secuencia de carga propuesta por el AISC *Seismic Provisions* para conexiones a momento entre trabes y columnas. La historia de carga cíclica se muestra en la figura 3.2. El eje de las abscisas corresponde al número de pasos y el eje de las ordenadas a la rotación angular. La rotación angular θ corresponde a la relación del desplazamiento aplicado (en el extremo de la trabe) entre la distancia que existe de la cara de la columna a donde se aplica dicho desplazamiento. La carga cíclica se llevó a cabo controlando la rotación angular impuesta al modelo de prueba, como se especifica a continuación:

- (a) 6 ciclos a $\theta = 0.00375 \text{ rad}$
- (b) 6 ciclos a $\theta = 0.005 \text{ rad}$
- (c) 6 ciclos a $\theta = 0.0075 \text{ rad}$
- (d) 4 ciclos a $\theta = 0.01 \text{ rad}$
- (e) 2 ciclos a $\theta = 0.015 \text{ rad}$
- (f) 2 ciclos a $\theta = 0.02 \text{ rad}$

² Transformador diferencial de variación lineal (LVDT por sus siglas en inglés) es un tipo de transformador eléctrico utilizado para medir desplazamientos lineales.

- (g) 2 ciclos a $\theta = 0.03 \text{ rad}$
 (h) 2 ciclos a $\theta = 0.04 \text{ rad}$

Se continúa con los incrementos de carga de $\theta = 0.01 \text{ rad}$, con dos ciclos de carga hasta que la conexión falle.

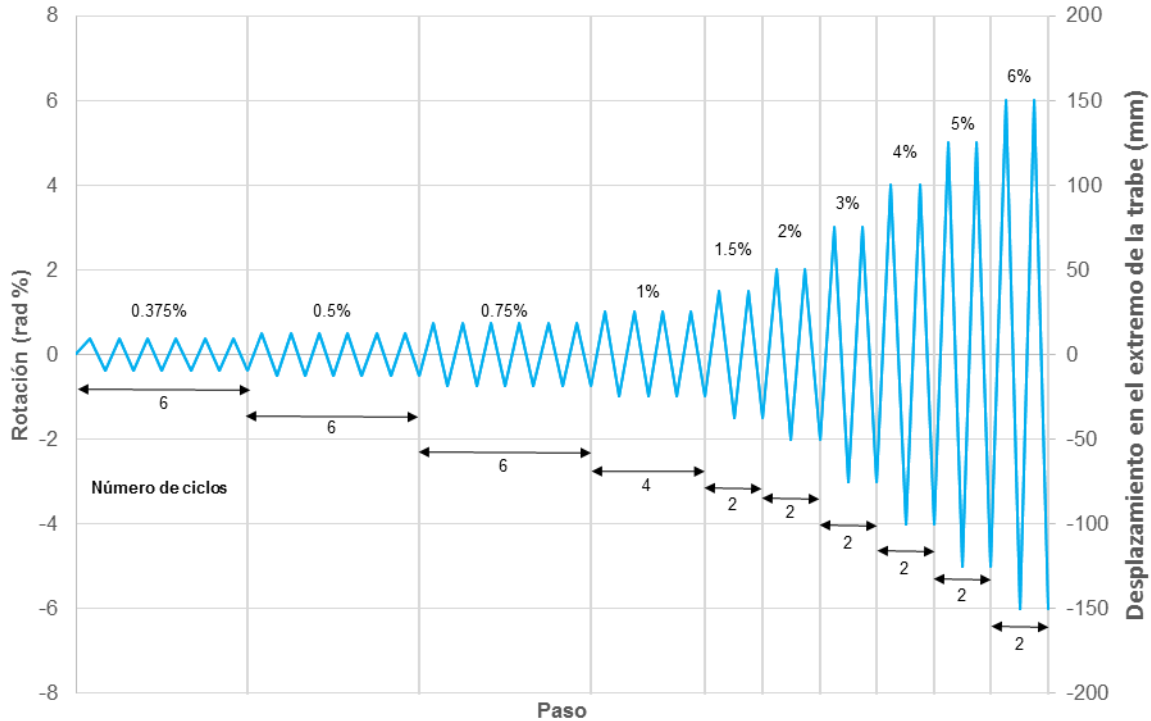


Figura 3.2. Historia de carga cíclica propuesta por el AISC *Seismic Provisions*.

3.1.1.3 Observaciones generales de la prueba

Como resultado de los ensayos se obtuvieron las curvas momento-rotación cíclicas de todos los especímenes. Para obtener estas curvas primero se registró la carga en el punto de aplicación hasta la falla, posteriormente al multiplicar esta carga por el brazo de palanca se obtiene el momento resistente de la conexión. El brazo de palanca es igual a la distancia desde el punto de aplicación de la carga a la cara de la columna, en todos los especímenes esta distancia se consideró de 2500 mm. La rotación angular se obtuvo como se menciona en el apartado 3.1.1.2.

La figura 3.3 muestra la curva momento-rotación del espécimen LF50 que es el modelo patrón en esta investigación. La fluencia de los especímenes inicio en el patín de la trabe al final de las cubre placas. Para una rotación del 4% se presentó un pandeo local en los patines de las trabes. Se pudo observar que para los ciclos correspondientes a una rotación del 5% la zona en la que se presenta pandeo local se incrementó.

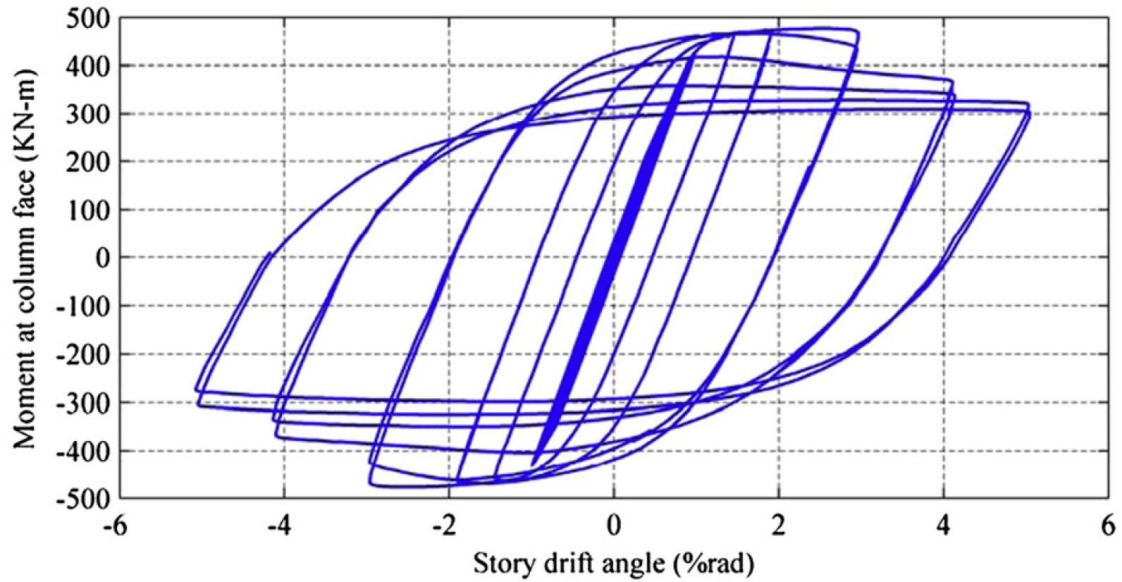


Figura 3.3. Curva de histéresis para el espécimen LF50 [8].

En la figura 3.4 se puede apreciar el espécimen LF50 al final de la prueba. La articulación plástica en todos los especímenes se forma al final de las placas horizontales, tal resultado es deseable porque el objetivo de las placas horizontales es forzar la deformación inelástica en la trabe lejos de la cara de la columna. Las tres conexiones que se probaron alcanzaron un momento resistente mayor al 80% del momento plástico de la trabe asociado a una rotación del 4%, por lo tanto, la conexión con cubre placas en todos los especímenes cumplieron con los requerimientos del AISC *Seismic Provisions* para marcos especiales a momento. La degradación de la resistencia de los especímenes resultó de forma dúctil tanto de forma local como global durante la carga cíclica.



Figura 3.4. Especimen LF50 al final de la prueba [8].

3.1.2 ETAPA NUMÉRICA

En esta etapa de la investigación realizada por M. Gholami (2013) et al. se estudian los mismos tres especímenes de la etapa experimental. Los modelos de elemento finito se generaron en el programa ABAQUS. Las traveses, columnas, placas, soldaduras de filete y penetración completa se modelaron con elementos sólidos de tres dimensiones. En la figura 3.5 se puede notar que el tamaño de la malla de los modelos de elemento finito varía a lo largo y alto de los elementos principales. Se utiliza un mallado fino cerca de la unión trabe columna y en las zonas donde se ubican los diafragmas; fuera de estas zonas la malla que se utiliza es más gruesa. En los elementos sólidos predomina la forma hexaédrica, pero cuando se presenta una geometría complicada se utilizan sólidos de forma tetraédrica.

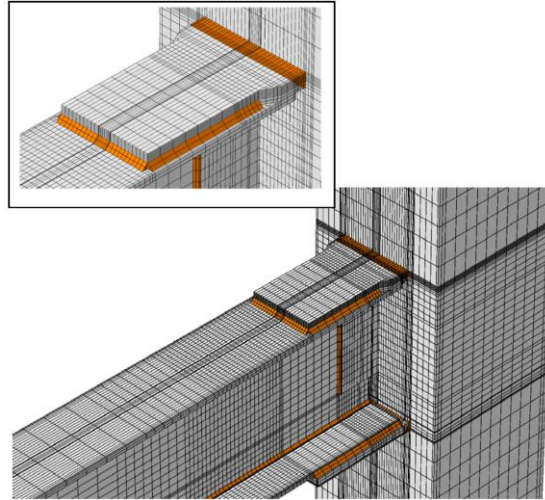


Figura 3.5. Modelo de elemento finito [8].

Como se mencionó anteriormente, las propiedades mecánicas se obtuvieron a través de las pruebas de tensión realizadas a cada una de las probetas que se extrajeron de las placas que forman el espécimen; los valores del esfuerzo de fluencia, del esfuerzo último, así como la deformación unitaria correspondiente a estos esfuerzos se muestran en la tabla 3.2. Para modelar las propiedades mecánicas de la soldadura se utilizaron los datos propuestos por Kaufmann (1997), se considera que el esfuerzo de fluencia para la soldadura es de 525 MPa asociado a una deformación unitaria de 0.26%, y que el esfuerzo último es de 560 MPa, asociado a una deformación unitaria de 12%.

Se utilizó modelo bilineal para representar la curva esfuerzo-deformación de todos los componentes, en donde el primer punto corresponde a la fluencia del material y el segundo punto al esfuerzo último; con este modelo se pretende tomar en cuenta el endurecimiento por deformación que experimenta el acero estructural. Se tomó un coeficiente de Poisson de 0.3 para el acero estructural y la soldadura.

Para representar las condiciones de frontera del modelo físico se restringen los desplazamientos en las tres direcciones (x , y , z) tanto en la parte superior como inferior de la columna, simulando un apoyo simple. La carga se aplicó gradualmente a través de un desplazamiento vertical en el extremo final de la trabe. Para el post-procesamiento de los resultados del modelo de elemento finito, se registró la carga en el punto de aplicación hasta la falla. Al igual que en la fase experimental el momento resistente de la junta se tomó como el producto de la carga por su brazo de palanca.

La etapa numérica del estudio al igual que la etapa experimental sólo contó con ensayos cíclicos, en la figura 3.6 se muestran las curvas momento-rotación del espécimen LF50 obtenidas del ensayo experimental y del modelo de elemento finito. Se puede observar que hasta los ciclos correspondientes

al 3% de rotación ambos modelos prácticamente tienen el mismo comportamiento, a partir de ahí hasta los ciclos correspondientes al 5% de rotación la curva del modelo numérico empieza a separarse de la curva experimental, estas diferencias se atribuyen a la incertidumbre de los materiales y a los esfuerzos residuales. Se considera que los resultados experimentales y numéricos son muy similares y que el grado de exactitud es bueno.

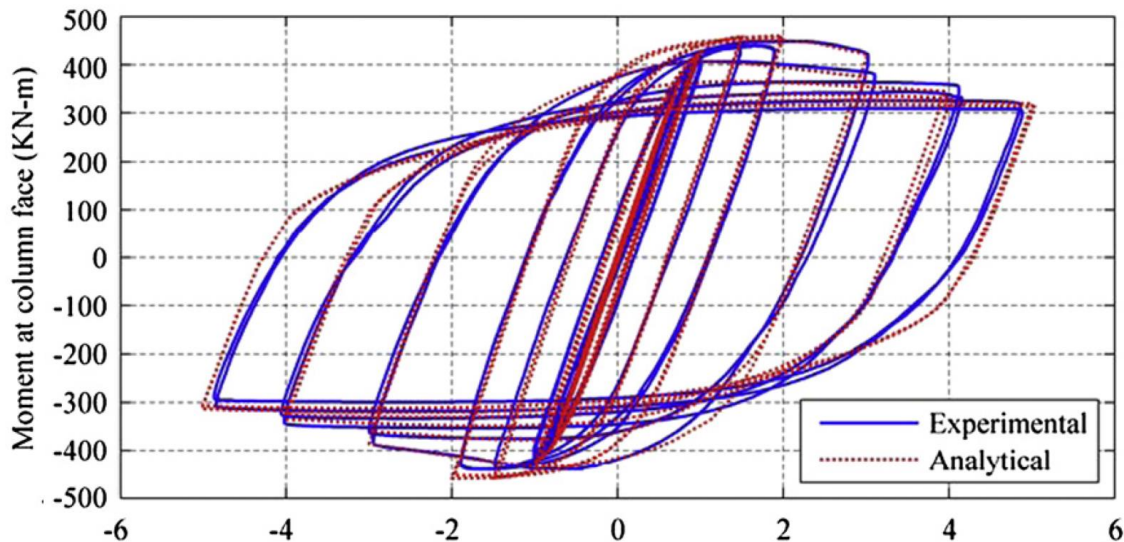


Figura 3.6. Comparación de resultados analíticos y experimentales para el espécimen LF50 [8].

3.2 CALIBRACIÓN

En esta investigación se decidió utilizar el programa de elemento finito ANSYS por las siguientes razones: la primera es que existe mucha información bibliográfica y digital disponible para utilizar el programa; además la interfaz gráfica es más sencilla que la de otros programas. La segunda razón es que la geometría de los modelos se puede realizar en un programa tipo CAD y posteriormente importarla de una manera muy simple al programa ANSYS para realizar el análisis. En este trabajo la geometría de los modelos se realiza en el programa Inventor. La última razón es que el trabajo de Ruiz (2010) sirvió para conocer los modelos de los materiales, los tipos de elementos, el mallado y los elementos de contacto; con base en esta información se eligieron los parámetros más adecuados para simular el comportamiento real de la conexión.

3.2.1 DETALLES GEOMÉTRICOS

Se tomará al espécimen LF50 como modelo patrón, por lo tanto, los datos obtenidos tanto del ensayo experimental como el numérico servirán para calibrar y validar los resultados del modelo de elemento finito que se genere en este capítulo. En la figura 3.7 se muestran las dimensiones de los elementos principales del modelo, la ubicación de cada uno de los componentes de la conexión y las claves para poder identificar sus dimensiones en la tabla 3.3.

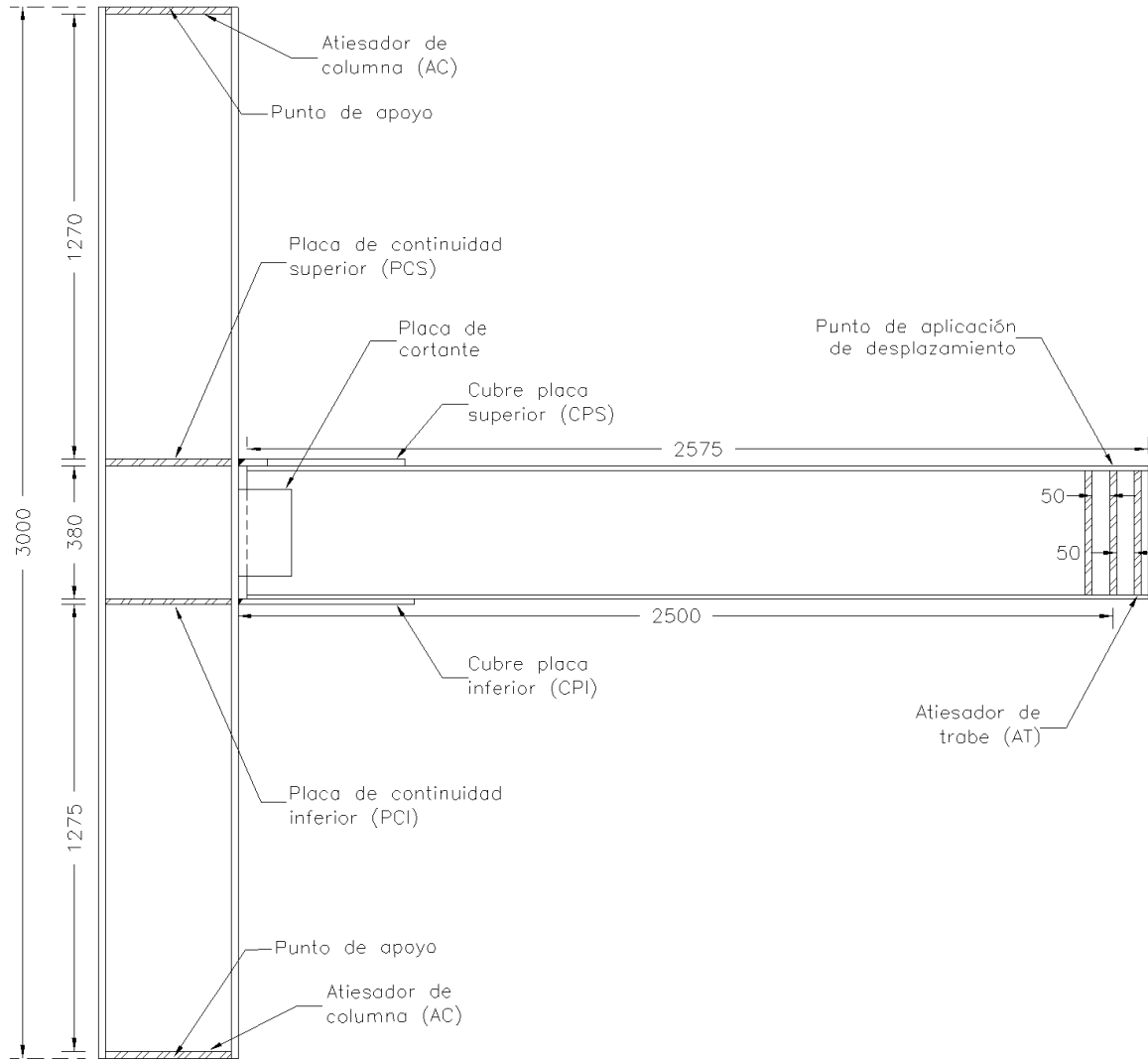


Figura 3.7. Geometría del modelo de validación, dimensiones en mm.

El modelo está compuesto por una columna de 3.0 m de altura y una trabe de 2.58 m conectada al centro de la columna. El espécimen pretende simular una conexión de borde con una columna a media altura entre dos pisos adyacentes y la mitad de una trabe. En la figura 3.8 se muestran las secciones transversales de la trabe y de la columna; y en la figura 3.9 la geometría de las cubre placas.

Tabla 3.3. Dimensiones de atiesadores, placas de continuidad y placa de cortante.

Placa	Espesor (mm)	Ancho (mm)	Largo (mm)
AC	20	360	360
PCS	20	360	360
PC	8	100	250
PCI	15	360	360
AT	12	96	356

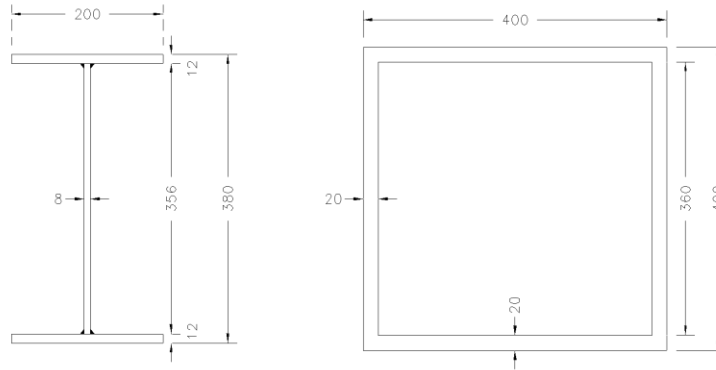


Figura 3.8. Sección transversal de trabe y columna, dimensiones en mm.

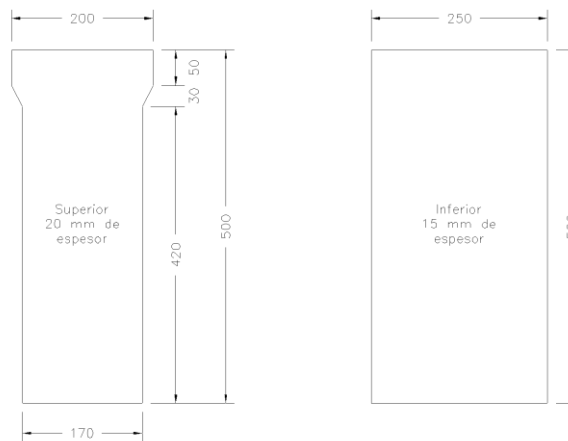


Figura 3.9. Dimensiones de cubre placa superior e inferior, dimensiones en mm.

Las cubre placas se unen al patín de la columna con soldadura de penetración completa, esto puede realizarse en taller o en campo. Se tiene una mayor calidad si las soldaduras se hacen en el taller, pero se tienen dos desventajas, la primera, que se dificulta transportar las columnas del taller a la obra; y la segunda que las cubre placas pueden llegar dobladas a la obra.

Como se mencionó anteriormente se utiliza soldadura de filete para unir las cubre placas a los patines de la trabe, esta soldadura se realiza en campo. La geometría de las cubre placas es propuesta de tal forma que la soldadura de filete se realice en posición horizontal, evitando las complicaciones de soldar sobre cabeza. En la tabla 3.4 se presenta la longitud requerida de soldadura de filete, ésta se determinó de acuerdo con lo establecido en el AISC *Seismic Provisions*. Basándose en este procedimiento, la resistencia de la soldadura de filete debe ser al menos igual a la carga que provoca la fluencia de la cubre placa.

Tabla 3.4. Datos para diseñar soldadura de filete que une las cubre placas con los patines de la trabe [8].

Espécimen	b_p (mm)	t_p (mm)	A_p (mm ²)	F_{yp} (MPa)	P_{yp} (kN)	EXX	F_{EXX} (MPa)	t_w (mm)	L_w (mm)
LF50	250	20	5000	260	1300	E6018	420	10	486

b_p : ancho de cubre placa; t_p : espesor de cubre placa; A_p : área de cubre placa en la cara de la columna; F_{yp} : esfuerzo de fluencia medido de la cubre placa; P_{yp} : carga que provoca la fluencia de la cubre placa; EXX: tipo de electrodo para soldadura de filete; F_{EXX} : esfuerzo de fluencia del electrodo; t_w : tamaño de soldadura de filete; $L_w = \frac{P_{yp}}{\phi(0.6F_{EXX})(0.707t_w)}$: longitud de soldadura requerido; $\phi = 0.75$.

3.2.2 MATERIALES

3.2.2.1 Propiedades mecánicas

La curva esfuerzo-deformación del acero estructural se obtiene a través de una prueba de tensión uniaxial; el esfuerzo se calcula dividiendo la carga aplicada entre el área de la sección transversal inicial de la probeta; y la deformación unitaria se calcula dividiendo el cambio de longitud entre la longitud inicial de la probeta.

El comportamiento no lineal del material está basado en la teoría plástica; la plasticidad implica que una vez que se supera el límite elástico o de fluencia del material las deformaciones que se presentan son permanentes e irreversibles, a pesar de que se retiren las cargas que producen esta deformación.

Cuando se alcanza el esfuerzo de fluencia, el acero generalmente se representa con dos tipos de comportamiento: elastoplástico perfecto o plasticidad con endurecimiento; en el primero las deformaciones crecen de manera indefinida bajo un esfuerzo constante igual al esfuerzo de fluencia; en el segundo se necesitan esfuerzos progresivamente más grandes para aumentar su deformación plástica total. En el segundo comportamiento la regla que especifica la respuesta después del esfuerzo de fluencia se conoce como regla de endurecimiento. Un modelo de plasticidad requiere de dos valores, el criterio de fluencia inicial y la regla de flujo; el primero define el límite elástico del material, y el segundo define la magnitud y dirección de los incrementos en las deformaciones plásticas [4].

El acero estructural es un material dúctil, se entiende por ductilidad a la capacidad de ciertos materiales de experimentar deformaciones más allá del límite elástico sin reducir de manera significativa su rigidez y resistencia. Para los materiales dúctiles existen dos teorías de falla: la teoría de máximo esfuerzo cortante (Criterio de Tresca) y la teoría de la máxima energía de distorsión (Criterio de Von Mises); ésta última puede considerarse como un refinamiento del criterio de Tresca [24]. El programa ANSYS utiliza el criterio de fluencia de Von Mises; este define el límite elástico de metales dúctiles; a grandes rasgos, cuando el esfuerzo equivalente de Von Mises excede el esfuerzo de fluencia uniaxial del material, se considera que el material realmente ha fluido³.

Las reglas de endurecimiento describen la superficie de fluencia con el progresivo cambio de ésta más allá del límite elástico, de modo que las condiciones para las subsecuentes superficies de fluencia se establecen bajo esta regla. Existen dos reglas: endurecimiento isotrópico y endurecimiento cinemático [4]. En general, la superficie de fluencia puede cambiar en tamaño (endurecimiento isotrópico) o localización del centro (endurecimiento cinemático) como una consecuencia de la deformación plástica.

El endurecimiento isotrópico postula que la superficie de fluencia se expande uniformemente sobre el origen del espacio de esfuerzos, mientras que la localización de su centro permanece sin cambios mientras se desarrollan las deformaciones plásticas. El endurecimiento cinemático asume que la superficie de fluencia permanece constante en tamaño y que la superficie sólo se traslada en el espacio de esfuerzos [25]. En la figura 3.10 se muestran las reglas de endurecimiento.

³ Si se desea conocer más sobre el Criterio de Von Mises consultar la referencia [4]

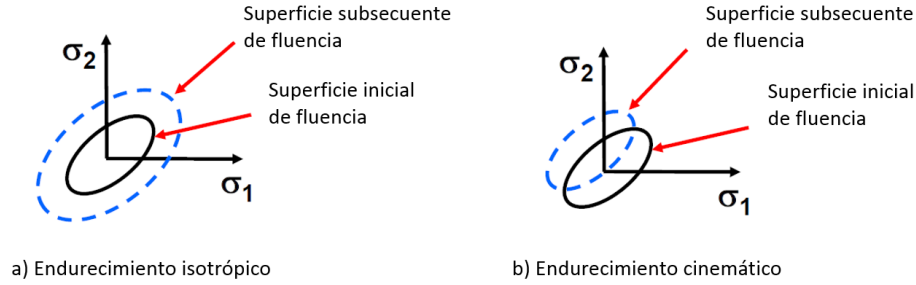


Figura 3.10. Reglas de endurecimiento [25].

3.2.2.2 Modelo de los materiales

Los modelos de los materiales en ANSYS combinan los criterios de Von Mises con las dos reglas de endurecimiento isotrópico y cinemático; la curva esfuerzo deformación del material puede representarse con un modelo bilineal o multilineal, de tal forma que el programa cuenta con los modelos que se muestran en la tabla 3.5 para representar las propiedades mecánicas del material:

Tabla 3.5. Modelos de materiales disponibles en ANSYS.

Clave	Modelo del material
BISO	Endurecimiento Isotrópico Bilineal
BKIN	Endurecimiento Bilineal Cinemático
MISO	Endurecimiento Multilineal Isotrópico
KINH	Endurecimiento Multilineal Cinemático

De acuerdo con la referencia [25] los modelos de endurecimiento isotrópico no son recomendable para simular el comportamiento bajo cargas cíclicas debido a que exagera el efecto Bauschinger; éstos son recomendados para simular grandes deformaciones bajo cargas monótonas crecientes. Para simular los efectos de carga cíclica se recomienda utilizar los modelos cinemáticos porque representan mejor el efecto Bauschinger. Como se mencionó en el apartado 3.1.2. el comportamiento de todos los materiales se describe con una curva esfuerzo deformación bilineal (ver figura 3.11), y como se pretende simular el comportamiento bajo carga cíclica, el modelo que se utiliza en el programa para el acero de las placas y la soldadura es el *BKIN* (Endurecimiento Bilineal Cinemático).

El efecto Bauschinger se refiere al fenómeno por el cual el límite de fluencia a tensión no coincide con el obtenido a compresión bajo carga cíclica, y es además indicativo del hecho que la superficie no crezca en todas las direcciones por igual, a medida que se desarrolla la deformación plástica [4].

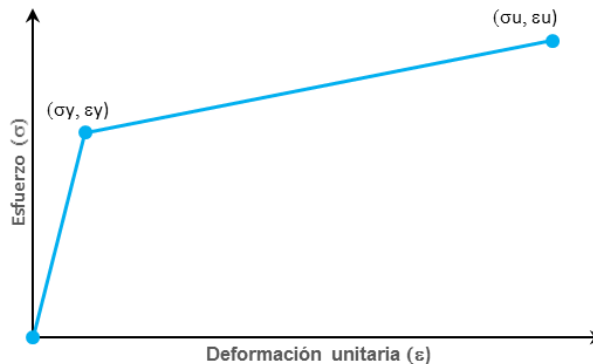


Figura 3.11. Modelo bilineal para representar curva esfuerzo deformación en el programa ANSYS [8].

3.2.3 MALLADO

La geometría del modelo se creó en el programa Inventor y posteriormente se exportó al programa ANSYS para generar el mallado. Las mallas tridimensionales creadas en el programa deben estar formadas por elementos prismas, pirámides, tetraedros o hexaedros, debe existir continuidad en la malla y cada uno de los elementos que la integran deben coincidir en los nodos, que son los puntos que tienen en común. Los dos factores que deben tomarse en cuenta para generar una malla son el tipo de elemento y el refinamiento que se le asigna a determinada zona [26].

Para las placas que componen el modelo numérico: cubre placas, trabe, columna, atiesadores, placas de continuidad y placa de cortante, se decidió utilizar una malla formada por elementos sólidos hexaédricos. Debido a que se obtiene un menor número de elementos que generando una malla con elementos tetraédricos; esto lo demostraron Ruiz (2010) y Santiago (2011) haciendo una comparativa entre los dos tipos de mallas para un mismo modelo numérico.

El refinamiento está asociado a la precisión que se desea obtener en el análisis, entre más fina sea la malla mayor exactitud se obtendrá en los resultados, por lo tanto, se requiere una malla fina en las zonas donde se prevé que exista un gradiente elevado de esfuerzos o un comportamiento inelástico del material, por ejemplo, en la unión trabe columna, la zona del panel y las soldaduras. Fuera de estas zonas se utiliza una malla más gruesa debido a que el comportamiento no es crítico y los esfuerzos que se presentaron permanecerán en el rango elástico del material. En la figura 3.12 se puede observar la malla del modelo calibrado y el refinamiento en algunas zonas.

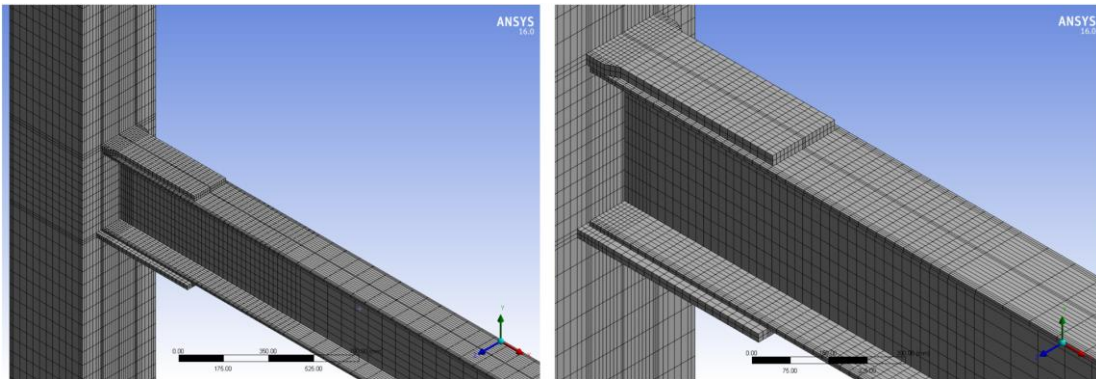


Figura 3.12. Mallado del modelo de elemento finito.

El modelo de elemento finito cuenta con 24,240 elementos sólidos y 137,901 nodos. Al generar la malla se debe buscar reducir el número de elementos al mínimo posible sin que esto implique falta de precisión en los resultados; tener un número reducido de elementos requiere de menos iteraciones para que se obtenga la solución. Tener un número elevado de elementos implica un mayor costo computacional para representar el comportamiento del modelo numérico y la exactitud de los resultados no difiere drásticamente.

3.2.4 TIPOS DE ELEMENTOS

El modelo de elemento finito está compuesto por elementos sólidos de tres dimensiones, en general, en la literatura los elementos se clasifican en elementos de primer y segundo orden. Los elementos de primer orden tienen ocho nodos con tres grados de libertad en cada nodo y los de segundo orden están compuestos por veinte nodos con tres grados de libertad en cada nodo. Los grados de libertad corresponden a traslación en tres direcciones X, Y, Z.

El programa ANSYS cuenta con más de 166 elementos disponibles, la elección de un determinado tipo de elemento depende del material que se asignará al modelo y de las propiedades que debe tener el elemento para reproducir las características reales del material asignado, en este caso el acero estructural. Ruiz (2010) recomienda utilizar elementos *SOLID185* y *SOLID186*, las características de cada uno de los elementos se muestran a continuación:

3.2.4.1 SOLID185

Elemento sólido estructural de tres dimensiones, tipo hexaedro definido por ocho nodos con tres grados de libertad en cada nodo: desplazamiento en tres direcciones X, Y, Z. El elemento reproduce plasticidad, hiperelasticidad, endurecimiento por deformación, fluencia, grandes desplazamientos y gran capacidad de deformación. También tiene la capacidad de formulación mixta para la simulación de las deformaciones de materiales elastoplásticos y materiales hiperelásticos [4]. Ver figura 3.13.

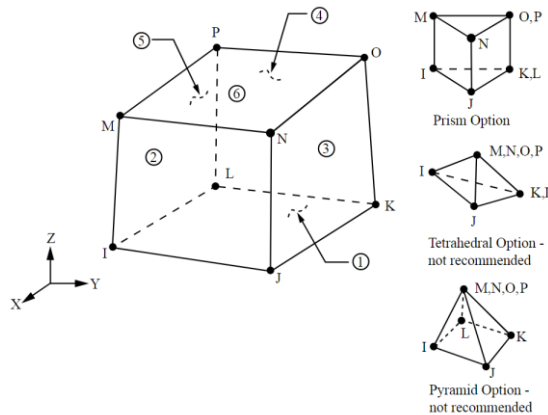


Figura 3.13. Geometría de *SOLID185* [27].

3.2.4.2 SOLID186

Elemento superior sólido estructural, tipo hexaedro definido por veinte nodos con tres grados de libertad en cada nodo: desplazamiento en tres direcciones X, Y, Z. El elemento reproduce plasticidad, hiperelasticidad, endurecimiento por deformación, fluencia, grandes desplazamientos y gran capacidad de deformación. También tiene la capacidad de formulación mixta para la simulación de las deformaciones de materiales elastoplásticos y materiales hiperelásticos. Este elemento tiene un comportamiento de segundo orden para desplazamientos [4]. Ver figura 3.14.

El modelo calibrado está compuesto en su totalidad por elementos tipo *SOLID186* y la malla del modelo analítico está formada en su mayoría por elementos sólidos hexaédricos, a excepción de la cubre placa superior en la cual debido a la geometría de esta se utiliza una combinación de hexaedros y tetraedros.

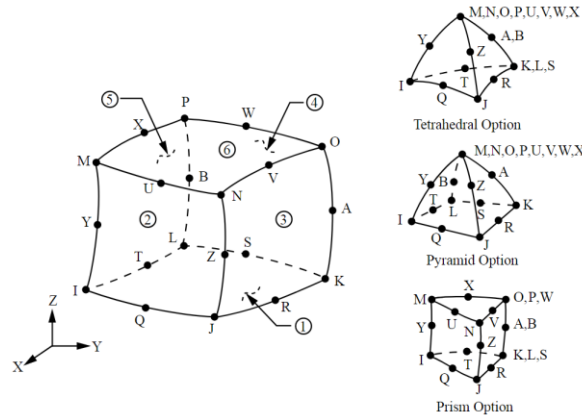


Figura 3.14. Geometría de SOLID186 [28].

3.2.5 CONTACTO

La zona de unión en la conexión está compuesta por placas que están en contacto unas con otras debido a las cargas que actúan en el espécimen; entre la unión de cada una de las partes puede existir separación o aplastamiento. Para simular este tipo de comportamientos ANSYS utiliza los elementos de contacto.

La primera clasificación que hace el programa ANSYS corresponde al comportamiento de los cuerpos en contacto: rígido a flexible, y flexible a flexible. En esta investigación el problema que se estudia es flexible a flexible porque las superficies en contacto son del mismo material. El programa clasifica a las superficies de contacto en dos, superficie objetivo (TARGET) y una superficie contacto (CONTACT) [4]. Existen dos tipos de contactos: asimétrico y simétrico, Santiago (2011) los describe de la forma siguiente:

- **Contacto asimétrico:** es aquel que tiene todos los elementos de contacto en una superficie y todos los elementos objetivo en la otra superficie.
- **Contacto simétrico:** se refiere a asignar cada superficie para ser ambas un objetivo y contacto, es decir, se van a generar dos pares de contacto entre las superficies que se encuentran en contacto.

El contacto asimétrico es la forma más eficiente de modelar los contactos de superficie a superficie, el contacto simétrico se utiliza cuando no es fácil identificar cuál es la superficie objetivo y cuál la de contacto debido a que ambas cuentan con características similares.

En este trabajo se utiliza el contacto asimétrico, en este la superficie objetivo siempre es la superficie más rígida y la superficie de contacto es siempre la más deformable. Cuando no es fácil identificar cuál es la superficie objetivo y cuál la de contacto, en la referencia [29] se hacen las siguientes recomendaciones:

- Si una superficie tiene una malla gruesa y la otra una más fina, la superficie con la malla gruesa será la superficie objetivo.
- Si una superficie es más rígida que otra, la más rígida será la superficie de objetivo.
- Si el tamaño de una superficie es más grande que otra, la mayor será la superficie objetivo.

3.2.5.1 Tipos de comportamiento

Para simular el comportamiento que existe entre las superficies de contacto, el programa cuenta con los siguientes tipos de comportamiento:

- **Estándar (standard):** modelos de contacto unilateral estándar, es decir, la presión normal es igual a cero si se produce separación.
- **Rugoso (rough):** se utilizan modelos de fricción perfecta, donde no hay deslizamiento. Este caso corresponde a un coeficiente de fricción infinito y omite la propiedad del material MU (coeficiente de fricción).
- **No separación (no separation):** modelos sin separación de contacto, en el que están vinculados el objetivo y la superficie de contacto; en este modelo, a pesar de esto, el deslizamiento está permitido tomando en cuenta fricción para el resto del análisis una vez establecido éste (contacto).
- **Unido (Bonded):** este comportamiento fija entre sí el objetivo y las superficies de contacto en todas las direcciones (una vez establecido el contacto) para el resto del análisis.

Las conexiones que se analizan en esta investigación son completamente soldadas, es decir, todas las partes que componen la conexión se unen a través de soldadura, ya sea de filete o de penetración completa. Por ejemplo, las cubre placas se unen al patín de la columna con soldadura de penetración completa; los patines de la trabe se unen a las cubre placas con soldadura de filete, la placa de cortante se une al patín de la columna y al alma de la viga a través de soldadura de filete. Por lo tanto, se eligió el comportamiento tipo “*Bonded*” para simular todos los contactos

3.2.5.2 Algoritmos de contacto

Los algoritmos de contacto son formulaciones numéricas capaces de definir las zonas de contacto y asegurar el cumplimiento de la no penetración. Para elegir algún algoritmo debe existir compatibilidad con el comportamiento del contacto que se desea simular [4]. El programa cuenta con los siguientes algoritmos:

- Método de Lagrange aumentado
- Método de penalización
- Algoritmo MPC (*multipoint constraint*)
- Método de Lagrange y penalización
- Método de Lagrange

Para el comportamiento tipo “*Bonded*” que se utiliza en trabajo para simular las conexiones soldadas, la referencia [29] recomienda utilizar el algoritmo MPC, debido a que este algoritmo agrega internamente ecuaciones de restricción para unir o ligar los desplazamientos entre superficies de contacto. El algoritmo MPC no está basado en la penalización o en el multiplicado de Lagrange, es una manera directa y eficiente de relacionar superficies de contacto que tienen un comportamiento tipo “*Bonded*”. Además de que se reduce el número de iteraciones y la duración de cálculo computacional.

3.2.6 CONDICIONES DE FRONTERA

Las condiciones de frontera están compuestas por las cargas aplicadas y las restricciones, en términos del elemento finito, las restricciones son llamadas “condiciones de frontera esenciales,” y las cargas se denominan “condiciones naturales de frontera”. El modelo está restringido de forma traslacional en tres direcciones (X, Y, Z) en el extremo superior e inferior de la columna, específicamente en los nodos que forman parte de la línea que se muestra en la figura 3.15. En este trabajo el modelo se sometió a carga monótona y carga cíclica; mientras que el modelo patrón únicamente se estudió ante carga cíclica.

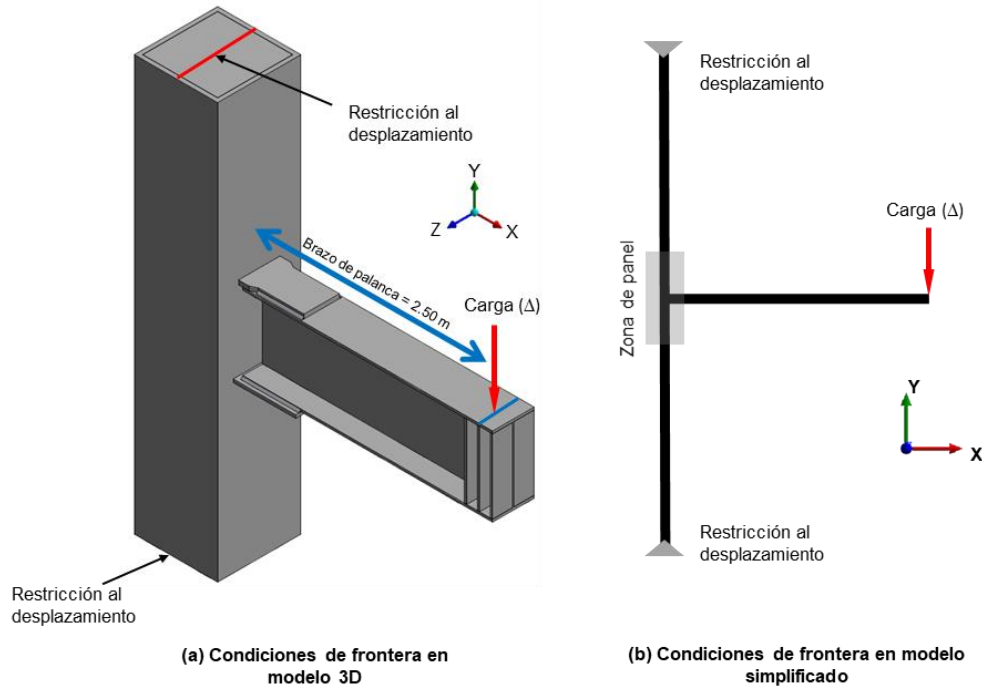


Figura 3.15. Condiciones de frontera [4].

Tanto la carga monótona como la cíclica se aplicaron al modelo en intervalos o pasos de carga hasta llegar a la carga máxima que resiste la conexión, que es cuando falla alguno de los elementos que componen el modelo. En ambos tipos de carga el primer paso consistió en aplicar el peso propio.

Durante el análisis, la carga puntual que se aplica en el extremo final de la trabe es controlada por un desplazamiento vertical que puede incrementar o disminuir su magnitud dependiendo el tipo de carga al que se somete al modelo, es decir, si es monótona o cíclica. Este desplazamiento vertical se aplica a una distancia de 2.5 m medida desde el paño de la columna, ver figura 3.15.

La carga es aplicada en el patín superior de la trabe y se distribuye sobre el área proyectada de los atiesadores que es de 40cm^2 , la magnitud de esta área corresponde al ancho del patín de la trabe (200 mm) por el espesor de los atiesadores (20 mm). Los atiesadores se colocaron para evitar un pandeo en el alma o en el patín de la viga.

3.2.6.1 Carga monótona

En la tabla 3.6 se muestra el protocolo de carga monótona. Se aplicaron 10 pasos de carga antes de llegar a la carga máxima, en el primer paso se incluyó el peso propio. Cada paso de carga estuvo compuesto por un número variable de subpasos; hasta el paso seis el número de subpasos fue de tres, a partir de éste se incrementó el número de subpasos a diez.

Tabla 3.6. Protocolo de carga monótona.

Pasos de carga	Tiempo (s)	Δ_v (mm)	Rotación (%)	Carga puntual (kN)	Carga puntual (ton)	Carga distribuida (MPa)	Carga distribuida (kg/cm ²)	Momento aplicado (kN-m)	Momento aplicado (ton-m)
1	1	Peso	propio						
2	2	9.4	0.375	69.48	7.08	17.37	177.07	173.71	17.71
3	3	12.5	0.50	92.92	9.47	23.23	236.79	232.29	23.68
4	4	18.8	0.75	138.41	14.11	34.60	352.73	346.03	35.27
5	5	25.0	1.00	173.08	17.64	43.27	441.08	432.70	44.11
6	6	37.5	1.50	188.97	19.26	47.24	481.57	472.43	48.16
7	7	50.0	2.00	193.47	19.72	48.37	493.04	483.68	49.30
8	8	75.0	3.00	199.45	20.33	49.86	508.28	498.63	50.83
9	9	100.0	4.00	203.45	20.74	50.86	518.48	508.63	51.85
10	10	125.0	5.00	205.81	20.98	51.45	524.49	514.53	52.45

3.2.6.4 Carga cíclica

La tabla 3.7 se muestra el protocolo de carga cíclica que se siguió, este consistió en aplicar 64 pasos de carga, en el primer paso se incluyó el peso propio de la estructura. Cada paso de carga estuvo compuesto por un número variable de subpasos; hasta el paso 36 el número de subpasos fue de tres, del paso 37 al 44 se aplicaron nueve subpasos, y a partir del paso 37 el número de subpasos fue de diecinueve. El propósito de incrementar el número de subpasos es obtener un mayor número de puntos en el comportamiento no lineal del modelo.

En la figura 3.16 se presenta el protocolo de carga cíclica, en esta gráfica el eje de las abscisas representa el número de pasos de carga, el eje principal de las ordenadas corresponde a la rotación que se presenta en la conexión, y el eje secundario de las ordenadas representa el desplazamiento en el extremo de la trabe.

Tabla 3.7. Protocolo de carga cíclica.

Número de ciclos	Intervalo de pasos de carga	Número de pasos de carga	Sub pasos	Δ_v (mm)	Rotación (%)	Carga puntual (kN)	Carga puntual (ton)	Carga distribuida (MPa)	Carga distribuida (kg/cm ²)	Momento aplicado (kN-m)	Momento aplicado (ton-m)
6	1 - 12	12	52	9.375	0.375	70.85	7.22	17.71	180.56	177.13	18.06
6	13 - 24	12	48	12.50	0.50	94.18	9.60	23.55	240.01	235.45	24.00
6	25 - 36	12	48	18.75	0.75	139.96	14.27	34.99	356.68	349.90	35.67
4	37 - 44	8	80	25.00	1.00	175.19	17.86	43.80	446.46	437.98	44.65
2	45 - 48	4	80	37.50	1.50	191.34	19.50	47.84	487.61	478.35	48.76
2	49 - 52	4	80	50.00	2.00	196.02	19.98	49.01	499.54	490.05	49.95
2	53 - 56	4	80	75.00	3.00	160.66	16.38	40.17	409.43	401.65	40.94
2	57 - 60	4	80	100.00	4.00	142.66	14.54	35.67	363.56	356.65	36.36
2	61 - 64	4	80	125.00	5.00	137.36	14.00	34.34	350.05	343.40	35.01
2	65 - 68	4	80	150.00	6.00	142.28	14.50	35.57	362.59	355.70	36.26
34	68	68	708								

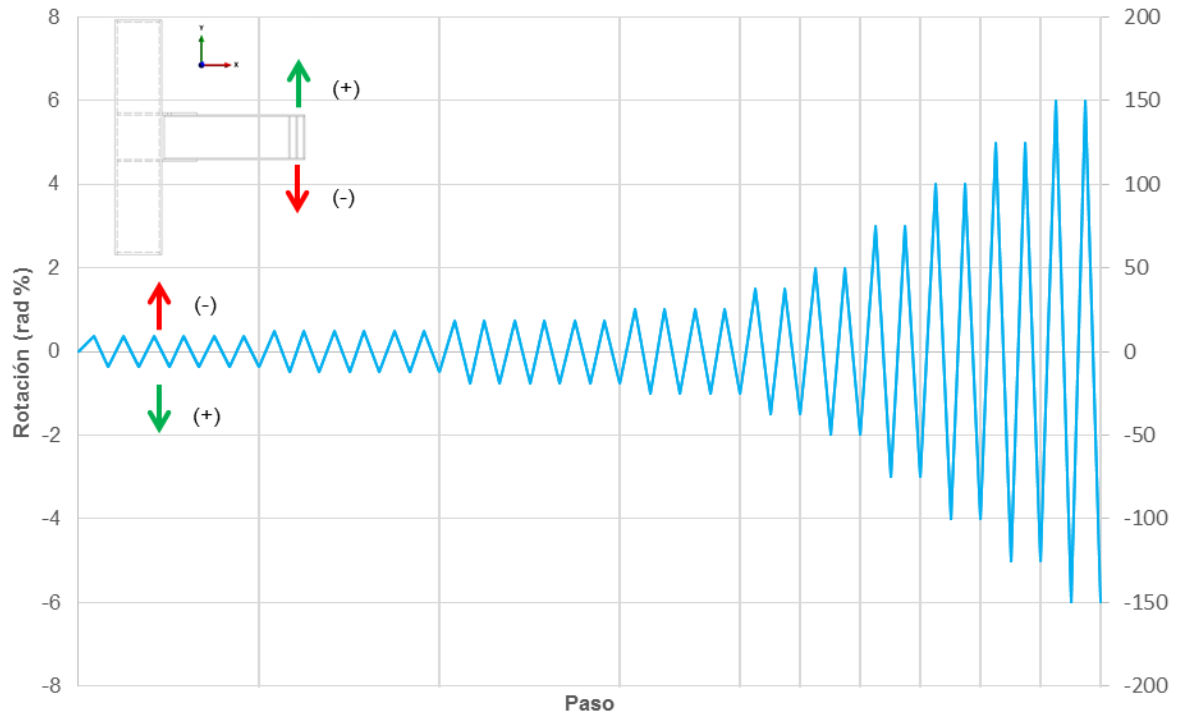


Figura 3.16. Protocolo de carga cíclica.

3.3 VALIDACIÓN

El primer parámetro de validación que se utiliza es la curva momento–rotación de la conexión, en esta gráfica el eje de las abscisas corresponde a la rotación en la conexión y el eje de las ordenadas al momento aplicado en la cara de la columna. La rotación angular, θ , se define como la relación del desplazamiento aplicado entre la distancia que existe de la cara de la columna a donde se aplica dicho desplazamiento; y el momento resistente de la junta se obtiene como el producto de la carga registrada en el punto de aplicación por su brazo de palanca.

Aunque en la fase experimental y numérica de la investigación realizada por M. Gholami (2013) no se realizaron ensayos bajo carga monótona, en esta investigación se decidió someter al modelo de elemento finito primero a carga monótona y después a carga cíclica. La razón por la que se tomó esta decisión es que el ensayo bajo carga monótona requiere menos tiempo de cálculo computacional y se puede obtener una primera comparación entre los resultados del modelo numérico y los datos experimentales con el fin de verificar que el modelo de elemento finito es correcto.

La figura 3.17 exhibe la curva momento-rotación cíclica o de histéresis del modelo experimental y la curva momento-rotación monótona del modelo de elemento finito. Se observa que para rotaciones menores al 2% ambos modelos tienen la misma resistencia, a partir de esta rotación la conexión sometida a carga cíclica muestra una degradación de resistencia conforme aumentan los ciclos de carga. En el modelo numérico sometido a carga monótona el momento último tuvo un valor de 514.53 kN·m y se presentó para una rotación del 5%; para esta misma rotación el ensayo experimental sometido a carga cíclica registró un momento de 315 kN·m; esto significa que existe una pérdida de resistencia de casi el 40% al aplicar la carga cíclica reversible a la conexión.

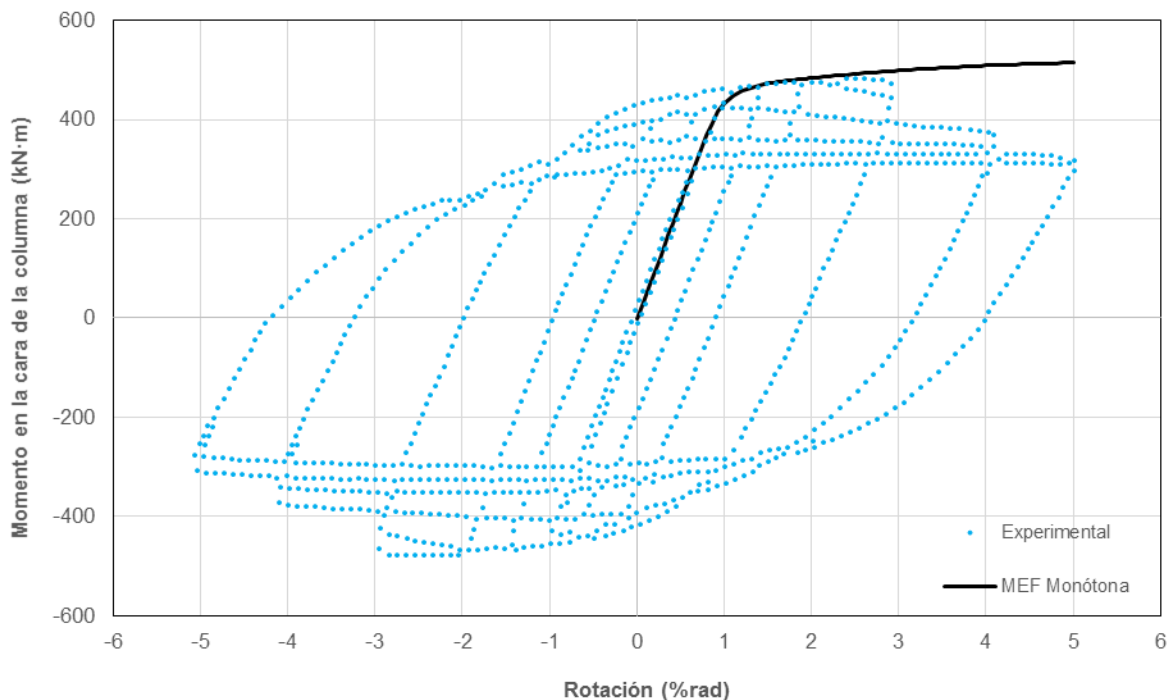


Figura 3.17. Curva de histéresis experimental y curva momento-rotación monótona.

Una vez que se comprobó que la curva momento-rotación monótona era bastante estable se procedió a someter al modelo de elemento finito a la historia de carga cíclica propuesta por el AISC. Como resultado de múltiples calibraciones se obtuvo una curva de histéresis bastante congruente con los datos experimentales. El desplazamiento máximo en el extremo de la trabe fue de 125 mm, es decir, se registró una rotación del 5% al final de la prueba como se puede observar en la figura 3.18. En total se aplicaron 64 de 68 ciclos de carga al modelo calibrado.

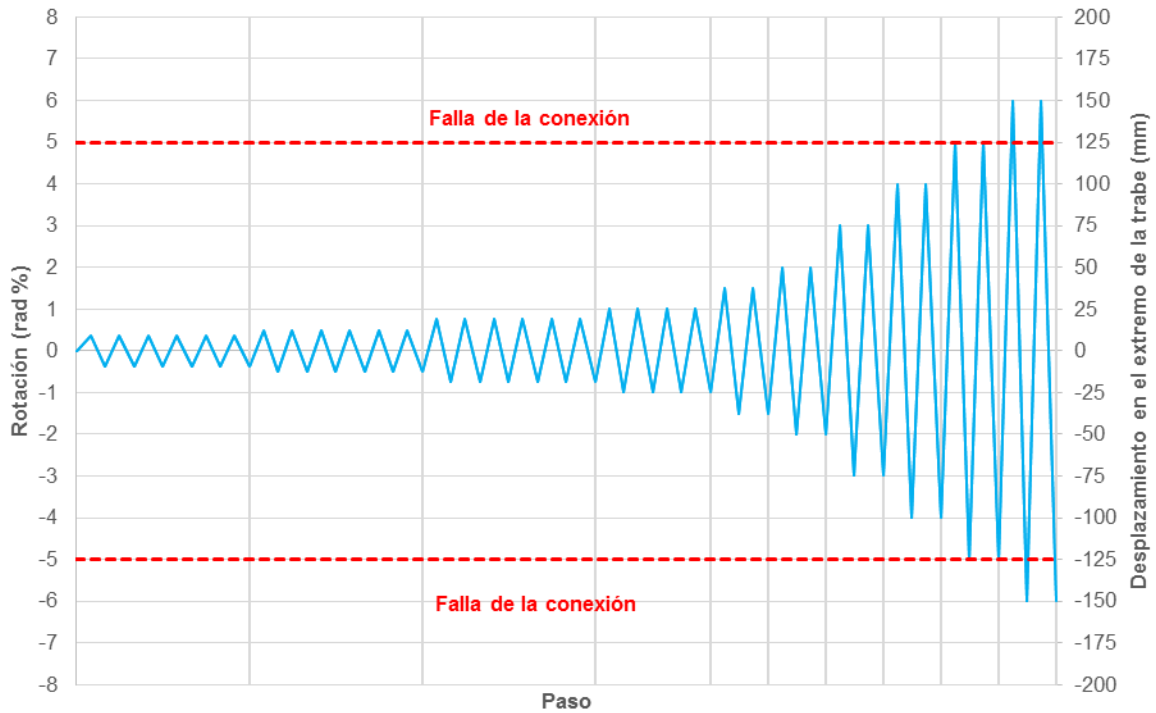


Figura 3.18. Protocolo de carga cíclica y líneas de falla para el modelo calibrado.

Como se muestra en la figura 3.19 la curva de histéresis obtenida con el modelo de elemento finito tiene un comportamiento muy bueno debido a que es muy semejante a la curva de histéresis obtenida con el ensayo experimental. Se puede notar que tanto la curva experimental como la numérica tienen prácticamente la misma rigidez en todos los ciclos de carga. También se aprecia que para la mayoría de las rotaciones se obtiene casi la misma resistencia, excepto para las rotaciones del 3% y -5%. En la rotación del 3% la resistencia del modelo numérico es menor que la del experimental, y para la rotación del -5% la resistencia del modelo experimental es menor que la del numérico. El porcentaje de error en cuanto a resistencia para la primera rotación es del 15% y para la segunda es del 19%.

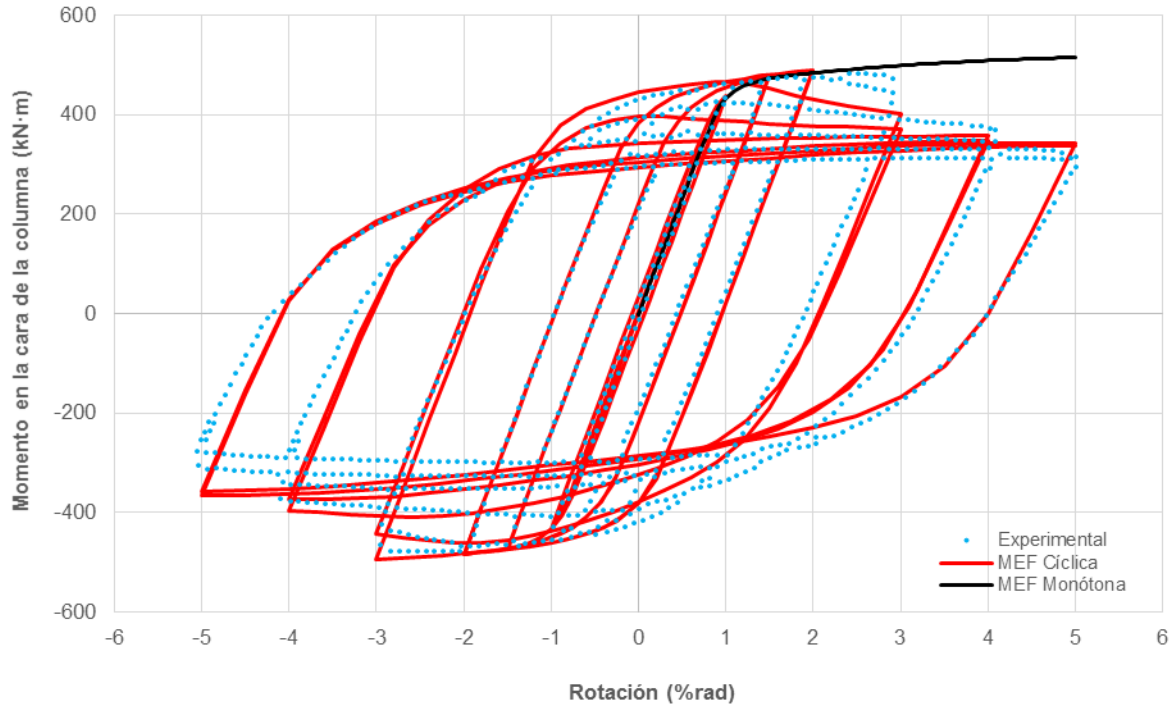


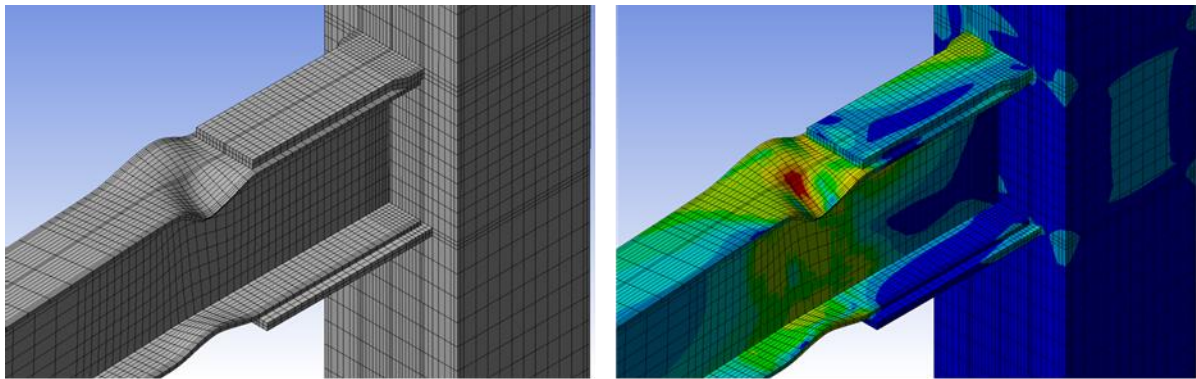
Figura 3.19. Comparación entre curvas de histéresis numérica y experimental.

Las discrepancias entre ambas curvas se atribuyen a los siguientes factores: el primero es que en el modelo de elemento finito se utilizó una curva esfuerzo-deformación bilineal para modelar las propiedades mecánicas del material; el segundo es que pueden existir ligeras diferencias geométricas entre el modelo numérico y el modelo experimental; y por último la influencia inevitable de los esfuerzos residuales en el acero estructural del modelo físico.

Como segundo punto de validación la figura 3.20 y la figura 3.21 muestran el modelo físico y el de elemento finito al final de la prueba, respectivamente. Se puede apreciar que la falla en los dos modelos es muy similar, y que la articulación plástica en ambos se formó en la trabe al final de las cubre placas. También se puede observar que las tres placas que forman la trabe presentan casi la misma deformación plástica, mientras que el resto de la conexión permanece dentro del rango elástico del material.



Figura 3.20. Especimen LF50 al final de la prueba [8].



(a) Modelo de elemento finito al final de la prueba

(b) Esfuerzos de Von Mises al final de la prueba

Figura 3.21. Modelo calibrado al final de la prueba.

Después de revisar los dos puntos de validación se puede concluir lo siguiente: las diferencias entre las curvas de histéresis del modelo experimental y del modelo analítico no son tan grandes tomando en cuenta los factores mencionados anteriormente, por lo que se considera que los resultados obtenidos con el modelo de elemento finito son adecuados. Al final de la prueba los dos modelos presentan prácticamente la misma deformación plástica. Por lo tanto, la calibración y validación se consideran adecuadas.

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS DE MODELOS DE CONEXIONES

En este capítulo se describe el proceso de selección de los modelos que se analizan, se estudian dos casos en particular: conexiones de borde y conexiones interiores. Posteriormente se muestra la geometría de los modelos analizados y se calcula su resistencia de acuerdo con las especificaciones del AISC.

Los modelos de elemento finito que se generan tienen como base el modelo calibrado y validado del capítulo anterior, por lo tanto, existen muchas similitudes entre los modelos de estudio y el modelo calibrado; algunas de las características que comparten son: el tipo de malla, tipo de elementos, contactos, restricciones y la forma en que se aplica la carga monótona y cíclica. Las propiedades mecánicas de los materiales que componen los modelos que se generan en este capítulo son diferentes a las del modelo calibrado.

Los resultados se evaluarán en términos de curvas momento-rotación, y curvas demanda de cortante en el panel-deformación por cortante en el panel. Para describir los modos de falla de los modelos analíticos se recurre a isovalores de esfuerzos definidos por Von Mises. El comportamiento y desempeño de los modelos de estudio serán medidos conforme a los límites recomendados por el AISC.

4.1 ELECCIÓN Y DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA CONEXIÓN ESTUDIADA

En esta investigación se estudia el comportamiento de conexiones rígidas interiores y de borde con diafragmas pasantes y cubre placas, algunos ejemplos de este tipo de conexiones se exhiben en la figura 4.1. Se eligieron este tipo de conexiones porque existe poca información sobre el comportamiento de este tipo de uniones, la mayor parte de la literatura está enfocada a conexiones con diafragmas internos y externos. Además, como se mencionó anteriormente es la manera más sencilla de transferir las cargas axiales de los patines de la trabe a las almas de la columna, debido a que las placas de continuidad que atraviesan a la columna proporcionan una continuidad total sin que las paredes de la columna se vean afectadas. A continuación, se hace una descripción de la conexión de estudio.

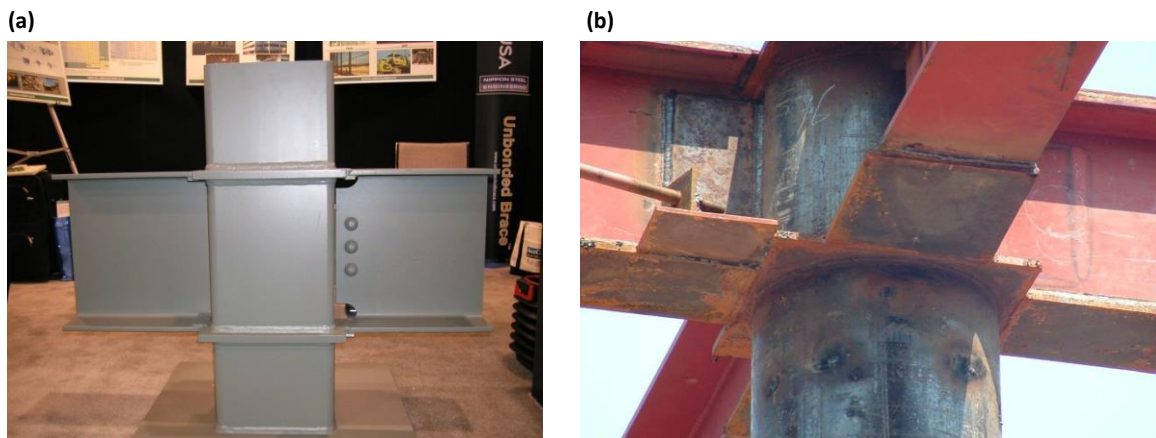


Figura 4.1. Conexiones rígidas con diafragma pasante; (a) conexión con patines soldados directamente al diafragma [30]; (b) conexión con cubre placas soldadas a los patines de la trabe [18].

4.1.1 CONEXIÓN CON DIAFRAGMA PASANTE Y CUBRE PLACAS

Conexión trabe-columna compuesta por una columna de sección transversal cuadrada y trabe de tipo I; las placas de continuidad horizontales atraviesan a la columna al nivel de las cubre placas. Los tramos de columna se conectan con los diafragmas pasantes con soldadura de penetración completa alrededor de toda la junta, esta soldadura generalmente se realiza en taller.

Las cubre placas se unen a los diafragmas con soldadura de penetración completa y se utiliza soldadura de filete para conectar ambos patines de la trabe a las cubre placas, ambas soldaduras se pueden realizar en campo. Se utiliza soldadura de filete para conectar la placa de cortante tanto al patín de la columna como al alma de la trabe, la primera soldadura puede realizarse en taller o en campo, mientras que la segunda generalmente se realiza en campo. En la figura 4.2 se muestra un ejemplo de esta conexión.

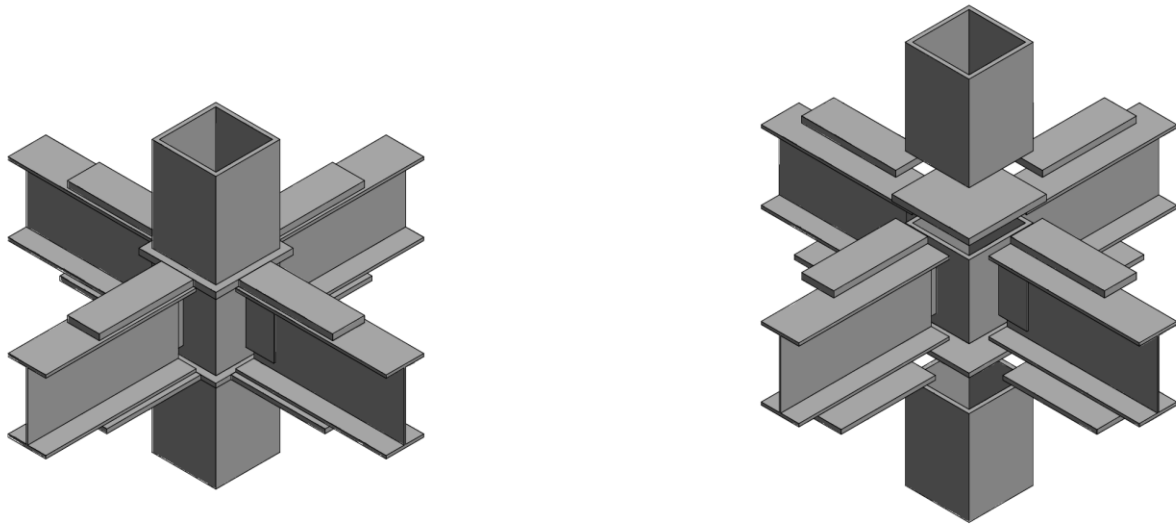


Figura 4.2. Conexión con cubre placas.

En la conexión con cubre placas pueden presentarse los siguientes tipos de falla: plastificación por flexión de la trabe, fluencia por flexión de las cubre placas, fluencia en la zona del panel o falla en alguna de las soldaduras. De acuerdo con las recomendaciones del AISC *Seismic Provisions* y el FEMA 350, el modo de falla más deseable es la plastificación de la trabe, debido a que tiene un comportamiento tipo dúctil. Por lo tanto, en esta investigación se buscará obtener este tipo de falla en los modelos de estudio.

Por lo tanto, para marcos especiales a momento esta conexión debe diseñarse para que las trabes puedan alcanzar su resistencia máxima (momento plástico); mientras que la resistencia última en la zona del panel debe estar asociada a una deformación inelástica cuatro veces mayor que la que genera plastificación de las almas en cortante.

4.1.2 MODELOS DE ESTUDIO

En este trabajo de investigación tiene dos objetivos, el primero es observar el comportamiento monótono y cíclico de la conexión con diafragma pasante y cubre placas; el segundo es evaluar el comportamiento de la zona del panel cuando la columna se somete a flexión biaxial. Con el fin de cumplir los objetivos se estudian cuatro configuraciones asociadas con la conexión antes mencionada, en la figura 4.3 se exhibe la geometría de los modelos de estudio.

En todos los modelos se mantuvieron constantes las dimensiones de la trabe, cubre placas, placas de cortante y el espesor de los diafragmas; únicamente se varia la inercia de la columna y las dimensiones en plante de los diafragmas pasantes, esto con el propósito de estudiar las diferencias en comportamiento de la zona del panel. Se considera que tanto los perfiles como las placas de conexión son de acero ASTM A572 Gr 50, y que todos los elementos se unen con soldadura, ya sea de filete o penetración completa.

Tabla 4.1. Dimensiones de la trabe.

Trabe	d_b (mm)	t_{bw} (mm)	b_{fb} (mm)	t_{fb} (mm)
TR-1	386	8	200	15

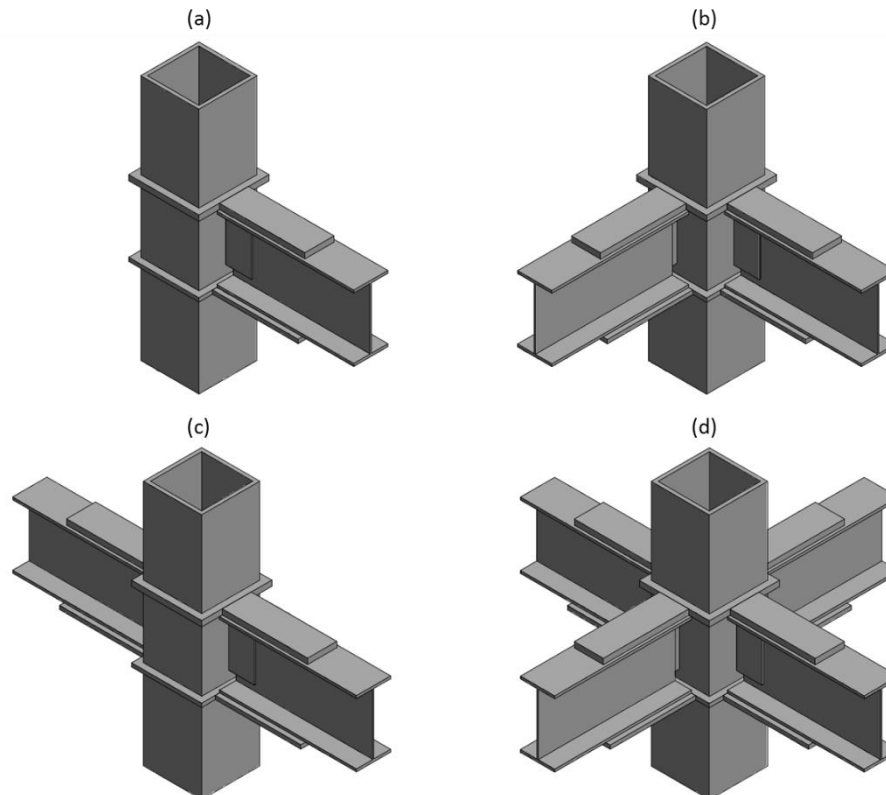


Figura 4.3. Especímenes de estudio: (a) Conexión de borde con una trabe; (b) Conexión de esquina con dos traves; (c) Conexión de borde con dos traves paralelas; (d) Conexión interior con cuatro traves.

En la tabla 4.2 se muestra el peralte (d_c) y espesor de la columna (t_{cw}) para los especímenes de estudio, así como la relación columna fuerte-trabe débil (CF/TD) correspondiente. En total se generaron catorce modelos, de los cuales solo el espécimen ES-1 está sometido a flexión en una dirección, en el resto de los modelos la columna está sometida a flexión en dos direcciones ortogonales.

Para los especímenes ES-2 al ES-5 se crearon conexiones de esquina (BI2-E), conexiones de borde con dos traveses paralelas (BI2-P) y conexiones interiores con cuatro traveses conectadas en cada uno de sus lados. Se puede observar que, para los modelos con flexión bidireccional o biaxial la relación CF/TD mínima tiene un valor de 1.07 y un valor máximo de 1.54.

Tabla 4.2. Relación columna fuerte/trabe débil de los modelos de estudio.

Especimen	Trabe	d_c (mm)	t_{cw} (mm)	$\sum M_{pc}^* / \sum M_{pb}^*$
ES-1	TR-1	400	25	2.54
ES-2	TR-1	290	20	1.07
ES-3	TR-1	310	20	1.23
ES-4	TR-1	310	22	1.34
ES-5	TR-1	320	24	1.54

4.2 DETALLES GEOMÉTRICOS

Todos los especímenes de estudio están compuestos por una columna de 3.0 m de altura y una trabe de 2.60 m de longitud conectada al centro de la columna. Como se mencionó anteriormente, en los modelos se mantuvieron constantes las dimensiones de todos los elementos a excepción de la columna y los diafragmas pasantes.

En la figura 4.4 se pueden apreciar cada uno de los elementos que componen la conexión y las claves para poder identificar sus dimensiones en la tabla 4.3. La geometría de la columna y los diafragmas para cada modelo se muestran en la tabla 4.4, mientras que las dimensiones de la trabe se presentan en la tabla 4.1.

Tabla 4.3. Dimensiones de cubre placas, placa de cortante y atiesadores.

Placa	Espesor (mm)	Ancho (mm)	Largo (mm)
CPS	32	170	500
PC	8	150	250
CPI	22	250	500
AT	20	96	356

Tabla 4.4. Dimensiones de columnas, diafragmas y atiesadores para cada espécimen.

Especimen	d_c	t_{cw}	b_{AC}	t_{AC}	b_{DPS}	t_{DPS}	b_{DPI}	t_{DPI}
ES-1	400	25	350	20	470	32	470	22
ES-2	290	20	250	20	360	32	360	22
ES-3	310	20	270	20	380	32	380	22
ES-4	310	22	266	20	380	32	380	22
ES-5	320	24	272	20	390	32	390	22

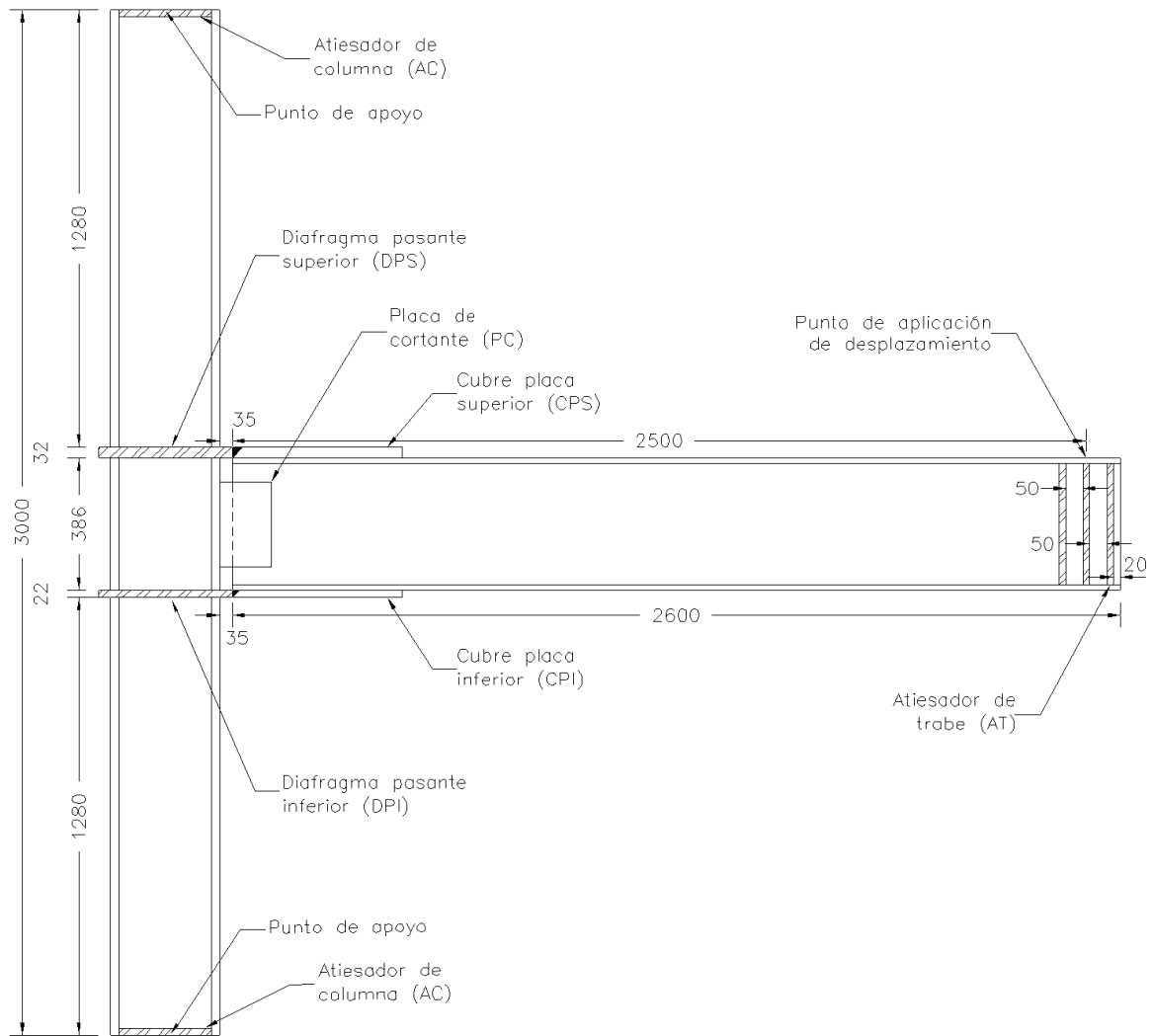


Figura 4.4. Geometría tipo de los modelos de estudio, dimensiones en mm.

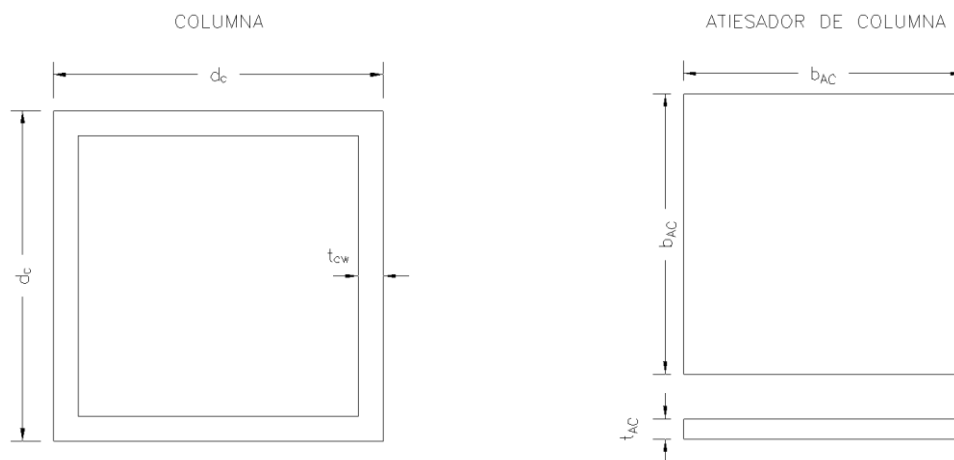


Figura 4.5. Geometría de columna y atiesador de columna.

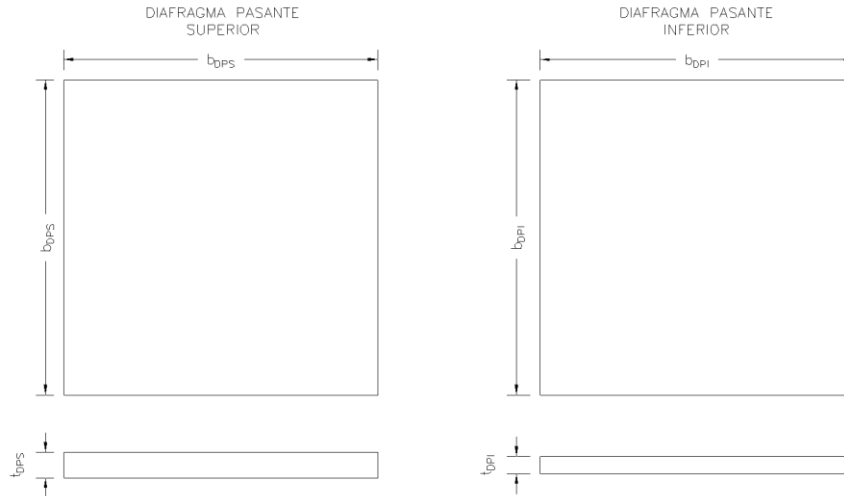


Figura 4.6. Geometría de los diafragmas pasantes.

4.3 RESISTENCIA DE LOS MODELOS

La resistencia de las conexiones para marcos especiales a momento (SMF) que se analizan en este trabajo, se obtuvo con las recomendaciones de los siguientes códigos: FEMA-350 “*Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment–Frame Buildings*” y AISC “*Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*”.

Primero se clasificaron las secciones de trabe y columna, buscando que fueran compactas; posteriormente se calculó la resistencia de trabe, cubre placas y zona del panel. El obtener estos valores tiene dos propósitos: el primero, comparar dichas resistencias con las que se obtengan de los modelos de elemento finito, y segundo, verificar la aplicabilidad de dichas expresiones para el diseño estructural.

La capacidad a flexión de la trabe se obtiene con el momento plástico probable (M_{pr}). Para el cálculo de este parámetro el AISC considera dos factores, C_{pr} coeficiente que toma en cuenta incrementos en la resistencia por endurecimientos por deformación, y R_y que toma en cuenta el esfuerzo de fluencia real de los materiales. De acuerdo con la referencia [4] en los modelos numéricos se tiene control de este valor, por lo tanto, este coeficiente debe omitirse en dichos cálculos.

En la tablas 4.5 se presentan las siguientes resistencias: momento de fluencia de la trabe (M_y), momento máximo probable de la trabe (M_{pr}), momento resistente plástico de las cubre placas (M_{cp}), momento por fluencia en la zona del panel (M_{yp}), cortante resistente plástico de la zona del panel (V_p) y cortante resistente considerando deformación plástica en la zona del panel (V_{dp}). A continuación, se presentan las ecuaciones con las que se obtuvieron las resistencias mencionadas.

- Momento de fluencia de la trabe.

$$M_y = 0.9S_x F_y \quad \text{Ec. (4.1)}$$

donde:

S_x = Módulo elástico de la trabe.

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero.

- Momento máximo probable de la trabe, definido en el punto 2.10.3.

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_b \quad \text{Ec. (4.2)}$$

- Momento resistente plástico de las cubre placas.

$$M_{cp} = 0.9 \left[T_{cp} \left(d_b + \frac{t_{pt} + t_{pb}}{2} \right) \right] \quad \text{Ec. (4.3)}$$

donde:

T_{cp} = Fuerza de tensión en la cubre placa.

d_b = Peralte de la trabe.

t_{pt} = Espesor de la cubre placa superior.

t_{pb} = Espesor de la cubre placa inferior.

- Momento por fluencia en la zona del panel.

$$M_{yp} = 0.9 \left[(0.6 F_y d_c t_w) \left(d_b + \frac{t_{pt} + t_{pb}}{2} \right) \right] \quad \text{Ec. (4.4)}$$

donde:

d_c = peralte de la columna.

t_w = Espesor del alma de la columna, en columnas *HSS* o cajón el espesor del alma corresponde a la suma de los espesores de las dos almas.

- Cortante resistente plástico de la zona del panel, definido en el punto 2.10.2.

$$V_p = 0.9 (0.6 F_y d_c t_w) \quad \text{Ec. (4.5)}$$

- Cortante resistente considerando deformación plástica en la zona del panel, definido en el punto 2.10.2.

$$V_{dp} = 0.9 \left[0.6 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \right] \quad \text{Ec. (4.6)}$$

Tabla 4.5. Resistencias esperadas para los modelos matemáticos de estudio.

Modelo	M_y		M_{pr}		M_{cp}		M_{yp}		V_p		V_{dp}	
	(kN-m)	(ton-m)	(kN-m)	(ton-m)	(kN-m)	(ton-m)	(kN-m)	(ton-m)	(kN)	(ton)	(kN)	(ton)
ES-1	380.7	38.8	543.2	55.4	697.6	71.1	1,538.8	159.9	3,726	380	4,088	417
ES-2	380.7	38.8	543.2	55.4	697.6	71.1	892.5	91.0	2,161	220	2,329	238
ES-3	380.7	38.8	543.2	55.4	697.6	71.1	954.1	97.3	2,310	236	2,490	254
ES-4	380.7	38.8	543.2	55.4	697.6	71.1	1,049.5	107.0	2,541	259	2,758	281
ES-5	380.7	38.8	543.2	55.4	697.6	71.1	1,181.8	120.5	2,862	292	3,128	319

4.4 MODELOS DE ELEMENTO FINITO

La figura 4.3 se muestran los cuatro tipos de conexiones que se estudian. En total se crearon trece modelos de los cuales, cuatro corresponden a conexiones de esquina con dos traveses (BI2-E), otros cuatro son conexiones de borde con dos traveses paralelas (BI2-P), cuatro corresponden a conexiones interiores con cuatro traveses conectadas en cada uno de uno de sus lados (BI4), y solo uno pertenece a una conexión de borde con una trabe conectada (UN-1).

Las características que comparten los modelos de estudio con el modelo calibrado “LF50” son: condiciones de frontera, tipo de elementos, mallado y contactos. En la figura 4.7 se puede observar el tipo de malla para los cuatro tipos de conexiones. La tabla 4.6 contiene el número de elementos y el tipo de comportamiento que se pretende simular.

Tabla 4.6. Número de elementos, tipo de comportamiento y tiempo de cálculo computacional.

Espécimen	Tipo de conexión	Elementos solidos	Nodos	Comportamiento
ES-1	UN-1	27,784	160,401	Monótono Cíclico
ES-2	BI2-E	29,912	174,292	Cíclico
ES-3	BI2-E	29,112	170,848	Cíclico
ES-4	BI2-E	29,112	170,848	Cíclico
ES-5	BI2-E	30,056	176,444	Cíclico
ES-2	BI2-P	29,912	174,292	Cíclico
ES-3	BI2-P	29,112	170,848	Cíclico
ES-4	BI2-P	29,112	170,848	Cíclico
ES-5	BI2-P	30,056	176,444	Cíclico
ES-2	BI4	44,880	262,724	Cíclico
ES-3	BI4	44,080	259,280	Cíclico
ES-4	BI4	44,080	259,280	Cíclico
ES-5	BI4	44,408	261,344	Cíclico

Las soldaduras de penetración y de filete que unen todos los elementos de la conexión no son simulados en los modelos matemáticos; tampoco se toman en cuenta los efectos que pueden generar un gradiente de temperatura, producto de la colocación del material de aportación, sobre el comportamiento del material [4].

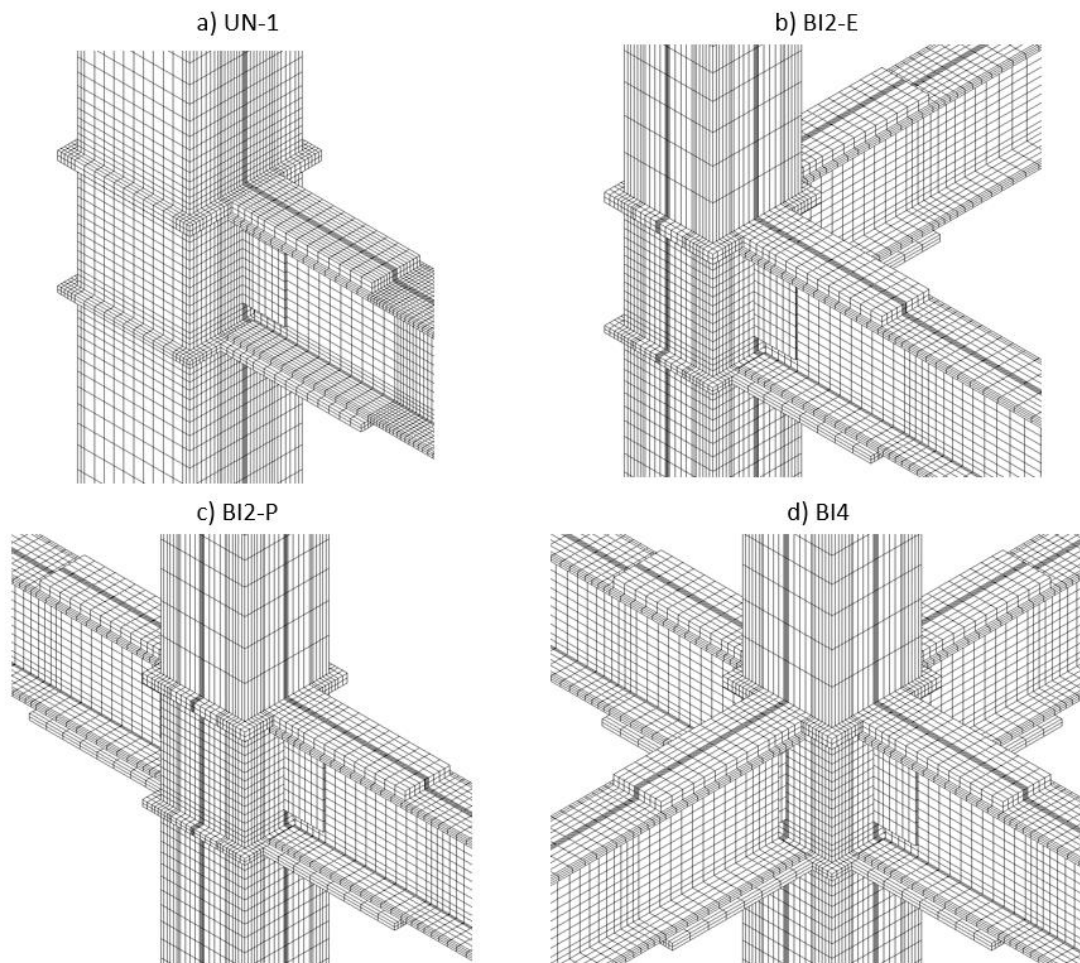


Figura 4.7. Malla de los cuatro tipos de conexiones analizadas.

4.5 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES

Las propiedades mecánicas del acero estructural para todos los elementos que forman la conexión se describen con la gráfica esfuerzo-deformación del material. Esta curva se representa con un modelo multilineal que toma en cuenta el endurecimiento por deformación del acero con una relación de Poisson de 0.3. La densidad del material se considera de $7,850 \text{ kg/m}^3$, con este valor se obtienen el peso propio de todos los elementos que componen la conexión.

En todos los modelos de estudio se asignaron las propiedades mecánicas del acero estructural ASTM A572 Gr 50; con un módulo de elasticidad de $200,000 \text{ MPa}$ ($2,050,000 \text{ kg/cm}^2$), esfuerzo de fluencia mínima de 345 MPa ($3,515 \text{ kg/cm}^2$) y un esfuerzo a la falla de 450 MPa ($4,570 \text{ kg/cm}^2$). Se eligió este tipo de acero porque en los últimos años se ha incrementado su uso, desplazando al acero ASTM A-36.

La figura 4.8 muestra la curva esfuerzo–deformación para el acero ASTM a572 Gr 50, el primer punto corresponde al esfuerzo de fluencia del material y los puntos subsiguientes definen el comportamiento plástico del material. La curva se tomó de la referencia [31], y esta a su vez, se obtuvo a través de múltiples ensayos de probetas sometidas a tensión del mismo material. Normalmente la resistencia última de los perfiles reales suele ser mayor a la mínima especificada, es por eso que en la curva el esfuerzo de falla es de 498 MPa ($5,080 \text{ kg/cm}^2$).

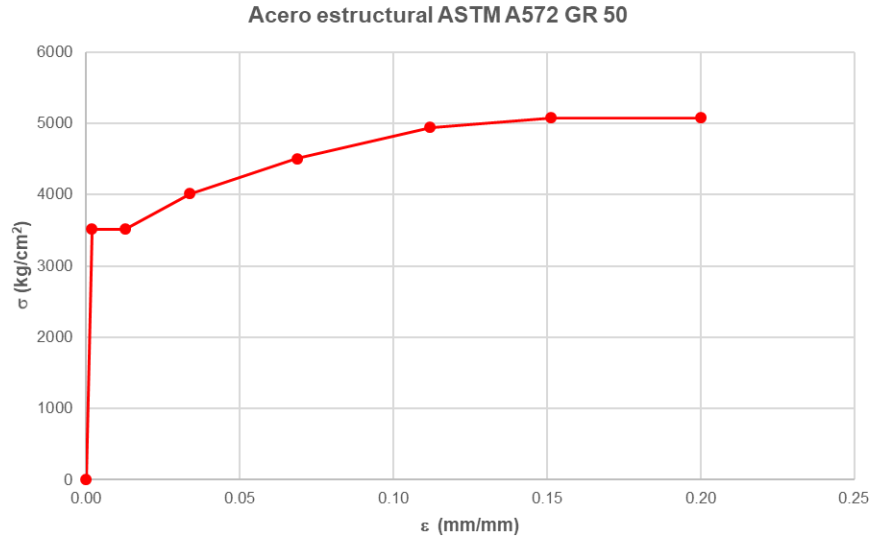


Figura 4.8. Especímenes de estudio.

Para representar las propiedades mecánicas de los materiales en el programa ANSYS se tomaron en cuenta dos modelos que combinan los criterios de Von Mises y el endurecimiento por deformación. El modelo MISO (Endurecimiento Multilineal Isotrópico) se utilizó para las conexiones que se sometieron a carga monótona; mientras que el modelo KINH (Endurecimiento Multilineal Cinemático) se empleó en las conexiones que fueron sometidas a carga cíclica.

4.6 PROTOCOLO DE CARGA

Existen dos casos de carga: monótona y cíclica. Ambos se aplican en intervalos de carga hasta que, en alguna sección de cualquier elemento el esfuerzo es mayor al esfuerzo de ruptura. En este punto se considera que la conexión ha fallado y no puede soportar ningún incremento de carga. En ambos tipos de carga el primer paso consiste en aplicar el peso propio de todos los elementos.

Las condiciones en las que se aplica la carga son las mismas que la del modelo calibrado “LF50”, la única diferencia es que, la distancia a la que se aplica la carga en los modelos de este capítulo es de 2.535m medida desde el paño de la columna, como se puede apreciar en la figura 4.4.

De los trece modelos que se analizan en la investigación, solo al modelo ES-1_UN-1 se le aplicó un protocolo de carga monótona, el resto de los especímenes se sometieron a carga cíclica. Ambos protocolos de carga se describen a continuación.

4.6.1 MONÓTONO

En la tabla 4.7 se muestra el protocolo de carga monótona para el modelo ES-1_UN-1. Se aplicaron 11 pasos de carga antes de llegar a la carga máxima, en el primer paso se incluyó el peso propio. Cada paso de carga estuvo compuesto por un número variable de subpasos; hasta el paso seis el número de subpasos fue de tres, a partir de éste se incrementó el número de subpasos a diez.

Tabla 4.7. Protocolo de carga monótona.

Pasos de carga	Tiempo (s)	Δ_v (mm)	Rotación (%)	Carga puntual (kN)	Carga puntual (ton)	Carga distribuida (MPa)	Carga distribuida (kg/cm ²)	Momento aplicado (kN-m)	Momento aplicado (ton-m)
1	1	Peso	propio						
2	2	9.4	0.375	86.32	8.80	21.58	219.98	215.80	22.00
3	3	12.5	0.50	114.99	11.72	28.75	293.04	287.48	29.30
4	4	18.8	0.75	171.05	17.44	42.76	435.91	427.63	43.59
5	5	25.0	1.00	222.63	22.69	55.66	567.35	556.58	56.74
6	6	37.5	1.50	252.64	25.75	63.16	643.83	631.60	64.38
7	7	50.0	2.00	257.53	26.25	64.38	656.29	643.83	65.63
8	8	75.0	3.00	266.16	27.13	66.54	678.29	665.40	67.83
9	9	100.0	4.00	275.71	28.10	68.93	702.62	689.28	70.26
10	10	125.0	5.00	283.06	28.85	70.77	721.36	707.65	72.14
11	11	150.0	6.00	287.60	29.32	71.90	732.93	719.00	73.29

4.6.2 CÍCLICO

Se redujo el número de ciclos con el propósito de disminuir el tiempo de cálculo computacional. La tabla 4.8 presenta el protocolo de carga cíclica, este consistió en aplicar 26 pasos de carga, en el primer paso se incluye el peso propio de la estructura. Cada paso de carga estuvo compuesto por un número variable de subpasos; hasta el paso 6 el número de subpasos fue de tres, a partir del paso 7 el número de subpasos mínimo fue de 4 y el máximo de 8. En la figura 4.9 se presenta el protocolo de carga cíclica.

Tabla 4.8. Protocolo de carga cíclica.

Número de ciclos	Intervalo de pasos de carga	Número de pasos de carga	Sub pasos	Δ_v (mm)	Rotación (%)	Carga puntual (kN)	Carga puntual (ton)	Carga distribuida (MPa)	Carga distribuida (kg/cm ²)	Momento aplicado (kN-m)	Momento aplicado (ton-m)
2	1 - 4	4	16	-12.50	-0.5	-114.29	-11.65	-28.57	-291.26	-285.73	-29.13
2	5 - 8	4	19	-25.00	-1.0	-221.52	-22.58	-55.38	-564.53	-553.80	-56.45
2	9 - 12	4	20	-37.50	-1.50	-252.46	-25.73	-63.12	-643.37	-631.15	-64.34
2	13 - 16	4	24	-50.00	-2.0	-254.41	-25.93	-63.60	-648.34	-636.03	-64.83
2	17 - 20	4	24	-75.00	-3.0	33.80	3.45	8.45	86.14	84.50	8.61
2	21 - 24	4	32	-100.00	-4.0	-210.01	-21.41	-52.50	-535.19	-525.03	-53.52
1	25 - 26	2	17	-125.00	-5.0	-203.84	-20.78	-50.96	-519.47	-509.60	-51.95
26	26	26	152								

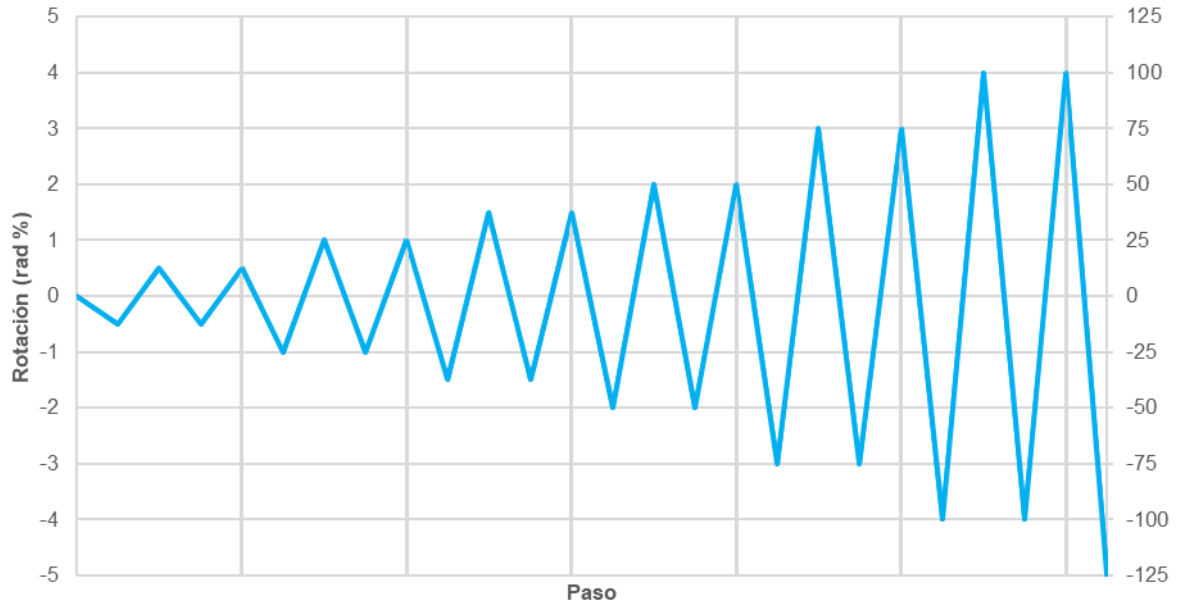


Figura 4.9. Protocolo de carga cíclica.

4.7 ANÁLISIS DE RESULTADOS

El comportamiento de los especímenes se evalúa a través de dos parámetros principalmente: curvas momento contra rotación y curvas cortante contra rotación en el panel. Además, para el espécimen sometido a carga monótona, se presenta la curva fuerza aplicada-desplazamiento en el extremo de la trabe.

De igual forma se muestran los modos de falla mediante isovalores de esfuerzos para todos los elementos de la conexión. Adicionalmente, para estudiar el comportamiento de las cubre placas y los diafragmas pasantes, se grafica la variación del esfuerzo en la sección transversal de estas placas para diferentes niveles de rotación.

4.7.1 PARÁMETROS PARA EVALUAR EL COMPORTAMIENTO

Para evaluar el comportamiento ante carga monótona y cíclica de la conexión con diafragma pasante y cubre placas se obtienen curvas momento-rotación y curvas demanda de cortante en el panel-rotación en el panel. A continuación, se describe de forma breve la forma en que se obtienen cada uno de estos parámetros.

En los modelos se aplicará una carga en el patín superior del extremo de la trabe que incrementará su valor hasta provocar la falla de la conexión; esta acción tiene como consecuencia que el extremo de la trabe se desplace, de forma positiva o negativa según el tipo de carga aplicada. Al graficar la variación de estos parámetros se obtiene la curva fuerza aplicada contra desplazamiento.

Al multiplicar el valor de cada carga aplicada por el brazo de palanca se obtendrá un valor de momento en la unión trabe/columna, la rotación producto del momento aplicado, se obtiene como el cociente del desplazamiento entre la longitud de la trabe, de esta manera se obtiene la curva momento contra rotación.

Al dividir el momento que actúa en la cara de la columna por la distancia que existe entre las fuerzas de tensión y compresión que actúa en las cubre placas, se obtiene la fuerza cortante que actúa en el panel de la columna.

De acuerdo con la referencia [32] la deformación a cortante se obtiene midiendo la extensión y contracción de las diagonales de la zona del panel. La deformación promedio es directamente proporcional a la deformación unitaria por cortante. Field y Huang propusieron la Ecuación 4.7 para medir las deformaciones a cortante.

$$\gamma = \frac{\sqrt{a^2 + b^2}}{ab} \left(\frac{|\delta_1| + |\delta_2|}{2} \right) \quad \text{Ec. (4.7)}$$

Donde:

a y b = Dimensiones iniciales de la zona del panel.

δ_1 y δ_2 = Cambios en la longitud de las diagonales de la zona del panel.

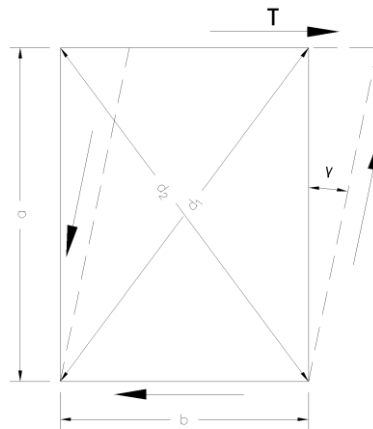


Figura 4.10. Rotación en la zona del panel.

4.7.2 COMPORTAMIENTO MONÓTONO

El comportamiento monótono del espécimen ES-1_UN-1 se muestra a través de la curva momento-rotación de la figura 4.11, en esta también se incluyen líneas horizontales que representan los parámetros de resistencia para algunos elementos de la conexión. En la tabla 4.9 se pueden observar la nomenclatura, los valores de estos parámetros y la descripción de los estados límite.

Tabla 4.9. Estados límite mostrados en la curva momento-rotación.

Nomenclatura	kN-m	Descripción de los estados límite
M_y	380.7	Momento de fluencia de la trabe
M_{pr}	543.2	Momento máximo probable de la trabe
M_{cp}	697.6	Momento resistente plástico de las cubre placas
M_{yp}	1538.8	Momento por fluencia en la zona del panel

La única línea horizontal que no se incluyó fue la correspondiente al momento por fluencia en la zona del panel, debido a que este valor está muy por encima del de los demás parámetros (más del doble que el momento resistente plástico de las cubre placas), no podría apreciarse bien la curva momento-rotación.

El momento que provoca la fluencia de la conexión es de 557 kN-m (56.7 ton-m), y el momento máximo resistente del sistema es de 719 kN-m (73.3 ton), por lo tanto, la resistencia última o de falla es 29% mayor que la resistencia de fluencia. Existe un incremento en la resistencia del 32% respecto al momento plástico probable de la trabe.

Un parámetro para medir la ductilidad es por medio de la relación de la rotación última entre la rotación de fluencia, la cual se denomina factor de ductilidad.

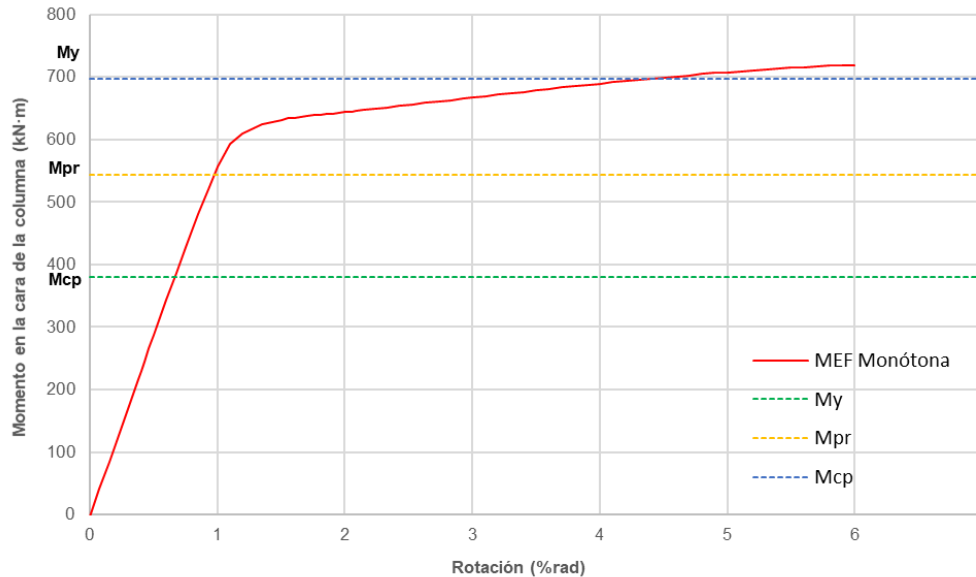


Figura 4.11. Curva momento contra rotación ante monótona.

En la figura 4.11 se puede apreciar que para rotaciones menores al 1%, el espécimen tiene un comportamiento elástico; a este valor se le denomina rotación de fluencia. A partir de este punto se presentan deformaciones inelásticas hasta que la conexión llega a la falla, en una rotación del 6%. Por lo tanto, para este espécimen el factor de ductilidad tiene un valor de 6.

La curva momento-rotación puede ser idealizada como un modelo bilineal (ver figura 4.12); en donde la primera línea recta con una pendiente K_e , corresponde al comportamiento elástico de la conexión; la segunda línea con pendiente K_p , representa el comportamiento plástico y toma en cuenta el endurecimiento por deformación del material. Ambas pendientes representan la rigidez del sistema en la etapa elástica y plástica.

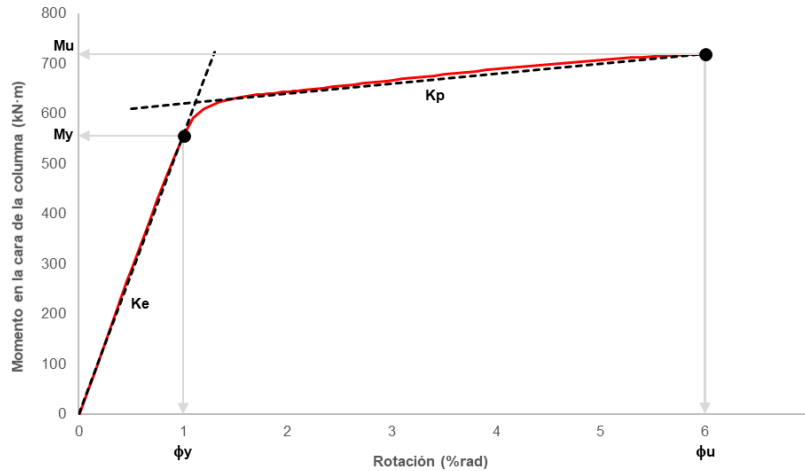


Figura 4.12. Representación bilineal de la curva momento-rotación.

La rigidez elástica tiene un valor de 55,658 kN-m/rad (5,676 ton-m/rad), mientras que la rigidez en el rango plástico es de 1,983 kN-m/rad (202 ton-m/rad), por ende, la rigidez del sistema disminuye en un 99.6% cuando pasa del comportamiento elástico al plástico.

Los modos de falla de los especímenes correspondientes al desplazamiento último que resiste la conexión se presentan a través de isovalores de esfuerzos por Von Mises. La figura 4.13 muestra la escala de isovalores de esfuerzos para el acero ASTM A572 Gr 50; esta escala se utiliza tanto en el análisis monótono como en el cíclico.

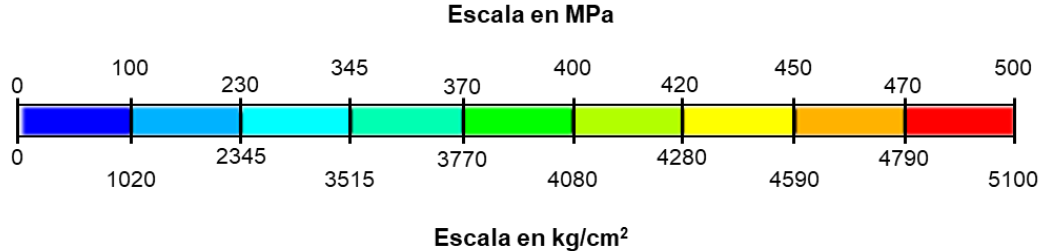


Figura 4.13. Escala para isovalores de esfuerzos por Von Mises para acero A572 Gr 50.

En la figura 4.14 se aprecia que el mayor daño se acumuló en la trabe específicamente en la parte donde terminan las cubre placas, las flechas cerca de las esquinas de las cubre placas indican las zonas con mayor concentración de esfuerzo. En la zona del panel los esfuerzos que se presentan son menores que el 60% del esfuerzo de fluencia del material, por lo tanto, el panel tiene una rigidez y resistencia adecuadas. En la placa de cortante los esfuerzos son muy pequeños, a excepción de las esquinas superior e inferior que están unidas con el patín de la columna, pero dichos esfuerzos no incursionan en el rango inelástico.

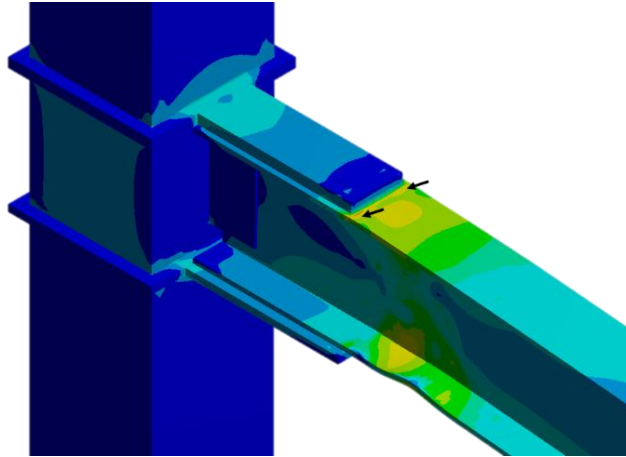


Figura 4.14. Conexión trabe columna del Modelo ES-1_UN-1 ante carga monótona.

La figura 4.15 presenta los esfuerzos en la trabe para diferentes valores de rotación, es importante mencionar que los esfuerzos están normalizados con respecto al esfuerzo de fluencia. De la gráfica se pueden hacer las siguientes observaciones: a) para una rotación del 0.5% los esfuerzos en la sección transversal permanecen en el rango elástico b) para 1.0% de rotación sólo las fibras extremas de la sección transversal han alcanzado el esfuerzo de fluencia c) para una rotación del 2.0% prácticamente todas las fibras de la sección transversal han fluido, por lo tanto, d) se forma la articulación plástica en la trabe. Para rotaciones mayores al 2.0% las fibras más alejadas experimentan un endurecimiento por deformación mientras que las más cercanas al eje neutro permanecen constantes en el esfuerzo de fluencia.

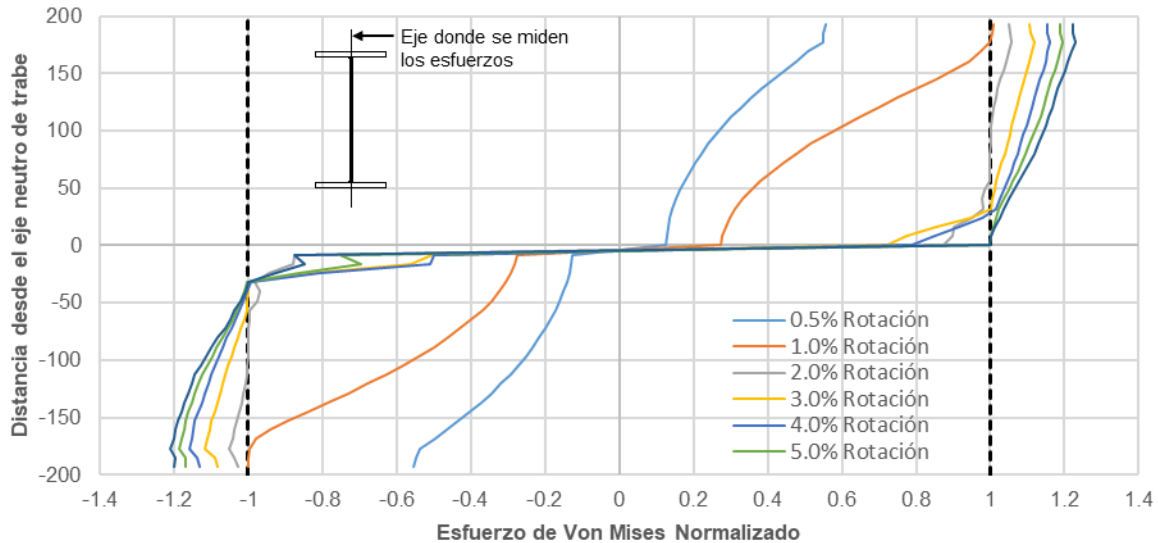


Figura 4.15. Esfuerzos en la trabe del modelo ES-1_UN-1.

Con el modelo de elemento finito se puede apreciar que las cubre placas al ser más rígidas que los patines de la trabe se mantienen en el rango elástico, y producen que la deformación plástica se genere en la trabe lejos del paño de la columna, en la figura 4.16 se observa claramente la formación de la articulación plástica en el modelo ES-1_UN-1.

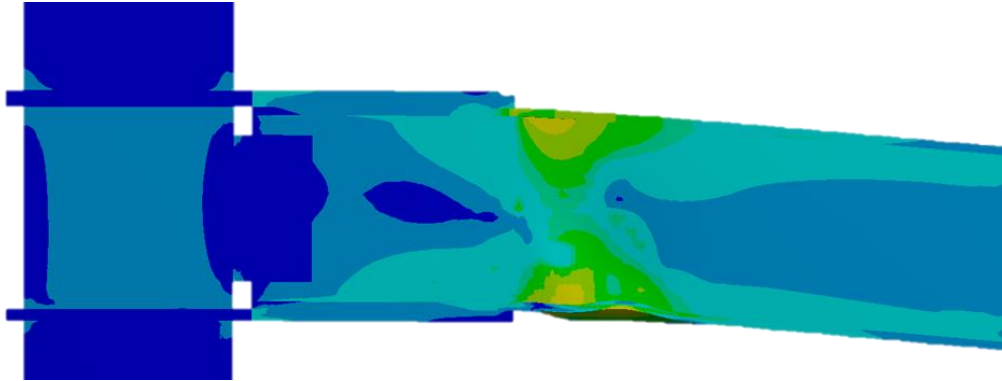


Figura 4.16. Modelo ES-1_UN-1: vista lateral de la trabe.

Con el propósito de investigar el comportamiento del diafragma pasante se hace la gráfica de la variación de los esfuerzos en el ancho del diafragma para diferentes niveles de rotación. En la gráfica de la figura 4.17 se observa que a partir una rotación de 0.5% existe una gran concentración de esfuerzo en donde se encuentran los bordes laterales de las cubre placas; mientras que para una rotación de 1.0% la zona antes mencionada alcanza el esfuerzo de fluencia y para rotaciones mayores el esfuerzo permanece constante.

Para una rotación de 0.5% el esfuerzo máximo es 3.5 veces más grande que el esfuerzo en la parte central de diafragma mientras que para una rotación del 6.0% el esfuerzo máximo es 2 veces mayor que en la parte central. Se puede apreciar que para todos los valores de rotación, la parte central del diafragma no alcanza ni el 60% del esfuerzo de fluencia.

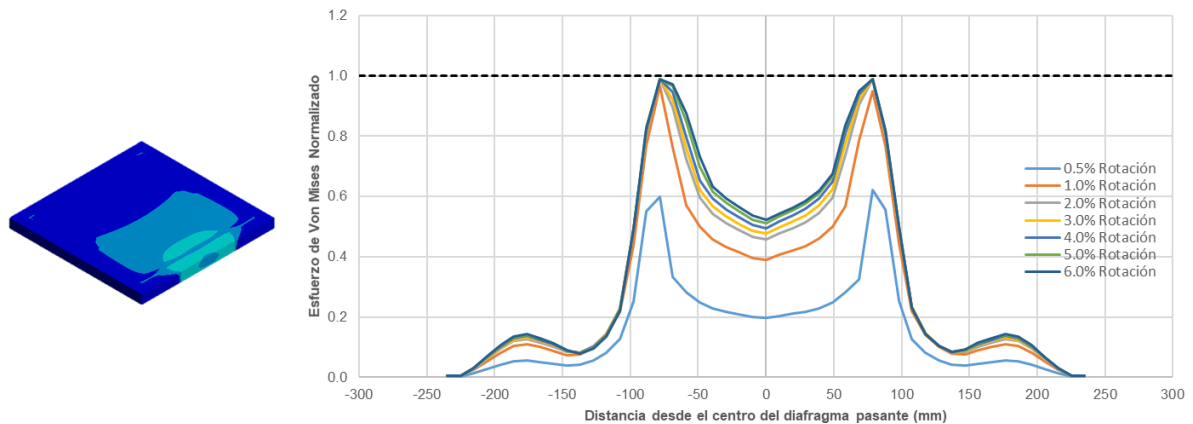


Figura 4.17. Esfuerzos de Von Mises en diafragma pasante.

De acuerdo con la curva momento-rotación la conexión superó el momento plástico teórico de la trabe; la expresión propuesta por el AISC para calcular la resistencia esperada resultó ser conservadora debido a que la resistencia que se obtuvo con el modelo de elemento finito es 30% mayor. La capacidad de la conexión es prácticamente igual al momento que resisten las cubre placas, ya que solo difiere en un 3%. Como se muestra en la figura 4.18 la falla en el modelo se presenta en el patín a compresión. En la imagen se observa que este elemento ha alcanzado el esfuerzo de ruptura y que es la zona con mayor deformación plástica acumulada.

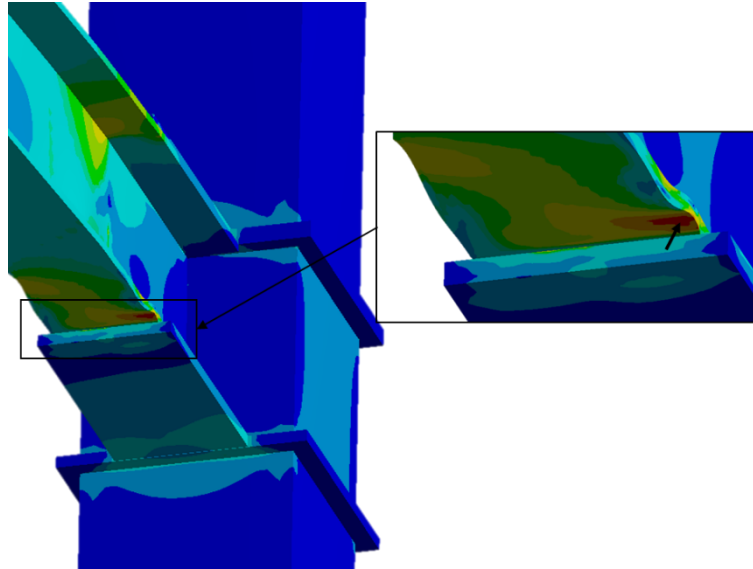


Figura 4.18. Modelo ES-1_UN-1: falla en el patín inferior de la trabe.

4.7.3 COMPORTAMIENTO CÍCLICO

Para evaluar el comportamiento cíclico de la conexión se analizan las rotaciones inelásticas del sistema y las rotaciones de la zona del panel, ambas relacionadas con sus respectivas resistencias; también se estudian los esfuerzos en la trabe y en el diafragma para los diferentes niveles de rotación. Los modos de falla se analizan a través de isovalores de esfuerzos por Von Mises y se utiliza la misma escala para el acero ASTM A572 Gr. 50 que en el análisis de la conexión bajo carga monótona creciente.

Para que la conexión con cubre placas y diafragma pasante pueda ser empleada en marcos especiales a momento debe cumplir con las siguientes características especificadas por el AISC: a) la relación columna fuerte-trabe débil debe ser mayor que uno, b) la resistencia a flexión de la conexión debe ser al menos 0.8 Mp de la trabe conectada para una rotación inelástica de al menos 0.04 radianes, y c) que la deformación en la zona del panel no debe exceder de γ_y para conexiones de esquina, ni de $4 \gamma_y$ para conexiones interiores o de borde; donde γ_y es la deformación unitaria de fluencia por cortante.

4.7.3.1 CONEXIÓN DE BORDE CON UNA TRABE

De la curva momento-rotación que se presenta en la figura 4.19 se obtienen los valores correspondientes a la fluencia y al último ciclo desarrollado de la conexión. La tabla 4.10 presenta los valores antes mencionados, la relación de momento último entre momento plástico, y la relación de rotaciones que corresponde a la de fluencia entre la de falla.

Tabla 4.10. Datos característicos de la curva momento rotación.

M_y (kN-m)	ϕ_y (rad)	M_u (kN-m)	ϕ_u (rad)	M_u / M_p	ϕ_u / ϕ_y
553.8	0.01	509.6	0.05	1.08	5

donde:

M_y	Momento de fluencia.
ϕ_y	Rotación de fluencia.
M_u	Momento último.
ϕ_u	Rotación última.
M_p	Momento plástico nominal (471.4 kN-m).

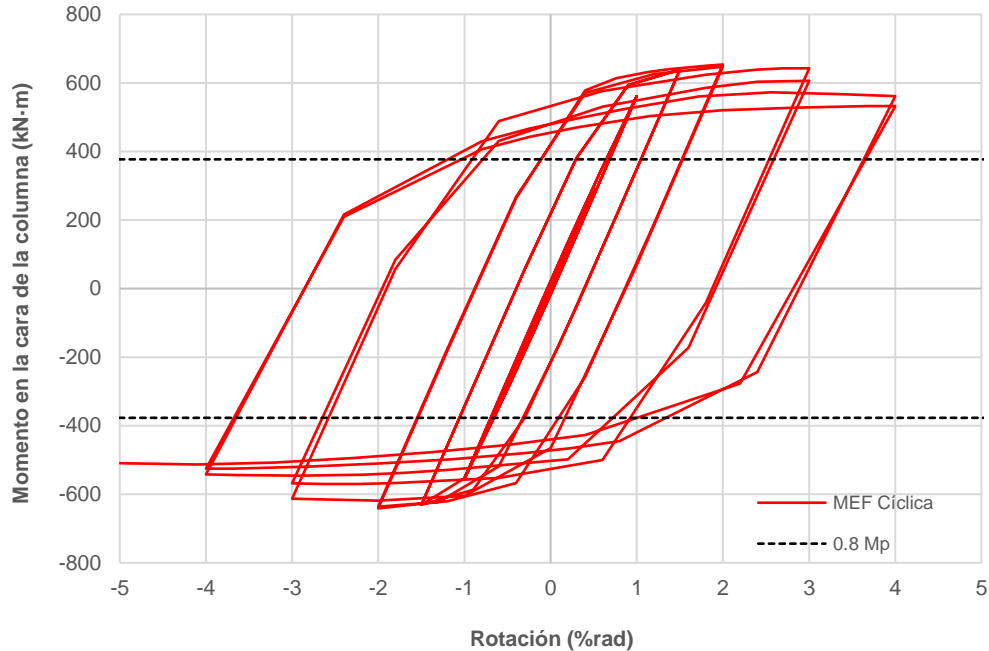


Figura 4.19. Curva momento contra rotación ante cíclica.

Se puede observar que la conexión tiene un comportamiento elástico para rotaciones menores a 0.01 rad; de acuerdo con la referencia [4] el AISC establece que para rotaciones menores o iguales al 1% se tiene un desempeño deseable de la conexión para un nivel de ocupación inmediata. Para rotaciones mayores a 0.01 rad se tiene un comportamiento inelástico.

La rotación última o de falla que obtuvo con el modelo fue 0.05, por ende, el factor de ductilidad de la conexión ante carga cíclica fue de 5. Esto implica que se tiene un comportamiento dúctil antes de que la conexión falle.

El momento plástico de la trabe es de 471.4 kN·m. La resistencia de la conexión fue de 509.6 kN·m, es decir, que el momento último es 8% mayor al momento que plastifica la trabe. La línea negra punteada corresponde al 80% del momento plástico nominal de trabe. Se puede observar que para una rotación de 0.04 rad se obtuvo una resistencia 41% mayor al límite mínimo especificado.

El comportamiento cíclico de la zona del panel se muestra en la figura 4.20, en esta gráfica el eje de las abscisas corresponde a la deformación unitaria por cortante y el eje de las ordenadas a la fuerza cortante obtenida. El primer eje está normalizado con respecto a la deformación unitaria de fluencia por cortante, y el segundo con respecto a la fuerza cortante que plastifica las dos almas de la columna.

La relación columna fuerte-trabe débil para el espécimen ES-1_UN-1 tiene un valor de 2.54. Se puede observar que para todos los ciclos de carga la zona del panel mantiene un comportamiento elástico. Las deformaciones unitarias no alcanzan el 50% de la deformación unitaria de fluencia y la fuerza cortante en el panel es menor que 40% del cortante resistente. Este comportamiento se debe a que la rigidez de la columna es más del doble que la de la trabe.

Analizando los resultados obtenidos con el modelo de elemento finito la conexión puede clasificarse como apta para usarse en marcos especiales a momento debido a que se observó un comportamiento histéretico estable y cumple con los requisitos mínimos de rigidez, resistencia y ductilidad establecidos por el AISC.

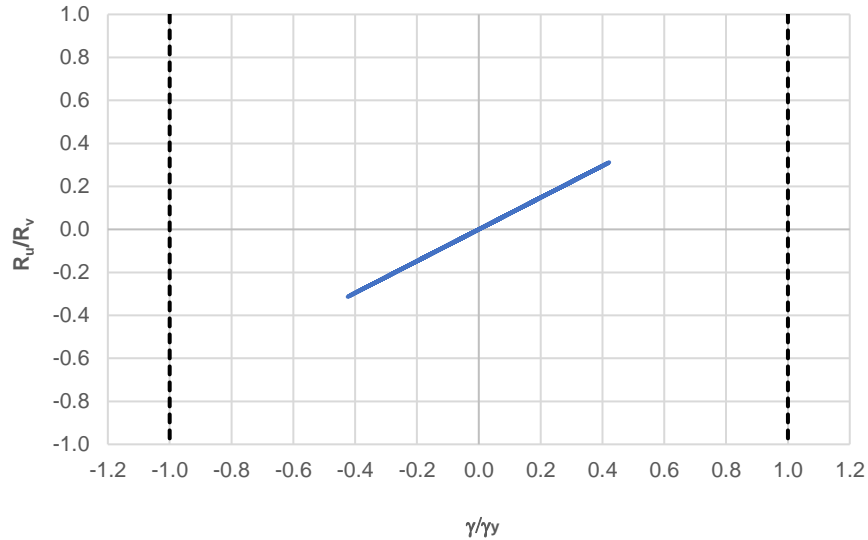


Figura 4.20. Comportamiento cíclico de la zona del panel.

El modo de falla para el espécimen sometido a carga cíclica se muestra en la figura 4.21. En el modelo matemático se observó una importante disipación de energía a través de la formación de la articulación plástica de la trabe. Para el desplazamiento último o de falla el patín superior está sometido a tensión y el inferior a compresión. Debido a los ciclos repetidos de carga la mayor deformación plástica se presenta en el patín a compresión y en la parte inferior del alma, pero es en el primer elemento donde se alcanza el esfuerzo último o de fractura del material.

Debido a que las cubre placas tienen una rigidez mayor que los patines de la trabe provocan que la deformación plástica ocurra en la trabe y evitan que la columna incurra en el rango inelástico de esfuerzos. Se presentó una concentración de esfuerzos en la unión de las cubre placas y los diafragmas pasantes, específicamente en las esquinas; es importante mencionar que en estas zonas los esfuerzos son menores al de fluencia. También se observó que en la placa de cortante los esfuerzos son prácticamente nulos.

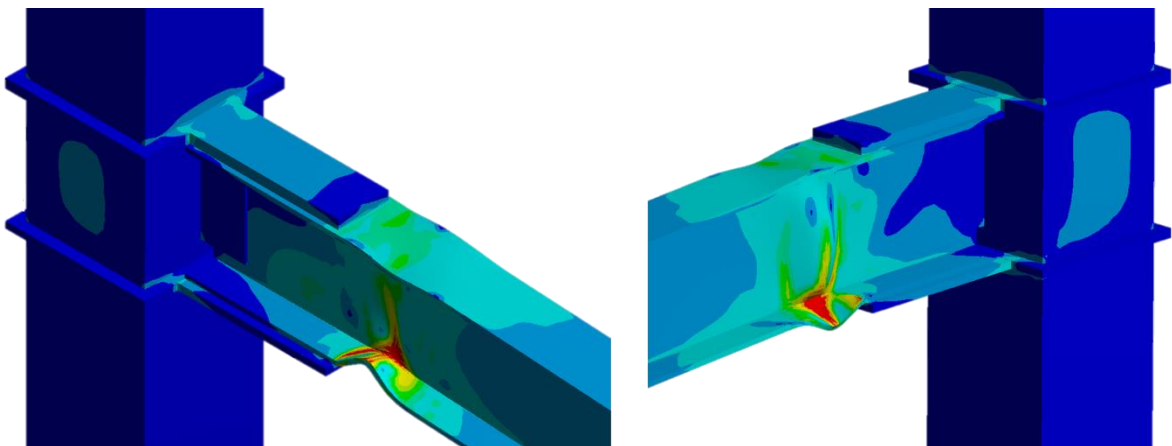


Figura 4.21. Conexión trabe columna del Modelo ES-1_UN-1 ante carga cíclica.

4.7.3.2 CONEXIÓN DE ESQUINA CON DOS TRABES (BI2-E)

El comportamiento sísmico de la zona del panel cuando la columna se somete a flexión bidireccional se estudia a través de las tres configuraciones mostradas en el punto 4.1.2. En la figura 4.22 se muestra el primer caso de análisis que corresponde a la conexión de esquina con dos traves, en la imagen se puede observar la geometría y la forma en que se aplican los desplazamientos para simular el comportamiento cíclico; en ambas traves se aplica el protocolo de carga cíclica del punto 4.6.2, pero en direcciones opuestas.

Los cuatro modelos de elemento finito que se generaron son de los especímenes ES-2 al ES-5, en estos solo varía el parámetro CF/TD a través de la rigidez de la columna como se puede ver en la tabla 4.2 de este capítulo. A continuación, se presentan los modos de falla, curva momento contra rotación, y las curvas cortante contra rotación en el panel para cada uno de los modelos de estudio.

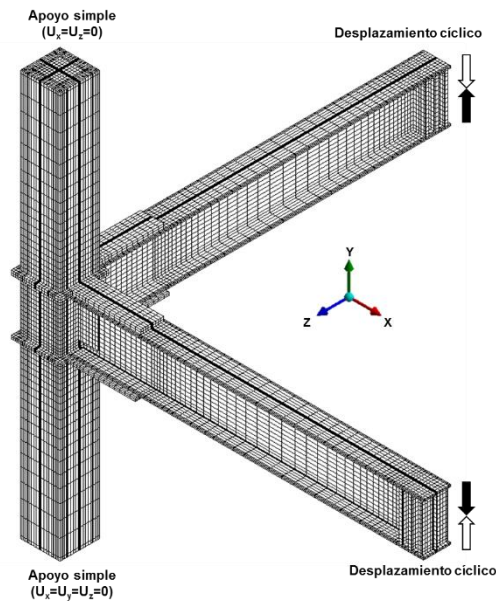


Figura 4.22. Modelo de elemento finito de la conexión de esquina con dos traves sometido a flexión bidireccional.

Modelo *ES-2_BI2-E*; la relación columna fuerte-trabe débil para este modelo tiene un valor de 1.07. En la figura 4.23 se observa una falla dúctil por la formación de las articulaciones plásticas en las traves, la falla se presenta específicamente en los patines a compresión de dichos elementos. Se presentan concentraciones de esfuerzos menores al de fluencia en las esquinas de los tramos de columna superior e inferior que se unen con los diafragmas pasantes.

La disipación de energía en la zona del panel es prácticamente nula debido a que los esfuerzos en la zona del panel no incursionan en el rango plástico, la figura 4.24 muestra que en todos los ciclos de carga el cortante máximo que actúa en el panel es del 50% de la fuerza que plastifica esta zona; también se observa que la deformación máxima por cortante es del 85% de la deformación de fluencia. Este comportamiento corresponde tanto al panel del plano XY y como al del plano ZY.

Los diafragmas pasantes, al igual que el panel tuvieron un comportamiento muy rígido. Se observa que los diafragmas tienen un comportamiento elástico, pero los mayores esfuerzos se concentran en las zonas donde se unen las cubre placas.

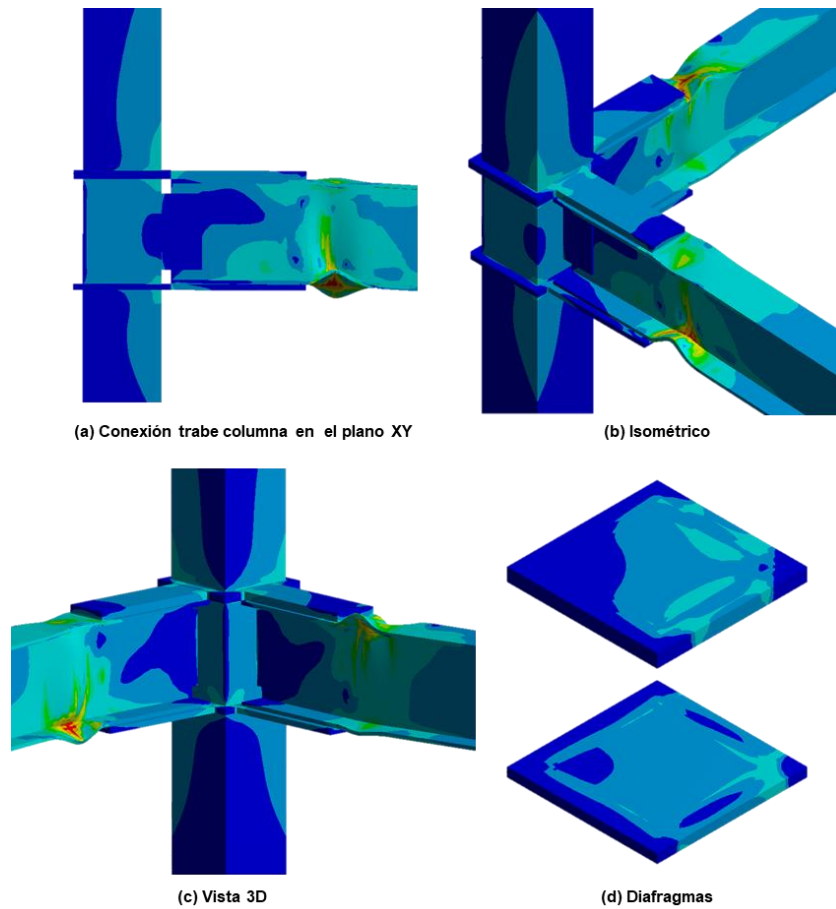


Figura 4.23. Modelo ES-2_BI2-E: (a) conexión trabe-columna; (b) isométrico; (c) vista 3D de la conexión; y (d) diafragmas pasantes.

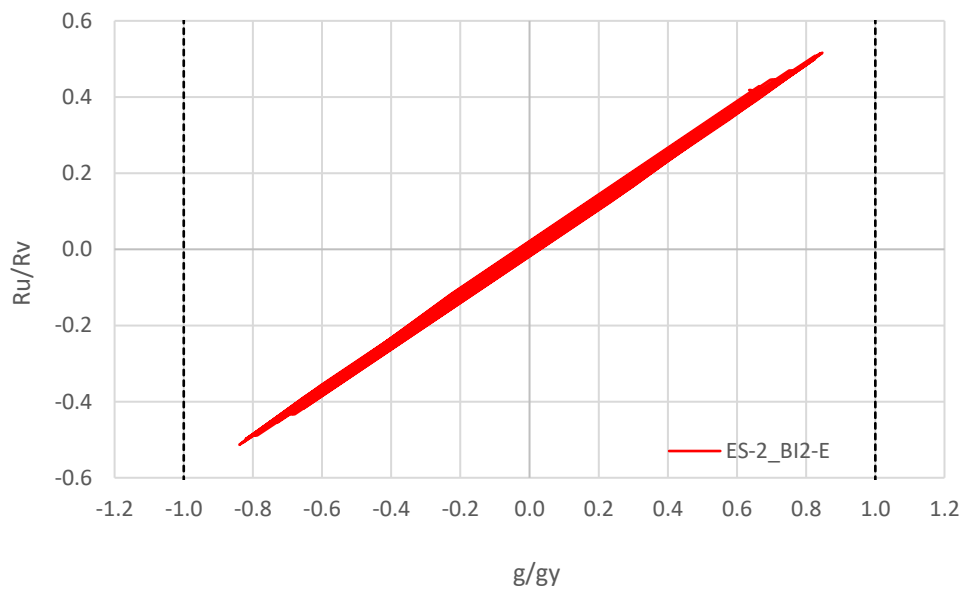


Figura 4.24. Diagrama de histéresis del comportamiento cíclico de la zona del panel para el modelo ES-2_BI2-E.

Modelo *ES-3_BI2-E*; la relación CF/TD tiene un valor de 1.23; en general en este modelo se observó un comportamiento elástico en todos los elementos a excepción de la trabe, que es donde se concentra el mayor daño a través de la deformación plástica acumulada por los ciclos de carga, ver figura 4.25. Igual que en el modelo anterior, los tramos de las columnas y la zona del panel presentan concentraciones de esfuerzos en las esquinas, pero estas zonas son menores que las del espécimen ES-2. Se observa que en los diafragmas las áreas donde se presentan los mayores esfuerzos disminuyen.

El comportamiento cíclico del panel no difiere sustancialmente del modelo anterior, la figura 4.26 describe un comportamiento elástico de esta zona. En esta gráfica el cortante máximo fue de $0.5 R_v$, es decir, del cincuenta por ciento del cortante plástico, esta fuerza está asociada a una deformación unitaria de $0.84 \gamma_y$.

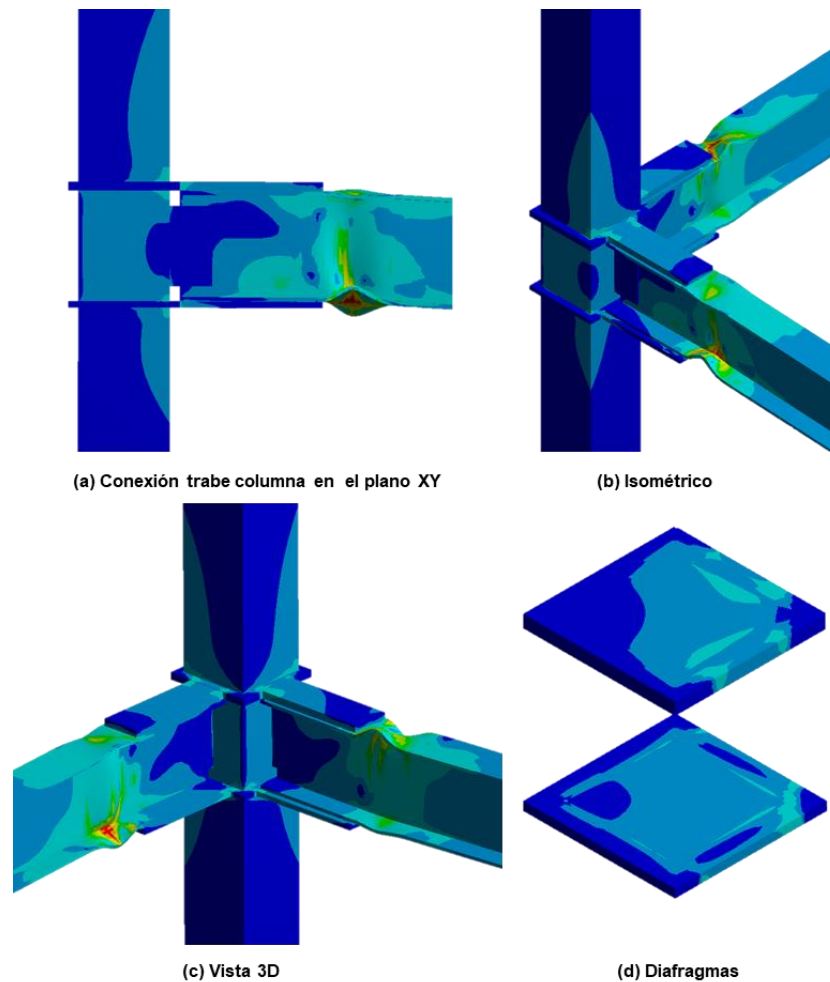


Figura 4.25. Modelo *ES-3_BI2-E*: (a) conexión trabe-columna; (b) isométrico; (c) vista 3D de la conexión; y (d) diafragmas pasantes.

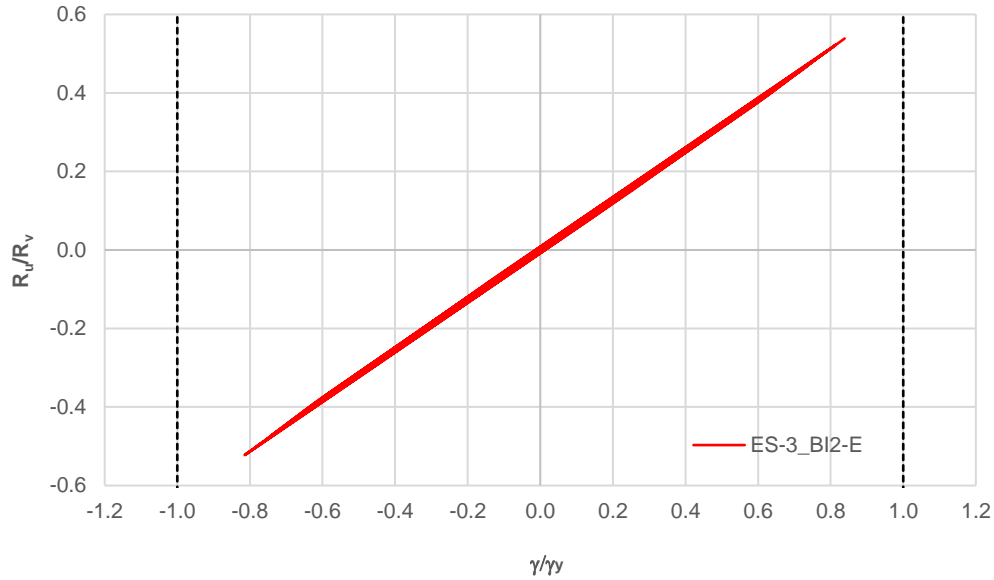
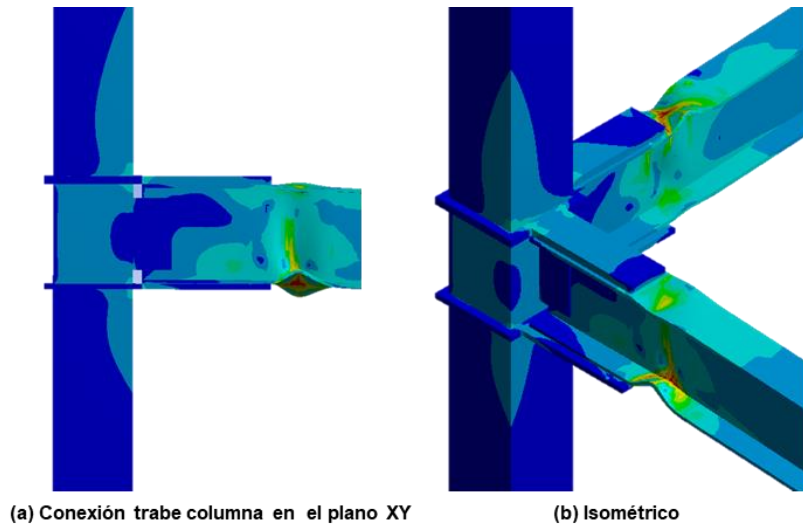


Figura 4.26. Diagrama de histéresis del comportamiento cíclico de la zona del panel para el modelo ES-3_BI2-E.

Modelo *ES-4_BI2-E*; la relación CF/TD de este modelo es de 1.34. En este modelo al igual que los otros dos la mayor disipación de energía es por la formación de las articulaciones plásticas en las traveses, mientras que el resto de los elementos de la conexión se mantienen en el rango elástico del material como se puede observar en la figura 4.27.

En la figura 4.28 se puede observar el comportamiento elástico de la zona del panel. El cortante máximo es de $0.44 R_v$, es decir, que la demanda de cortante se redujo en un 12% respecto a los dos especímenes anteriores. La deformación unitaria del panel para el cortante máximo fue de $0.70 \gamma_y$, por lo tanto, la deformación disminuyó en 18% respecto al modelo ES-2, y un 17% respecto al espécimen ES-3.



(a) Conexión trabe columna en el plano XY

(b) Isométrico

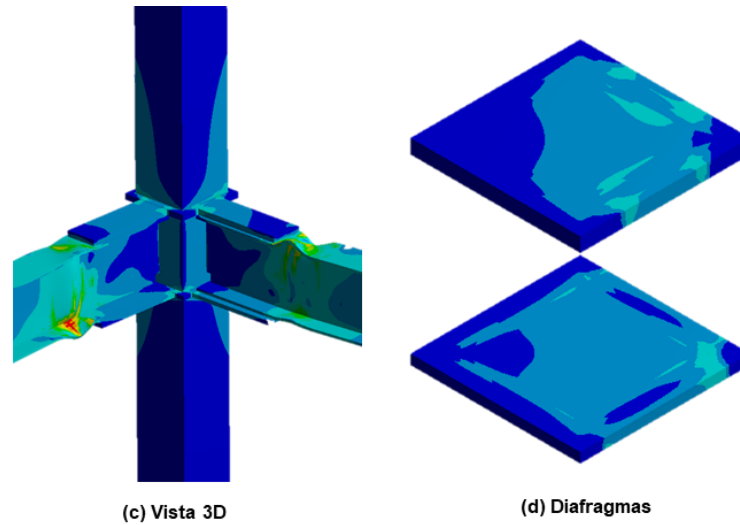


Figura 4.27. Modelo ES-4_BI2-E: (a) conexión trabe-columna; (b) isométrico; (c) vista 3D de la conexión; y (d) diafragmas pasantes.

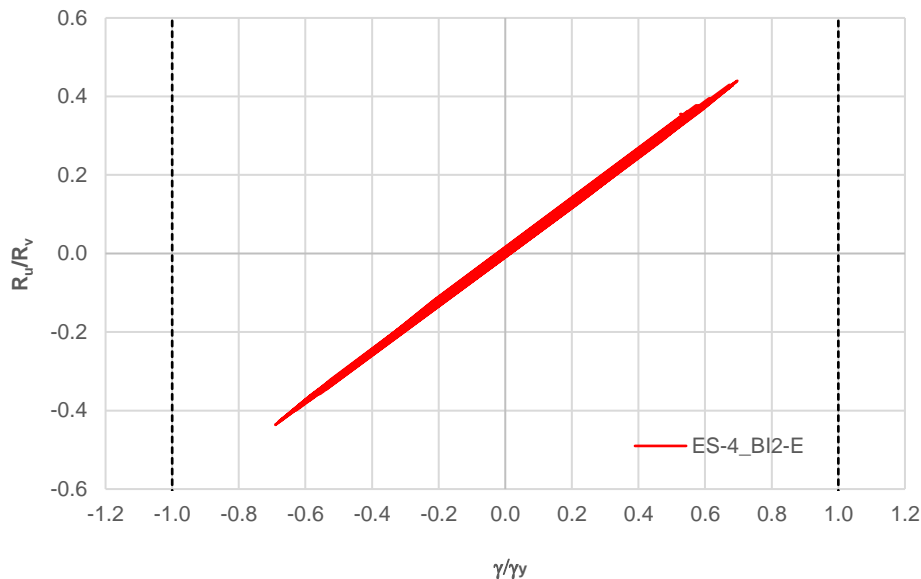


Figura 4.28. Diagrama de histéresis del comportamiento cíclico de la zona del panel para el modelo ES-4_BI2-E.

Modelo *ES-5_BI2-E*; la relación CF/TD para este modelo es de 1.54. En este modelo se observó un comportamiento elástico de los elementos, la disipación de energía fue a través de las traveses que son los elementos con mayor daño. La concentración de esfuerzos en las esquinas de los tramos de columnas y del panel son muy pequeñas. En la figura 4.30 se presenta el comportamiento del panel, se observa que el cortante máximo es de $0.39 R_v$ asociada con una deformación unitaria de $0.61 \gamma_y$.

En general los cuatro modelos de esquina con dos traveses tienen un comportamiento histérico estable, en todos se obtuvo una falla tipo dúctil en donde la energía se disipa por la formación de articulaciones plásticas en las traveses, incluso se observa que se incursiona en el rango de endurecimiento por deformación del material.

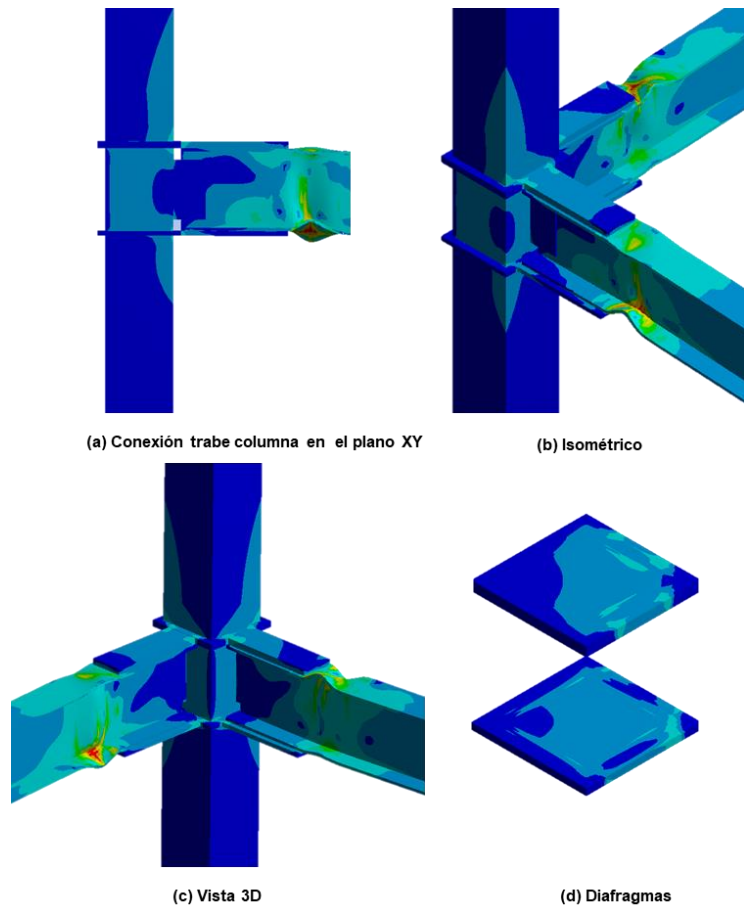


Figura 4.29. Modelo ES-5_BI2-E: (a) conexión trabe-columna; (b) isométrico; (c) vista 3D de la conexión; y (d) diafragmas pasantes.

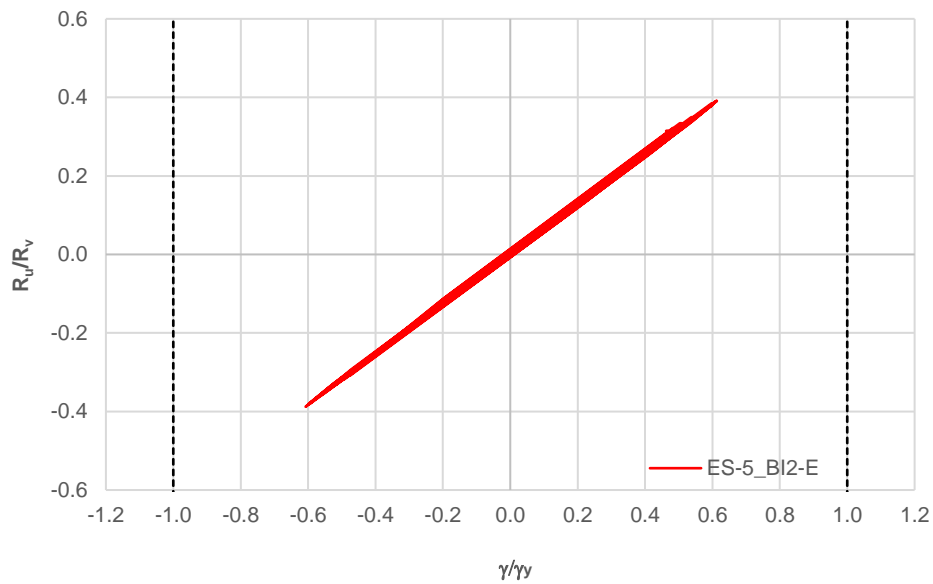


Figura 4.30. Diagrama de histéresis del comportamiento cíclico de la zona del panel para el modelo ES-5_BI2-E.

La figura 4.31 muestra las curvas momento-rotación para las cuatro modelos de esquina, en esta se aprecia que en todas las conexiones se obtuvo la misma resistencia, ductilidad y que tiene la misma rigidez tanto en el rango elástico como plástico, sin importar los valores de la relación columna fuerte/trabe débil.

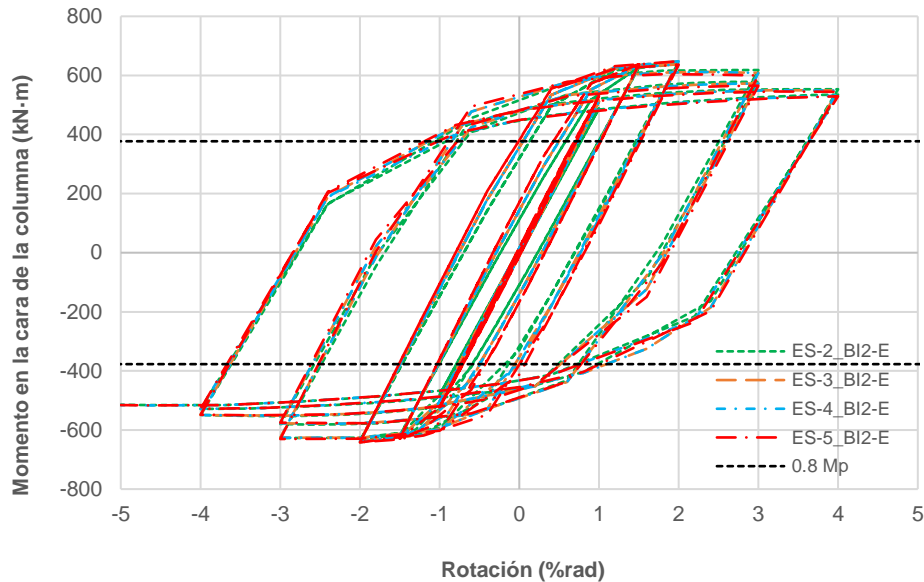


Figura 4.31. Curvas momento - rotación para los cuatro modelos de esquina sometidos a flexión bidireccional.

La gráfica de la figura 4.32 presenta el comportamiento cíclico de la zona del panel para los cuatro modelos, en la imagen se puede observar que tuvieron un comportamiento elástico, y que en esta zona todos comparten la misma rigidez.

Los especímenes ES-2_BI2-E y ES-3_BI2-E tienen un comportamiento muy similar, debido a que en ambos se obtuvieron prácticamente los mismos valores máximos de cortante y de deformación unitaria (normalizados respecto al cortante de fluencia y la deformación unitaria de fluencia respectivamente).

En el espécimen ES-4_BI2-E la rigidez de la columna es 34% mayor que la de la traveses conectadas, con este incremento la deformación unitaria disminuyó aproximadamente un 18% y el cortante se redujo un 12%, respecto a los dos primeros modelos. En el último modelo la columna es 54% más rígida que las traveses, esto tiene como consecuencia que la demanda de cortante se reduzca en un 22% y la deformación unitaria disminuya un 27% respecto a los modelos ES-2_BI2-E y ES-3_BI2-E.

La tabla 4.11 contiene un resumen de resultados con las deformaciones y resistencias máximas de los modelos de las conexiones de esquina con dos traveses. Para definir si la resistencia en el panel y la deformación por cortante en esta zona cumplen con los límites establecidos por el AISC se utilizó el índice de capacidad (I.C.), este se define como la relación del valor máximo entre el valor permisible, cuando este índice es menor a uno se considera adecuado, mientras que un valor mayor a la unidad se considera inadecuado.

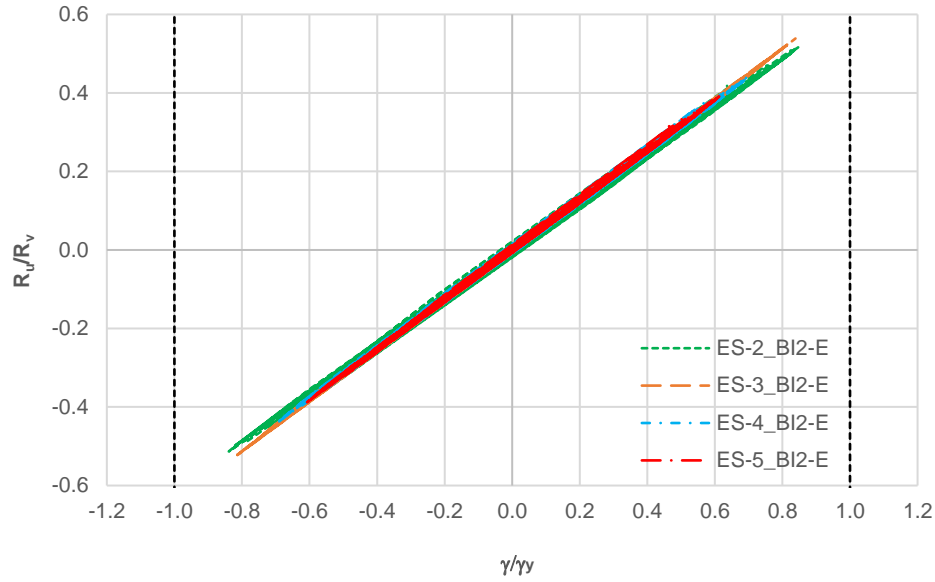


Figura 4.32. Diagrama de histéresis del comportamiento cíclico de la zona del panel para los modelos del ES-2_BI2-E al ES-5_BI2-E.

Tabla 4.11. Resultados de las conexiones de esquina con dos traveses (BI2-E).

Modelo	CF/TD	Articulación plástica en traveses	$(\gamma/\gamma_y)_{\text{máx}}$	$(\gamma/\gamma_y)_{\text{perm}}$	I.C:	$(R_u/R_v)_{\text{máx}}$	$(R_u/R_v)_{\text{perm}}$	I.C.
ES-2	1.07	Sí	0.85	1.0	0.85	0.5	1.0	0.5
ES-3	1.23	Sí	0.84	1.0	0.84	0.5	1.0	0.5
ES-4	1.34	Sí	0.84	1.0	0.84	0.5	1.0	0.5
ES-5	1.54	Sí	0.70	1.0	0.70	0.4	1.0	0.4

4.7.3.3 CONEXIÓN DE BORDE CON DOS TRABES PARALELAS (BI2-P)

En este punto se analiza la segunda configuración de análisis en donde se somete a la columna a una flexión bidireccional como se muestra en la figura 4.33. En esta configuración las dos traveses se localizan sobre el plano XY y no existen traveses en el plano ZY. Para simular el comportamiento cíclico en el modelo, los desplazamientos en las traveses se aplican en direcciones opuestas.

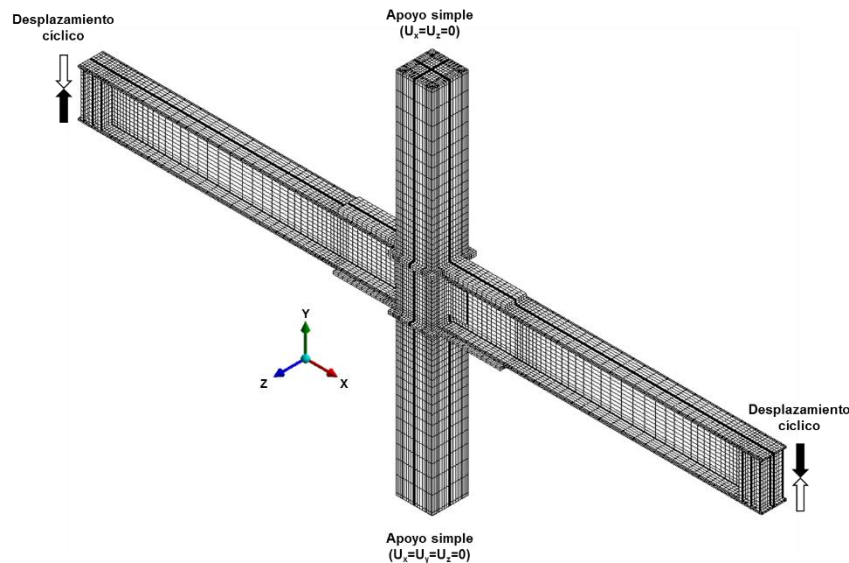


Figura 4.33. Modelo de elemento finito de la conexión de borde con dos traveses paralelas.

Se generaron cuatro modelos correspondientes a los especímenes ES-2 al ES-5, en los cuales se varía la rigidez de la columna. A continuación, se presentan los modos de falla, las curvas momento contra rotación, y las curvas cortante contra rotación en el panel para cada uno de los modelos de estudio.

Modelo *ES-2_BI2-P*; este modelo tiene la menor relación CF/TD con un valor de 1.07, esto implica que la rigidez de la columna es prácticamente igual a la de las traveses conectadas. En la figura 4.34 se observa que de acuerdo con la escala de esfuerzos existen elementos que superan el esfuerzo de fluencia, es importante mencionar que en ninguno elemento de la conexión se alcanzó el esfuerzo de ruptura.

Algunas fibras de los patines y del alma de la trabe no superaron el esfuerzo de fluencia, por lo tanto, en las traveses no se formaron las articulaciones plásticas. En la unión entre las cubre placas y los diafragmas existen partes de ambas placas que incursionan en el rango plástico, lejos de esta unión las placas permanecen en el rango elástico. Lo más sobresaliente de este modelo es que en la zona del panel las dos placas que corresponden a las almas de la columna (ubicadas en el plano XY) han fluido completamente y han tenido una acumulación de deformación importante con los ciclos de carga.

En la figura 4.35 se presenta la curva fuerza cortante-deformación unitaria por cortante del panel ubicado en el plano XY, las líneas negras verticales indican la deformación máxima permisible que es de $4 \gamma_y$ para este tipo de conexiones. En la gráfica se puede observar que el panel tiene un comportamiento histerético estable y que existe una importante disipación de energía a través de grandes deformaciones.

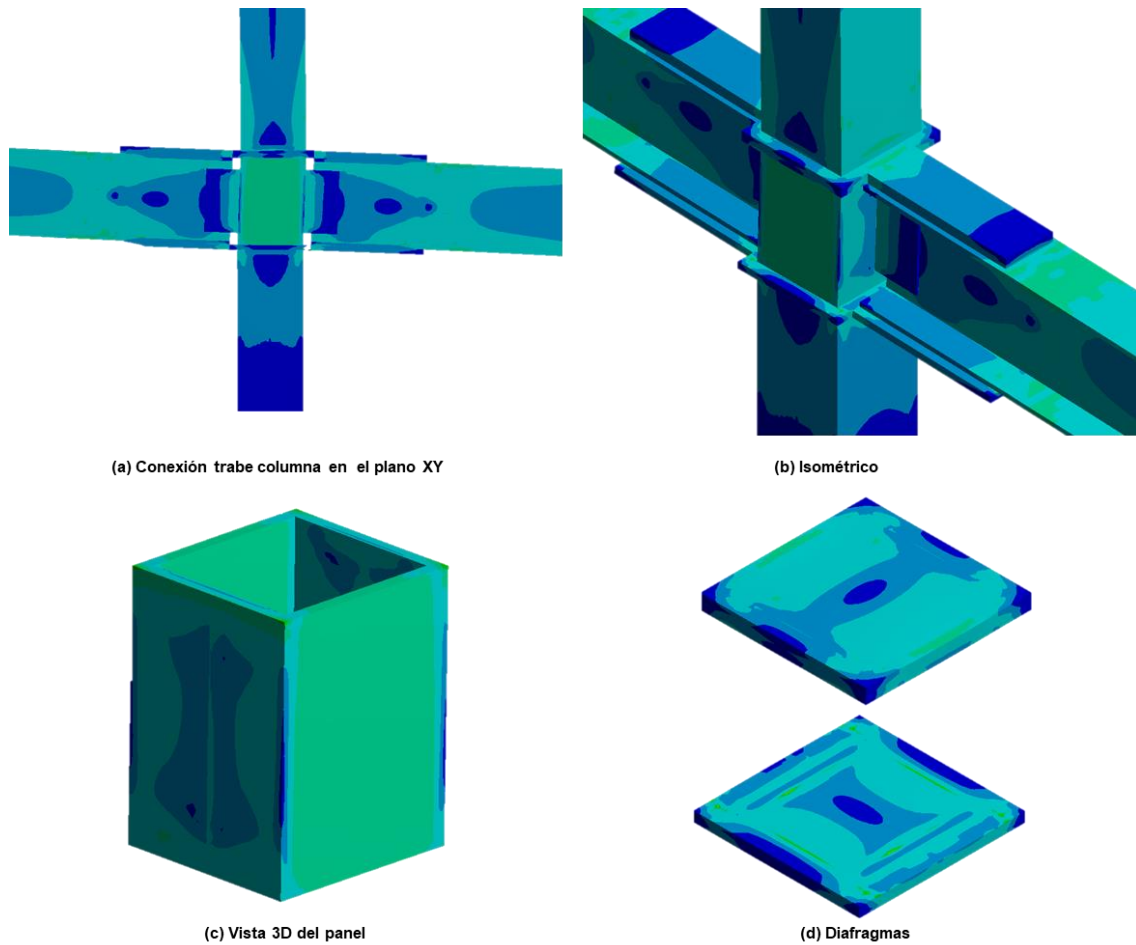


Figura 4.34. Modelo ES-2_BI2-P: (a) conexión trabe-columna; (b) isométrico; (c) vista 3D del panel; y (d) diafragmas pasantes.

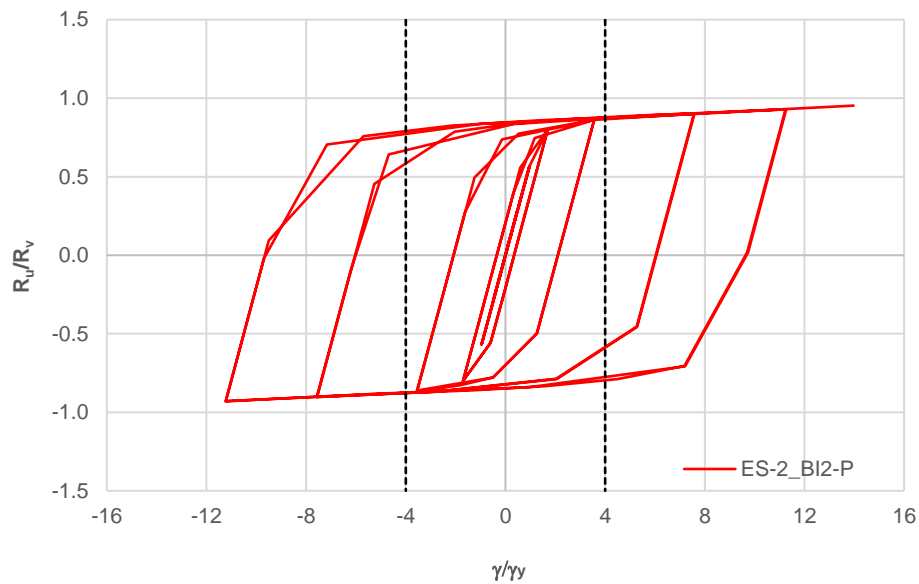


Figura 4.35. Diagrama de histéresis del comportamiento cíclico de la zona del panel para el modelo ES-2_BI2-P.

En todos los ciclos de carga la fuerza cortante que actúa en el panel siempre es menor a la resistencia de diseño. Para la rotación del 0.05 rad, que es la máxima que se aplica al modelo, la demanda de cortante es $0.95 R_v$ asociada a una deformación unitaria de $14 \gamma_y$.

Tomando en cuenta lo anterior, el estado límite de diseño por resistencia se cumple y de hecho la conexión podría resistir más ciclos de carga debido a que ningún elemento ha alcanzado el esfuerzo de ruptura; sin embargo, no se cumple con el estado límite de servicio porque la deformación unitaria por cortante en el panel es 3.5 veces más grande que el límite establecido por el AISC.

Modelo *ES-3_BI2-P*; la relación CF/TD para este modelo tiene un valor de 1.23. En la figura 4.36 se puede observar que ningún elemento ha alcanzado el esfuerzo de ruptura y también que en la travesa especificamente al final de las cubre placas se han formado las articulaciones plásticas. Aunque todas las fibras de la sección transversal en la trabe han alcanzado el esfuerzo de fluencia sólo las fibras extremas han incurrido en el rango de endurecimiento por deformación del material.

Igual que en el modelo anterior, las cubre placas y los diafragmas presentan algunos esfuerzos mayores a los de fluencia cerca de la unión entre ambas placas, pero fuera de esta zona tienen un comportamiento elástico. También se observó que las dos almas de la columna que componen la zona de panel presentan una deformación importante y han fluido en su totalidad.

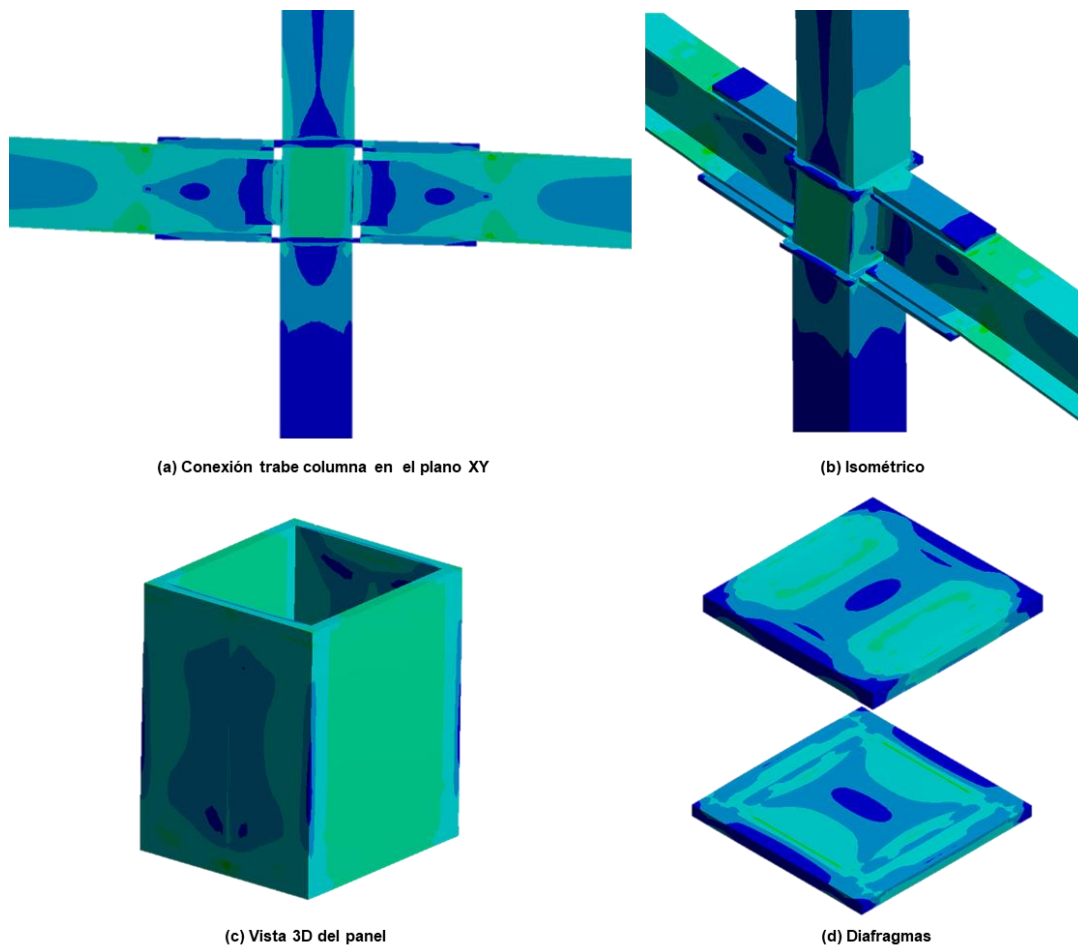


Figura 4.36. Modelo ES-3_BI2-P: (a) conexión trabe-columna; (b) isométrico; (c) vista 3D del panel; y (d) diafragmas pasantes.

Se observó un comportamiento histerético estable de la zona del panel, ver figura 4.37. La máxima deformación unitaria por cortante en el panel fue de $10 \gamma_y$ para una demanda de cortante de $0.93 R_v$. Aunque la resistencia de la conexión no se haya agotado no se podrían aplicar más ciclos de carga al espécimen porque las deformaciones que se presentan en el panel son 2.5 veces mayores a las permisibles.

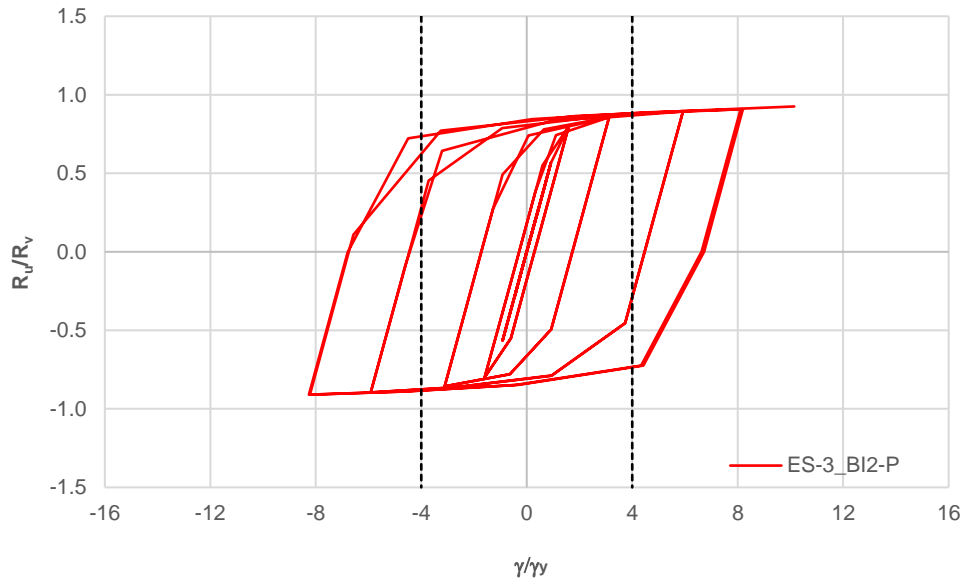
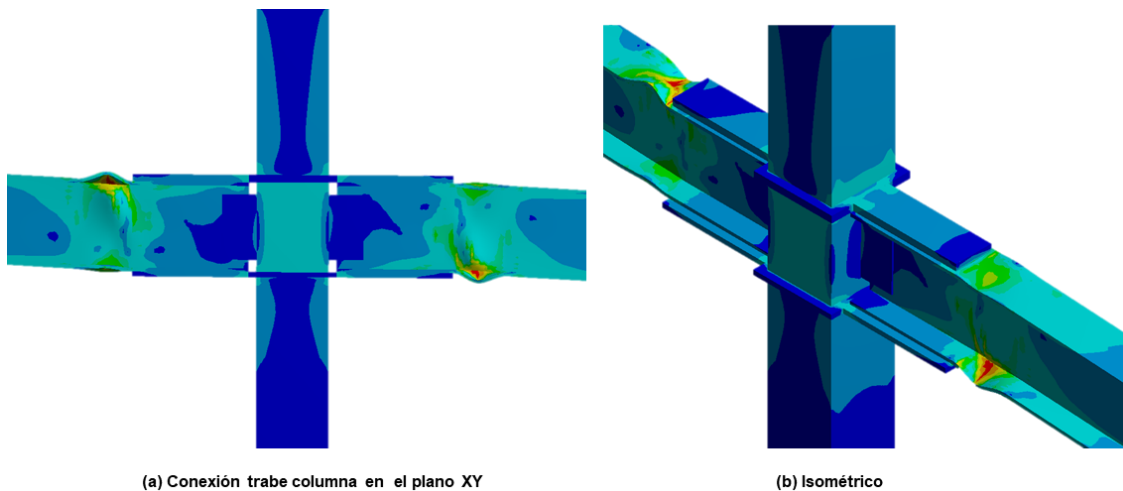


Figura 4.37. Diagrama de histéresis del comportamiento cíclico de la zona del panel para el modelo ES-3_BI2-P.

Modelo *ES-4_BI2-P*; en este modelo se incrementa la relación CF/TD hasta un valor de 1.34. La falla del espécimen se presentó en la trabe del lado izquierdo, concretamente en el patín superior que se encuentra a compresión. Se formaron las articulaciones plásticas en las trabes y se observa que estos elementos experimentaron un endurecimiento por deformación, ver figura 4.38. Tanto los diafragmas como las cubre placas permanecen en el rango elástico; mientras que solo la parte central del panel tiene esfuerzos iguales al de fluencia.



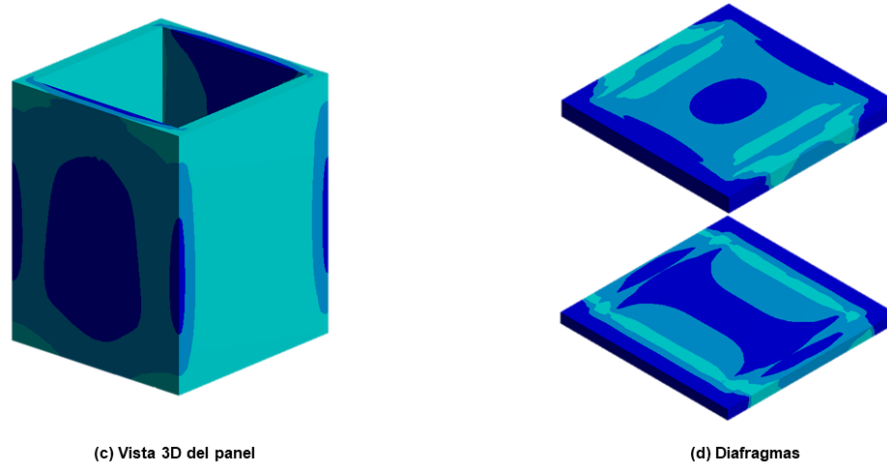


Figura 4.38. Modelo ES-4_BI2-P: (a) conexión trabe-columna; (b) isométrico; (c) vista 3D del panel; y (d) diafragmas pasantes.

La mayor disipación de energía fue por la formación de las articulaciones plásticas, pero también se obtuvo una disipación importante a través de la deformación en el panel, ver figura 4.39; en esta gráfica el cortante máximo es de $0.7 R_v$ para una deformación unitaria de $2.3 \gamma_y$. La fuerza cortante máxima representa un setenta por ciento de la resistencia y la deformación unitaria un 58% del límite permisible.

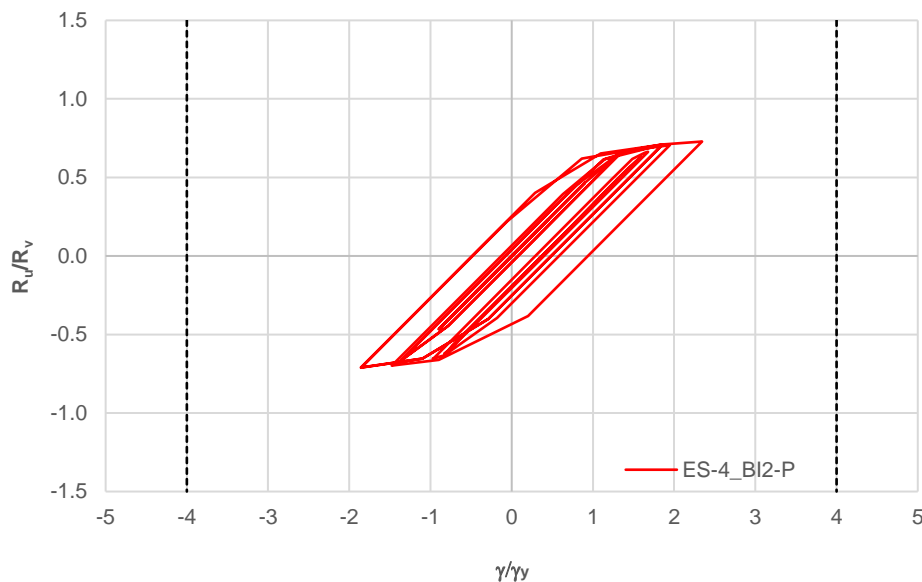


Figura 4.39. Diagrama de histéresis del comportamiento cíclico de la zona del panel para el modelo ES-4_BI2-P.

Modelo *ES-5_BI2-P*; este modelo tiene la mayor relación CF/TD con un valor de 1.54, esto implica que la rigidez de la columna es cincuenta por ciento mayor que la de las traveses. En la figura 4.40 se puede observar una falla tipo dúctil por la formación de las articulaciones plásticas en las traveses, la falla ocurre en el patín inferior de la trabe ubicada al lado derecho de la columna. Todos los elementos a excepción de las traveses se mantienen en el rango elástico del material.

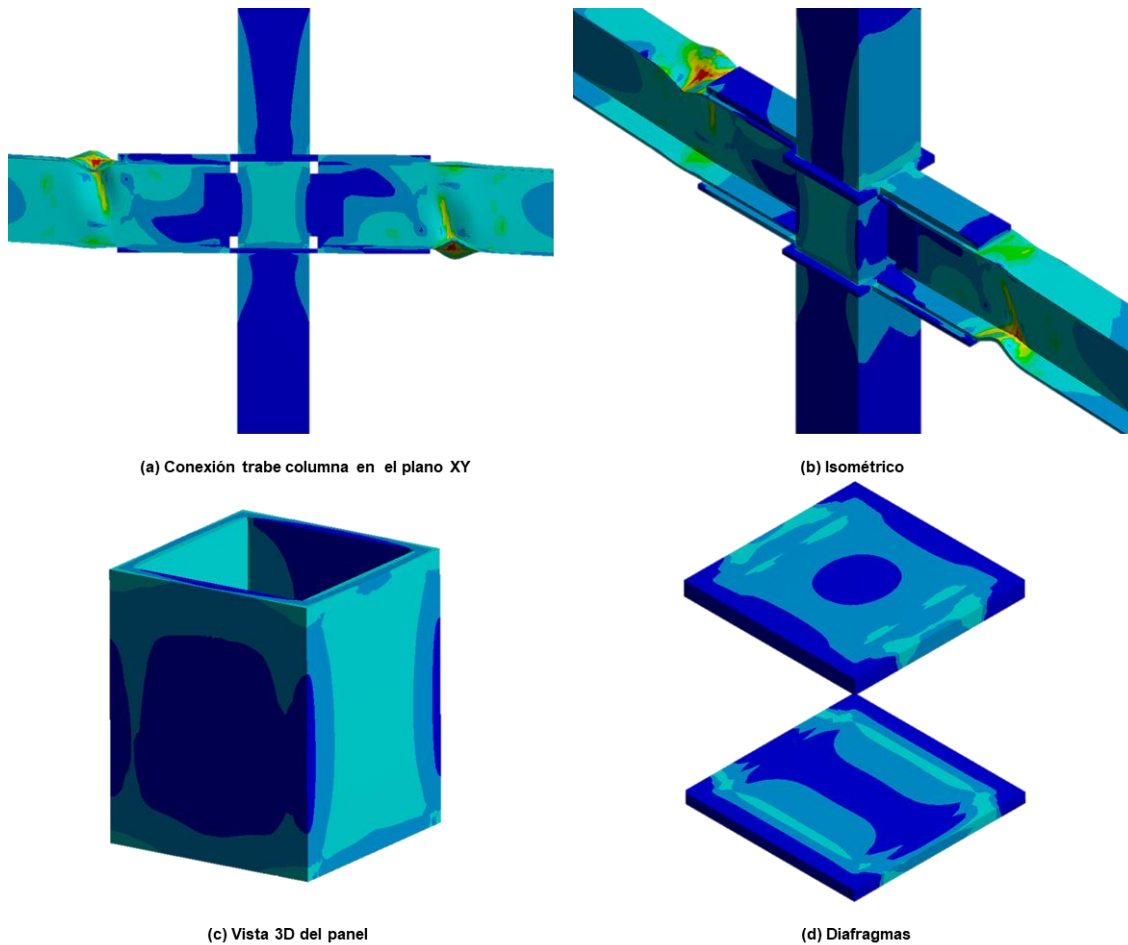


Figura 4.40. Modelo ES-5_BI2-P: (a) conexión trabe-columna; (b) isométrico; (c) vista 3D del panel; y (d) diafragmas pasantes.

Se puede decir que la disipación de energía únicamente fue por la deformación plástica en las trabes debido que el panel de la columna tuvo un comportamiento prácticamente elástico como se muestra en la figura 4.41. Se obtuvo la misma demanda de cortante que en el modelo anterior $0.7 R_v$, pero la deformación unitaria por cortante disminuyó a un valor de $1.3 \gamma_y$.

La figura 4.42 muestra las curvas momento-rotación para los cuatro modelos de borde con dos trabes, se puede apreciar que para rotaciones menores al 1% los cuatro especímenes tienen la misma rigidez y presentan un comportamiento elástico, por lo tanto, los cuatro modelos tienen un desempeño deseable para un nivel de ocupación inmediata.

Para rotaciones menores a 0.03 rad los modelos con mayor relación CF/TD siempre presentan una mayor resistencia; en los siguientes nivel de rotación los modelos ES-4_BI2-E y ES-5_BI2-E tienen una disminución de la resistencia respecto a los dos primeros modelos. Para la rotación máxima aplicada los modelos (0.05 rad) se tienen una resistencia del 13% y 17% menor respectivamente; esta pérdida de resistencia probablemente se debe a que son los modelos que presentan mayor deformación plástica acumulada en las trabes por los ciclos de carga. En la gráfica se puede observar que para una rotación inelástica de 0.04 rad los cuatro modelos alcanzan una resistencia mayor al $0.8 M_p$.

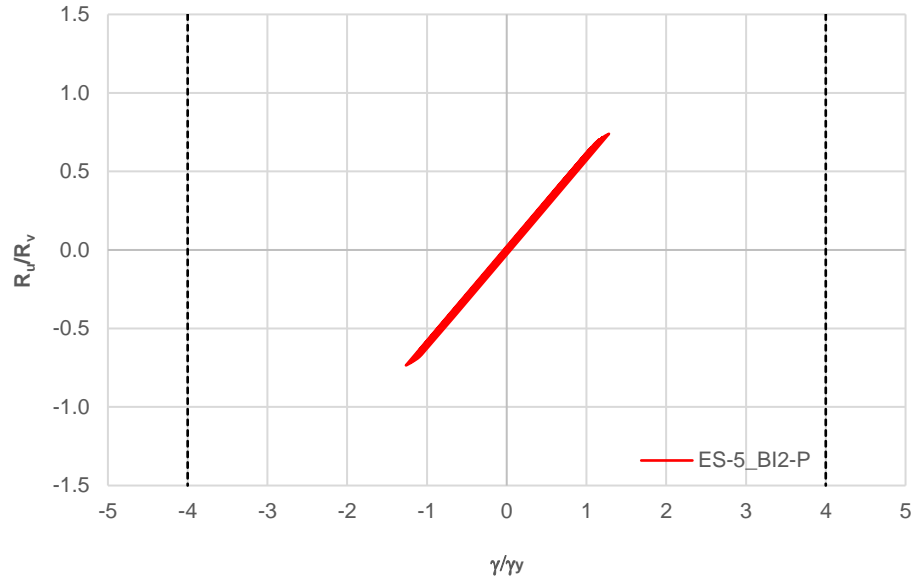


Figura 4.41. Diagrama de histéresis del comportamiento cíclico de la zona del panel para el modelo ES-5_BI2-P.

La gráfica de la figura 4.43 presenta el comportamiento cíclico de la zona del panel para los cuatro modelos de borde; se observa que el modelo ES-2_BI2-P es el que presenta una mayor disipación de energía por medio de la deformación del panel, seguido del modelo ES-3_BI2-P. El problema es que la deformación unitaria por cortante es 3.5 veces más grande que la permisible para el primero, y 2.5 veces más para el segundo. En ambos modelos el cortante máximo que se presenta es mayor al 90% del cortante que plastifica la zona del panel, esto nos indica que la estimación de la capacidad con la ecuación propuesta por el ASIC es suficientemente precisa.

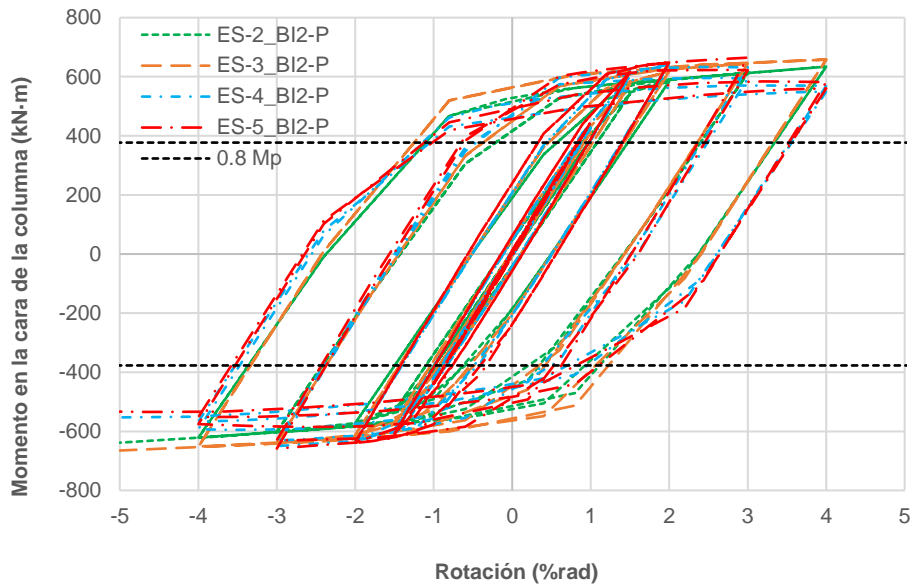


Figura 4.42. Curvas momento - rotación para los cuatro modelos de borde sometidos a flexión bidireccional.

Para el modelo ES-4_BI2-P se obtuvo una menor disipación de energía comparada con los dos modelos anteriores; el diagrama de histéresis demuestra que al incrementar treinta por ciento la rigidez de la columna la deformación en el panel disminuye hasta un valor menor que $4 \gamma_y$. La deformación unitaria se reduce en un 84% respecto al modelo ES-2_BI2-P, y un 77% respecto al modelo ES-3_BI2-P.

La figura 4.43 muestra que la disipación de energía a través del panel para el modelo ES-5_BI2-P es prácticamente nula debido a que se observa un comportamiento elástico de este elemento. Si se compara el comportamiento de los modelos ES-2_BI2-P y ES-5_BI2-P, se puede observar que, al incrementar la relación CF/TD a un valor de 1.54, la demanda de cortante en el panel se reduce sólo un 26%, pero la deformación unitaria por cortante disminuye hasta en un 91%.

La tabla 4.12 contiene un resumen de resultados con las deformaciones y resistencias máximas, así como los respectivos índices de capacidad de todos los modelos de conexiones de borde con dos traveses paralelas.

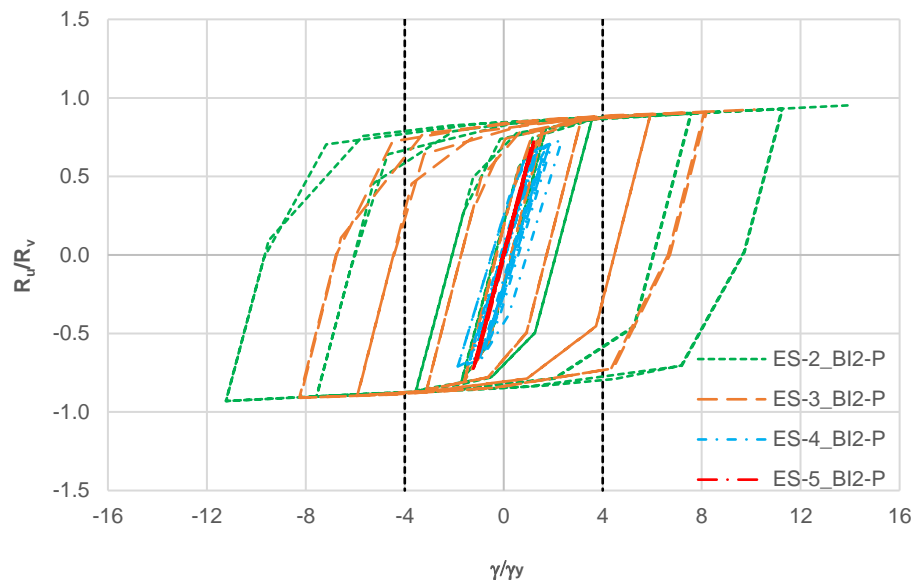


Figura 4.43. Diagrama de histéresis del comportamiento cíclico de la zona del panel para los modelos del ES-2_BI2-P al ES-5_BI2-P.

Tabla 4.12. Resultados de las conexiones de borde con dos traveses paralelas (BI2-P).

Modelo	CF/TD	Articulación plástica en traveses	Falla	$(\gamma/\gamma_y)_{\text{máx}}$	$(\gamma/\gamma_y)_{\text{perm}}$	I.C.	$(R_u/R_v)_{\text{máx}}$	$(R_u/R_v)_{\text{perm}}$	I.C.
ES-2	1.07	No	No	14.0	4.0	3.5	0.95	1.0	0.95
ES-3	1.23	Sí	No	10.0	4.0	2.5	0.93	1.0	0.93
ES-4	1.34	Sí	Sí	2.3	4.0	0.6	0.70	1.0	0.70
ES-5	1.54	Sí	Sí	1.3	4.0	0.3	0.70	1.0	0.70

4.7.3.4 CONEXIÓN INTERIOR CON CUATRO TRABES (BI4)

En la figura 4.44 se muestra el último caso de análisis que corresponde a la conexión interior con cuatro traves conectadas a la columna; como se puede apreciar en esta configuración la columna es sometida a flexión biaxial. La conexión tiene dos traves ubicadas en el plano XY y dos más en el plano ZY; para simular el comportamiento cíclico los desplazamientos en las dos traves de cada plano se aplican en direcciones opuestas.

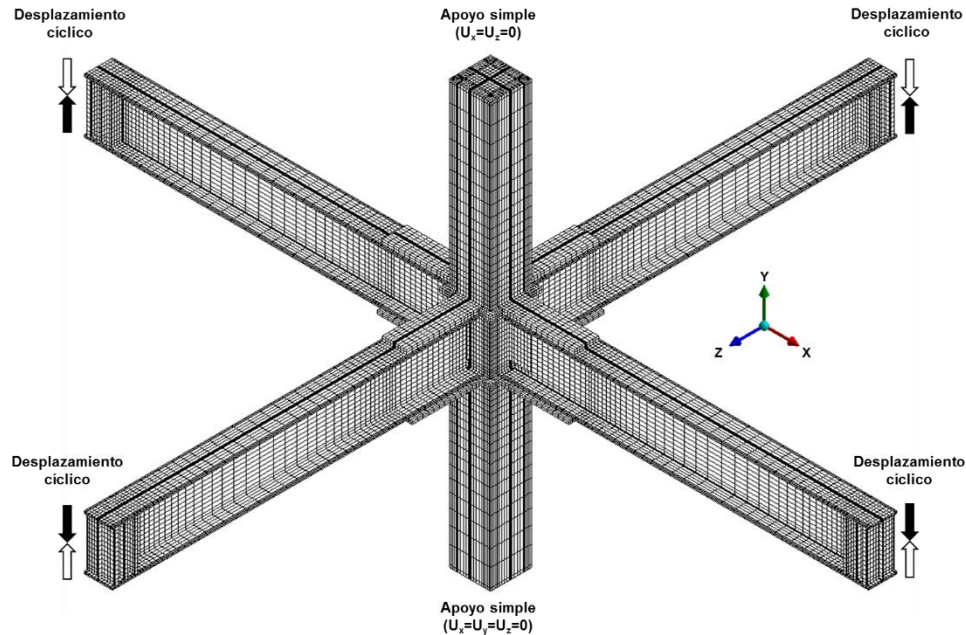


Figura 4.44. Modelo de elemento finito de la conexión interior con cuatro traves conectadas a la columna.

Se generaron cuatro modelos de elemento finito correspondientes a los especímenes ES-2 al ES-5, en los cuales se varía la rigidez de la columna para estudiar el comportamiento de la zona del panel. A continuación, se presentan los modos de falla, las curvas momento contra rotación, y las curvas cortantes contra rotación en el panel para cada uno de los modelos de estudio.

Modelo *ES-2_BI4*; en este modelo la columna y la trave tienen la misma rigidez, es decir, la relación $CF/TD=1.07$. Se puede observar en la figura 4.45 que existe una plastificación en los tramos de columna superior e inferior, en una zona aproximadamente 30 cm arriba del diafragma superior y 10 cm abajo del diafragma inferior. Lo más sobresaliente de este modelo es que las cuatro caras que forman el panel han fluido totalmente y tienen la mayor deformación plástica acumulada por los ciclos de carga. De acuerdo con las figura 4.45(a) y (b) en los dos paneles existe una concentración de esfuerzos en la parte superior; el panel ubicado en el plano “XY” es donde se presenta la falla de la conexión, es decir, que es la zona donde se alcanza el esfuerzo de fractura.

En las cuatro traves, específicamente al final de las cubre placas, se puede observar que sólo las fibras más alejadas del eje neutro y algunas ubicadas en las almas han superado el rango elástico, esto significa que no se formaron las articulaciones plásticas. Todas las cubre placas del modelo presentan concentraciones de esfuerzos mayores al de fluencia en las zonas cercanas a las aristas que están en contacto con los diafragmas. En las caras opuestas a la unión de las cubre placas con los diafragmas, las primeras permanecen en el rango elástico. Los dos diafragmas presentan esfuerzos que incursionan en el rango inelástico tanto en la parte central como en la zona donde se unen las cubre placas.

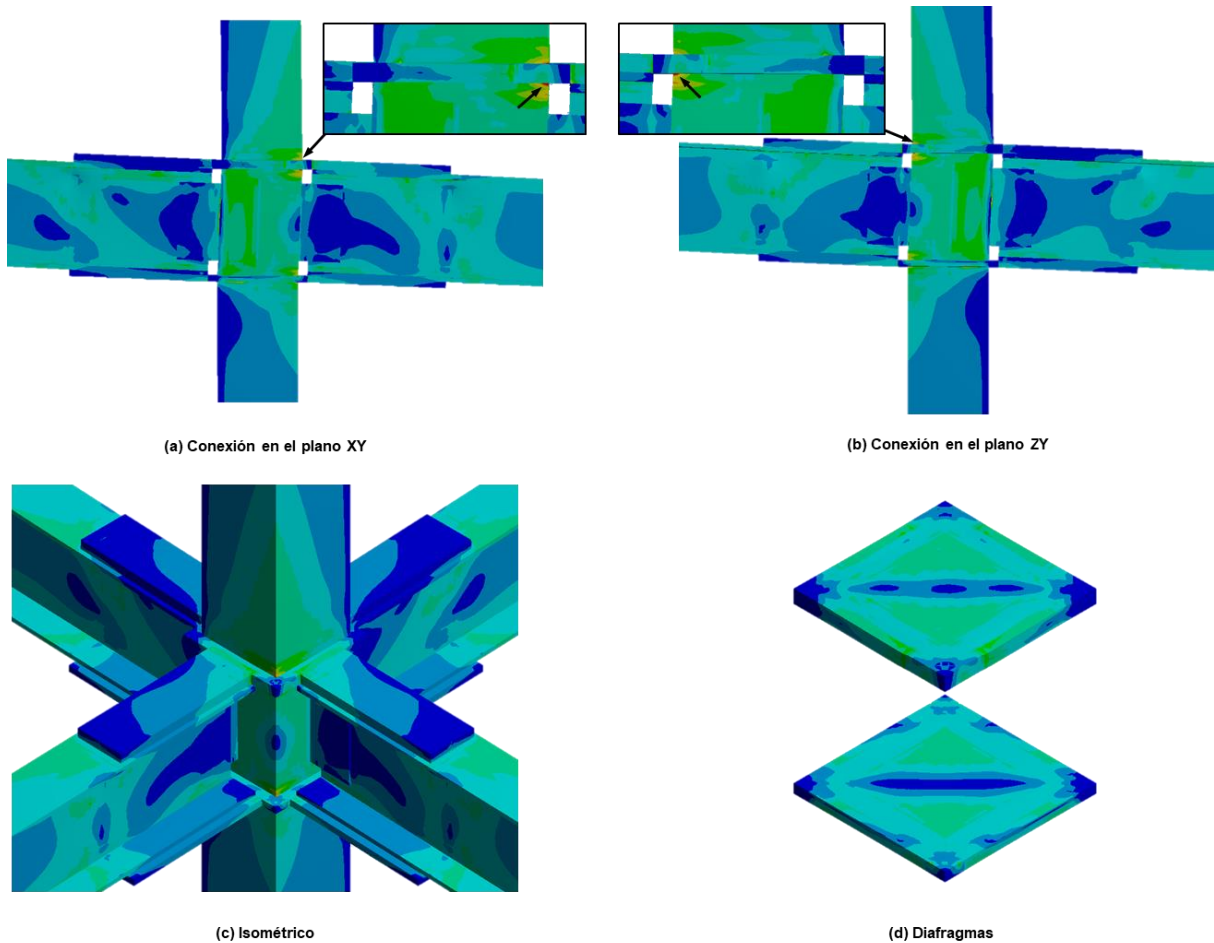


Figura 4.45. Modelo ES-2_BI4: (a) conexión en el plano XY; (b) conexión en el plano ZY; (c) isométrico; y (d) diafragmas pasantes.

La figura 4.46 muestra la curva fuerza cortante-deformación unitaria por cortante para el panel ubicado en el plano XY, y la figura 4.47 la curva del panel localizado en el plano ZY. En ambas gráficas se observa que los paneles tienen un comportamiento estable, dúctil, y que la fuerza cortante siempre es menor a la resistencia de diseño.

Para el panel contenido en el plano “XY”, se observa que en todos los ciclos de carga el cortante se mantiene en un rango de 60 al 75% del cortante resistente; el cortante máximo provoca una deformación unitaria en el panel de $13.2 \gamma_y$, y actúa para una rotación de 0.05 rad. Por lo tanto, la resistencia es adecuada pero la deformación es 3.3 veces mayor al límite permitido.

La fuerza cortante para el panel ubicado en el plano “ZY” se mantuvo en un rango de 64 al 76% del cortante plástico. Para la rotación máxima aplicada al modelo se tiene una deformación unitaria de $-17 \gamma_y$ asociada a una fuerza cortante de $0.76 R_v$. Igual que en el panel del plano “XY” se cumple con el estado límite de resistencia, pero no con el de deformación debido a que esta última es 4.3 veces más grande que el límite permisible.

De acuerdo con los datos anteriores, la demanda de cortante es prácticamente la misma para las dos curvas; en cuanto a la deformación, el panel sobre el plano “ZY” se deforma 29% más que el panel del plano “XY”.

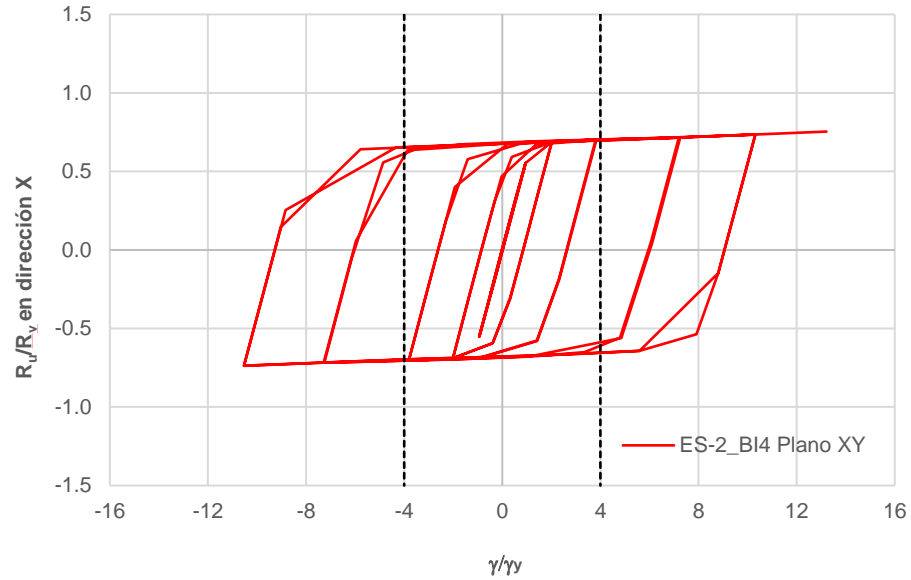


Figura 4.46. Diagrama de histéresis del comportamiento cíclico de la zona del panel en el plano “XY” para el modelo ES-2_BI4.

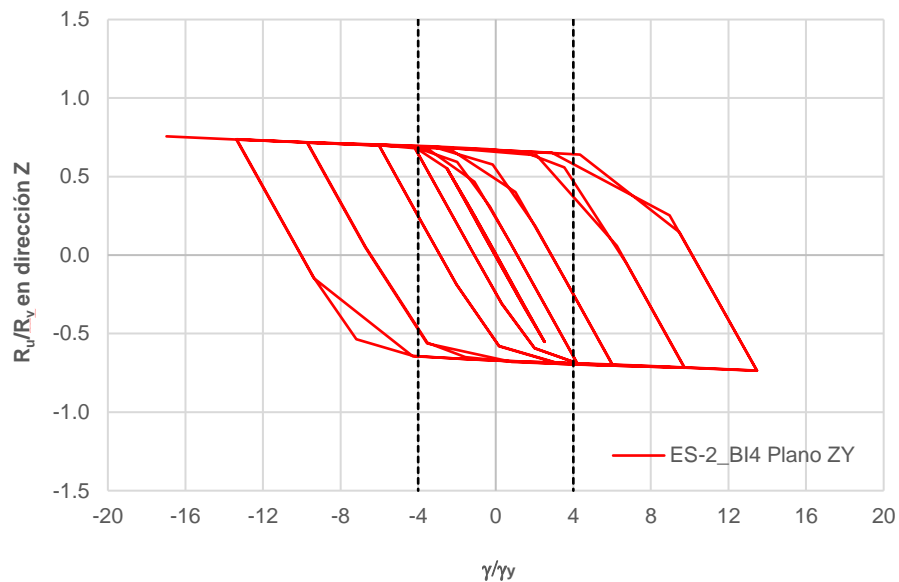


Figura 4.47. Diagrama de histéresis del comportamiento cíclico de la zona del panel en el plano “ZY” para el modelo ES-2_BI4.

Modelo *ES-3_BI4*; en este modelo se tiene un relación $CF/TD=1.23$. En la figura 4.48 se puede observar que el panel es el elemento con mayor daño, y que la mayor parte de este elemento ha incurrido en el rango inelástico. En los tramos de columna superior e inferior, concretamente en la unión con los diafragmas pasantes, existe franjas con deformación plástica acumulada; en los incisos (a) y (b) de la figura 4.48 se indica con flechas negras las zonas con concentraciones de esfuerzos; la falla del sistema ocurre en una de estas áreas, específicamente en una de las caras de la columna sobre el plano “XY”.

En el isométrico se puede apreciar que no se formaron las articulaciones plásticas en ninguna de las traveses, solo existen pequeñas áreas tanto en los patines de las traveses como en las almas donde el material ha fluido. Todas las cubre placas tienen un comportamiento elástico a excepción de la zona cercana a la unión con los diafragma en donde algunas zonas alcanzan el rango plástico.

En la parte central de los diafragmas y en la vecindad de la unión con las cubre placas se observan franjas que superan el esfuerzo de fluencia, aunque en los dos elementos muestran este comportamiento, el diafragma superior es el que presenta mayor daño. Si comparamos los diafragmas de este modelo con los del modelo anterior, claramente existe una disminución de las áreas que presentan un comportamiento inelástico.

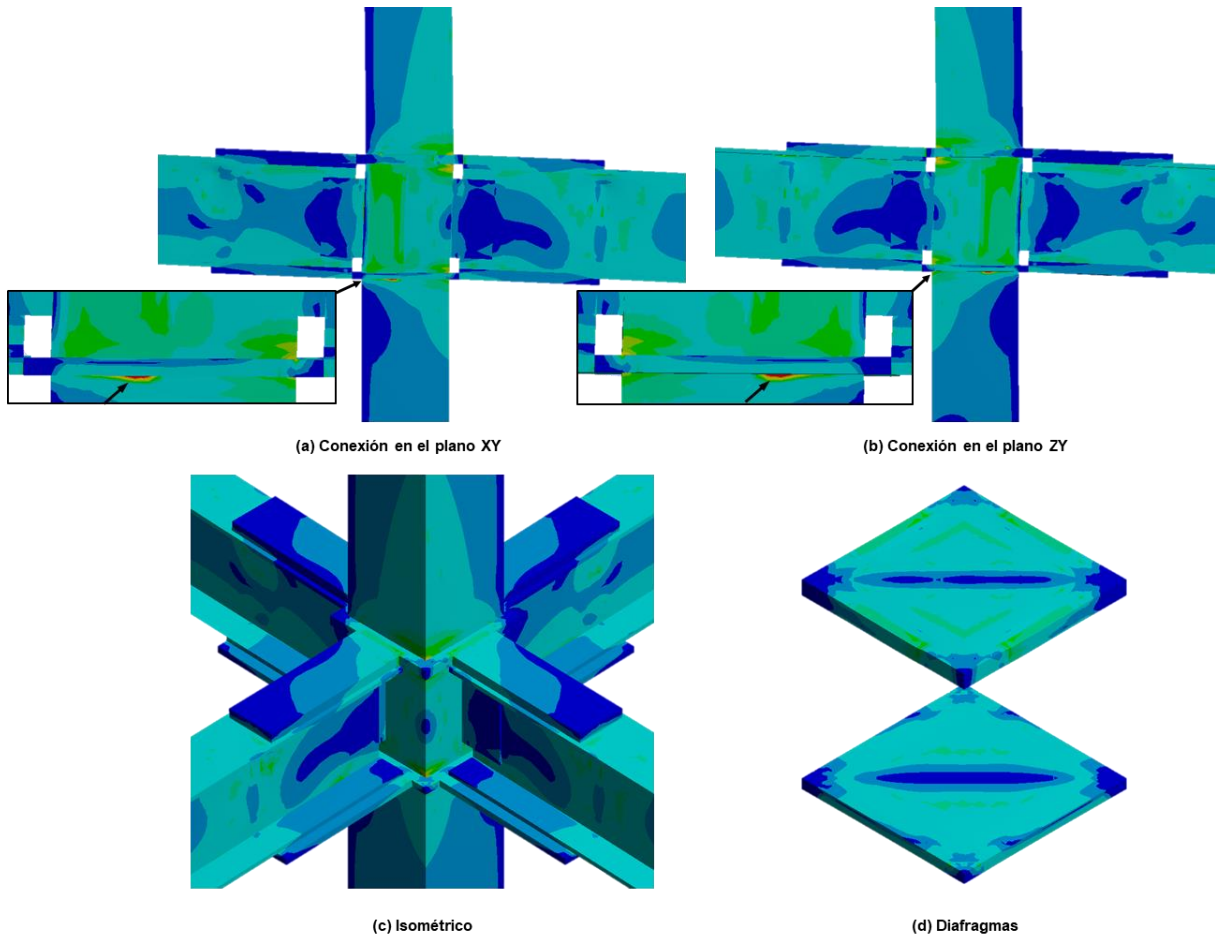


Figura 4.48. Modelo ES-3_BI4: (a) conexión en el plano XY; (b) conexión en el plano ZY; (c) isométrico; y (d) diafragmas pasantes.

Las figuras 4.49 y 4.50 muestran el comportamiento cíclico de los paneles “XY” y “ZY” respectivamente. De las gráficas se pueden observar dos cosas: la primera es que ambos paneles presentan una importante disipación de energía por medio de la deformación, pero exceden por mucho el límite establecido; y la segunda es que la resistencia prácticamente se mantiene constante para los diferentes niveles de deformación.

Para una rotación en la trabe de 0.02 rad se obtiene una fuerza cortante en el panel “XY” de 0.71 R_v y una deformación unitaria de 3.73 γ_y , ver figura 4.49, hasta este punto el panel tiene un comportamiento adecuado porque cumple con el límite de resistencia y deformación; para niveles mayores de rotación se puede observar que solo se cumpliría con el límite de resistencia.

La deformación máxima del panel ubicado en el plano “XY” es de 13.0 γ_y y corresponde a una rotación en la trabe de 0.05 rad; la fuerza cortante asociada a esta deformación tiene un valor de 0.76 R_v . Si se hace una comparación entre estos dos puntos se tiene un incremento en resistencia de tan solo 7%, mientras que la deformación es 3.5 veces más grande.

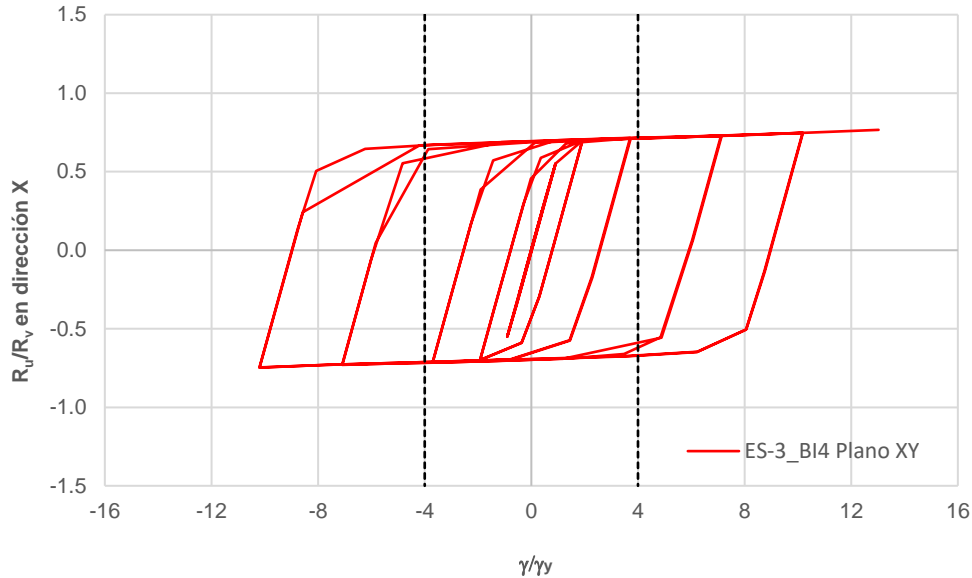


Figura 4.49. Diagrama de histéresis del comportamiento cíclico de la zona del panel en el plano “XY” para el modelo ES-3_BI4.

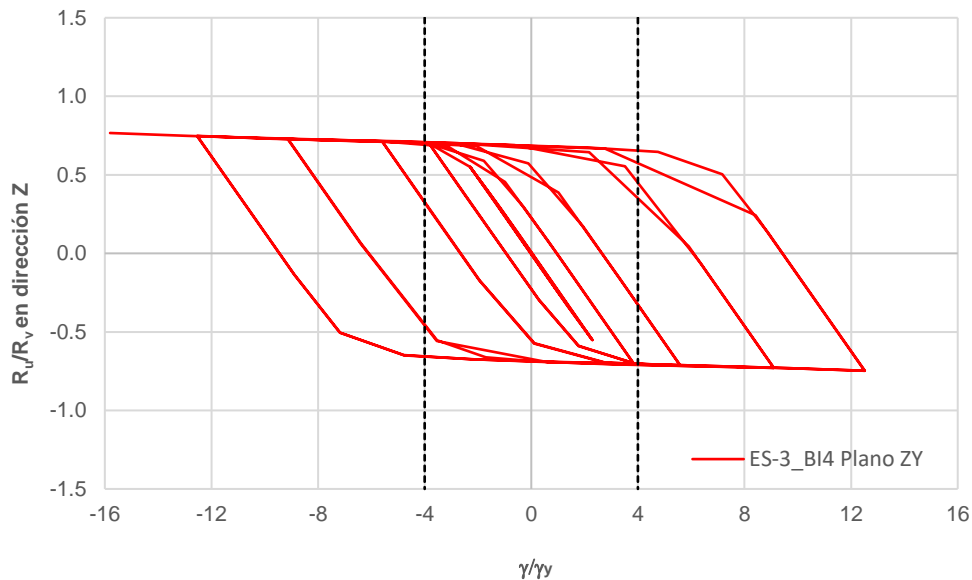


Figura 4.50. Diagrama de histéresis del comportamiento cíclico de la zona del panel en el plano “ZY” para el modelo ES-3_BI4.

El comportamiento adecuado del panel “ZY” se cumple para rotaciones en la trabe menores o iguales a 0.015 rad; para este último nivel de rotación la demanda de cortante es $0.70 R_v$ con una deformación de $3.83 \gamma_y$; ver figura 4.50. Para la rotación máxima aplicada se obtiene una fuerza cortante de $0.77 R_v$ con una deformación de $-15.8 \gamma_y$, por ende, la resistencia es correcta pero la deformación es casi cuatro veces mayor que la permisible.

En los paneles “XY” y “ZY” de la conexión la demanda de cortante se mantuvo en un rango de entre $0.65 R_v$ a $0.77 R_v$. De acuerdo con los datos anteriores los dos paneles sobrepasan el límite permitido; y el panel “ZY” se deforma un 22% más que el panel “XY”.

Modelo *ES-4_BI4*; la relación CF/TD para este modelo es de 1.34. En la figura 4.51 se puede observar que las áreas que presentan una plastificación del material en los tramos de columna superior e inferior han disminuido si se comparan con las de los dos modelos anteriores. El elemento con mayor deformación plástica acumulada sigue siendo la zona del panel; aunque los esfuerzos incursionan en el rango inelástico la magnitud de los esfuerzos tanto en la parte central como en las esquinas disminuye, esto se debe al incremento en la rigidez de la columna. En los incisos (a) y (b) de la figura 4.51 se indica con flechas negras las zonas con concentraciones de esfuerzos; la falla de la conexión ocurre en una de una de las caras de la columna sobre el plano “XY”.

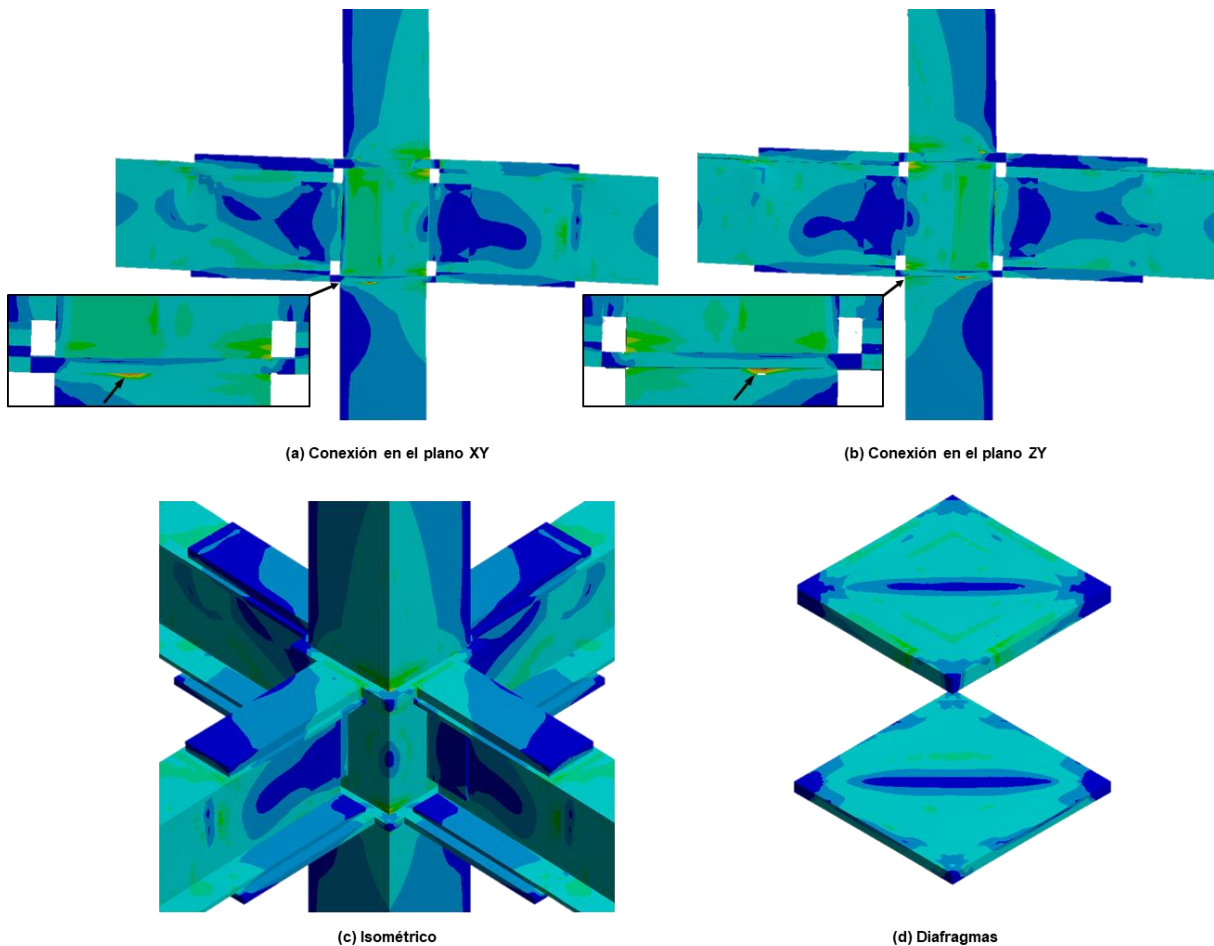


Figura 4.51. Modelo ES-4_BI4: (a) conexión en el plano XY; (b) conexión en el plano ZY; (c) isométrico; y (d) diafragmas pasantes.

En la mayoría de las fibras de la sección transversal de las cuatro traveses se ha alcanzado el esfuerzo de fluencia, por lo tanto, se puede decir que se han formado las articulaciones plásticas en las traveses, pero no se ha incurrido en el intervalo de endurecimiento por deformación.

Todas las cubre placas tienen un comportamiento elástico a excepción de la zona cercana a la unión con los diafragmas en donde algunas zonas superan el esfuerzo de fluencia. Aunque los esfuerzos en los diafragmas son menores que en los dos modelos anteriores, presentan esfuerzos que incursionan en el rango inelástico tanto en la parte central como en la zona donde se unen las cubre placas.

La figura 4.52 muestra la curva fuerza cortante-deformación unitaria por cortante para el panel ubicado en el plano XY, y la figura 4.53 la curva del panel localizado en el plano ZY. En ambas gráficas se observa que los paneles tienen un comportamiento estable, y que tanto la demanda de cortante como la deformación unitaria han disminuido comparados con los modelos anteriores.

Para el panel “XY” se cumple con los límites de resistencia y deformación para rotación menores o iguales a 0.02 rad; para esta última la demanda de cortante es $0.70 R_v$ con una deformación de $3.30 \gamma_y$; ver figura 4.52. Para la rotación máxima de 0.05 rad se obtiene una fuerza cortante de $0.74 R_v$ con una deformación de $11.3 \gamma_y$, por ende, la resistencia es correcta pero la deformación es 2.8 veces mayor que la permisible.

El panel ubicado en el plano “ZY” tiene un comportamiento adecuado para rotaciones menores o iguales que 0.015 rad, para esta límite se obtiene una fuerza cortante de $0.68 R_v$ y una deformación unitaria de $3.56 \gamma_y$, ver figura 4.53. La deformación máxima del panel ubicado en el plano “ZY” es de $-14.0 \gamma_y$ y la fuerza cortante asociada a esta deformación tiene un valor de $0.75 R_v$, estos valores corresponden a una rotación de 0.05 rad en la trabe.

De acuerdo con la información anterior, la demanda de cortante máxima es prácticamente la misma para las dos curvas; en cuanto a la deformación, el panel sobre el plano “ZY” se deforma 24% más que el panel del plano “XY”.

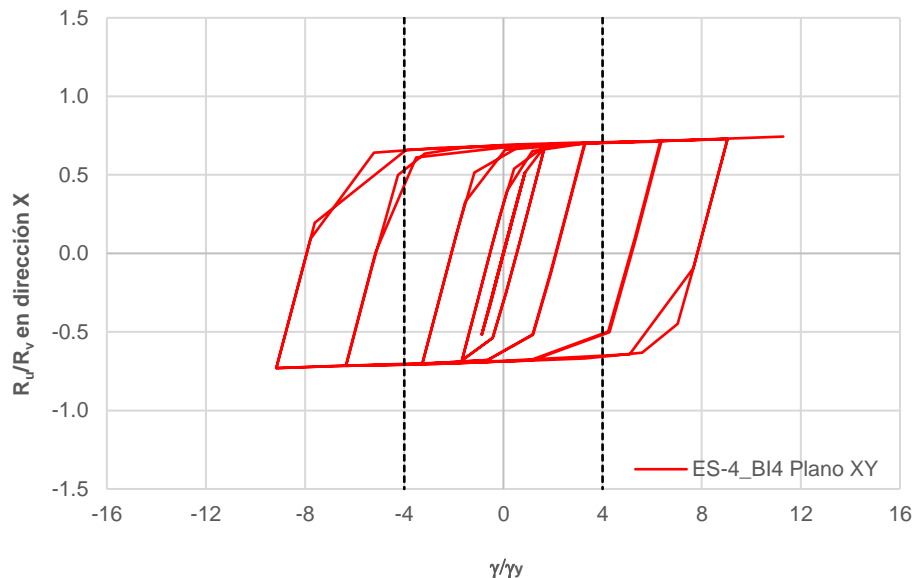


Figura 4.52. Diagrama de histéresis del comportamiento cíclico de la zona del panel en el plano “XY” para el modelo ES-4_BI4.

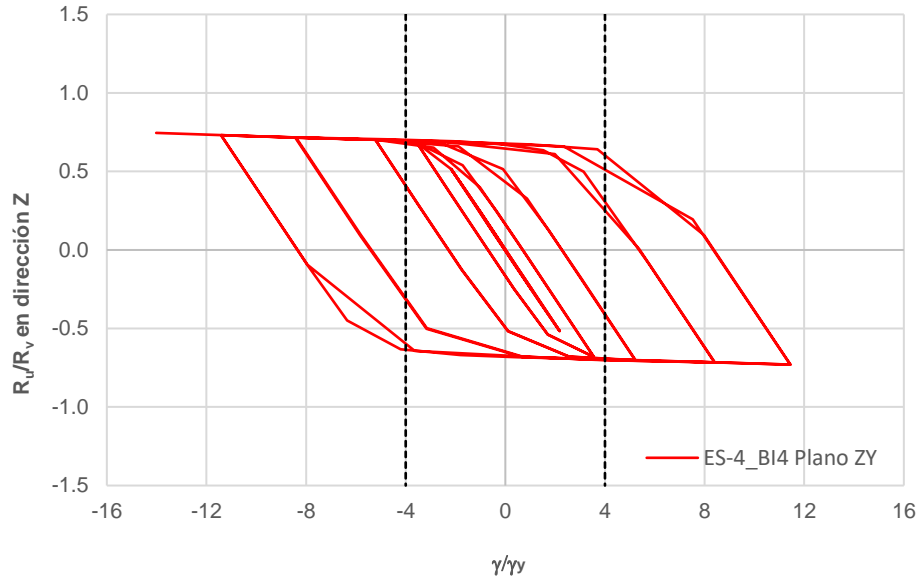


Figura 4.53. Diagrama de histéresis del comportamiento cíclico de la zona del panel en el plano “ZY” para el modelo ES-4_BI4.

Modelo *ES-5_BI4*; en este modelo la mayor relación CF/TD con un valor de 1.54, esto implica que la columna es cincuenta y cuatro por ciento más rígida que la trabe. En la figura 4.54 presenta una falla dúctil por la formación de las articulaciones plásticas en las trabes, incluso se observa que estos elementos han incursionado en el rango de endurecimiento por deformación.

Los tramos de columna superior e inferior no presentan concentraciones de esfuerzos y tiene un comportamiento completamente elástico. Debido a que se incrementó la rigidez de la columna el panel también tiene un comportamiento elástico, a excepción de la vecindad de los vértices en donde existe una ligera concentración de esfuerzos que superan el esfuerzo de fluencia.

Las cubre placas y los diafragmas presentan esfuerzos menores al esfuerzo de fluencia incluso en la unión de estas placas. También se puede observar que ha desaparecido la concentración de esfuerzos en la unión de los tramos de columnas con los diafragmas que existía en los modelos anteriores; y los esfuerzos que actúan en las placas de cortante son prácticamente nulos.

Las figuras 4.55 y 4.56 muestran el comportamiento cíclico de los paneles “XY” y “ZY” respectivamente. Las gráficas presentan un comportamiento estable, una resistencia correcta debido a que el cortante actuante siempre es menor al resistente, y una importante disipación de energía a través de la deformación.

En la figura 4.55 se puede observar que el panel “XY” cumple con los límites de resistencia y deformación para todos los ciclos de carga. La deformación máxima en el panel es de $3.6 \gamma_y$ asociada a una fuerza cortante máxima de $0.70 R_v$, estos valores corresponden a una rotación de 0.05 rad en la trabe. El panel ubicado en el plano “ZY” presenta un cortante máximo de $0.70 R_v$ para una deformación unitaria del panel de $5.4 \gamma_y$, ver figura 4.56. Por lo tanto, en este panel se cumple con el límite de resistencia, pero la deformación es 35% mayor a la permisible.

Los datos anteriores demuestran que las dos curvas presentan el mismo valor para el cortante máximo; pero la deformación del panel “ZY” es 50% más grande que la del panel ubicado en el plano “XY”.

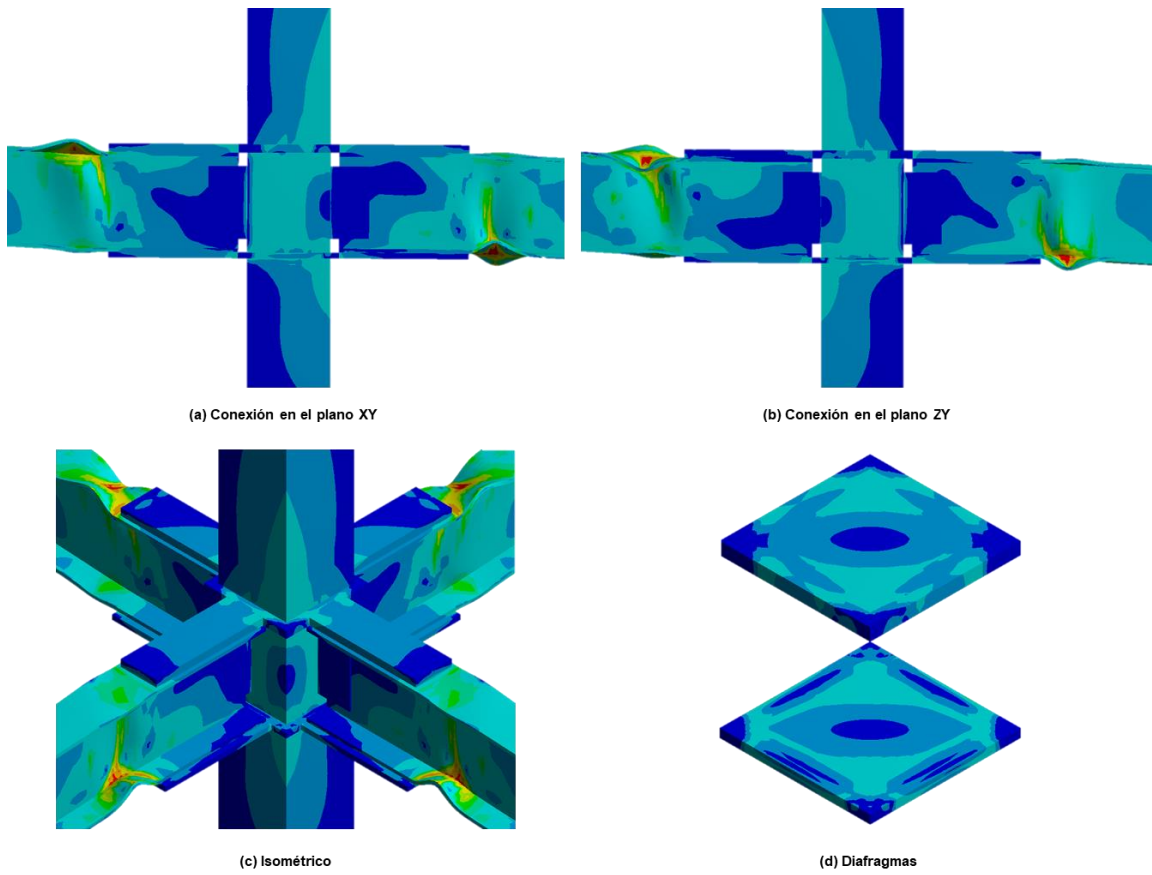


Figura 4.54. Modelo ES-5_BI4: (a) conexión en el plano XY; (b) conexión en el plano ZY; (c) isométrico; y (d) diafragmas pasantes.

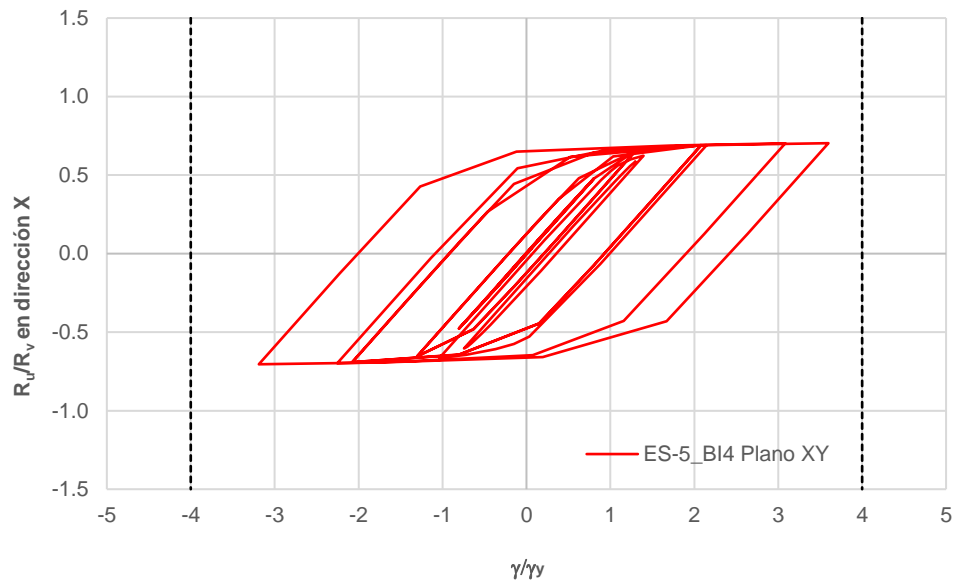


Figura 4.55. Diagrama de histéresis del comportamiento cíclico de la zona del panel en el plano “XY” para el modelo ES-5_BI4.

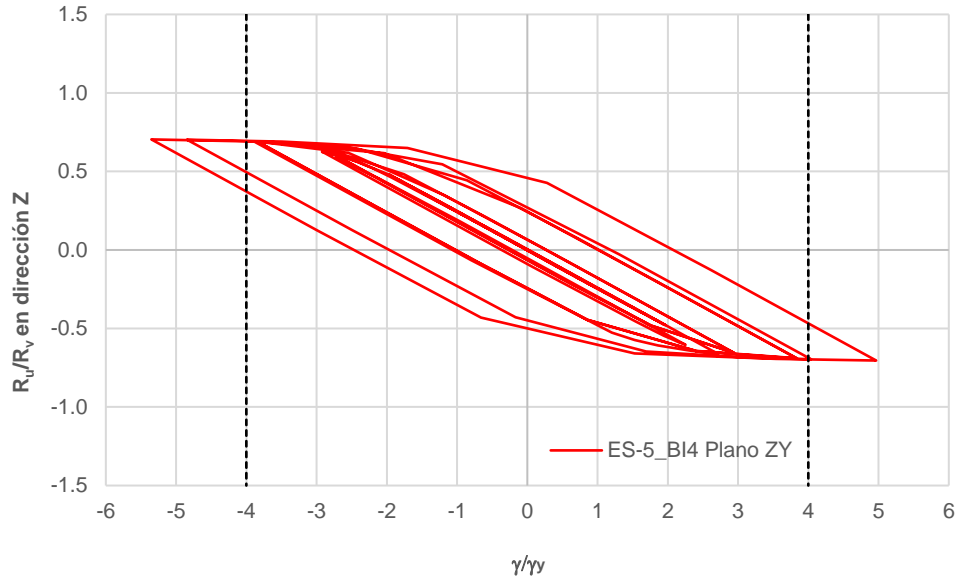


Figura 4.56. Diagrama de histéresis del comportamiento cíclico de la zona del panel en el plano “ZY” para el modelo ES-5_BI4.

La figura 4.57 muestra las curvas momento-rotación para los cuatro modelos de conexiones interiores con cuatro trabes conectadas, se puede apreciar que para rotaciones menores al 1% los cuatro especímenes tienen la misma rigidez y presentan un comportamiento elástico, por lo tanto, los cuatro modelos tienen un desempeño deseable para un nivel de ocupación inmediata.

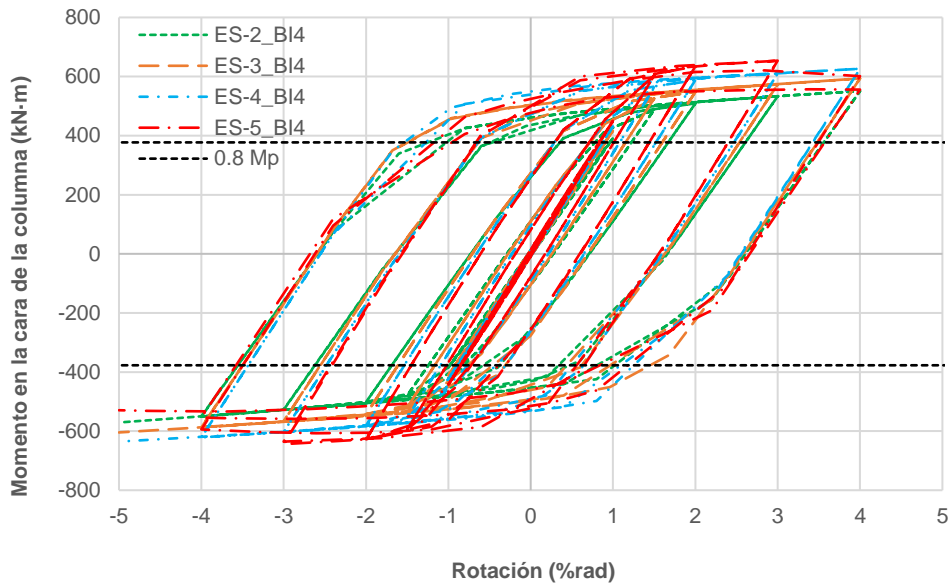


Figura 4.57. Curvas momento - rotación para los cuatro modelos de conexiones interiores sometidos a flexión biaxial.

Para rotaciones menores a 0.03 rad el modelo ES-5_BI4, con una relación CF/TD=1.54, siempre presenta una mayor resistencia; para rotaciones mayores este modelo reporta una disminución de la resistencia comparado con los otros tres. Para la rotación máxima de 0.05 rad la resistencia del modelo ES-5_BI4 es 17% menor que la del modelo ES-4_BI4. Esta pérdida de resistencia en el último modelo

probablemente se debe a que es el único donde se formaron las articulaciones plásticas y las trabes incursionan en el rango de endurecimiento por deformación. En la gráfica se puede observar que para una rotación inelástica de 0.04 rad los cuatro modelos tienen una resistencia mayor al 0.8 M_p .

En las figuras 4.58 y 4.59 se presenta el comportamiento cíclico de los paneles “XY” y “ZY” respectivamente, para los cuatro modelos de conexiones interiores con cuatro trabes conectadas. La primera impresión sobre el comportamiento de estos elementos es que son estables, muestran grandes deformaciones y una resistencia adecuada.

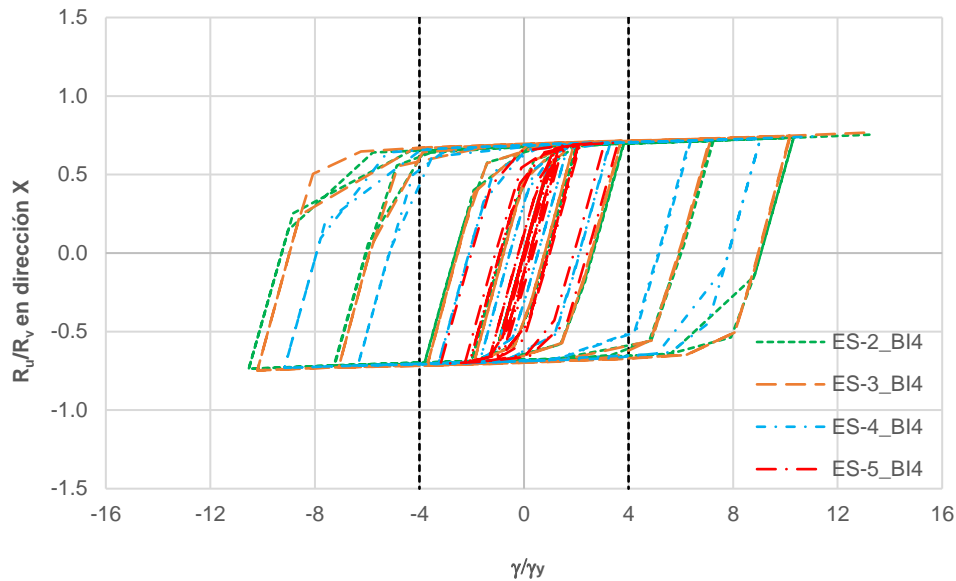


Figura 4.58. Diagrama de histéresis del comportamiento cíclico de la zona del panel “XY” para los modelos del ES-2_BI4 al ES-5_BI4.

El modelo ES-2_BI4 es el que presenta una mayor deformación en los dos paneles; es importante señalar que es la conexión con la menor relación columna fuerte-trabe débil, cuyo valor es de 1.07. En las dos direcciones se excede la deformación permisible, para el panel “XY” la deformación máxima es 3.3 veces mayor, mientras que para el panel “ZY” es 4.25 veces más grande. El cortante que actúa en ambos paneles es menor al 80% del cortante que plastifica la zona del panel, por lo que la resistencia es adecuada.

De acuerdo con las gráficas y con los datos antes descritos se puede observar que no existe una diferencia importante entre el comportamiento del modelo ES-2_BI4 y ES-3_BI4, debido a que para este último el cortante máximo en los dos paneles solo se incrementó 1%, y la deformación máxima disminuyó menos del 10%.

Para el modelo ES-4_BI2-P se obtuvo una menor disipación de energía comparada con los dos modelos anteriores; pero en ambos paneles se sigue sobre pasando el límite permisible de deformación unitaria. Para el panel “XY” la deformación ha disminuido un 14% y para el panel “ZY” un 18%, respecto al modelo ES-2_BI4. El cortante máximo en las dos direcciones sigue siendo menor al 80% del cortante resistente.

Los diagramas de histéresis muestran que al incrementar cincuenta por ciento la rigidez de la columna, como es el caso del modelo ES-5_BI4, la deformación unitaria en los dos paneles disminuye de forma importante. Si se compara el comportamiento de los modelos ES-2_BI4 y ES-5_BI4, se puede concluir

que, la demanda de cortante en los dos paneles se reduce sólo un 7%, pero la deformación en el panel disminuye un 72% para el panel “XY” y 68% para el panel ubicado en el plano “ZY”. Cabe mencionar que estrictamente los límites de resistencia y deformación solo se cumplen para el primer panel, mientras que para el segundo solo se cumple con el límite de resistencia porque la deformación máxima excede el límite permisible en un 35%.

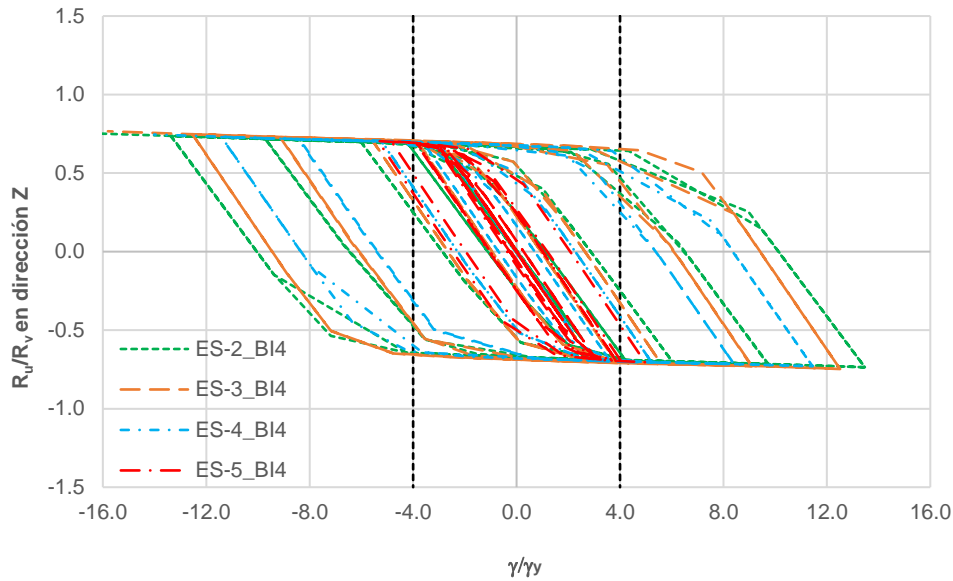


Figura 4.59. Diagrama de histéresis del comportamiento cíclico de la zona del panel “ZY” para los modelos del ES-2_BI4 al ES-5_BI4.

Las tablas 4.13 y 4.14 contienen un resumen de resultados con las deformaciones y resistencias máximas para los planos “XY” y “ZY”, así como los respectivos índices de capacidad de todos los modelos de conexiones interiores con cuatro trabes.

Tabla 4.13. Resultados de las conexiones interiores para el panel “XY”.

Modelo	CF/TD	Articulación plástica en trabes	Falla	$(\gamma/\gamma_s)_{\text{máx}}$	$(\gamma/\gamma_s)_{\text{perm}}$	I.C.	$(R_u/R_v)_{\text{máx}}$	$(R_u/R_v)_{\text{perm}}$	I.C.
ES-2	1.07	No	Sí	13.2	4.0	3.3	0.75	1.0	0.75
ES-3	1.23	No	Sí	13.0	4.0	3.2	0.76	1.0	0.76
ES-4	1.34	Sí	Sí	11.3	4.0	2.8	0.74	1.0	0.74
ES-5	1.54	Sí	Sí	3.6	4.0	0.9	0.70	1.0	0.70

Tabla 4.14. Resultados de las conexiones interiores para el panel “ZY”.

Modelo	CF/TD	Articulación plástica en trabes	Falla	$(\gamma/\gamma_s)_{\text{máx}}$	$(\gamma/\gamma_s)_{\text{perm}}$	I.C.	$(R_u/R_v)_{\text{máx}}$	$(R_u/R_v)_{\text{perm}}$	I.C.
ES-2	1.07	No	Sí	17.0	4.0	4.3	0.76	1.0	0.76
ES-3	1.23	No	Sí	15.8	4.0	4.0	0.77	1.0	0.77
ES-4	1.34	Sí	Sí	14.0	4.0	3.5	0.75	1.0	0.75
ES-5	1.54	Sí	Sí	5.4	4.0	1.4	0.70	1.0	0.70

4.7.4 COMPARACIÓN DE LA CONEXIÓN DE BORDE ANTE CARGA MONÓTONA Y CÍCLICA

En este punto se compara el modelo ES-1_UN-1 sometido a carga monótona y cíclica, con el objetivo de establecer las diferencias en comportamiento entre los dos tipos de carga aplicada. La figura 4.60 muestra las curvas momento contra rotación para los dos casos de carga; y en la tabla 4.15 se presentan los valores correspondientes a la fluencia, a la falla y por último la relación entre los valores de fluencia y de falla.

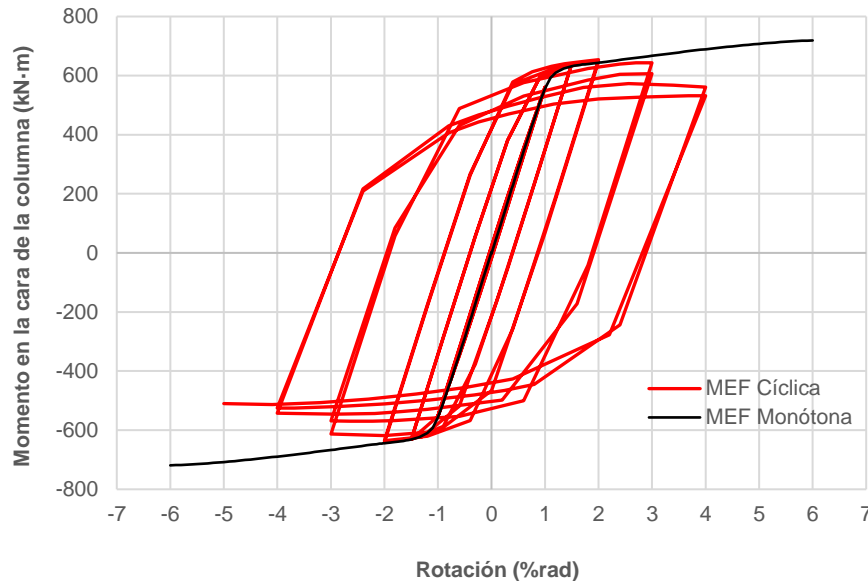


Figura 4.60. Curvas momento-rotación ante carga monótona y cíclica para el modelo ES-1_UN-1.

Tabla 4.15. Parámetros para carga monótona y cíclica del modelo ES-1_UN-1.

M_y (kN-m)			ϕ_y (rad)			M_u (kN-m)			ϕ_u (rad)		
Mon.	Cic.	Cic./Mon.	Mon.	Cic.	Cic./Mon.	Mon.	Cic.	Cic./Mon.	Mon.	Cic.	Cic./Mon.
557	554	0.99	0.01	0.01	1	719	510	0.71	0.06	0.05	0.84

Es importante mencionar que, de acuerdo con el comportamiento cíclico la conexión se clasificó como apta para utilizarse en marcos especiales a momento (SMF por sus siglas en inglés). Para los dos tipos de carga se observó el mismo comportamiento en la conexión para el rango elástico. Sin embargo, en la zona de comportamiento inelástico claramente se presenta una pérdida de resistencia conforme se incrementan los niveles de rotación. El momento último o de falla para la fase cíclica presenta una pérdida de resistencia del 29%, mientras que la rotación de falla solo alcanzó el 84%, ambos valores comparados con la fase monótona.

Aunque el modelo sometido a carga monótona alcanzó mayores niveles de rotación, fue el modelo sometido a carga cíclica el que presentó un mayor daño en la trabe, incluso en esta última fase se observó que la trabe incursiona mayormente en el rango de endurecimiento por deformación. En ambos casos la falla ocurrió en el patín de la trabe sometido a compresión. El resto de los elementos como son las cubre placas, los diafragmas, el panel y los tramos de columna se mantuvieron en el rango elástico del material para los dos fases de carga.

CAPÍTULO 5 CONCLUSIONES

A continuación, se presentan los comentarios y conclusiones; en primera instancia sobre la calibración y validación del primer modelo de elemento finito que se genera en este estudio, y posteriormente sobre el comportamiento de los modelos generados.

CALIBRACIÓN Y VALIDACIÓN DEL MODELO DE ELEMENTO FINITO

Se generó el modelo de elemento finito de la conexión con cubre placas y diafragmas internos, tomando en cuenta las recomendaciones especificadas en el trabajo de investigación de Ruiz (2010). Después se obtuvo el comportamiento monótono y cíclico a través de las curvas momento-rotación. Finalmente, para validar los resultados se compararon las curvas de los modelos numéricos con la curva experimental del estudio de Gholami (2013).

Al comparar el comportamiento de la fase numérica con el experimental se concluye que los resultados obtenidos con el modelo matemático son adecuados por las siguientes razones: 1) las curvas momento-rotación presentan prácticamente el mismo comportamiento; 2) en ambos especímenes se alcanza una rotación máxima de 0.05 rad; 3) la resistencia máxima de la conexión en ambos modelos solo difiere un 19%; 3) en ambas fases la trabe incurrió en el intervalo de endurecimiento por deformación y, en el instante de la falla este elemento presenta casi la misma deformación plástica acumulada.

Las ligeras diferencias entre las curvas momento-rotación de la fase experimental y numérica se atribuyen a dos factores, principalmente: a) en el modelo de elemento finito se utilizó una curva esfuerzo-deformación bilineal para modelar las propiedades mecánicas del acero estructural; b) se tiene la influencia inevitable de los esfuerzos residuales en el acero estructural del modelo físico, los cuales no fueron modelados.

El modelo numérico se sometió a carga monótona y cíclica. Al comparar las curvas momento-rotación de ambas fases se observó que hasta una rotación de 0.02 rad ambos especímenes presentan la misma rigidez y resistencia, para niveles mayores de rotación se observó una pérdida de resistencia en la curva cíclica que llega a ser hasta del 40% para una rotación de 0.05 rad. Esta pérdida de resistencia se atribuye a la deformación plástica acumulada en todos los ciclos de carga.

CONEXIÓN DE BORDE CON UNA TRABE CONECTADA

El modelo ES-1 es el único que se somete a carga monótona y cíclica. En ambas fases de carga se observaron dos cosas: 1) que la trabe es el elemento más importante para disipar energía mediante esfuerzo normales de flexión y; 2) las cubre placas provocan que tanto la articulación plástica como la falla de la conexión ocurran en la trabe, lejos del patín de la columna. Ambos especímenes experimentan una falla por la fractura del patín a compresión de la trabe.

Bajo carga monótona y cíclica la zona del panel se observó como un elemento nulo de disipación de energía ya que permaneció en el intervalo elástico del material; este comportamiento se debe a que la rigidez de la columna es 2.5 veces más grande que la rigidez de la trabe.

La ecuación 4.2 propuesta por el AISC para estimar la capacidad de la conexión (momento plástico probable) demostró ser ligeramente conservadora para el modelo sometido a carga monótona debido a que la resistencia que se obtuvo es 32% mayor, mientras que para el modelo sometido a carga cíclica mostró un grado de exactitud alto debido a que el momento resistente es tan solo 6% menor que el que se obtiene con esta ecuación.

Al comparar los puntos de falla en las curvas momento-rotación de los modelos sometidos a carga monótona y cíclica, se observó que el modelo cíclico presenta una pérdida de resistencia del 29% y una reducción del 16% en la ductilidad; este comportamiento se atribuye a la deformación plástica que se acumula en los diferentes ciclos de carga y descarga.

Con los resultados obtenidos del modelo de elemento finito bajo carga cíclica, se concluye que la conexión con cubre placas y diafragmas pasantes es apta para utilizarse en marcos especiales a momento por las siguientes razones: 1) se observó un comportamiento histerético estable; 2) para una rotación inelástica de 0.04 rad la resistencia a flexión de la conexión es mayor al 80% del momento plástico de la trabe. De hecho, el momento resistente obtenido es 35% mayor al límite establecido por el AISC.

CONEXIÓN DE ESQUINA CON DOS TRABES CONECTADAS

En los cuatro modelos con esta configuración se observaron dos cosas: 1) las conexiones presentan una falla dúctil por la formación de las articulaciones plásticas en las trabes; 2) la zona del panel se mantiene en el intervalo elástico del material. Por lo tanto, la trabe es el único elemento que disipa energía mediante esfuerzos normales de flexión.

Para este tipo de especímenes se concluye que un incremento en la relación columna fuerte-trabe débil, o específicamente en la rigidez de la columna no cambia el comportamiento ni el modo de falla de la conexión. Basta con que la ecuación 2.18 (relación columna fuerte-trabe débil) tenga un valor igual a uno para que se desarrolle la máxima capacidad en las trabes y la deformación en el panel este dentro de los límites permisibles.

CONEXIÓN DE BORDE CON DOS TRABES PARALELAS

Para esta configuración se presentaron dos tipos de comportamiento denominados panel flexible y panel rígido. El primer comportamiento exhibe deformaciones mayores a $4 \gamma_y$, que es el límite establecido por el AISC; en el segundo las deformaciones siempre son menores a este límite. Es importante mencionar que en ninguno de los comportamientos se agota la capacidad del panel.

Los modelos con relación CF/TD menor que 1.25 tienen un comportamiento flexible del panel; se caracterizan porque los diafragmas presentan zonas plastificadas, no se agota la capacidad de las trabes y ninguno de sus elementos alcanza el esfuerzo de ruptura. Este comportamiento se atribuye a la flexibilidad de la columna, debido a que el panel ha fluido completamente y se ha deformado de manera excesiva, no cuenta con la rigidez suficiente para que la trabe desarrolle su capacidad. De hecho, el modelo ES-1 con la relación más baja solo alcanzó el esfuerzo de fluencia en las fibras extremas; en el modelo ES-2 sí se formó la articulación plástica, pero no se incursionó en el intervalo de endurecimiento por deformación del material.

El comportamiento rígido del panel corresponde a los modelos con relación columna fuerte-trabe débil mayor que 1.30. El incremento en la rigidez de la columna permite que se formen las articulaciones plásticas en las trabes, incursionen en el rango de endurecimiento por deformación y finalmente fallen por la fractura del patín a compresión; además, se elimina el comportamiento inelástico en las diafragmas.

La ecuación 2.2 que predice la resistencia del panel tiene un alto grado de exactitud para los paneles flexibles porque el cortante máximo en los dos modelos supera el 90% del cortante plástico. Para los modelos con comportamiento rígido del panel, esta ecuación demostró ser conservadora porque la demanda de cortante apenas alcanza el 70% de la resistencia.

Se concluye que un incremento en la relación columna fuerte-trabe débil cambia el comportamiento de la junta. Si bien los modelos con panel flexible desarrollan un comportamiento dúctil y pueden resistir más ciclos de carga, no tienen un buen comportamiento porque la deformación unitaria del panel excede el límite permisible. Para tener un comportamiento adecuado de la conexión, es decir, cumplir con los límites de resistencia y deformación, la ecuación 2.18 debe tener un valor mínimo de 1.3.

Diseñar con una relación $CF/TD=1.5$ es conservador porque se tiene un comportamiento elástico del panel, por ende, la energía disipada a través de este elemento es prácticamente nula. Además, si se compara con el modelo de relación $CF/TD=1.34$, se reducen las deformaciones en el panel, pero no la demanda de cortante.

CONEXIÓN INTERIOR CON CUATRO TRABES

Los modelos con relación CF/TD menor que 1.50 tienen un comportamiento del panel flexible y presentan una falla en la unión de los tramos de columna con los diafragmas. Es importante recordar que estos dos elementos se unen con soldadura, la cual tiene poca capacidad de deformación, por lo tanto, la falla es considerada como frágil. La característica principal de comportamiento es que el panel presenta deformaciones mayores a las permisibles; además, los diafragmas se plastifican y no se agota la capacidad de las trabes

El modelo con relación $CF/TD=1.54$ es el más cercano al comportamiento del panel rígido, debido a que el panel del plano “XY” sí presenta deformaciones menores a las permisibles, pero en el panel perpendicular (ZY) excede este límite en un 35%. En este espécimen se agotó la capacidad en las trabes y los diafragmas tuvieron un comportamiento elástico. La falla ocurrió en el patín a compresión de la trabe y es considerada tipo dúctil.

La ecuación 2.2 que predice la resistencia del panel demostró ser conservadora, porque en los cuatro modelos generados para esta configuración la demanda de cortante máxima apenas alcanza el 70% de la fuerza cortante que plastifica la sección.

Finalmente, es posible concluir que la relación columna fuerte-trabe débil define el comportamiento global de la junta. Cumplir con un valor de uno para la ecuación 2.18 (valor mínimo propuesto por el AISC) no garantiza un comportamiento correcto de la conexión interior sometida a flexión biaxial, porque no se desarrolla la capacidad total en las trabes y la deformación por cortante en el panel es excesiva. Para cumplir con los límites de resistencia y deformación se recomienda que la relación CF/TD (ecuación 2.18) sea al menos de 1.5.

REFERENCIAS

- [1] Hiro Futamura, *Diseño Sísmico Estructural con Columna Hueca de Sección Estructural de Tamaño Jumbo Formadas al Frío*, N. S. & S. M. P. Co., Ed., 2015.
- [2] Y.Kurobane, J.A. Packer, J. Wardenier y N. Yeomans, Guía de diseño para uniones a columnas de perfiles tubulares estructurales, Comité International pour le Développement et l'Étude de la Construction Tubulaire, 2005.
- [3] H. Soto Rodríguez , Escritor, *Conexiones de acero comportamiento y diseño tras sismos fuertes del mundo*. [Performance]. Arquitectos Directores Responsables de Obra Corresponsables y Peritos en Desarrollo Urbano A. C., 2015.
- [4] D. Ruiz Aguirre, Comportamiento de conexiones tipo placa-tope bajo carga cíclica y monótona mediante análisis de elemento finito, México D.F., 2010.
- [5] Chen C-C, Lin C-C y Tsai C-L, «Evaluation of reinforced connections between steel beams and box columns,» *Journal of Engineering Structures* 26, pp. 1889-1904, 2004.
- [6] Shanmugam y L. C. Ting, «Welded Interior Box-Column to I-Beam Connections,» *Journal of Structural Engineering*, pp. 824-830, 1995.
- [7] C.-C. Chen, C.-C. Lin y C.-H. Lin , «Ductile moment connections used in steel column-tree moment-resisting frames,» *Journal of Constructional Steel Research* , n° 62, pp. 793-801, 2006.
- [8] M. Gholami, A. Deylami y M. Tehranizadeh, «Seismic performance of flange plate connections between steel beams and box columns,» *Journal of Constructional Steel Research*, n° 84, pp. 36-48, 2013.
- [9] Z. Saneei Nia, M. Ghassemieh y A. Mazroi, «WUF-W connection performance to box column subjected to uniaxial and biaxial loading,» *Journal of Constructional Steel Research*, n° 88, pp. 90-108, 2013.
- [10] I. T. Martín del Campo Flores y A. Gómez Bernal, «Estudio experimental de conexiones de acero a momento de vigas I con columna rectangular HSS,» *XVII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*.
- [11] Paul M. Kurowski, Finite Element Analysis for Design Engineers, SAE International.
- [12] V. Adams y A. Askenazi, Building Better Products with Finite Element Analysis, OnWord Press, 1999.
- [13] A. Deylami y A. R. Toloukian, «Effect of Geometry of Vertical Rib Plate on Cyclic Behavior of Steel Beam to Built-up Box Column Moment Connection,» *Procedia Engineering* 14, pp. 3010-3018, 2011.
- [14] Alireza Rezaeian, Majid Jamal-Omidi y Farhood Shahidi, «Seismic behavior of ConXL rigid connection in box-columns not filled with concrete,» *Journal of Constructional Steel Research*, n° 97, pp. 79-104, 2014.
- [15] H. Soto Rodríguez, Manual de Criterios Generales para la Estructuración de Edificios de Acero, Morelia, Michoacan: Centro Regional de Desarrollo en Ingeniería Civil, 2009.
- [16] Saeed Erfani, Ahmad Ali Asnafi y Alireza Goudarzi, «Connection of I-beam to box-column by a short stub beam,» *Journal of Constructional Steel Research*, n° 127, pp. 136-150, 2016.
- [17] Masayoshi Nakashima, Charles W. Roeder y Yoshiomi Maruoka, «Steel Moment Frames for Earthquakes in United States and Japan,» *Journal of Structural Engineering*, 2000.
- [18] H. Soto Rodríguez, «Comportamiento sísmico de conexiones rígidas trabe columna de edificios de acero,» Querétaro, 2013.
- [19] SAC Steel Project, «<http://www.sacsteel.org/>,» [En línea]. Available: <http://www.sacsteel.org/project/index.html>. [Último acceso: 24 04 2017].

- [20] Ó. De Buen-López de Heredia, Comentarios, ayudas de diseño y ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas, Volumen II, Ciudad de México: Instituto de Ingeniería, 1993.
- [21] Tae-Sung Eom, Hong-Gun Park y Cheol-Ho Lee, «Simplified Method for Estimation of Beam Plastic Rotation Demand in Special Moment-Resisting Steel-Frame Structures,» *Journal for Structural Engineering*, n° 139, pp. 1906-1916, 2013.
- [22] FEMA y FEMA-350, «Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings,» Federal Emergency Management Agency, Washington, 2000.
- [23] Wikipedia, «Calibración,» 20 11 2016. [En línea]. Available: <https://es.wikipedia.org/wiki/Calibraci%C3%B3n>. [Último acceso: 24 11 2016].
- [24] Wikipedia, «Teorías de fallo,» 20 05 2017. [En línea]. Available: https://es.wikipedia.org/wiki/Teor%C3%ADas_de_fallo. [Último acceso: 2017 05 24].
- [25] ANSYS, «ANSYS Mechanical Structural Nonlinearities, Lecture 5: Rate Independent Plasticity,» ANSYS Customer Training Material, 2010.
- [26] J. G. Santiago Peralta, Comparación del comportamiento de conexiones atornilladas en los patines (BFP) de distintas configuraciones, mediante análisis no lineales de elemento finito, México, 2011.
- [27] Sharcnet, «<https://www.sharcnet.ca/my/front/>,» [En línea]. Available: https://www.sharcnet.ca/Software/Ansys/16.2.3/en-us/help/ans_elem/Hlp_E_SOLID185.html. [Último acceso: 30 05 2017].
- [28] Sharcnet, «<https://www.sharcnet.ca/my/front/>,» [En línea]. Available: https://www.sharcnet.ca/Software/Ansys/16.2.3/en-us/help/ans_elem/Hlp_E_SOLID186.html. [Último acceso: 30 05 2017].
- [29] ANSYS, «ANSYS Mechanical Structural Nonlinearities, Lecture 3: Introduction to Contact,» ANSYS Customer Training Material, 2010.
- [30] Atlas Tube, «<http://www.atlastube.com/>,» [En línea]. Available: <http://www.atlastube.com/images/moment%20connections%202.jpg>. [Último acceso: 25 07 2017].
- [31] American Society for Metals, Atlas of Stress - Strain Curves, ASM International, 2002.
- [32] D. J. Fielding y J. S. Huang, «Shear in Steel Beam-to-Column Connections,» *Welding Journal*, vol. 50, n° 7, 1971.
- [33] C. A. Photographing, *Home Insurance Building*, Chicago, Illinois, 1885.
- [34] J. Crocker, *Manhattan Building*, Chicago, Illinois, 2010.
- [35] R. Hamburger, H. Krawinkler y J. Malley, «NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 2, Seismic Design of Steel Special Moment Frames: A Guide for Practicing Engineers,» *Archived NIST Technical Series Publication*, 2009.
- [36] C. Sheng-Jin, Y. C. H. y J. M. Chu, «Ductile steel Beam-To-Column Connections For Seismic Resistance,» *Journal Of Structural Engineering*, 1996.
- [37] Naoki Tanaka, «Evaluation of maximum strength and optimum haunch length of steel beam-end with horizontal haunch,» *Engineering Structures*, pp. 229-239, 2002.
- [38] R. Goswami y C. Murty, «Externally reinforced welded I-beam-to-box-column seismic connection,» *Journal of Engineering Mechanics*, n° 136, pp. 23-30, 2010.
- [39] A. Deylami y A. Toloukian, «Effect of Geometry of Vertical Rib Plate on Cyclic Behavior of Steel Beam to Built-up Box Column Moment Connection,» *Procedia Engineering*, n° 14, pp. 3010-3018, 2011.
- [40] H. Saffari, A. A. Hedayat y Soltani Goharrizi, «New alternatives for continuity plates in I-beam to box columns connections,» *Asian Journal of Civil Engineering*, vol. 16, n° 2, pp. 219-233, 2015.

- [41] McCormac, Diseño de Estructuras de Acero Método LRFD, Alfaomega, 2002.
- [42] NTC-MDF (2004), Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas, Departamento del Distrito Federal, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, D.F..
- [43] AISC, Flush and extended Multiple-row End-Plate Moment End-Plate Connections, Steel Design Guide 16, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, IL, 1999.
- [44] AISC, Manual of Steel Construction Load and Resistance Factor Design, Segunda ed., American Institute of Steel Construction, Ed., 1994.
- [45] Cheng-Chih Chen, Shuan-Wei Chen, Ming-Dar Chung y Ming-Chih Lin, «Cyclic behaviour of unreinforced and rib-reinforced moment connections,» *Journal of Constructional Steel Research*, pp. 1-21, 2005.
- [46] Ó. De Buen-López de Heredia, Estructuras de Acero Comportamiento y Diseño, Limusa.
- [47] Jeffrey P. Laible, Análisis Estructural, McGraw-Hill, 1988.
- [48] A. Jiménez Pérez Mitre, Análisis y optimización con interacción de Dummy, de la carrocería del automóvil "Tubolare SAND CAR" de Tecnoidea SA de CV, en impacto frontal empleando el método de elementos finitos en ALGOR FEA, mediante la simulación de eventos mecánicos, Cholula Puebla, 2004.
- [49] AISC, Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, Chicago, Illinois: American Institute of Steel Construction , 2011.
- [50] «dianliwenmi,» 24 03 2015. [En línea]. Available: http://www.dianliwenmi.com/postimg_4719868_11.html.
- [51] P. Arasaratnam, K. S. Sivakumaran y M. J. Tait, «True Stress - True Strain Models for Structural Steel Elements,» *ISRN Civil Engineering*, 2011.

APÉNDICE A RESISTENCIA DE LOS MODELOS

Este apéndice contiene de manera detallada los cálculos para obtener la resistencia de los elementos que componen las conexiones y la relación columna fuerte-trabe débil para cada uno de los modelos analizados en el capítulo 4.

MODELO ES-1 (CF/TD=2.54)



Propiedades mecánicas del acero

$E := 200000 \text{ MPa}$	Módulo de elasticidad	$\gamma := 7850 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$	Densidad del acero
$F_y := 345 \text{ MPa}$	Esfuerzo de fluencia	$F_u := 450 \text{ MPa}$	Esfuerzo último

Geometría de la trabe

$d_b := 386 \text{ mm}$	Peralte	$t_{bw} := 8 \text{ mm}$	Espesor del alma	$L_v := 2.5 \text{ m}$	Longitud de la trabe
$b_{bf} := 200 \text{ mm}$	Ancho de patín	$t_{bf} := 15 \text{ mm}$	Espesor del patín		

Propiedades geométricas

Área

$$A_b := [d_b - (2 \cdot t_{bf})] \cdot t_{bw} + 2 \cdot (b_{bf} \cdot t_{bf}) = 88.48 \cdot \text{cm}^2$$

Peso

$$w := A_b \cdot \gamma = 69.457 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Inercia en el eje fuerte

$$I := \left[\frac{t_{bw} \cdot [d_b - (2 \cdot t_{bf})]^3}{12} \right] + 2 \left[\left(\frac{b_{bf} \cdot t_{bf}^3}{12} \right) + (b_{bf} \cdot t_{bf}) \cdot \left(\frac{d_b}{2} - \frac{t_{bf}}{2} \right)^2 \right] = 23665.27 \cdot \text{cm}^4$$

Módulo elástico

$$S_b := \frac{I}{\frac{d_b}{2}} = 1226.18 \cdot \text{cm}^3$$

Módulo plástico

$$Z_b := (b_{bf} \cdot t_{bf}) \cdot (d_b - t_{bf}) + \left[t_{bw} \cdot \left[\frac{d_b - (2 \cdot t_{bf})}{2} \right] \cdot \left[\frac{d_b - (2 \cdot t_{bf})}{2} \right] \right] = 1366.47 \cdot \text{cm}^3$$

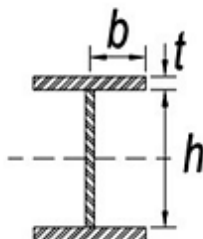
Momento de fluencia

$$M_y := 0.9 \cdot S_b \cdot F_y \quad M_y = 380.7 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad M_y = 38.8 \cdot \text{Ton} \cdot \text{m}$$

Clasificación de la sección

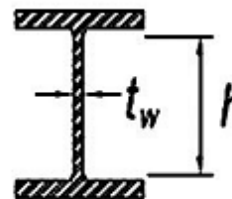
Patines

$$r_{patin} := \frac{b_{bf}}{2t_{bf}} = 6.7$$



Alma

$$r_{alma} := \frac{d_b - (2 \cdot t_{bf})}{t_{bw}} = 44.5$$



Sección_{patin} = "Compacta"

Sección_{alma} = "Compacta"

Cálculo del momento plástico probable M_{pr}

$$C_{pr} := \begin{cases} \frac{F_y + F_u}{2 \cdot F_y} & \text{if } \frac{F_y + F_u}{2 \cdot F_y} \leq 1.2 \\ 1.2 & \text{otherwise} \end{cases} \quad C_{pr} = 1.2$$

Coficiente que tiene en cuenta incrementos en la resistencia por endurecimiento por deformación

$$R_y = 1$$

Coficiente del esfuerzo de fluencia esperado entre el mínimo especificado

$$M_{pr} := C_{pr} \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_b$$

$$M_{pr} = 543.2 \cdot \text{kN}\cdot\text{m} \quad M_{pr} = 55.4 \cdot \text{Ton}\cdot\text{m}$$

Momento resistente de las cubre placas

$$l_p := 500 \text{ mm}$$

Longitud de las cubre placas

$$t_{pt} := 32 \text{ mm}$$

$$b_{pt} := 170 \text{ mm}$$

Espesor y ancho de cubre placa superior

$$t_{pb} := 22 \text{ mm}$$

$$b_{pb} := 250 \text{ mm}$$

Espesor y ancho de cubre placa inferior

Fuerza de tensión en las cubre placas

$$T_{cps} := (t_{pt} \cdot b_{pt}) \cdot F_y$$

$$T_{cps} = 1876.8 \cdot \text{kN}$$

$$T_{cps} = 191.4 \cdot \text{Ton}$$

$$T_{cpi} := (t_{pb} \cdot b_{pb}) \cdot F_y$$

$$T_{cpi} = 1897.5 \cdot \text{kN}$$

$$T_{cpi} = 193.5 \cdot \text{Ton}$$

Momento resistente de las cubre placas

$$T_{cp} := \min(T_{cps}, T_{cpi}) \quad \phi_b := 0.9$$

$$M_{cp} := \phi_b \left[T_{cp} \left(d_b + \frac{t_{pt} + t_{pb}}{2} \right) \right]$$

$$M_{cp} = 697.6 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{cp} = 71.1 \cdot \text{Ton}\cdot\text{m}$$

Cálculo del momento esperado en la cara de la columna M_f

$L_h := L_v - l_p$	$L_h = 2m$	Distancia entre los puntos de formación de articulación plástica
$V_h := \frac{M_{pr}}{L_h}$	$V_h = 271.6 \cdot kN$	Cortante ocasionado por la formación de la articulación plástica
$S_h := l_p + 35mm$	$S_h = 53.5 \cdot cm$	Distancia de la cara de la columna a la articulación plástica
$M_f := M_{pr} + V_h \cdot S_h$	$M_f = 688.5 \cdot kN \cdot m$	$M_f = 70.2 \cdot Ton \cdot m$

$Rev_{Mf} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } M_{cp} \geq M_f \\ \text{"Incrementar espesor"} & \text{otherwise} \end{cases}$	$Rev_{Mf} = \text{"OK"}$
---	--------------------------

Geometría de la columna

$d_c := 400mm$	Peralte	$t_{cw} := 25mm$	Espesor
$b_{cf} := d_c$	Ancho	$t_{cf} := t_{cw}$	

Clasificación de la sección

$r_{col} := \frac{b_{cf} - 2 \cdot t_{cf}}{t_{cf}}$	$r_{col} = 14$	
$Rev_{sección} := \begin{cases} \text{"Compacta"} & \text{if } r_{col} \leq 0.64 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ \text{"Cambiar dimensiones"} & \text{otherwise} \end{cases}$	$Rev_{sección} = \text{"Compacta"}$	

Propiedades geométricas de la columna

Espesor de la zona del panel

$t_w := 2 \cdot t_{cw}$	$t_w = 50 \cdot mm$
-------------------------	---------------------

Área gruesa de la columna

$A_g := d_c \cdot b_{cf} - [d_c - (2 \cdot t_{cf})] \cdot [b_{cf} - (2 \cdot t_{cw})]$	$A_g = 375 \cdot cm^2$
--	------------------------

Modulo plástico de la columna

$Z_c := \frac{b_{cf} \cdot d_c^2}{4} - \left[(b_{cf} - 2 \cdot t_{cw}) \cdot \left(\frac{d_c}{2} - t_{cf} \right)^2 \right]$	$Z_c = 5281.25 \cdot cm^3$
--	----------------------------

Cortante resistente en la zona del panel

$$\phi_V := 0.9$$

Cortante resistente plástico sin considerar deformación plástica

$$V_p := \phi_V \cdot (0.6 \cdot F_y \cdot d_c \cdot t_w) \quad V_p = 3726 \cdot \text{kN} \quad V_p = 379.9 \cdot \text{Ton}$$

Cortante resistente plástico que considera la deformación plástica

$$V_{dp} := \phi_V \cdot \left[0.6 F_y \cdot d_c \cdot t_w \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot b_{cf} \cdot t_{cf}^2}{d_b \cdot d_c \cdot t_w} \right) \right] \quad V_{dp} = 4088 \cdot \text{kN} \quad V_{dp} = 416.9 \cdot \text{Ton}$$

Momento resistente en la zona del panel

$$M_{yp} := \phi_V \cdot (0.6 \cdot F_y \cdot d_c \cdot t_w) \cdot \left(d_b + \frac{t_{pt} + t_{pb}}{2} \right)$$

$$M_{yp} = 1538.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad M_{yp} = 156.9 \cdot \text{Ton} \cdot \text{m}$$

Resistencia de los diafragmas pasantes

$$\phi_T := 0.9$$

Resistencia a tensión del diafragma superior

$$b_{DPS} := 470 \text{ mm} \quad \text{Ancho} \quad t_{DPS} := 32 \text{ mm} \quad \text{Espesor}$$

$$T_{DPS} := \phi_T \cdot (b_{DPS} \cdot t_{DPS}) \cdot F_y \quad T_{DPS} = 4669.9 \cdot \text{kN} \quad T_{DPS} = 476.2 \cdot \text{Ton}$$

Resistencia a tensión del diafragma inferior

$$b_{DPI} := 470 \text{ mm} \quad \text{Ancho} \quad t_{DPI} := 22 \text{ mm} \quad \text{Espesor}$$

$$T_{DPI} := \phi_T \cdot (b_{DPI} \cdot t_{DPI}) \cdot F_y \quad T_{DPI} = 3210.6 \cdot \text{kN} \quad T_{DPI} = 327.4 \cdot \text{Ton}$$

Relación columna fuerte-trabe débil (CFTD)

Suma de los momentos en las columnas

$$M_{pc}^* := 2 \cdot [Z_c \cdot (F_y)]$$

$$M_{pc}^* = 3644.1 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{pc}^* = 371.6 \cdot \text{Ton}\cdot\text{m}$$

Suma de los momentos en las traves

$$M_{pb}^* := 2 \cdot \left[1.1 \cdot F_y \cdot Z_b + V_h \cdot \left(\frac{d_c}{2} + S_h \right) \right]$$

$$M_{pb}^* = 1436.4 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{pb}^* = 146.5 \cdot \text{Ton}\cdot\text{m}$$

Relación columna fuerte-trabe débil

$$\frac{M_{pc}^*}{M_{pb}^*} = 2.54$$

$$Rev_{CFTD} := \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \frac{M_{pc}^*}{M_{pb}^*} > 1 \\ \text{"No pasa"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$Rev_{CFTD} = \text{"OK"}$$

Nota: Debido a que la trabe es la misma para todos los modelos de estudio, sólo en este espécimen se revisa este elemento.

MODELO ES-2 (CF/TD=1.07)

Geometría de la columna

$$d_c := 290\text{mm} \quad \text{Peralte} \quad t_{cw} := 20\text{mm} \quad \text{Espesor}$$

$$b_{cf} := d_c \quad \text{Ancho} \quad t_{cf} := t_{cw}$$

Clasificación de la sección

$$r_{col} := \frac{b_{cf} - 2 \cdot t_{cf}}{t_{cf}} \quad r_{col} = 12.5$$

$$Rev_{sección} := \begin{cases} \text{"Compacta"} & \text{if } r_{col} \leq 0.64 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ \text{"Cambiar dimensiones"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad Rev_{sección} = \text{"Compacta"}$$

Propiedades geométricas de la columna

Espesor de la zona del panel

$$t_w := 2 \cdot t_{cw} \quad t_w = 40\text{mm}$$

Área gruesa de la columna

$$A_g := d_c \cdot b_{cf} - [d_c - (2 \cdot t_{cf})] \cdot [b_{cf} - (2 \cdot t_{cw})] \quad A_g = 216\text{cm}^2$$

Modulo plástico de la columna

$$Z_c := \frac{b_{cf} \cdot d_c^2}{4} - \left[(b_{cf} - 2 \cdot t_{cw}) \cdot \left(\frac{d_c}{2} - t_{cf} \right) \right] \quad Z_c = 2191\text{cm}^3$$

Cortante resistente en la zona del panel

Cortante resistente plástico sin considerar deformación plástica

$$\phi_v := 0.9 \quad V_p := \phi_v \cdot (0.6 \cdot F_y \cdot d_c \cdot t_w) \quad V_p = 2161.1\text{kN} \quad V_p = 220.4\text{Ton}$$

Cortante resistente plástico que considera la deformación plástica

$$V_{dp} := \phi_v \cdot \left[0.6 F_y \cdot d_c \cdot t_w \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot b_{cf} \cdot t_{cf}^2}{d_b \cdot d_c \cdot t_w} \right) \right] \quad V_{dp} = 2329\text{kN} \quad V_{dp} = 237.5\text{Ton}$$

Momento resistente en la zona del panel

$$M_{yp} := \phi_v \cdot (0.6 \cdot F_y \cdot d_c \cdot t_w) \cdot \left(d_b + \frac{t_{pt} + t_{pb}}{2} \right)$$

$$M_{yp} = 892.5 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{yp} = 91 \cdot \text{Ton}\cdot\text{m}$$

Resistencia de los diafragmas pasantes

$$\phi_T := 0.9$$

Resistencia a tensión del diafragma superior

$$b_{DPS} := 360 \text{ mm}$$

Ancho

$$t_{DPS} := 32 \text{ mm}$$

Espesor

$$T_{DPS} := \phi_T \cdot (b_{DPS} \cdot t_{DPS}) \cdot F_y$$

$$T_{DPS} = 3577 \cdot \text{kN}$$

$$T_{DPS} = 364.7 \cdot \text{Ton}$$

Resistencia a tensión del diafragma inferior

$$b_{DPI} := 360 \text{ mm}$$

Ancho

$$t_{DPI} := 22 \text{ mm}$$

Espesor

$$T_{DPI} := \phi_T \cdot (b_{DPI} \cdot t_{DPI}) \cdot F_y$$

$$T_{DPI} = 2459.2 \cdot \text{kN}$$

$$T_{DPI} = 250.8 \cdot \text{Ton}$$

Relación columna fuerte-trabe débil (CFTD)

Suma de los momentos en las columnas

$$M_{pc}^* := 2 \cdot [Z_c \cdot (F_y)]$$

$$M_{pc}^* = 1511.8 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{pc}^* = 154.2 \cdot \text{Ton}\cdot\text{m}$$

Suma de los momentos en las trabes

$$M_{pb}^* := 2 \cdot \left[1.1 \cdot F_y \cdot Z_b + V_h \cdot \left(\frac{d_c}{2} + S_h \right) \right]$$

$$M_{pb}^* = 1406.5 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{pb}^* = 143.4 \cdot \text{Ton}\cdot\text{m}$$

Relación columna fuerte-trabe débil

$$\frac{M_{pc}^*}{M_{pb}^*} = 1.07$$

MODELO ES-3 (CF/TD=1.23)

Geometría de la columna

$$d_c := 310\text{mm} \quad \text{Peralte} \quad t_{cw} := 20\text{mm} \quad \text{Espesor}$$

$$b_{cf} := d_c \quad \text{Ancho} \quad t_{cf} := t_{cw}$$

Clasificación de la sección

$$r_{col} := \frac{b_{cf} - 2 \cdot t_{cf}}{t_{cf}} \quad r_{col} = 13.5$$

$$Rev_{sección} := \begin{cases} \text{"Compacta"} & \text{if } r_{col} \leq 0.64 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ \text{"Cambiar dimensiones"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad Rev_{sección} = \text{"Compacta"}$$

Propiedades geométricas de la columna

Espesor de la zona del panel

$$t_w := 2 \cdot t_{cw} \quad t_w = 40\text{mm}$$

Área gruesa de la columna

$$A_g := d_c \cdot b_{cf} - [d_c - (2 \cdot t_{cf})] \cdot [b_{cf} - (2 \cdot t_{cw})] \quad A_g = 232\text{cm}^2$$

Modulo plástico de la columna

$$Z_c := \frac{b_{cf} \cdot d_c^2}{4} - \left[(b_{cf} - 2 \cdot t_{cw}) \cdot \left(\frac{d_c}{2} - t_{cf} \right)^2 \right] \quad Z_c = 2527\text{cm}^3$$

Cortante resistente en la zona del panel

Cortante resistente plástico sin considerar deformación plástica

$$\phi_v := 0.9 \quad V_p := \phi_v \cdot (0.6 \cdot F_y \cdot d_c \cdot t_w) \quad V_p = 2310.1\text{ kN} \quad V_p = 235.6\text{ Ton}$$

Cortante resistente plástico que considera la deformación plástica

$$V_{dp} := \phi_v \cdot \left[0.6 F_y \cdot d_c \cdot t_w \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot b_{cf} \cdot t_{cf}^2}{d_b \cdot d_c \cdot t_w} \right) \right] \quad V_{dp} = 2489.7\text{ kN} \quad V_{dp} = 253.9\text{ Ton}$$

Momento resistente en la zona del panel

$$M_{yp} := \phi_v \cdot (0.6 \cdot F_y \cdot d_c \cdot t_w) \cdot \left(d_b + \frac{t_{pt} + t_{pb}}{2} \right)$$

$$M_{yp} = 954.1 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{yp} = 97.3 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

Resistencia de los diafrgmas pasantes

$$\phi_T := 0.9$$

Resistencia a tensión del diafragma superior

$$b_{DPS} := 380 \text{ mm}$$

Ancho

$$t_{DPS} := 32 \text{ mm}$$

Espesor

$$T_{DPS} := \phi_T \cdot (b_{DPS} \cdot t_{DPS}) \cdot F_y$$

$$T_{DPS} = 3775.7 \text{ kN}$$

$$T_{DPS} = 385 \text{ Ton}$$

Resistencia a tensión del diafragma inferior

$$b_{DPI} := 380 \text{ mm}$$

Ancho

$$t_{DPI} := 22 \text{ mm}$$

Espesor

$$T_{DPI} := \phi_T \cdot (b_{DPI} \cdot t_{DPI}) \cdot F_y$$

$$T_{DPI} = 2595.8 \text{ kN}$$

$$T_{DPI} = 264.7 \text{ Ton}$$

Relación columna fuerte-trabe débil (CFTD)

Suma de los momentos en las columnas

$$M_{pc}^* := 2 \cdot [Z_c \cdot (F_y)]$$

$$M_{pc}^* = 1743.6 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{pc}^* = 177.8 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

Suma de los momentos en las trabes

$$M_{pb}^* := 2 \cdot \left[1.1 \cdot F_y \cdot Z_b + V_h \cdot \left(\frac{d_c}{2} + S_h \right) \right]$$

$$M_{pb}^* = 1411.9 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{pb}^* = 144 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

Relación columna fuerte-trabe débil

$$\frac{M_{pc}^*}{M_{pb}^*} = 1.23$$

MODELO ES-4 (CF/TD=1.34)

Geometría de la columna

$$d_c := 310\text{mm} \quad \text{Peralte} \quad t_{cw} := 22\text{mm} \quad \text{Espesor}$$

$$b_{cf} := d_c \quad \text{Ancho} \quad t_{cf} := t_{cw}$$

Clasificación de la sección

$$r_{col} := \frac{b_{cf} - 2 \cdot t_{cf}}{t_{cf}} \quad r_{col} = 12.1$$

$$Rev_{sección} := \begin{cases} \text{"Compacta"} & \text{if } r_{col} \leq 0.64 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ \text{"Cambiar dimensiones"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad Rev_{sección} = \text{"Compacta"}$$

Propiedades geométricas de la columna

Espesor de la zona del panel

$$t_w := 2 \cdot t_{cw} \quad t_w = 44\text{mm}$$

Área gruesa de la columna

$$A_g := d_c \cdot b_{cf} - [d_c - (2 \cdot t_{cf})] \cdot [b_{cf} - (2 \cdot t_{cw})] \quad A_g = 253.44\text{cm}^2$$

Modulo plástico de la columna

$$Z_c := \frac{b_{cf} \cdot d_c^2}{4} - \left[(b_{cf} - 2 \cdot t_{cw}) \cdot \left(\frac{d_c}{2} - t_{cf} \right) \right]^2 \quad Z_c = 2742.476\text{cm}^3$$

Cortante resistente en la zona del panel

Cortante resistente plástico sin considerar deformación plástica

$$\phi_v := 0.9 \quad V_p := \phi_v \cdot (0.6 \cdot F_y \cdot d_c \cdot t_w) \quad V_p = 2541.1\text{kN} \quad V_p = 259.1\text{Ton}$$

Cortante resistente plástico que considera la deformación plástica

$$V_{dp} := \phi_v \cdot \left[0.6 F_y \cdot d_c \cdot t_w \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot b_{cf} \cdot t_{cf}^2}{d_b \cdot d_c \cdot t_w} \right) \right] \quad V_{dp} = 2758.4\text{kN} \quad V_{dp} = 281.3\text{Ton}$$

Momento resistente en la zona del panel

$$M_{yp} := \phi_v \cdot (0.6 \cdot F_y \cdot d_c \cdot t_w) \cdot \left(d_b + \frac{t_{pt} + t_{pb}}{2} \right)$$

$$M_{yp} = 1049.5 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{yp} = 107 \cdot \text{Ton}\cdot\text{m}$$

Resistencia de los diafragmas pasantes

$$\phi_T := 0.9$$

Resistencia a tensión del diafragma superior

$$b_{DPS} := 410 \text{ mm}$$

Ancho

$$t_{DPS} := 32 \text{ mm}$$

Espesor

$$T_{DPS} := \phi_T \cdot (b_{DPS} \cdot t_{DPS}) \cdot F_y$$

$$T_{DPS} = 4073.8 \cdot \text{kN}$$

$$T_{DPS} = 415.4 \cdot \text{Ton}$$

Resistencia a tensión del diafragma inferior

$$b_{DPI} := 410 \text{ mm}$$

Ancho

$$t_{DPI} := 22 \text{ mm}$$

Espesor

$$T_{DPI} := \phi_T \cdot (b_{DPI} \cdot t_{DPI}) \cdot F_y$$

$$T_{DPI} = 2800.7 \cdot \text{kN}$$

$$T_{DPI} = 285.6 \cdot \text{Ton}$$

Relación columna fuerte-trabe débil (CFTD)

Suma de los momentos en las columnas

$$M_{pc}^* := 2 \cdot [Z_c \cdot (F_y)]$$

$$M_{pc}^* = 1892.3 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{pc}^* = 193 \cdot \text{Ton}\cdot\text{m}$$

Suma de los momentos en las trabes

$$M_{pb}^* := 2 \cdot \left[1.1 \cdot F_y \cdot Z_b + V_h \cdot \left(\frac{d_c}{2} + S_h \right) \right]$$

$$M_{pb}^* = 1411.9 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{pb}^* = 144 \cdot \text{Ton}\cdot\text{m}$$

Relación columna fuerte-trabe débil

$$\frac{M_{pc}^*}{M_{pb}^*} = 1.34$$

MODELO ES-5 (CF/TD=1.54)

Geometría de la columna

$$d_c := 320\text{mm} \quad \text{Peralte} \quad t_{cw} := 24\text{mm} \quad \text{Espesor}$$

$$b_{cf} := d_c \quad \text{Ancho} \quad t_{cf} := t_{cw}$$

Clasificación de la sección

$$r_{col} := \frac{b_{cf} - 2 \cdot t_{cf}}{t_{cf}} \quad r_{col} = 11.3$$

$$Rev_{sección} := \begin{cases} \text{"Compacta"} & \text{if } r_{col} \leq 0.64 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ \text{"Cambiar dimensiones"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad Rev_{sección} = \text{"Compacta"}$$

Propiedades geométricas de la columna

Espesor de la zona del panel

$$t_w := 2 \cdot t_{cw} \quad t_w = 48\text{mm}$$

Área gruesa de la columna

$$A_g := d_c \cdot b_{cf} - [d_c - (2 \cdot t_{cf})] \cdot [b_{cf} - (2 \cdot t_{cw})] \quad A_g = 284.16 \cdot \text{cm}^2$$

Modulo plástico de la columna

$$Z_c := \frac{b_{cf} \cdot d_c^2}{4} - \left[(b_{cf} - 2 \cdot t_{cw}) \cdot \left(\frac{d_c}{2} - t_{cf} \right) \right] \quad Z_c = 3161.088 \cdot \text{cm}^3$$

Cortante resistente en la zona del panel

Cortante resistente plástico sin considerar deformación plástica

$$\phi_v := 0.9 \quad V_p := \phi_v \cdot (0.6 \cdot F_y \cdot d_c \cdot t_w) \quad V_p = 2861.6 \cdot \text{kN} \quad V_p = 291.8 \cdot \text{Ton}$$

Cortante resistente plástico que considera la deformación plástica

$$V_{dp} := \phi_v \cdot \left[0.6 F_y \cdot d_c \cdot t_w \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot b_{cf} \cdot t_{cf}^2}{d_b \cdot d_c \cdot t_w} \right) \right] \quad V_{dp} = 3128.4 \cdot \text{kN} \quad V_{dp} = 319 \cdot \text{Ton}$$

Momento resistente en la zona del panel

Momento resistente en la zona del panel

$$M_{yp} := \phi_v \cdot (0.6 \cdot F_y \cdot d_c \cdot t_w) \cdot \left(d_b + \frac{t_{pt} + t_{pb}}{2} \right)$$

$$M_{yp} = 1181.8 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{yp} = 120.5 \cdot \text{Ton}\cdot\text{m}$$

Resistencia de los diafrgmas pasantes

$$\phi_T := 0.9$$

Resistencia a tensión del diafragma superior

$$b_{DPS} := 390 \text{ mm}$$

Ancho

$$t_{DPS} := 32 \text{ mm}$$

Espesor

$$T_{DPS} := \phi_T \cdot (b_{DPS} \cdot t_{DPS}) \cdot F_y$$

$$T_{DPS} = 3875 \cdot \text{kN}$$

$$T_{DPS} = 395.1 \cdot \text{Ton}$$

Resistencia a tensión del diafragma inferior

$$b_{DPI} := 390 \text{ mm}$$

Ancho

$$t_{DPI} := 22 \text{ mm}$$

Espesor

$$T_{DPI} := \phi_T \cdot (b_{DPI} \cdot t_{DPI}) \cdot F_y$$

$$T_{DPI} = 2664.1 \cdot \text{kN}$$

$$T_{DPI} = 271.7 \cdot \text{Ton}$$

Relación columna fuerte-trabe débil (CFTD)

Suma de los momentos en las columnas

$$M_{pc}^* := 2 \cdot [Z_c \cdot (F_y)]$$

$$M_{pc}^* = 2181.2 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{pc}^* = 222.4 \cdot \text{Ton}\cdot\text{m}$$

Suma de los momentos en las traves

$$M_{pb}^* := 2 \cdot \left[1.1 \cdot F_y \cdot Z_b + V_h \cdot \left(\frac{d_c}{2} + S_h \right) \right]$$

$$M_{pb}^* = 1414.7 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{pb}^* = 144.3 \cdot \text{Ton}\cdot\text{m}$$

Relación columna fuerte-trabe débil

$$\frac{M_{pc}^*}{M_{pb}^*} = 1.54$$