

	GESTIÓN DE RECURSOS Y SERVICIOS BIBLIOTECARIOS		Código	FO-GS-15
			VERSIÓN	02
	ESQUEMA HOJA DE RESUMEN		FECHA	03/04/2017
			PÁGINA	1 de 1
ELABORÓ		REVISÓ		APROBÓ
Jefe División de Biblioteca		Equipo Operativo de Calidad		Líder de Calidad

RESUMEN TRABAJO DE GRADO

AUTOR(ES):

NOMBRE(S): EDINSON LEONARDO APELLIDOS: GUERRERO GARAY

NOMBRE(S): JOHAN DAVID APELLIDOS: DELGADO PINZON

FACULTAD: INGENIERÍA

PLAN DE ESTUDIOS: ESPECIALIZACIÓN EN ESTRUCTURAS

DIRECTOR:

NOMBRE(S): JOSÉ RAFAEL APELLIDOS: CÁCERES RUBIO

CO-DIRECTOR:

NOMBRE(S): _____ APELLIDOS: _____

TÍTULO DEL TRABAJO (TESIS): RESUMEN DE FALLAS EN CONEXIONES DE ESTRUCTURAS METÁLICA EN EDIFICACIONES

RESUMEN

Este proyecto desarrolló un resumen de fallas en conexiones de estructuras metálica en edificaciones. Para ello, se implementó una investigación tipo descriptiva, de carácter documental, donde la información se obtuvo mediante bases de datos tales como: Google Académico, Redalyc, Scielo y ScienceDirect. En los resultados se logró recopilar la información acerca de las fallas en las conexiones usadas en estructuras metálicas para edificaciones en bases de hallados en la Web. Seguidamente, se categorizaron los distintos tipos de fallas que presentan las conexiones. Posteriormente, se presentó una propuesta del proceso metodológico que se realizó para el estudio. Finalmente, se analizaron los diversos casos de estudio de fallas de conexiones en estructuras metálicas con consecuencias catastróficas en años recientes a nivel mundial.

PALABRAS CLAVE: estructuras metálica, fallas en conexiones, edificaciones.

CARACTERÍSTICAS:

PÁGINAS: 113 PLANOS: ILUSTRACIONES: CD ROOM: 1

Copia No Controlada

RESUMEN DE FALLAS EN CONEXIONES DE ESTRUCTURAS METÁLICA EN
EDIFICACIONES

EDINSON LEONARDO GUERRERO GARAY
JOHAN DAVID DELGADO PINZON

UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍA
PLAN DE ESTUDIOS DE ESPECIALIZACIÓN EN ESTRUCTURAS
SAN JOSÉ DE CÚCUTA

2022

RESUMEN DE FALLAS EN CONEXIONES DE ESTRUCTURAS METÁLICA EN
EDIFICACIONES

EDINSON LEONARDO GUERRERO GARAY

JOHAN DAVID DELGADO PINZON

Trabajo de grado presentado como requisito para optar el título de:

Especialista en Estructuras

Director:

NICOLÁS ALFONSO CORREA DUARTE

Magíster en Ingeniería Civil

UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER

FACULTAD DE INGENIERÍA

PLAN DE ESTUDIOS DE ESPECIALIZACIÓN EN ESTRUCTURAS

SAN JOSÉ DE CÚCUTA

2022

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TRABAJO DE GRADO

FECHA: 14 DE OCTUBRE DE 2022 **HORA:** 04:00 p.m.

LUGAR: LABORATORIO DE ESTRUCTURAS – UFPS

PLAN DE ESTUDIOS: ESPECIALIZACIÓN EN ESTRUCTURAS


TÍTULO DE LA TESIS: “RESUMEN DE FALLAS EN CONEXIONES DE ESTRUCTURAS METÁLICA EN EDIFICACIONES”.


JURADOS: ING. JORGE FERNANDO MÁRQUEZ PEÑARANDA
ING. JOSÉ RAFAEL CÁCERES RUBIO
ING. NICOLÁS ALFONSO CORREA DUARTE


DIRECTOR: INGENIERO NICOLÁS ALFONSO CORREA DUARTE.


NOMBRE DEL ESTUDIANTE:	CÓDIGO	CALIFICACIÓN	
		NÚMERO	LETRA
EDINSON LEONARDO GUERRERO GARAY	1010097	4.4	CUATRO, CUATRO

APROBADA


ING. JORGE FERNANDO MÁRQUEZ
PEÑARANDA


ING. JOSÉ RAFAEL CÁCERES RUBIO


ING. NICOLÁS ALFONSO CORREA DUARTE


Vo. Bo. JOSÉ RAFAEL CÁCERES RUBIO
Coordinador Comité Curricular
Especialización en Estructuras

Maria del C.

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TRABAJO DE GRADO

FECHA: 14 DE OCTUBRE DE 2022 **HORA:** 04:00 p.m.

LUGAR: LABORATORIO DE ESTRUCTURAS – UFPS

PLAN DE ESTUDIOS: ESPECIALIZACIÓN EN ESTRUCTURAS


TÍTULO DE LA TESIS: “RESUMEN DE FALLAS EN CONEXIONES DE ESTRUCTURAS METÁLICA EN EDIFICACIONES”.

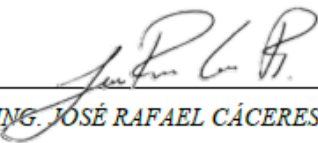
JURADOS: ING. JORGE FERNANDO MÁRQUEZ PEÑARANDA
ING. JOSÉ RAFAEL CÁCERES RUBIO
ING. NICOLÁS ALFONSO CORREA DUARTE


DIRECTOR: INGENIERO NICOLÁS ALFONSO CORREA DUARTE.


NOMBRE DEL ESTUDIANTE:	CÓDIGO	CALIFICACIÓN	
		NÚMERO	LETRA
JOHAN DAVID DELGADO PINZON	1010099	4.4	CUATRO, CUATRO

APROBADA


ING. JORGE FERNANDO MÁRQUEZ
PEÑARANDA


ING. JOSÉ RAFAEL CÁCERES RUBIO


ING. NICOLÁS ALFONSO CORREA DUARTE


Vo. Bo. JOSÉ RAFAEL CÁCERES RUBIO
Coordinador Comité Curricular
Especialización en Estructuras

Maria del C.

Contenido

	pág.
Introducción	14
1. Problema	16
1.1 Título	16
1.2 Planteamiento del Problema	16
1.3 Formulación del Problema	17
1.4 Objetivos de Investigación	18
1.4.1 Objetivo general	18
1.4.2 Objetivos específicos	18
1.5 Justificación	18
1.6 Alcance y Limitaciones	19
1.6.1 Alcance	19
1.6.2 Limitaciones	19
1.7 Delimitaciones	19
1.7.1 Delimitación espacial	19
1.7.2 Delimitación temporal	19
1.7.3 Delimitación conceptual	20
2. Marco Referencial	21
2.1 Antecedentes y Estado del Arte	21
2.1.1 Antecedentes	21
2.1.2 Estado del arte (antecedentes bibliográficos)	22
2.2 Marco Teórico	24
2.3 Marco Conceptual	28

2.4 Marco Contextual	29
2.5 Marco Legal	30
3. Diseño Metodológico	31
3.1 Tipo de investigación	31
3.1.1 Población	31
3.1.2 Muestra	31
3.2 Instrumentos para la Recolección de Información	31
3.3 Técnicas de Análisis y Procesamiento de Datos	31
3.4 Fases y Actividades Específicas del Proyecto	32
4. Desarrollo, Resultados y Discusión	33
4.1 Viabilidad del Estudio de Fallas en Conexiones en Estructuras Metálicas para Edificaciones a Través de un Análisis Bibliométrico del Estado del Arte	33
4.2 Contextualización al Tema: Fallas en Conexiones de Estructuras Metálicas	34
4.2.1 Reseña histórica	34
4.2.2 Tipos de conexiones en estructuras metálicas para edificaciones	37
4.2.3 Diseño de conexiones en estructuras metálicas para edificaciones	44
4.2.4 Construcción modular prefabricada de estructuras metálicas	63
4.3 Fallas en Conexiones en Estructuras Metálicas para Edificaciones	72
4.3.1 Fallas en conexiones soldadas	75
4.3.2 Fallas en conexiones con pernos o tornillos de alta resistencia	78
4.4 Propuesta del Proceso Metodológico que se debe Realizar para el estudio de Fallas en Conexiones de Estructuras Metálica en Edificaciones	81
4.4.1 Presentación del diseño metodológico para el estudio de fallas en conexiones de estructuras metálicas	81

4.4.2 Diagnosticar el estado de la estructura	82
4.4.3 Chequeo de la calidad de los materiales utilizados en la construcción	83
4.4.4 Modelación matemática de la estructura	87
4.4.5 Alternativas de solución para la rehabilitación de la estructura metálica colapsada	93
4.5 Casos de Estudio: Fallas en Conexiones en Estructuras Metálicas para Edificaciones	94
4.5.1 Caso 1. Colapso de estructura metálica de cubierta de una bodega de mercado	94
4.5.2 Caso 2. Colapso de estructura metálica del techo de un centro comercial	101
5. Conclusiones	107
Referencias Bibliográficas	109

Lista de Figuras

	pág.
Figura 1. Fases y actividades específicas del proyecto	32
Figura 2. Análisis bibliométrico de publicaciones acordes al tema “damage, collapse and failure in connections of metal structure”.	33
Figura 3. Tipos de conexiones en estructuras metálicas según tipo de unión; resistencia y mecanismo utilizado	37
Figura 4. Conexión de momento en pórticos de acero	38
Figura 5. Representación gráfica de los tipos de conexiones en estructuras metálicas	39
Figura 6. Detalle de conexión simple a cortante sin restricción de giro	40
Figura 7. Detalle de conexión rígida a momento con restricción de giro	42
Figura 8. Detalle de conexión semi rígida a momento con restricción parcial de giro	43
Figura 9. Detalle de conexión vigueta-viga o viga-viga (conexión simple o de corte)	45
Figura 10. Detalle de conexión viga-columna (a) conexión simple de una viga con una columna (conexión simple o de corte) (b) conexión compuesta entre dos vigas y una columna (conexión a momento)	50
Figura 11. Detalle de conexión viga-columna con arriostramiento (conexión a momento).	51
Figura 12. Detalle de conexión placa-base (con carga vertical)	56
Figura 13. Detalle de conexión placa-base (con carga horizontal)	60
Figura 14. Esquema de a) conexión tradicional para estructuras metálicas b) conexión rígida intermodular	64
Figura 15. Ejemplos de detalles de conexiones rígidas intermodulares	66
Figura 16. Curvas histeréticas del ángulo momento-rotación producidas a partir del estudio realizado por Chen et al., (2017) y Deng et al. (2018)	68

Figura 17. Curvas histeréticas del ángulo momento-rotación producidas a partir del estudio realizado por Dai et al. (2019)	69
Figura 18. Curvas histeréticas del ángulo momento-rotación producidas a partir del estudio realizado por Lee et al. (2018)	70
Figura 19. Curvas histeréticas del ángulo momento-rotación producidas a partir del estudio realizado por Gusella et al. (2018-2019) Haldar (2012)	71
Figura 20. Detalle de falla en conexión soldada por socavación	76
Figura 21. Detalle de falla en conexión soldada por falta de fusión	76
Figura 22. Detalle de falla en conexión soldada por falta de penetración	77
Figura 23. Detalle de falla en conexión soldada por ilusión de escoria	77
Figura 24. Detalle de falla en conexión soldada por porosidad	78
Figura 25. Detalle de falla en conexión con tornillos de alta resistencia por corte en el plano	78
Figura 26. Detalle de falla en conexión con tornillos de alta resistencia por tracción en el perno	79
Figura 27. Detalle de falla en conexión con tornillos de alta resistencia por aplastamiento del material conectado	79
Figura 28. Detalle de falla en conexión con tornillos de alta resistencia por deslizamiento crítico	80
Figura 29. Detalle de falla en conexión con tornillos de alta resistencia por arrancamiento del bloque de corte	80
Figura 30. Detalle de falla en conexión con tornillos de alta resistencia por rotura en el área neta efectiva	81
Figura 31. Curva de esfuerzo – deformación unitaria para acero estructural	84
Figura 32. Mecanismos del ensayo a tracción en barras de acero estructural	86

Figura 33. Configuración de las propiedades “links” en SAP2000	88
Figura 34. Configuración de las propiedades “weld constraints” en SAP2000	88
Figura 35. Deformación de columna-viga en conexión rigidizada. Modelo en SAP2000	89
Figura 36. Abolladura en columna en conexión rigidizada. Modelo en SAP2000	90
Figura 37. Deformación de columna-viga en conexión no rigidizada. Modelo en SAP2000	90
Figura 38. Abolladura en columna en conexión no rigidizada. Modelo en SAP2000	91
Figura 39. Abolladura en viga en conexión no rigidizada. Modelo en SAP2000	92
Figura 40. Modelo estructural de caso 1: colapso de estructura metálica	95
Figura 41. Cercha de caso de estudio: colapso de estructura metálica	95
Figura 42. Sección transversal de la instalación, disposición de los elementos estructurales antes del colapso	102
Figura 43. Distribución de tensión normal del nodo central	105
Figura 44. Mecanismo de elevación y estabilización de las dovelas de las vigas colapsadas	106

Lista de Tablas

	pág.
Tabla 1. Tipos de conexiones en estructuras metálicas	39
Tabla 2. Ficha de clasificación e identificación de fallas en conexiones de estructuras metálicas	83
Tabla 3. Caso 1. Primer fallo de conexión encontrado	97
Tabla 4. Caso 1. Segundo fallo de conexión encontrado	98
Tabla 5. Caso 1. Tercer fallo de conexión encontrado	99
Tabla 6. Caso 1. Cuarto fallo de conexión encontrado	100
Tabla 7. Caso 1. Quinto fallo de conexión encontrado	100
Tabla 8. Caso 2. Primer fallo de conexión encontrado	103
Tabla 9. Caso 2. Segundo fallo de conexión encontrado	104

Resumen

Este proyecto desarrolló un resumen de fallas en conexiones de estructuras metálica en edificaciones. Para ello, se implementó una investigación tipo descriptiva, de carácter documental basada en artículos escritos en revistas técnicas especializadas. La información se obtuvo mediante bases de datos tales como: Google Académico, Redalyc, Scielo y ScienceDirect. La población y muestra a las investigaciones relacionadas con el tema. Se logró recopilar sistemáticamente la información disponible acerca de las fallas en las conexiones usadas en estructuras metálicas para edificaciones en las respectivas bases de datos. Seguidamente, se categorizaron los distintos tipos de fallas que presentan las conexiones usadas en estructuras metálicas para edificaciones y las posibles causas de las fallas. Posteriormente, se presentó una propuesta del proceso metodológico que se realizó para el estudio de fallas en conexiones de estructuras metálica en edificaciones. Finalmente, se analizaron los diversos casos de estudio de fallas de conexiones en estructuras metálicas con consecuencias catastróficas en años recientes a nivel mundial.

Introducción

Esta monografía estará centrada en el estudio de las fallas en las conexiones utilizadas en estructuras metálicas de edificaciones realizadas a nivel mundial y algunos casos reportados en Colombia. Se presentará un procedimiento metodológico para determinar las posibles causas y soluciones que se puedan llevar a cabo en el estudio de las fallas en conexiones de estructuras metálicas. Para lo cual, se presentará una contextualización del estado arte partiendo con una reseña histórica, descripción de los tipos de conexiones y su diseño, además, de describir los tipos de fallas que se puedan presentar y la descripción de casos de estudio que se han presentado ante fallas de conexiones de estructuras metálicas a nivel mundial. Las fallas en conexiones en estructuras metálicas han sido muy estudiadas, debido a que el comportamiento de las conexiones es muy importante para la integridad estructural de las edificaciones metálicas. El uso de las estructuras de acero en edificaciones ha llevado a los pequeños asentamientos de poblaciones a grandes urbes en poco tiempo, ocasionando gran impacto sobre la vida de las personas, pero así como han sido muy útiles en la vida del hombre, las estructuras han presentado fallas graves, asociadas a los componentes estructurales, debido a que un componente puede tener numerosas formas de falla, tales como: diseño inadecuado, técnicas de manufacturas inapropiadas, condiciones de servicio que excede los márgenes de diseño y otras más.

Una vez que se ha presentado la falla en una conexión, es conveniente llevar a cabo una investigación con la finalidad de determinar su causa primaria y, sobre esta base, emprender acciones correctivas que eviten o minimicen la ocurrencia de fallos similares en la estructura. La determinación de la causa de fallo depende de una apropiada documentación y de la aplicación cuidadosa y sistemática de métodos de investigación. En este documento se propone desarrollar una investigación documental, formalizando un procedimiento metodológico que contribuya

como guía para el estudio de fallas de conexiones en estructuras de acero, a partir de la información ubicada en plataformas digitales de búsqueda documental y bibliográfica como: Google Académico, Redalyc, Scielo; y bases de datos especializadas como: *ScienceDirect*®, *Scopus* y *Web of Science*.

Finalmente, el propósito fundamental de esta monografía es contribuir en la generación de conocimiento de tal forma que pueda ser de utilidad para los ingenieros civiles afines a la ingeniería estructural que requieran información sobre tipo y diseño de conexiones para estructuras de acero, así como el estudio de patologías y fallas en las conexiones utilizadas en estructuras metálicas de edificaciones.

1. Problema

1.1 Título

RESUMEN DE FALLAS EN CONEXIONES DE ESTRUCTURAS METÁLICA EN EDIFICACIONES.

1.2 Planteamiento del Problema

Las estructuras de acero están muy ligadas con la vida moderna de los seres humanos, los pequeños pueblos presentaban características con un perfil urbano bajo, con respecto a la construcción de las casas, siendo las iglesias las edificaciones más altas para estos casos, ahora se observan ciudades cuyo perfil urbano está representado por edificios altos que utilizan estructuras de acero. Durante el uso para la construcción de edificios con estructuras de acero, se ha observado en algunos casos de fallas catastróficas, aunque de baja frecuencia, pero que tienen muy graves consecuencias debido al impacto que alcanzan en los medios de comunicación.

Existen extensas investigaciones sobre las fallas que se presentan en las edificaciones como las desarrolladas por MacDonald (2003), Ransom (2005) y Douglas (2007), quienes estudiaron los diferentes tipos de fallas presentadas en las edificaciones, contribuyendo a la difusión de la patología estructural como un estudio sistemático del comportamiento de una estructura o sus elementos, cuando presenta algún tipo de falla, causado por factores internos o externos que no garanticen su seguridad. Diversos autores como Alpsten (2017), sugieren que las causas de fallas estructurales en las estructuras de acero se producen en tres escenarios: a) fallas en estructuras de acero (cuasi) cargadas estáticamente durante la fase de montaje / construcción, b) fallas que ocurren en la fase de servicio y c) daño por fatiga.

El fallo en la conexión, es el tipo más común de falla en una estructura de acero, la conexión suele ser el primer componente que falla si la fuerza de la carga es mayor a la esperada. Durante el proceso de diseño estructural de un edificio, se realizan cálculos precisos para la resistencia de las conexiones, sin embargo, un pequeño error durante el proceso de construcción puede conducir a una fuerza imprevista y una falla en una conexión en particular. Se considera conveniente diseñar las conexiones con factores de seguridad que permitan resistir un poco más que la fuerza que fue calculada.

Esta monografía estará orientada hacia el estudio de las fallas en las conexiones de las estructuras de acero de edificios. Se analizarán casos típicos de fallas y conceptos básicos de los modos de fallas en las conexiones. Se indagará los enfoques del análisis de estructuras antes, durante y después de una falla en una conexión, los mecanismos de fatiga, corrosión y otros serán considerados mediante casos reportados en la literatura.

Por último, el problema que se presenta en Colombia actualmente está asociado al incremento en la demanda de viviendas y espacios físicos para comercios de bienes y servicios, creando una tendencia en la construcción hacia el desarrollo de edificios de apartamentos y oficinas, por lo que las fallas en las conexiones deben ser estudiadas y comprendidas por los ingenieros civiles encargados de ejecutar tanto el diseño como la construcción de edificios basados en estructuras de acero cada vez más altos.

1.3 Formulación del Problema

¿Cuál será el procedimiento metodológico que se debe seguir para las fallas catastróficas de edificios el conocimiento de las diferentes causas de falla en las conexiones de las estructuras de acero en algunos casos de estudio a nivel mundial y en Colombia?

1.4 Objetivos de Investigación

1.4.1 Objetivo general. Realizar un resumen de fallas en conexiones de estructuras metálicas en edificaciones.

1.4.2 Objetivos específicos. Los objetivos específicos se muestran a continuación:

Recopilar sistemáticamente la información disponible acerca de las fallas en las conexiones usadas en estructuras metálicas para edificaciones en bases de datos como Google Académico, Redalyc, Scielo y ScienceDirect®.

Categorizar los distintos tipos de fallas que presentan las conexiones usadas en estructuras metálicas para edificaciones y las posibles causas de las fallas.

Presentar una propuesta del proceso metodológico que se debe realizar para el estudio de fallas en conexiones de estructuras metálica en edificaciones.

Analizar diversos casos de estudio de fallas de conexiones en estructuras metálicas con consecuencias catastróficas en años recientes a nivel mundial.

1.5 Justificación

La presente investigación se enfocará en la búsqueda de información relacionada con la falla en conexiones de estructuras metálicas para edificaciones, además del compendio de las soluciones planteadas para las fallas presentadas en la información recopilada.

Esta monografía tiene como justificación permitir el acceso a la información publicada en revistas especializadas sobre los casos de fallas en conexiones de estructuras metálicas de edificaciones más recientes a nivel mundial al compilar en un solo documento la información

actualizada sobre el tema.

1.6 Alcance y Limitaciones

1.6.1 Alcance. El presente documento procura compilar las investigaciones recientes acerca de las fallas en las conexiones de edificaciones a nivel mundial hasta las publicadas en el año 2020. Teniendo en cuenta para la clasificación de la búsqueda los siguientes ítems: tipo de edificación, causas de las fallas, modos de fallas, propiedades de los materiales usados en las conexiones, errores asociados a la falla, entre otros.

1.6.2 Limitaciones. La limitación principal de la monografía es el tiempo dedicado a la realización del mismo, porque se debe revisar minuciosamente una gran cantidad de investigaciones en todo el mundo, que se encuentran escritas en el idioma inglés. Para este trabajo se utilizará la información a la que se pueda acceder mediante las bases de datos suministradas a la universidad. Además, no se cuenta con apoyo institucional de ningún tipo, o de parte de empresas privadas para este trabajo.

1.7 Delimitaciones

1.7.1 Delimitación espacial. Este trabajo documental se realizará en la ciudad de San José de Cúcuta, departamento de Norte de Santander, Colombia. Sin embargo, las fuentes de información documental no tendrán un origen en específico, sino que se estudiará lo publicado en cualquier parte del mundo a través de plataformas digitales como: Google Académico, Redalyc, Scielo; y bases de datos especializadas como: *ScienceDirect*®, *Scopus* y *Web of Science*.

1.7.2 Delimitación temporal. El tiempo utilizado para la elaboración de la investigación y la presentación del documento final fue de tres (03) meses. Entre julio y septiembre de 2022.

1.7.3 Delimitación conceptual. Los conceptos necesarios para la elaboración de la monografía se basaron principalmente en las teorías de fallas y los principios básicos para el análisis y diseño de conexiones para estructuras de acero en edificaciones. A continuación, se presenta una lista con los conceptos más importantes a tener en cuenta dentro de la realización del proyecto.

- Análisis de fallas.
- Casos de fallas.
- Colapso estructural.
- Conexión.
- Edificios.
- Estructuras metálicas.
- Falla Catastrófica.
- Fallas en conexiones.
- Propiedades de los aceros.

2. Marco Referencial

2.1 Antecedentes y Estado del Arte

2.1.1 Antecedentes. En nuestro país se han realizado diversos trabajos de investigación a nivel de postgrado asociados al tema de las conexiones de acero que consisten, principalmente en el estudio de las fallas en el diseño de las conexiones de acero para edificios, y la calificación de las conexiones.

Entre ellos se pueden destacar los siguientes trabajos de postgrado:

Confrontación de la teoría estructural de falla de conexiones metálicas atornilladas y soldadas contra los resultados obtenidos en ensayos de laboratorio (García, 2003).

Diagnóstico sobre la falla de la estructura del Diagnosticentro Cardiesel Dosquebradas-Risaralda (Gómez, 2001).

Propuesta metodológica para el diseño de conexiones metálicas precalificadas en Colombia (Delgado, 2017).

Desarrollo de software para diseño de conexiones en estructuras de acero bajo especificaciones del AISC (Clavijo, 2016).

Calificación de conexiones de perfiles de acero – viga conectada al eje débil de la columna (Andrade, 2015).

Estado del arte en calificación de conexiones rígidas metálicas viga columna (Torres & Cruz, 2012).

En las investigaciones anteriores se analizaron las conexiones de estructuras de acero utilizadas en Colombia, desde distintos puntos de vista, desde el análisis de fallas en conexiones, el diseño de software, precalificación y calificación de las conexiones. De último se presenta un estado del arte de la calificación de las conexiones.

2.1.2 Estado del arte (antecedentes bibliográficos). A continuación, se presentan algunas de las investigaciones sobre las fallas en conexiones en estructuras metálicas para edificaciones más recientemente publicadas:

Alembagheria, Sharafia & Hajirezaeib (2020), en su artículo “Collapse capacity of modular steel buildings subject to module loss scenarios: The role of inter-module connections” estudia el papel de las conexiones entre módulos en la resistencia de edificios de acero modulares contra escenarios de colapso progresivo inducido por la gravedad. El mecanismo y los modos de falla se determinan a través del análisis de empuje estático no lineal. Se demuestra que los edificios modulares poseen una capacidad de resistencia al colapso considerable y pueden ofrecer un alto nivel de robustez en comparación con sus homólogos convencionales (Alembagheria et al., 2020).

Krentowski, Chyzy, Dunaj & Dunaj (2019), en su artículo “Delayed catastrophe of a steel roofing structure of a shopping facility”, describe las acciones tomadas como resultado de un desastre imprevisto de un centro comercial que había estado en funcionamiento durante varias décadas. Una parte considerable de la estructura del techo de la instalación colapsó inesperadamente bajo el impacto de una capa de nieve, cuyo grosor no superó el valor límite especificado en la normativa vigente. Se intentó identificar fallas en los elementos estructurales y en las conexiones realizadas varios años antes, así como posibles errores realizados durante los

trabajos de modernización varios meses antes del desastre. Se determinaron los parámetros de resistencia reales de los elementos estructurales y las conexiones de acero. Se analizó el esfuerzo de los elementos estructurales básicos, con especial énfasis en el estado de las conexiones de segmentos sucesivos de las vigas dañadas. Se determinaron las causas del desastre (Krentowski, 2019).

Andrew, Wensu, Hong & Kaiming (2019), en su investigación “New interlocking inter-module connection for modular steel buildings: Experimental and numerical studies”, este estudio presenta una nueva conexión entre módulos de enclavamiento que combina pernos estructurales con elementos de enclavamiento para mejorar la capacidad de construcción y el comportamiento al deslizamiento de la fuerza de corte. Se llevaron a cabo simulaciones numéricas para apoyar el programa experimental (Andrew et al., 2019).

Al Kajbaf, Fanaie & Najarkolaie (2018), en su artículo “Numerical simulation of failure in steel posttensioned connections under cyclic loading”, investiga la posibilidad de modelar los diversos modos de falla en un marco de acero relativamente complejo. Las conexiones de disipación de energía postesionada (PTED) son sistemas empleados en estructuras para evitar la falla impuesta por el terremoto y minimizar el daño posterior al terremoto al eliminar la deformación residual y disipar la energía sísmica. La tendencia cada vez mayor en la investigación con respecto a los marcos postensados ha planteado la necesidad de estudiar los modos de falla en estos sistemas para identificar y evitar los daños probables. En este estudio se ha presentado un método para resolver fracturas en dispositivos disipadores de energía. El acero de bajo límite elástico (LYP) se ha utilizado en los ángulos que mejoran significativamente el comportamiento de la conexión PTED al posponer el punto de fractura del 4% al 7% de deriva. También da como resultado un aumento de hasta 222% en la capacidad de disipación de energía

total de la conexión (Al et al., 2018).

Shah, Ramli & Mahdi (2016), en su documento “State-of-the-art review on the design and performance of steel pallet rac connection”, presenta una revisión crítica de la investigación realizada en las últimas décadas sobre la estabilidad global de las estructuras con bastidores de paletas de acero (SPR). Se identifica la información sobre las metodologías de diseño y los procedimientos de prueba definidos en la literatura y los códigos de diseño, así como los factores que rigen el rendimiento de las conexiones sin tornillos. Se resaltan los principales modos de falla. Las características de los elementos principales que constituyen los SPR también se discuten sucintamente. Con base en los hallazgos, se resaltan las limitaciones del estudio actual y se identifican áreas de investigación futuras (Shah et al., 2016).

2.2 Marco Teórico

Las estructuras metálicas o estructuras de acero se conforman principalmente por distintos elementos que se enlazan entre sí para formar estructuras complejas, transfiriendo esfuerzos de un tramo a otro. Esta resistencia global solo se podrá lograr si se garantiza la correcta conexión entre los elementos y la transmisión de esfuerzos entre ellos. Por lo tanto, se analizan diversos tipos de conexiones, ya sea fijo como lo son los remaches y soldaduras, y conexiones desmontables, como en el caso de los pernos o tornillos. Los remaches metálicos, como elemento de conexión ha sido el más empleado a lo largo del tiempo. Sin embargo, este tipo de elemento ha sido sustituido, desde hace algún tiempo, por otro tipo de conexión el cual se realiza fundiendo parte del elemento para fusionarse con el conector, dicho sistema es la soldadura. Los pernos o tornillos son empleados generalmente en conexiones provisionales y de montaje, o en lugares donde no se dispone de la energía eléctrica necesaria para la ejecución de las soldaduras (Picazo,

2007).

Las estructuras metálicas requieren para su construcción y correcto funcionamiento conectar entre si estructuras simples de tal forma que se puedan componer estructuras complejas y compuestas por diferentes tipos de elementos. Así mismo, es necesario fijar las barras y los elementos para transferir esfuerzos de corte y/o de momento, ya sean a través de conexiones simples o de conexiones más compuestas. Su posición definitiva dentro del conjunto de la construcción dependerá de la complejidad del sistema y el funcionamiento del mismo. Dichos enlaces se denominan “conexiones”, uniones o costuras de fuerza. Las cuales tienen por misión fundamental la transmisión de cargas de un perfil a otro, es decir, de una barra a otra. Las conexiones de simple acoplamiento a aquellas cuya misión principal es la de mantener unidos entre si los perfiles que forman una barra compuesta. Los empalmes empleados en las conexiones de barras o perfiles en prolongación se consideran, a todos los efectos, como uniones de fuerza (Picazo, 2007).

Las conexiones se consideran simples cuando es un punto delicado en una estructura metálica. Por lo tanto, es necesario preverlas todas en el proyecto, y no se recomienda la autorización durante su ejecución más empalmes y conexiones que aquellos que se especifiquen, y en los sitios que se hayan definido. Esta recomendación es fundamental para los empalmes, ya que las conexiones entre barras forman los nudos y estos siempre deben tener una situación clara y perfectamente definida (Picazo, 2007).

Es así que, las conexiones se consideran como puntos críticos de una estructura de acero, ya que dicho enlace garantizará la correcta transferencia de los esfuerzos, así como su correcto funcionamiento. Sin embargo, al considerarse el costo de las estructuras, se debe optimizar los

sistemas de tal forma que la cantidad de conexiones se reduzcan al mínimo necesario. Así como debe tratarse de ejecutar las conexiones con todas garantías necesarias para su adecuado funcionamiento ante cargas transitorias como las fuerzas de sismo, es decir, las estructuras metálicas deben ser sismo resistente. La calidad de las estructuras metálicas es mayor al realizar las conexiones en un taller o en un lugar con las condiciones controladas, que las realizadas en la obra. Por lo que, se debe procurar reducir al mínimo las que hayan de efectuarse en el sitio de la obra. Siendo para esto muy importante una buena programación entre el diseñador estructural, el proyectista del contrato de la obra y el constructor de la estructura. Debido a que, el riesgo de fallas en conexiones es mucho más alto para las uniones que se realizar en el sitio de la obra que cuando se utiliza en taller. Sin embargo, se debe tener en cuenta que algunos tipos de uniones son difíciles o quizás imposibles de realizarse en un lugar diferente al de la obra, como es el caso de las conexiones por medio de soldadura. La soldadura como medio de conexión, frente a otros sistemas, resulta muy recomendable por la seguridad y la calidad que representa. Aunque hacer las conexiones de montaje mediante atornillado es mucho más sencillo y tiende a ser de mayor agilidad para el constructor. De cualquier forma, el diseñador estructural debe modelar matemáticamente de tal forma que se asegure la mayor calidad de la estructura, y de la mano del constructor pueden lograr la calidad de la estructura sin que sea necesario depender de una mano de obra muy cualificada (Picazo, 2007).

El diseño sismo resiste de la estructura metálica requerirá de procedimientos y cálculos especificados por principios básicos de la ingeniería estructural, así como requerimiento de ormas y reglamentos según el país en donde se requiera la estructura. El cálculo de las conexiones requiere de la determinación de las solicitaciones de esfuerzos por cortante y/o momento que actúen sobre ellos. Las solicitudes de las conexiones se determinarán bajo los mismos principios

e hipótesis de cálculo consideradas en idealización y estructuración del conjunto de los elementos conectados. Siempre se debe garantizar, además de un correcto funcionamiento, un bajo costo de la estructuración, por lo que, en cada conexión se deberá estudiar la forma de realizarla con el menor número de elementos. Además, la proporción de la cantidad de barras conectadas indicarán la forma en que transmitirán los esfuerzos, de tal forma que se verifique correctamente y se reduzcan al mínimo los esfuerzos secundarios. El coeficiente de seguridad que se aplique a la conexión, deberá ser el mismo que se ha adoptado para la estructuración de los demás elementos conectados, o bien para las barras a que sirva de unión. Únicamente en conexiones de montaje, que deban realizarse en condiciones difíciles, deberá aumentarse prudencialmente el coeficiente de seguridad, para así prever posibles defectos en su ejecución (Picazo, 2007).

Para el diseño de las conexiones se debe tener en cuenta las siguientes condiciones: 1 – Si las barras están comprimidas se puede permitir que la transmisión de esfuerzos se realice por contacto directo, siempre que las superficies en contacto estén debidamente mecanizadas para así asegurarlo y evitar concentraciones de tensiones. 2 – Cuando se dispongan empalmes de barras, los elementos y medios de conexión que hayan de constituir dicho empalme se tienen que dimensionar para que resistan el esfuerzo que ha de transmitirse a través de la unión, o bien para que puedan transmitir el esfuerzo máximo que la sección de la pieza empalmada puede aceptar en tal punto. En general, en los empalmes, los mismos valores estáticos que la barra empalmada, no se hace necesaria la comprobación del empalme en cuanto a tales - elementos se refiere, aunque sí es necesario comprobar los medios de unión en sí (Picazo, 2007).

2.3 Marco Conceptual

Análisis de falla. En la ingeniería forense, el investigador intenta identificar las causas de la falla, en ocasiones la causa puede ser única, o pueden existir diferentes causas que en conjunto resultaron en la falla. Al identificar la causa, se puede determinar si la relación costo-beneficio de realizar un reemplazo de la estructura es superior a la interrupción del servicio prestado por la misma. Además de esto, se identifican los responsables del evento y se proponen soluciones al problema. Por otra parte, se puede interpretar la falla, como el suceso indeseable en cualquier lugar, que puede representar el origen de una serie de acontecimientos ineludibles, que repercuten en la continuidad de la función del edificio, en forma total o parcial, involucrando de alguna manera la seguridad del mismo. Adicionalmente, Duffuaa, Raouf & Campbell (2009). establecen que una falla es “la terminación de la capacidad de la instalación o equipo para realizar la función requerida” (Duffuaa et al., 2009).

Daños en conexiones. Los defectos en las uniones entre los elementos de una estructura o de ésta con sus apoyos han sido causa de frecuentes fallas en construcciones metálicas. Se deben a la omisión en planos y especificaciones de los detalles necesarios para fabricar las juntas, a la falta de congruencia entre las hipótesis de cálculo y a acciones relacionadas con movimientos ocurridos por sismos.

Efecto de falla. Los efectos de falla son considerados como la forma en la que la falla se manifiesta, es decir, como se ve perturbado el sistema ante la falla del sistema, equipo o activo, ya sea local o en otra parte del sistema. La metodología de análisis de fallas, parte de la base de la presencia o detección de una situación fuera del estándar, que manifiesta de alguna forma la falta de funcionalidad total o parcial de una instalación, máquina o un elemento.

Falla estructural. Es una incongruencia inadmisibles entre el desempeño y función esperados y los realmente soportados por una estructura, y aunque pueda no significar resultados fatales en cuanto a pérdidas de vidas, las pérdidas económicas pueden ser de gran magnitud.

Fallas en estructuras de acero. Existen varios tipos de fallas en estructuras de acero, las fallas ocurren debido a la excesiva deformación plástica, como resultado de una sobrecarga o de un impacto, de inestabilidad estructural, de fluencia, de corrosión bajo tensión, la fatiga y la fractura frágil. Los métodos convencionales de diseño consideran en esencia los dos primeros casos, es decir, la sobrecarga, la inestabilidad, toman en parte el tercero, la fluencia. Pero la fatiga, que es el tipo de falla más común, y la fractura frágil, que es la falla de mayor impacto por su naturaleza inesperada, no lo son tanto.

Modo de falla. El término modo de falla es usado para referirse a las maneras en que una instalación o componente puede fallar destacando que las formas típicas con las que se presenta este evento, se relacionan con la vejez, las condiciones de operación, las condiciones ambientales y por la clase de operación.

Resistencia a la compresión. Relación entre la fuerza ejercida y el área transversal de la probeta al momento de la rotura (esfuerzo de rotura) durante el ensayo, se expresa en MPa.

2.4 Marco Contextual

Este proyecto está orientado a la investigación documental sobre las fallas en conexiones en estructuras metálicas para edificaciones y la información recabada puede ser de interés en el ámbito nacional.

2.5 Marco Legal

La norma técnica colombiana NTC. ICONTEC es el representante de la Organización Internacional para la Estandarización (ISO), en Colombia y debe promover, desarrollar y guiar la aplicación de Normas Técnicas Colombianas (NTC) y otros documentos normativos, con el fin de alcanzar una economía óptima de conjunto, el mejoramiento de la calidad y también facilitar las relaciones cliente-proveedor, en el ámbito empresarial nacional o internacional.

La Reglamente Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10). El Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10), es el reglamento colombiano encargado de regular las condiciones con las que deben contar las construcciones con el fin de que la respuesta estructural a un sismo sea favorable, en su título F Estructuras metálicas, capítulo F.1 requisitos generales, aplicables al diseño de estructuras conformadas por elementos de acero o de aluminio, soldados, atornillados, o remachados.

3. Diseño Metodológico

3.1 Tipo de investigación

Esta monografía será de tipo descriptiva, de carácter documental basada en artículos escritos en revistas técnicas especializadas.

3.1.1 Población. Para la población se tomarán las investigaciones relacionadas con las fallas en las conexiones en estructuras metálicas para edificaciones que estén disponibles en las bases de datos.

3.1.2 Muestra. Se tomará una muestra intencional de aquellas investigaciones desarrolladas en fechas hasta el año 2022 accesibles mediante las bases de datos Google Académico, Redalyc, Scielo y ScienceDirect®, además de otras fuentes como tesis y normas nacionales e internacionales aplicables al tema de estudio. Los artículos que se seleccionarán serán los publicados en los últimos 10 años.

3.2 Instrumentos para la Recolección de Información

Para esta monografía se utilizarán fuentes de información secundaria, específicamente bases de datos tales como: Google Académico, Redalyc, Scielo y ScienceDirect®, para la búsqueda, depuración y selección de los artículos que servirán de referencia para el trabajo.

3.3 Técnicas de Análisis y Procesamiento de Datos

En esta monografía se utilizarán figuras explicativas, tablas de datos y gráficos de barras para presentar los resultados de las investigaciones consultadas.

3.4 Fases y Actividades Específicas del Proyecto

Las fases a desarrollar durante el proyecto son las siguientes:

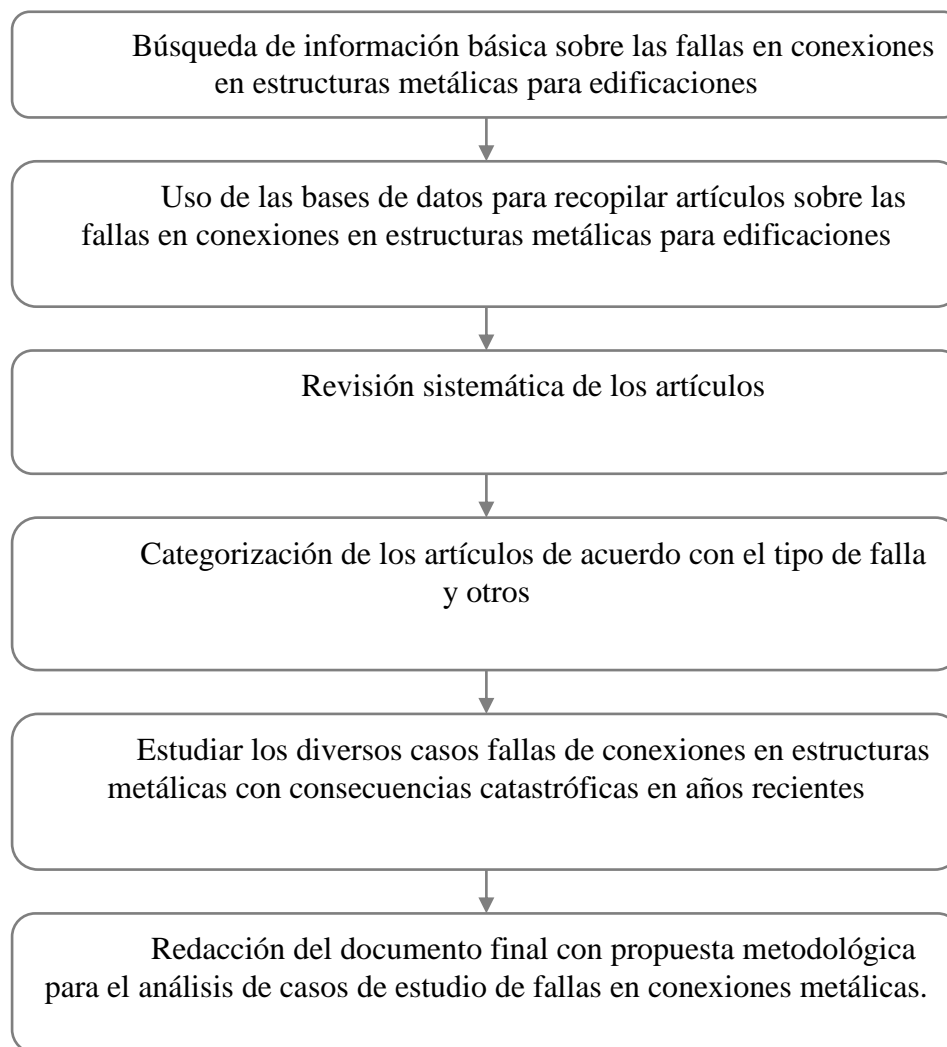


Figura 1. Fases y actividades específicas del proyecto

4. Desarrollo, Resultados y Discusión

4.1 Viabilidad del Estudio de Fallas en Conexiones en Estructuras Metálicas para Edificaciones a Través de un Análisis Bibliométrico del Estado del Arte

El análisis bibliográfico y bibliométrico que se realizó para conocer el estado del arte, conllevó una revisión documental en bases de datos especializadas, como lo son: Google Académico, Redalyc, Scielo y ScienceDirect®. ScienceDirect® como la plataforma de mayor impacto a nivel mundial, fue la principal base de búsqueda de información. Se analizó una ventana de observación de los últimos 10 años acordes al tema “*damage, collapse and failure in connections of metal structures*”. Se encontraron 2.974 resultados en la ventana de observación 2012-2022.

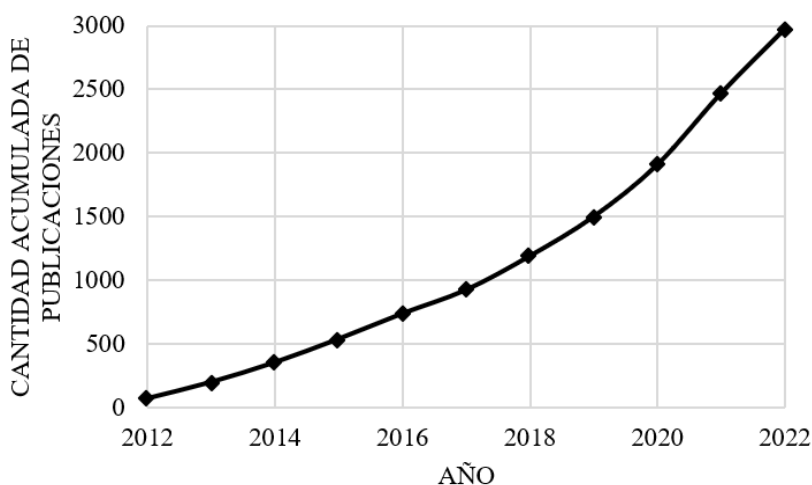


Figura 2. Análisis bibliométrico de publicaciones acordes al tema “*damage, collapse and failure in connections of metal structure*”.

La figura 2 muestra la cantidad acumulada de publicaciones en los últimos 10 años. Se observa que para el 2012 el número de publicaciones fue de 72 artículos, un año después de 2013

el número aumentó casi 3 veces con 200 publicaciones. Sin embargo, no fue sino hasta 2018 que el número de publicaciones fue en aumento al pasar de 266 publicaciones en año a publicarse 561 artículos en 2021. Lo cual indica que, la investigación en torno a los daños, fallas o colapso de conexiones en estructuras metálicas, sigue siendo un tema de alto impacto a nivel mundial.

4.2 Contextualización al Tema: Fallas en Conexiones de Estructuras Metálicas

El estudio del estado del arte enfocado al análisis de fallas en conexiones de estructuras metálicas, implica que primero se debe conocer el desarrollo histórico de dicho tipo de estructuras, lo cual incluye el avance en los tipos de conexiones, metodologías de diseño y las diferentes normativas que puedan aplicar a su utilización en la industria de la construcción. El presente capítulo tiene como fin dar una contextualización histórica del tipo y diseño de conexiones en edificaciones de estructuras metálicas.

4.2.1 Reseña histórica. Las conexiones de las estructuras metálicas han desempeñado, de manera importante, el avance que ha experimentado la industria de la construcción de edificaciones con estructuras metálicas desde que se empezó a utilizar el acero laminado en 1856 hasta la actualidad (Picazo, 2007).

El primer medio de conexión de barras de acero que aparece históricamente es el roblón. El roblón es un elemento que trabaja a cortadura y aplastamiento. En la actualidad es difícil encontrar esta técnica de conexión en construcción de estructuras metálicas. Su uso se ha ido descontinuando y, por lo tanto, ha quedado apartada a causa de los inconvenientes que presenta en la práctica. Lo cual se debe a la mala distribución tensional en la junta, mal aprovechamiento de los materiales en piezas traccionadas y la poca seguridad de rigidez que brinda para las conexiones. Esto se debe a que los roblones pueden quedar “suelos”, lo que dificulta la

realización de un cálculo exacto, generando así sobrecostos en la construcción con dicho tipo de conexiones (Picazo, 2007).

Posterior al uso de los roblones para conexiones metálicas, se desarrolló el uso de tornillos o pernos, en modalidad de tipo ordinario y calibrado. La finalidad fundamental de las conexiones con pernos o tornillos radicó principalmente en obtener conexiones desmontables. Sin embargo, su principal inconveniente yace en que son análogos a los de las uniones roblonadas y, por tanto, su empleo no es muy extenso en edificación, donde se buscan uniones estructurales permanentes (Picazo, 2007).

Para el año 1910 se presenta ante el mundo de la construcción de estructuras metálicas una nueva técnica de conexiones: La soldadura. Aunque dicho mecanismo ya era conocido desde tiempo atrás, no es hasta 1910 que hace presencia, debido a que para ese entonces se desarrollan los electrodos revestidos que depositan un metal de altas características mecánicas. Esta técnica de conexión va sustituyendo de forma progresiva al remachado hasta hacerlo desaparecer casi por completo. Dentro de las principales ventajas que presenta son claras, y dentro de las más importantes, son la de poder utilizar todo el material para piezas traccionadas; posibilidad de conexiones a tope con una mejor distribución tensional en la misma y, como consecuencia de todo esto, proyecto de estructuras más ligeras; posibilidad fácil de formación de sólidos de igual resistencia; posibilidad de formación de uniones rígidas y estructuras homogéneas y continuas, entre otras. Sin embargo, al igual que 65 otros tipos de conexiones ya mencionados también presente inconvenientes en la construcción, principalmente los riesgos de introducción de tensiones internas (producto del ciclo térmico del soldeo), y de rotura frágil y por fatiga, ésta última se produce en piezas solicitadas por cargas dinámicas, como el caso de cargas de sismo y viento (Picazo, 2007).

Los tornillos o pernos hacen una nueva aparición en el campo de las construcciones de estructuras metálicas en su modalidad de pernos de alta resistencia pretensados. Dado el concepto de su utilización, puede considerarse como una técnica de conexión relativamente nueva. Una junta de este tipo hace trabajar al perno a tracción y a la junta en sí por rozamiento, a causa de la gran presión de contacto que genera la apretadura del perno. Se producen conexiones aptas para resistir toda clase de solicitaciones, incluso los momentos. Por tanto, se pueden utilizar para la formación de nudos rígidos resistente a momentos. Los pernos que forman la junta trabajan simultáneamente, ya que, como se ha dicho, las solicitaciones quedan resistidas por el rozamiento entre las chapas. Por lo cual, se pueden emplear en conexiones mixtas, en combinación con soldadura y en caso de reparación y refuerzo de estructuras ya existentes (Picazo, 2007).

Para el siglo XXI, la construcción de estructuras metálica, los pernos de alta resistencia constituyen el medio más extendido de conexión en obra, junto con la soldadura. Sin embargo, existe otra técnica de conexión de estructuras metálicas, que solamente se ha empleado en forma experimental. Se trata de la conexión por encoladura de piezas metálicas mediante el empleo de adhesivos. Las características de las conexiones así logradas auguran un gran éxito a esta técnica. Se utilizó por primera vez en gran escala en las estructuras de construcciones aeronáuticas en aleaciones ligeras. Desde ahí se ha pasado a utilizar en uniones entre piezas de acero. La ventaja que presenta, respecto a la soldadura, es que no produce modificaciones estructurales en el metal de base; con respecto al remachado, su ventaja es la de aprovechar la sección completa de las piezas. Como ventaja presenta también una buena uniformidad en la distribución de tensiones a lo largo de la junta. Sin embargo, entre desventajas de dicho tipo de conexión se encuentra la falta de resistencia a temperaturas superiores a 250°C (Picazo, 2007).

4.2.2 Tipos de conexiones en estructuras metálicas para edificaciones. Las conexiones pueden unir dos elementos perpendiculares o paralelos entre sí. Dichas conexiones pueden ser por corte y por momento o simplemente pueden ser empalmes que aumenten la longitud del elemento (viga o columna). Además, según la forma de unirse los elementos, las conexiones se pueden clasificar como: apernadas, soldadas o apernadas-soldadas, y en menor medida como roblonadas. Teniendo en cuenta todos los tipos de conexiones mencionados, se puede relacionar los diferentes tipos de conexiones metálicas, según se muestra en la figura 3.

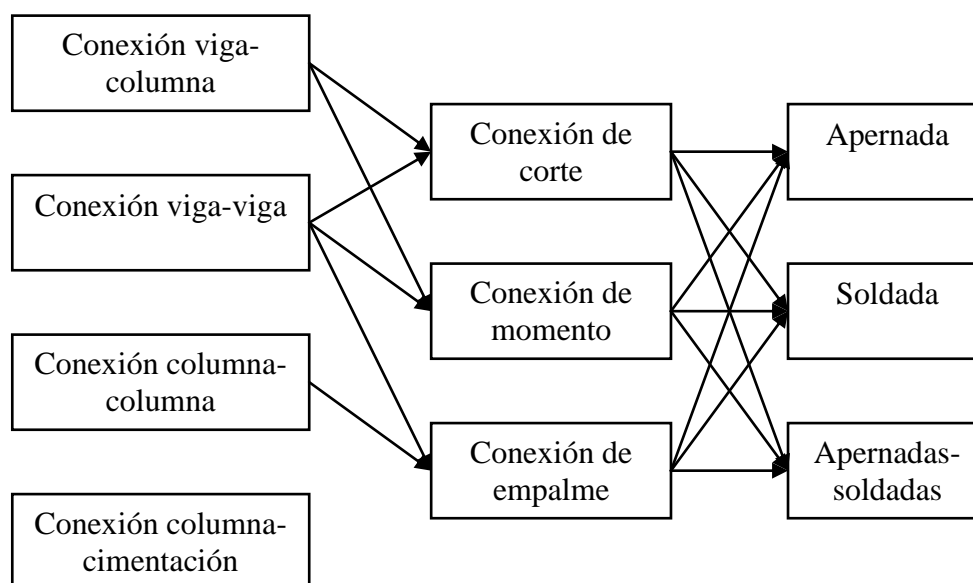


Figura 3. Tipos de conexiones en estructuras metálicas según tipo de unión; resistencia y mecanismo utilizado

Los tipos de conexiones para las estructuras metálicas se clasifican principalmente en función de su grado de rigidez que, según el AISC2010, son básicamente tres: conexiones simples o de corte, conexiones rígidas (FR) y conexiones semi rígidas (PR). Los tipos de conexiones en estructuras de acero se han organizado de tal forma que se pueda facilitar la comprensión de las mismas. Según el tipo de enlaces que se produzcan se puede clasificar las conexiones como:

conexión viga-columna (ver figura 4); conexión viga-viga; empalme columna-columna; y, por último, conexión columna-cimentación.

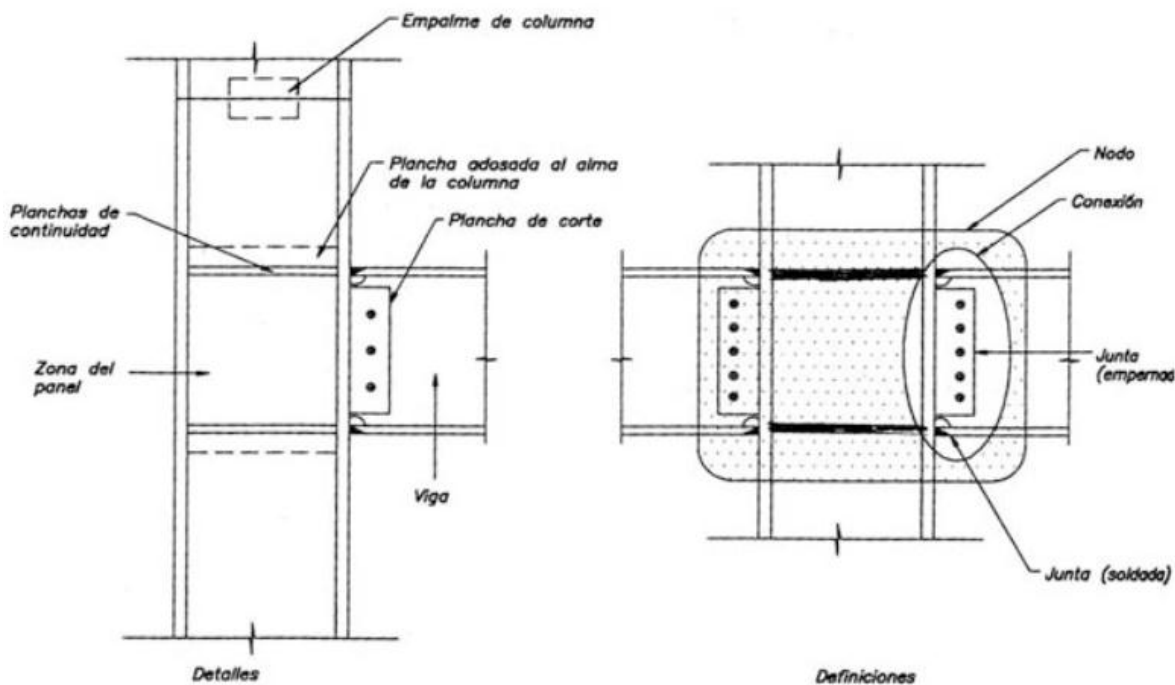


Figura 4. Conexión de momento en pórticos de acero

Fuente: Arquitectura en Acero (s,f).

Las conexiones metálicas se clasifican según el LRFD-A2.2 teniendo en cuenta la restricción a la rotación que desarrollen sus conexiones. Existen tres tipos básicos de conexiones conexión viga-columna: conexión que no opone ninguna resistencia a la rotación denominada como “conexión simple”; conexión que cuenta con una resistencia completa a momento y, por lo tanto, a la rotación se le denomina “conexión rígida”; y existe además otro tipo de conexiones cuyas características rotacionales caen en algún punto entre las de los dos tipos antes mencionados, este tipo de conexiones se denominan “conexiones semi rígidas”. La tabla 1 presenta una clasificación de los tipos de conexiones de estructuras metálicas, basado en los métodos de diseño más

comunes, los cuales son: diseño por esfuerzos permisibles y diseño por factores de carga y resistencia.

Tabla 1. Tipos de conexiones en estructuras metálicas

Tipo de conexión	Diseño por esfuerzos permisibles (ASD)	Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD)
Rígida	Tipo I	Totalmente restringida
Simple	Tipo II	Parcialmente restringida
Semi-Rígida	Tipo III	Parcialmente restringida

Fuente: Arquitectura en Acero (s,f).

Como se ha mencionado con anterioridad, las conexiones de estructuras metálicas se clasifican principalmente según el nivel de rigidez que tenga. La rigidez se mide relacionando la restricción de la rotación del nodo y por ende el momento flector que soporta. Siendo la conexión rígida la unión que soporta el mayor momento flector y la conexión simple es la unión más flexible que soporta el menor momento flector (ver figura 5).

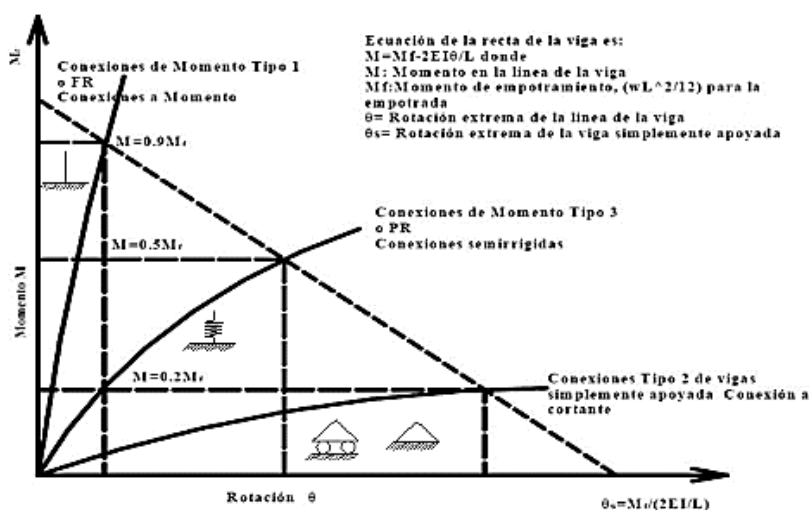


Figura 5. Representación gráfica de los tipos de conexiones en estructuras metálicas

- **Conexiones simples:**

Las conexiones simples son comunes en construcciones de estructuras metálicas. También son llamadas conexiones de corte, debido a que este tipo de conexiones no transfieren momentos flectores y, por lo tanto, permiten así la rotación en el extremo del miembro conectados a los nodos. Se consideran conexiones en apoyos articulados, y se permite la modelación con apoyo fijo y apoyo móvil articulado. Las conexiones simples se pueden materializar conectando el alma del elemento soportado, mientras las alas quedan desconectadas. Las conexiones simples en vigas deben ser flexibles y se permite dimensionarlas únicamente para reacciones de corte, excepto que se indique lo contrario en las memorias de cálculo del diseño. La figura 6 muestra el detalle de una conexión simple a cortante sin restricción de giro (Guzmán, 2006; Rincón, 2013).

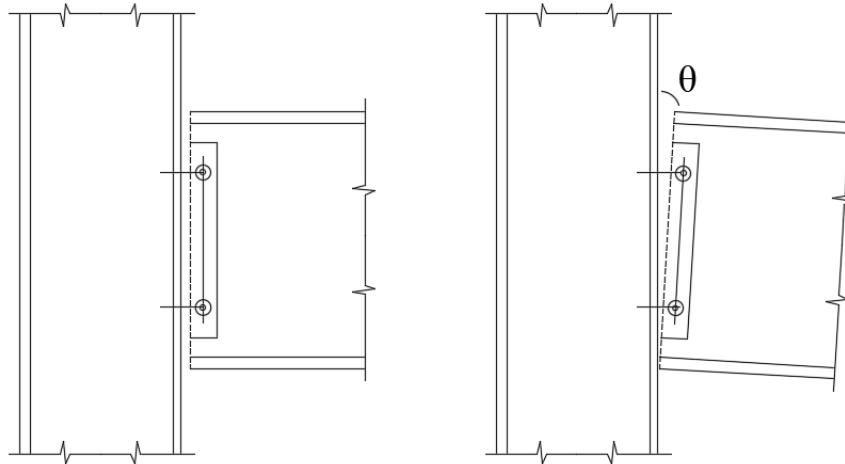


Figura 6. Detalle de conexión simple a cortante sin restricción de giro

Así mismo, deben ser capaces de acomodar las rotaciones de los extremos de las vigas calculadas como simplemente apoyados. Los ángulos para las conexiones de corte se pueden fijar tanto mediante soldadura como mediante pernos. Para que la conexión pueda ser considerada como simple, máximo deberá desarrollar el 20% de capacidad contra la rotación (capacidad de

momento flector). El comportamiento de las conexiones simples se garantiza, siempre que los perfiles se conecten únicamente en el alma y que los patines generaren un par de oposición al giro y por esta razón será fundamental que queden desconectados. Las conexiones simples de estructuras metálicas se conectan en la práctica a través de tornillos o pernos de alta resistencia, en este caso el par generado por los tornillos deberá ser menor que el 20% de resistencia a flexión, para que se considere como conexión simple (Guzmán, 2006; Rincón, 2013).

- **Conexiones rígidas (FR):**

Las conexiones rígidas son conocidas como conexiones de momento, ya que se diseñan para soportar transferencia de momentos flectores entre los elementos. Este tipo de conexiones deben proveer continuidad entre los elementos soportados y el elemento soportante, manteniendo el ángulo entre ellos durante la deformación producto de la acción de las fuerzas sobre el nudo. Por tal motivo, las conexiones rígidas deben garantizar suficiente resistencia y rigidez para mantener un ángulo entre los miembros conectados constante durante la aplicación de las cargas. Por lo que se puede deducir que este tipo de conexiones están diseñadas para evitar toda rotación relativa entre el elemento soportado y el elemento soportante. Así mismo, las deformaciones producidas por los esfuerzos de flexión se producen principalmente en los miembros (pilares o vigas) que se conectan en el nudo. Las conexiones rigidez que soportan momento flector son completamente restringidas en los extremos empotrados de vigas, por lo que, deben ser diseñadas para el efecto combinado de fuerza de momento y de corte inducidos por la rigidez de las conexiones. El modelamiento matemático de las conexiones rígidas se hace de tal forma que se supone un empotramiento que desarrolla rigidez infinita, es decir, que no existe giro en el nodo y se contrarresta con un par de fuerzas que generan el impedimento contra la rotación. Las conexiones rígidas raramente proporcionan una rotación cero entre los miembros, sin embargo, esta

flexibilidad es ignorada. Ante la acción de fuerzas horizontales más relevantes (sismos) la conexión conserva el ángulo entre columnas y vigas mientras se induce deformación en los elementos conectados. El diseño de la conexión se considere totalmente restringida, siempre que la capacidad de dicha conexión mínimo resista el 90% de la capacidad de la conexión (Guzmán, 2006; Rincón, 2013).

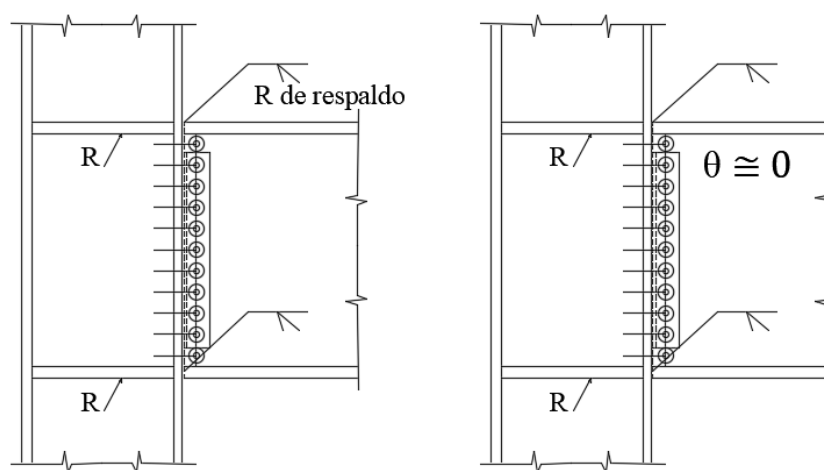


Figura 7. Detalle de conexión rígida a momento con restricción de giro

La figura 7 muestra el detalle de una conexión rígida a momento con restricción de giro. Este tipo de conexión garantiza uno de los principios y criterios del diseño estructural, el cual establece que se deben desarrollar estructuras lo más hiperestáticas posibles. Por tal motivo, este tipo de conexión permite que los pórticos otorguen mayor rigidez contra los desplazamientos laterales ocasionados por fuerzas transitorias, como las fuerzas de sismo. Matemáticamente se debe considerar en el diseño de la estructura conectando tanto los apoyos de patines como el alma de los perfiles con el objetivo de que se desarrolle el par de fuerzas que logre impedir el giro en el nodo. Además, deberá establecerse la continuidad del nodo, a través de la utilización de “atiesadores”, los cuales, deberán disponerse en las columnas que den soporte a la estructura (Guzmán, 2006; Rincón, 2013).

- **Conexiones Semi Rígidas (PR)**

Las conexiones semi rígidas o también conocidas como conexiones de momento parcialmente restringida, poseen un ángulo de rotación intermedio entre la flexibilidad de la conexión simple y la rigidez total de la conexión rígida a momento (FR). Las conexiones de momento semi rígidas son permitidas sobre la evidencia de que las conexiones a usar son capaces de proporcionar, como mínimo, un previsible porcentaje de empotramiento en los nodos. Este tipo de conexiones son capaces de soportar momentos flectores. La figura 8 muestra un detalle de conexión semi rígida a momento con restricción parcial de giro.

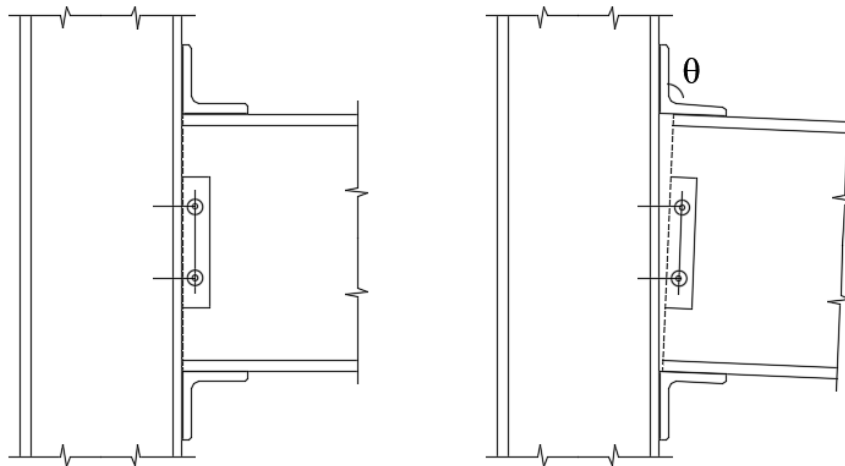


Figura 8. Detalle de conexión semi rígida a momento con restricción parcial de giro

El modelamiento matemático de las conexiones semi rígidas se hace a través de resortes. Siendo el resorte un tipo de apoyo que representa un vínculo de conexión que se encuentra entre flexible y de rigidez infinita. Es decir, se conoce que no existe ningún material que tenga rigidez infinita porque invariablemente los nodos tienen a sufrir deformaciones. Por lo tanto, se puede considerar que una conexión es semi rígida, cuando la capacidad de la conexión se encuentre entre el 20% y el 90% de la resistencia del nodo. Al igual que la conexión rígida modelada a

través de un empotramiento, este sistema de conexión deberá establecerse con patines y alma, con la única diferencia de que no existe continuidad entre los elementos que se están uniendo en el nodo. Las conexiones semi rígidas suelen resultar más económicas que las conexiones rígidas. Sin embargo, se debe tener cuidado en el planteamiento de los modelos ideales de estructuración para colocar la rigidez adecuada y contrarresten movimientos laterales ante cargas ocasionales y transitorias, como lo son las fuerzas de sismo.

4.2.3 Diseño de conexiones en estructuras metálicas para edificaciones. El diseño de conexiones en estructuras de acero representa la correcta funcionalidad de dicho tipo de estructura. Esto se debe a que las conexiones son las que garantizan la correcta transferencia de los esfuerzos de cortante y momento flector, en algunos casos. El diseño de las conexiones se clasifica de la siguiente manera: Diseño de conexión viga-viga, en este caso se conectan dos viguetas perpendiculares una a la otra, esta conexión también se conoce como unión vigueta-viga; Diseño de conexión viga-columna, es decir, unión en la que se transmiten los esfuerzos de un elemento horizontal a un elemento vertical de soporte; y Diseño de conexión en la placa base de la estructura, este diseño debe hacerse para garantizar la transferencia de cargas verticales y cargas horizontales.

- **Diseño de conexión viga-viga o vigueta-viga.**

La conexión de viguetas o vigas con otras vigas se realizan con el fin de transmitir esfuerzos de cortante principalmente. Es por ello, que este tipo de conexión, generalmente se realiza con conexiones simples o de corte y, por lo tanto, se simplifican como apoyos que permiten rotación, ya que se idealiza para que no transmitan momentos flectores. Según Rincón (2013) las conexiones simples han ido tomando un reconocimiento importante en el campo de las

estructuras, debido a su eficiencia y facilidad de fabricación. Sin embargo, este tipo de conexiones tiene algunas desventajas, dentro de las cuales se destaca que sean más rígidas que otras conexiones y requieran un diseño detallado. Por lo tanto, los estados límites a evaluar, para establecer el cumplimiento del diseño con las cargas impuestas están determinados por la zona cerca a los pernos, la zona cerca a la soldadura y la zona de sección reducida de la vigueta o viga soportada (Rincón, 2013).

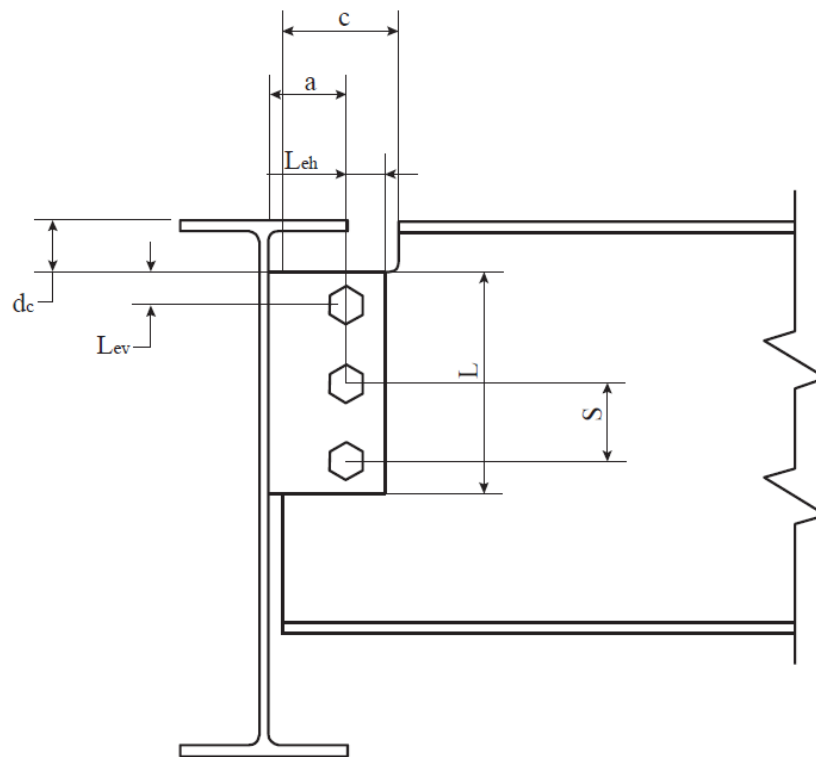


Figura 9. Detalle de conexión vigueta-viga o viga-viga (conexión simple o de corte)

Fuente: Rincón (2013).

Dentro del procedimiento de diseño de la conexión, se hace necesario conocer el cortante último que soporta el nodo, lo cual se calcula teniendo en cuenta la siguiente expresión:

$$V_u = R_D = 1.2R_D + 1.6R_L$$

Donde, R_D es la fuerza resultante por carga muerta; y R_L es la fuerza resultante por carga viva.

El proceso de dimensionamiento de la conexión vigueta-viga con pernos de anclaje conlleva tres pasos importantes: primero la especificación del tamaño y número de pernos; el segundo es la especificación del máximo espesor (t_w) o (t_p) de la platina. Esta información se obtiene de la tabla 10-9 del AISC; para entrar a la tabla es necesario tener presente el número de pernos y el tipo de hueco.; y por último la especificación de la longitud de la platina.

La especificación de número de pernos, tipo de perno, si es con rosca incluida (N) o con rosca excluida (X), si es con hueco estándar (STD) o con hueco alargado (SSLT), se revisa con la siguiente ecuación:

$$n = \frac{V_u}{F_{mv} * A_p}$$

La especificación de la longitud de la platina, se revisa con la siguiente ecuación:

$$L = 3(n - 1) + 2L_{ev}$$

Adicionalmente, se debe chequear la platina y los pernos. Para lo cual, se debe tener en cuenta el diámetro del perno (d_b), el esfuerzo de fluencia del acero (f_y) de la platina, la cantidad de pernos (n), la dimensión longitudinal de la platina (L) y, por último, el espesor de la platina (t_n). Entre otros, los chequeos que se deben realizar son: cortante del perno y de la soldadura, rodamiento del perno, aplastamiento, fluencia a cortante y el desgarramiento en bloque de la platina. Del mismo modo, se debe verificar el espesor de la soldadura mediante la siguiente expresión:

$$t_w \geq \frac{5}{8} t_p$$

Donde, t_w es el tamaño de la soldadura y t_p es el espesor de la platina. En la práctica se puede considerar que $t_w = t_p$.

Otro chequeo que debe realizarse en el diseño de conexiones vigueta-viga o viga-viga, se relaciona con la resistencia a la ruptura por cortante del alma de la viga. Dicho chequeo se verifica según el espesor mínimo requerido para que coincida con la resistencia a la rotura de cizallamiento del elemento de conexión a la resistencia de rotura por esfuerzo cortante del metal base, lo cual se determina por medio de la siguiente expresión:

$$t_{\min} = \frac{0.6E_{\text{EXX}} * \frac{\sqrt{2}}{2} * \frac{D}{16} * 2}{0.6F_u} = \frac{6.19D}{F_u}$$

Donde, D es número de dieciseisavos de pulgada en el tamaño de la soldadura; y F_u es la resistencia a la tracción mínima especificada del elemento de conexión, expresado en las unidades [ksi].

Así mismo, se deben verificar los estados límites de las viguetas reducidas. Por lo que, para verificar los estados límites se plantean las siguientes condiciones en el alma de la vigueta: pandeo local; fluencia a cortante; rotura a cortante; y, por último, fluencia a flexión.

Según el *American Institute of Steel Construction* (AISC) el esfuerzo crítico de pandeo está definido por la siguiente ecuación:

$$F_{cr} = 26.210 \left(\frac{t_w}{h_o} \right)^2 f_k \leq F_y$$

Una vez se haya obtenido el esfuerzo crítico de pandeo, se procede a calcular la capacidad disponible ϕR_n con la siguiente expresión. Teniendo en cuenta que $\phi = 0.9$.

$$\phi R_n = \frac{F_{cr} * S_{net}}{e} \leq R_u$$

Teniendo en cuenta el esfuerzo de fluencia de la sección del alma de la vigueta y el área bruta sometida a cortante para calcular ϕR_n , se determina el estado límite de fluencia a cortante mediante la siguiente expresión. Siendo $\phi = 1.0$.

$$\phi R_n = \phi * 0.60 * F_y * A_{gv} \leq R_u$$

Por otra parte, teniendo en cuenta el esfuerzo último de la sección y el área neta sometida a cortante para calcular ϕR_n , se determina el estado límite de rotura a cortante del alma de la vigueta con la siguiente ecuación. Siendo $\phi = 0.75$.

$$\phi R_n = 0.6 * F_u * A_{nv}$$

Por último, se calcula el estado límite de fluencia a la flexión del alma de la vigueta según la siguiente ecuación:

$$\phi M_n = F_u * S_{net}$$

Donde, F_u es el esfuerzo último de la sección y $\phi = 0.75$. Para el cálculo de la capacidad demandada se utiliza la ecuación $M_u = R_u * e$, donde R_u es el cortante último y e es la distancia desde la cara de la soldadura hasta el punto de inflexión de la viga.

- **Diseño de conexión viga-columna.**

Las conexiones entre vigas (elementos horizontales) y columna (elemento vertical) son generalmente conexiones que se utilizan principalmente para la transferencia de reacciones, esfuerzos por cortante y en algunas condiciones especiales también transfiere momento hacia los elementos que soportan la estructura. La conexión entre viga y columna consiste en una placa soldada al elemento de soporte y atornillada en el alma de la viga. En algunos casos, dependiendo de las solitudes de la estructura se puede idealizar la conexión como simple, con el fin de permitir rotaciones que generen que los momentos que se requieran transferir sean insignificantes para la conexión (ver figura 43a). Las conexiones pueden transferir no solo las reacciones de un solo elemento horizontal, sino que en algunos casos puede requerirse la unión de dos vigas con una columna. Dicho tipo de conexión se realiza como una conexión a momento, es decir, que este tipo de conexión no permite rotación o permite rotación controlada del elemento de unión a fin de garantizar la transferencia de un momento flector (ver figura 43b). En cualquiera de los casos, las conexiones se diseñan evaluando los estados límites con el fin de establecer un diseño que cumpla con solitudes de cargas que fueron impuestos sobre ellas y que se están determinadas por el área cerca de los pernos o tornillos de alta resistencia y de las soldaduras a utilizar.

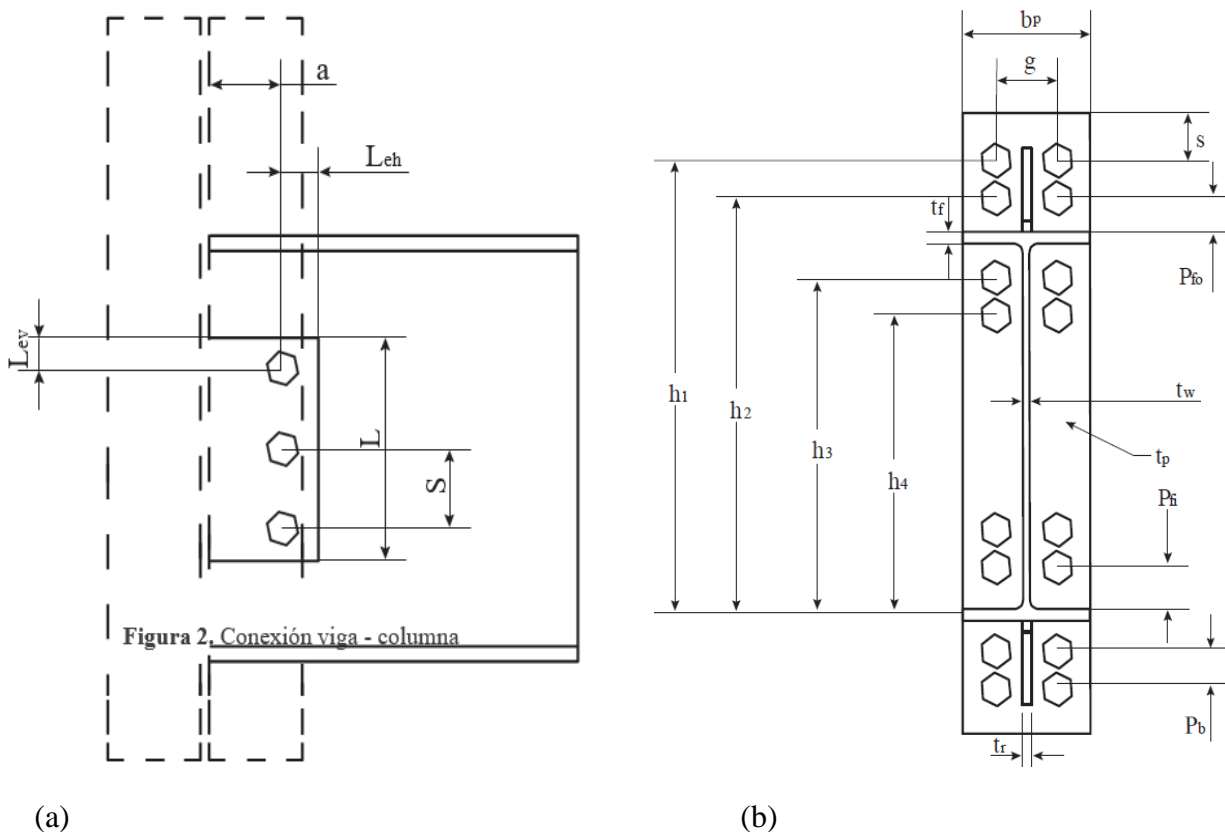


Figura 10. Detalle de conexión viga-columna (a) conexión simple de una viga con una columna (conexión simple o de corte) (b) conexión compuesta entre dos vigas y una columna (conexión a momento)

Fuente: Rincón (2013).

Otro tipo de conexión viga-columna se da cuando se genera un nodo rígido a través de un arriostramiento. Los pórticos arriostrados concéntricamente han encontrado una amplia aplicación en los sistemas que resisten la fuerza lateral por su alta rigidez elástica. En este tipo de conexiones, los elementos horizontales y verticales se unen con elementos diagonales en los ejes que se cruzan. Este tipo de conexión genera una resistencia lateral desarrollada por las fuerzas axiales de los elementos del pórtico. La figura 11 muestra el detalle de una conexión viga-columna con arriostramiento.

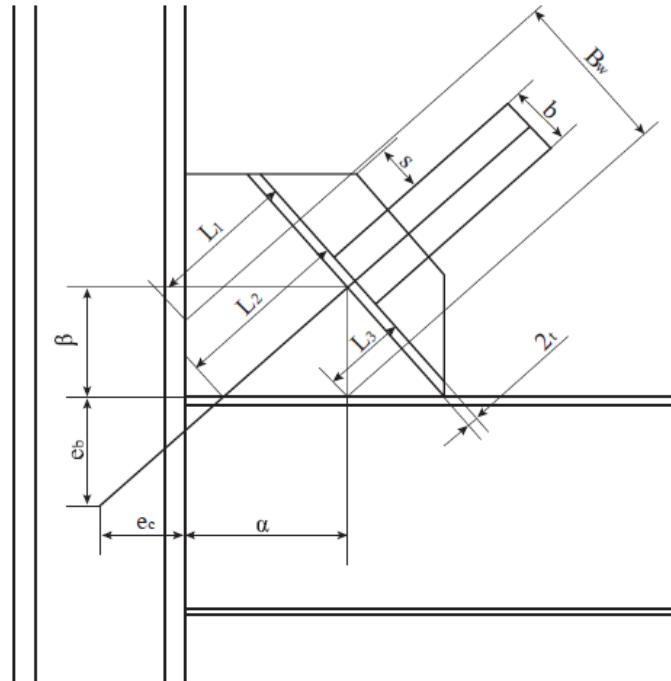


Figura 11. Detalle de conexión viga-columna con arriostramiento (conexión a momento).

Fuente: Rincón (2013).

El procedimiento de diseño para el caso de la conexión simple o de corte para la intersección de una viga y una columna es similar al procedimiento de diseño mencionado en el caso de la conexión viga-viga o vigueta-viga. Por otro lado, el diseño de las conexiones entre dos vigas y una columna tiene en cuenta que el siguiente procedimiento de diseño.

En principio se hace el cálculo de la fuerza de cortante que se aplica sobre la conexión. El cortante último de diseño se obtiene a través de un factor de amplificación R_y , la resistencia del acero F_y , el módulo de la sección Z_x , el cortante por carga gravitacional V_g , la distancia entre las rótulas plásticas L_h , y un factor que tiene en cuenta el pico de resistencia de la conexión C_{pr} . Lo mencionado anteriormente para el cálculo del cortante último se relaciona a través de la siguiente ecuación:

$$V_u = V_g + \frac{2(C_{pr} * R_y * F_y * Z_x)}{L_h}$$

Teniendo en cuenta que la conexión entre dos vigas y una columna, se considera como una conexión a momento, es de vital importancia hacer el cálculo del momento en la cara de la columna, lo cual se realiza a través de la siguiente ecuación:

$$M_{uc} = M_{pe} + V_u * L_p$$

Donde, $M_{pe} = C_{pr} * R_y * F_y * Z_x$, V_u es el cortante en la rótula plástica y L_p es la distancia entre la cara de la columna y la rótula plástica. Por lo que, para conexiones rigidizadas se tiene la siguiente expresión para calcular L_p .

$$L_p = L_{st} + t_p$$

En el caso de las conexiones con pernos o con tornillos de alta resistencia, el cálculo del diámetro del perno se realiza a través de la siguiente ecuación:

$$d_{b(\text{requerido})} = \sqrt{\frac{2M_{uc}}{\pi * \phi * F_t (h_1 + h_2 + h_3 + h_4)}}$$

Siendo F_t la especificación de resistencia a tensión del perno. Por lo que, una vez obtenida el diámetro del perno se procede a calcular la resistencia a la tracción del mismo a través del cálculo del momento en el perno, lo cual se realiza con la siguiente expresión:

$$M_{np} = 2 * P_t * (h_1 + h_2 + h_3 + h_4)$$

$$P_t = F_t * A_b$$

Donde, A_b es el área nominal de la sección transversal del diámetro del perno determinado.

De tal forma, que se cumpla la siguiente condición.

$$M_{uc} < \phi M_{np}$$

Donde, ϕM_{np} es el momento nominal del perno cuando $\phi = 0.75$.

El espesor de la placa se basa en un parámetro definido por la AISC, por lo que, para definir el espesor final de la placa debe considerarse la siguiente ecuación:

$$s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p * g}$$

Donde, s es la distancia entre la línea central del perno y el borde del patrón de línea de fluencia. Ahora, si se considera la distancia al borde vertical para los pernos externos d_e se procede a aplicar las siguientes ecuaciones bajo las condiciones de comparación entre d_e y s .

La primera condición indica que si d_e es menor que s entonces el cálculo del mecanismo de línea de rendimiento de la placa final Y_p se calcula con la siguiente ecuación.

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left(h_1 \frac{1}{2d_e} + h_2 \frac{1}{P_{fo}} + h_3 \frac{1}{P_{fi}} + h_4 \frac{1}{s} \right) + \frac{2}{g} \left(h_1 \left(d_e + \frac{P_b}{4} \right) + h_2 \left(P_{fo} + \frac{3P_b}{4} \right) + h_3 \left(P_{fi} + \frac{P_b}{4} \right) + h_4 \left(s + \frac{3P_b}{4} \right) + P_b^2 \right) + g$$

Sin embargo, si d_e es mayor que s entonces el cálculo del mecanismo de línea de rendimiento de la placa final Y_p se calcula con la siguiente ecuación.

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left(h_1 \frac{1}{2} + h_2 \frac{1}{P_{fo}} + h_3 \frac{1}{P_{fi}} + h_4 \frac{1}{s} \right) + \frac{2}{g} \left(h_1 \left(s + \frac{P_b}{4} \right) + h_2 \left(P_{fo} + \frac{3P_b}{4} \right) + h_3 \left(P_{fi} + \frac{P_b}{4} \right) + h_4 \left(s + \frac{3P_b}{4} \right) + P_b^2 \right) + g$$

Por lo que, el espesor requerido para la placa final de conexión, el rigidizador y la aleta de la columna, se calcula con la siguiente ecuación:

$$t_{p(\text{requerido})} = \sqrt{\frac{1.1 * \phi * M_{np}}{\phi_b * F_{yp} * Y_p}}$$

Luego, se procede a calcular la fuerza en la aleta de la columna para determinar la fuerza diseño para el rigidizador, se tiene en cuenta la siguiente expresión:

$$\phi M_{cf} = \phi_b * F_{F_{yc}} * Y_c * t_{fc}^2$$

Por otra parte, teniendo en cuenta el esfuerzo último de la sección y el área neta sometida a cortante para calcular ϕR_n , se determina el estado límite de rotura a cortante del alma de la viga con la siguiente ecuación. Siendo $\phi = 0.75$.

$$\phi R_n = \frac{\phi M_{cf}}{d_b - t_{fb}}$$

Se debe cumplir que:

$$\phi R_n < F_{fu}$$

Siendo así, se procede a calcular la fuerza para el estado límite de fluencia local en el alma de la viga aplicando la siguiente expresión:

$$\phi R_n = \phi * C_t * (6 * K_c + N + 2 * t_p) * F_{yv} * t_{wc}$$

Para este paso se chequea la fuerza al pandeo local del alma de la columna sin rigidizar, respecto a la aleta de la viga a compresión. Se debe cumplir el requisito de capacidad $\phi R_n < F_{fu}$.

Por lo que, se debe considerar los siguientes casos.

Si F_{fu} se aplica a una distancia mayor o igual que $d_c/2$ desde el extremo de la columna:

$$\phi R_n = \frac{\phi * 24 * t_{wc}^3 * \sqrt{E * F_{yc}}}{h}$$

Si F_{fu} se aplica a una distancia menor que $d_c/2$ desde el extremo de la columna:

$$\phi R_n = \frac{\phi * 12 * t_{wc}^3 * \sqrt{E * F_{yc}}}{h}$$

Por lo que, la fuerza de diseño del rigidizador se calcula con la ecuación:

$$F_{cu} = F_{fu} - \min \phi R_n$$

- **Diseño de conexión placa-base con carga vertical.**

La conexión entre la cimentación y la estructura metálica es la interfase de conexión entre los elementos verticales de acero que tienen contacto directo con el concreto de resistencia con se cimenta para dar soporte a la estructura y así transferir los esfuerzos hacia el suelo. Por lo

general, la cimentación que soporta las estructuras metálicas es de concreto, ya que este material tiene mejores propiedades para estar en contacto directo con los estratos del suelo, puesto que las estructuras metálicas que generalmente son de hierro o acero tienden a oxidarse y corroerse con el contacto con los microorganismos presentes en el suelo. La estrecha relación que existe entre el acero estructural y el concreto hace que el detalle en el diseño sea un elemento fundamental para estas conexiones, ya que se debe tener en cuenta no solo requerimientos estructurales, sino también consideraciones en cuestiones de constructibilidad específicamente en las varillas de anclaje y procedimientos de ajustes y tolerancias.

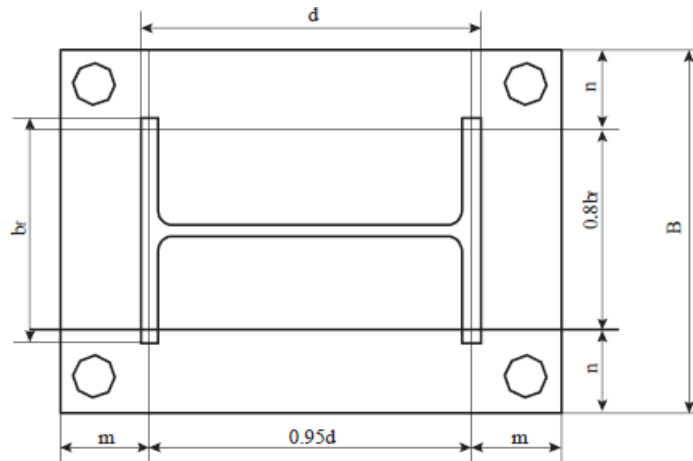


Figura 12. Detalle de conexión placa-base (con carga vertical)

Fuente: Rincón (2013).

Una vez se tenga el análisis de cargas de servicio de la estructura, se debe calcular la carga última con la cual se diseñará la conexión placa-base. La carga última a compresión se determina por medio de la siguiente expresión:

$$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L$$

Teniendo en cuenta la carga última ya calculada, se procede a determinar la presión máxima soportada por el apoyo de cimentación de la estructura metálica. Para el caso de estudio se indicó que generalmente el apoyo de la estructura se realiza en concreto reforzado, por lo que la presión máxima que soportará la cimentación se calcula multiplicando un factor de reducción de 0.85 por la resistencia a compresión del concreto. A su vez, la presión se multiplica por un factor de reducción de $\phi_c = 0.65$ para garantizar un factor de seguridad para la estructura. Luego se calcula el área de placa-base requerida siguiendo las siguientes ecuaciones:

$$f_{p(\max)} = 0.85f'_c$$

$$f_{pu(\max)} = \phi_c * f_{p(\max)}$$

$$A_{1(\text{req})} = \frac{P_u}{f_{pu(\max)}}$$

El tamaño de la placa-base calculada, se debe optimizar realizando chequeo de las dimensiones con las expresiones mostradas a continuación:

$$A_1 = N * B$$

$$B = \frac{A_{1(\text{req})}}{N} \quad N \approx \sqrt{A_{1(\text{req})} + \frac{0.95d - 0.8b_f}{2}}$$

Note que la obtención de una placa base cuadrada con un patrón de barras de anclaje cuadrada minimizara en gran medida posibles problemas de constructibilidad en campo.

Se determina la capacidad axial a compresión que puede soportar la cimentación es concreto según su configuración. Por lo que, se debe tener en cuenta si la placa base será soportada

directamente por una columna de cimentación del mismo tamaño de la placa-base o si por su lado se utilizará un pedestal de tamaño superior al de la placa-base.

Para conexiones en la placa base sin pedestal, solo se tiene en cuenta un área de contacto, ya que tanto el área de apoyo como el área de la placa base es la misma, por lo tanto, A_1 es el área de la platina. La capacidad disponible del concreto se calcula con la siguiente expresión:

$$\phi_c * P_p = \phi_c * 0.85 * f'_c * A_1$$

Para conexiones en la placa base con pedestal, se debe relacionar el área del apoyo según las dimensiones del pedestal A_2 y el área de contacto con la platina de la placa-base A_1 . La capacidad disponible del concreto se calcula con la siguiente expresión:

$$\phi_c * P_p = \phi_c * 0.85 * f'_c * A_1 * \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7 * f'_c * A_1$$

Se determina el espesor de la platina que conectará la estructura metálica con la cimentación. El espesor de la placa base debe cumplir con las solicitaciones especificadas de la estructura. Por lo que, se deben considerar las dimensiones críticas de la placa en voladizo según las siguientes ecuaciones:

$$t_{p(\min)} = t_p = l * \sqrt{\frac{2 * P_u}{\phi_b * f_y * B * N}}$$

Para el diseño a flexión de la conexión placa-base se debe conocer el esfuerzo generado por la estructura. Por lo que, según la dimensión de la placa y la carga última transmitida a la cimentación se procede a calcular el esfuerzo teniendo en cuenta la siguiente ecuación:

$$f_p = \frac{P_u}{B * N}$$

El momento último se calcula relacionando el esfuerzo generado por la estructura con el brazo de palanca l , que depende del largo de la placa-base, la profundidad de la columna y el ancho de la aleta de la platina.

$$M_u = \frac{f_p * l^2}{2}$$

Por último, se debe verificar la capacidad a flexión de la placa-base, haciendo uso de la siguiente expresión:

$$\phi * M_u = \frac{0.9 * F_y * t_p^2}{4}$$

- **Diseño de conexión placa-base con carga horizontal.**

A diferencia del diseño por carga vertical, que solo generaba una sollicitación de compresión en la conexión a nivel de la placa-base. En este tipo de conexión con carga horizontal se debe a un tipo de sollicitación de carga excéntrica con momentos flectores a nivel de placa-base. Por lo que, para el diseño de la conexión se debe considerar un espesor de platina lo suficientemente responsable como para resistir el rodamiento de las fuerzas transferidas desde la placa-base hacia el concreto de la cimentación. De tal forma, que el diseño de la conexión considera la excentricidad equivalente e , por lo que, si la excentricidad para el cálculo del momento último en la conexión, se debe considerar el uso de varillas de anclaje que resistan el levantamiento de la placa-base, por el efecto de carga axial a tracción. La figura 13 muestra un detalle de la conexión placa-base con carga horizontal.

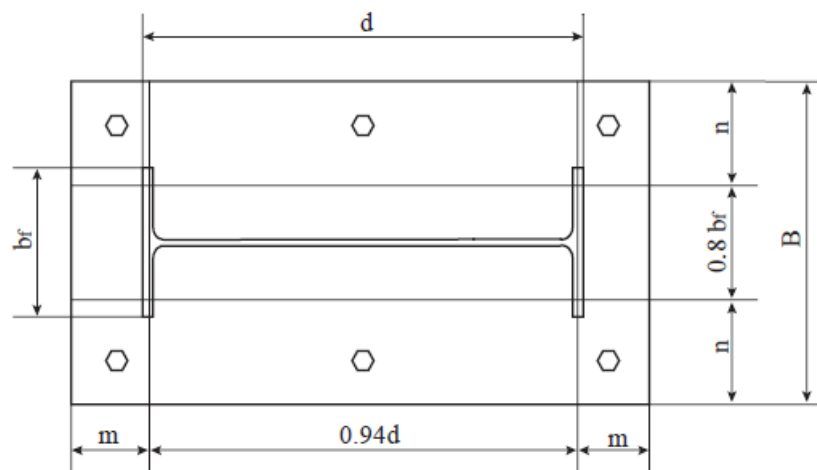


Figura 13. Detalle de conexión placa-base (con carga horizontal)

Fuente: Rincón (2013).

El procedimiento de diseño inicia relacionando el momento último de diseño solicitado con la carga última de diseño transferida por la estructura. Dicha relación entre el momento último y la carga última de diseño se conoce como excentricidad. Es decir, que de cierta forma, la excentricidad es una forma de correlacionar el efecto de una carga concéntrica y un momento flector, con el efecto de fuerza de un par aplicado con un brazo de palanca asociado a la excentricidad calculada. La excentricidad se calcula teniendo en cuenta la siguiente expresión:

$$e = \frac{M_u}{P_u}$$

Por otro parte, se debe considerar el efecto de una excentricidad crítica, la cual relaciona el ancho de la placa-base con la carga última de diseño y el esfuerzo máximo soportado por la cimentación de apoyo. Los cálculos de excentricidad crítica se realizan mediante las siguientes expresiones:

$$e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2 * q_{max}}$$

$$q_{max} = f_{p(max)} * B$$

De acuerdo a los resultados que fueron obtenidos de excentricidad y de excentricidad crítica.

Se verifica si hay o no tensión (T) en el perno, para lo cual se tiene en cuenta las siguientes características:

$$e \leq e_{crit} \rightarrow T = 0 \quad (\text{no hay tensión en el perno})$$

$$e \geq e_{crit} \rightarrow T \neq 0 \quad (\text{si hay tensión en el perno})$$

La tensión última (Tu) se calcula haciendo uso de la siguiente expresión:

$$T_u = q_{max} * Y - P_u$$

$$Y = \left(f + \frac{N}{2} \right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2} \right)^2 - \frac{2 * P_u * (e + f)}{q_{max}}}$$

Se debe realizar el chequeo del espesor de la placa base utilizando el valor “n”:

$$n = \frac{B - 0.8 * b_f}{2}$$

$$t_{p(req)} = 1.49 * n * \sqrt{\frac{f_{p(max)}}{F_y}}$$

Una vez calculado el espesor de la placa-base, se procede a determinar la dimensión de la barra de anclaje que garantizará el empotramiento de la estructura metálica hacia la cimentación en concreto.

Teniendo en cuenta el largo de la placa-base, la profundidad de la columna y el ancho de la aleta de la platina, se procede a recalculer el espesor mínimo de la placa, para controlar el diseño a flexión de la misma. El cálculo del espesor mínimo de la placa-base se realiza aplicando la siguiente ecuación:

$$t_{p(\text{req})} = 1.49 * l * \sqrt{\frac{f_p}{F_y}}$$

Una vez calculado el espesor mínimo de la placa se procede a determinar la capacidad de flexión en fluencia (aplastamiento y tensión) mediante las siguientes ecuaciones:

Aplastamiento

$$\phi M_u = \frac{.9 * F_y * t_p^2}{4} \geq M_u$$

Para $Y > m$

$$M_u = f_p * \left(\frac{m^2}{2}\right)$$

Para $Y < m$

$$M_u = f_p * Y * \left(m - \frac{Y}{2}\right)$$

Tensión

$$\phi M_u \geq M_{ut} = \frac{T_u * X}{B}$$

$$X = \frac{N}{2} - \frac{d}{2} + \frac{t_f}{2} - 1.5$$

Si se da el caso en que se presenten fuerzas en las varillas de anclaje, se debe calcular la tensión en dichas varillas para diseñar su diámetro, longitud y tipo de hueco. Posteriormente se compara esta tensión con la capacidad a tensión del perno aplicando las siguientes ecuaciones:

$$A_{ts} = 0.785 * \left(D - \frac{0.974}{n} \right)^2$$

$$\phi R_n = 0.75 * F_{uts} * A_{ts} > T_u$$

Por último, se chequea la capacidad de la placa para resistir el cortante de diseño, mediante la aplicación de la siguiente condición:

$$V_u = \phi * \mu * P_u \leq \phi * 0.2 * f'_c * A_c$$

$$V_u = \phi * \mu * P_u \leq \phi * 800 * A_c$$

$$\phi V_n > V_u$$

4.2.4 Construcción modular prefabricada de estructuras metálicas. La construcción modular prefabricada de estructuras metálicas es una alternativa que satisface la creciente demanda de viviendas de bajo costo debido a sus técnicas de construcción rápidas y económicas. El comportamiento estructural de la conexión en estructuras modulares de acero es complejo dependiendo de los tipos de conexión y el grado de rigidez ofrecido. Los elementos pueden conectarse tanto horizontal como verticalmente, dependiendo de que se comporten estructuralmente como una sola unidad, se debe asegurar que todas las fuerzas entre módulos se transfieran efectivamente a través de las conexiones inter modulares. Nadeem, Safiee, Bakar,

Karim & Mohd (2021) presenta una revisión de las técnicas existentes utilizadas en las conexiones inter modulares de la construcción modular de acero. La revisión presenta una discusión detallada sobre las características importantes de las conexiones inter modulares, como los diseños geométricos, el desempeño estructural y las prácticas de diseño actuales, etc. Los pros y los contras de las conexiones existentes se revisan en términos del desempeño estructural a través de los estudios experimentales y teóricos previos disponibles. Las observaciones y discusiones presentadas en esta revisión pueden ayudar a comprender mejor y mejorar el comportamiento de conexión en los sistemas estructurales modulares (Nadeem et al., 2021). La figura 14 muestra dos esquemas comparando la conexión tradicional para estructuras metálicas con la conexión rígida intermodular.

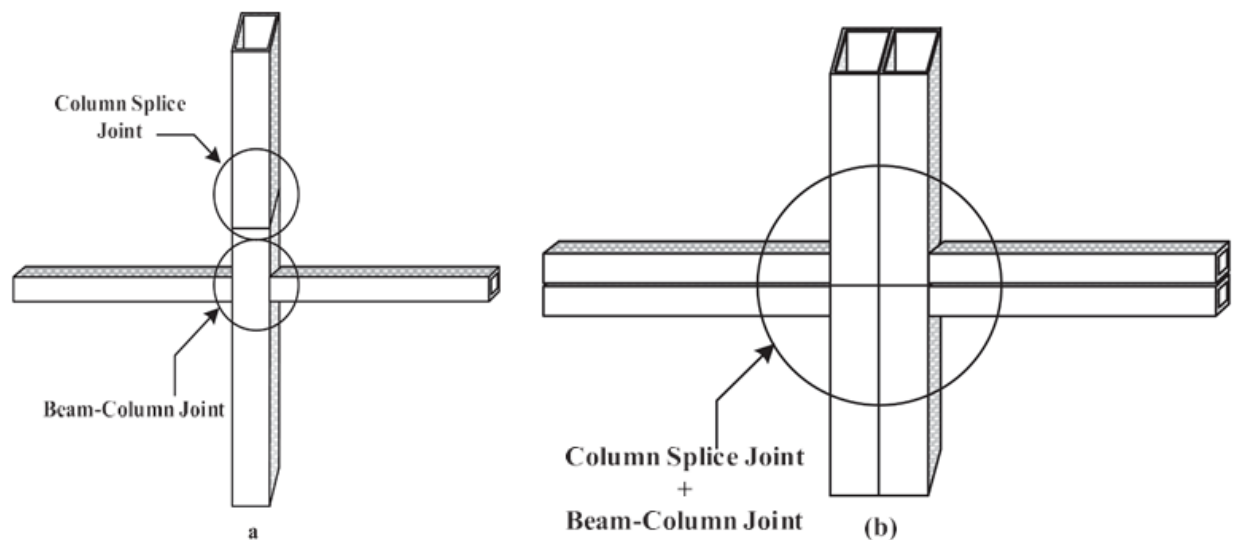


Figura 14. Esquema de a) conexión tradicional para estructuras metálicas b) conexión rígida intermodular

Fuente: Nadeem et al. (2021).

En la construcción convencional de estructuras metálicas, las secciones de las columnas deben ser generalmente continuas desde la base del primer piso hasta la azotea. Estas columnas están conectadas verticalmente utilizando varios métodos en las prácticas tradicionales, tales como empalmes, placas de base, tapa y soldadura (ver figura 14a). La posición de las conexiones se mantiene por debajo o por encima del punto donde las vigas están conectadas a las columnas para evitar complejidades. Sin embargo, en la construcción de edificaciones modulares en estructuras metálicas es complejo mantener la verticalidad. Por lo que, la posición de la columna se superpone por arriba o por debajo de la conexión viga-columna, especialmente cuando están conectados cuatro módulos (ver figura 14b). A diferencia de método de construcción convencional de estructuras metálicas, en la construcción modular, las columnas de soporte se separan después de cada módulo. Las columnas están conectadas verticalmente con la parte superior del módulo a nivel de las vigas, lo cual requiere de un sistema de conexión especial para unir estos módulos. La conexión especial entre los módulos mencionados se conoce como “conexión rígida intermodular”. La figura 15 muestra algunos ejemplos de conexiones rígidas intermodulares en las que se aprecia que la intersección entre vigas y columnas se hace a través de placa que transfieren las solicitudes de esfuerzos para cada caso.

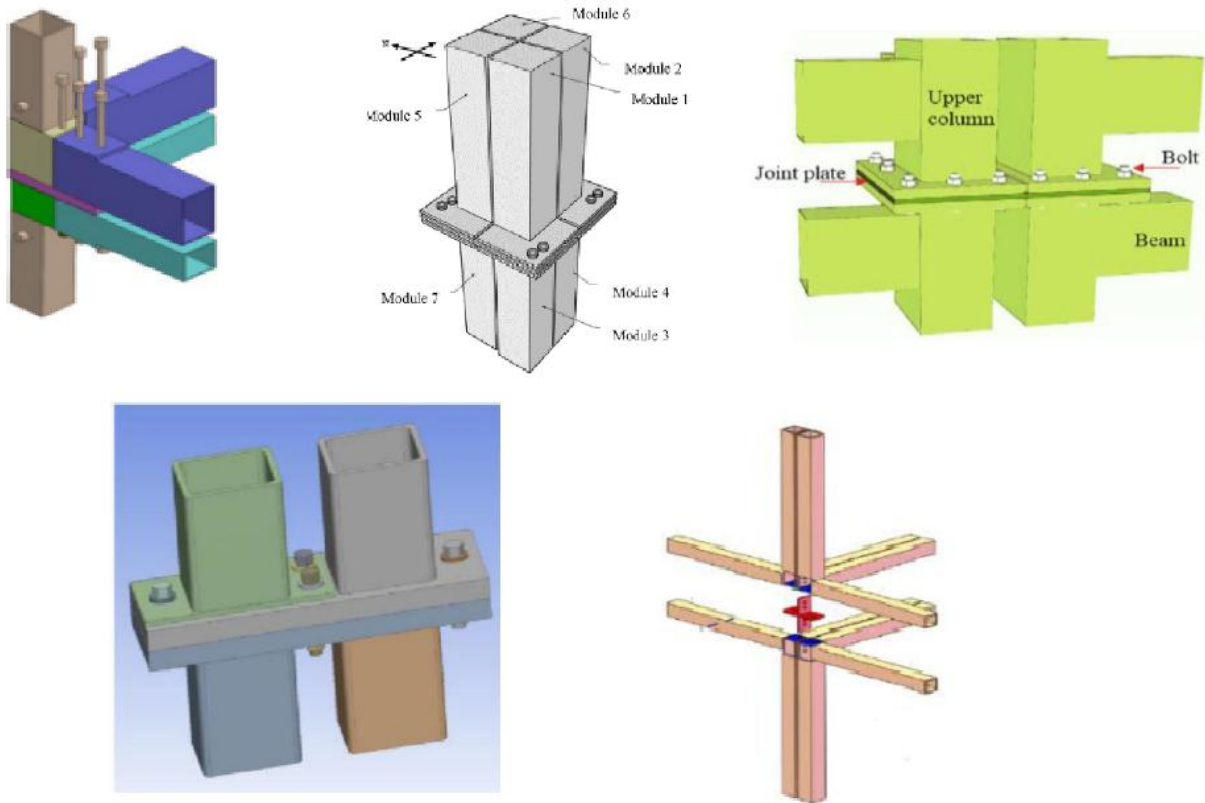


Figura 15. Ejemplos de detalles de conexiones rígidas intermodulares

Fuente: Nadeem et al. (2021).

Algunas investigaciones sugieren que las cargas laterales aplicadas se transfieren desde el punto de aplicación a los módulos más rígidos. La interfaz por la cual ocurre la transferencia de carga es a través de la conexión intermodular que une dos columnas de esquina vecinas de dos módulos adyacentes. Esto se debe a que la placa-base no es continua como en el caso de la construcción convencional, sino que, a su vez, este tipo de conexión transfiere las cargas entre módulos adyacentes. La transferencia de carga ocurre principalmente en las esquinas de los módulos, en estos puntos las conexiones están atornilladas y en ocasiones tienden a estar sobre dimensionadas por el efecto de diseños demasiado conservadores y en algunos casos por la falta de compresión en el funcionamiento de la conexión, estas no participan efectivamente en la

resistencia de la carga lateral (Gunawardena, 2016; Luo et al., 2019).

Del mismo modo, el mecanismo de distribución de cargas internas en las conexiones intermodulares es diferente al de las conexiones convencionales. Bajo el efecto producido por la carga sísmica, la distribución de la carga se hizo principalmente a la placa base del módulo inferior, por lo que, la diferencia de rotación entre el módulo inferior y la parte superior de la conexión genera un momento adicional en el autobloqueo de los conectores complementarios. De este modo, la distribución de presiones entre vigas laterales gemelas se realiza desde la parte superior del módulo hacia las vigas más bajas del mismo módulo. Por lo que, el momento resistente de las vigas gemelas se puede obtener tomando la suma de la capacidad de momento de la placa-base de la conexión y la parte superior de las vigas conectadas.

- **Comportamiento de la conexión bajo el efecto de carga cíclica producida por sismos.**

Para lograr un comportamiento dúctil general bajo condiciones de carga sísmica, los componentes estructurales se deformatarán con suficiente capacidad de disipación de energía. El amortiguamiento viscoso equivalente se utiliza para examinar las capacidades de disipación de energía de las conexiones (Wang et al., 2016). Los resultados de las pruebas cíclicas en conexiones intermodulares muestran una buena disipación de energía y ductilidad de las muestras reforzadas. Esto se debe a una menor deformación en el rango plástico de la relación de deriva entre pisos en caso de falla en las pruebas cíclicas que la carga estática. La diferencia en el mecanismo de trabajo, el estilo y la disposición de los miembros de conexión influye en los bucles histéricos de las pruebas cíclicas (Deng et al., 2018).

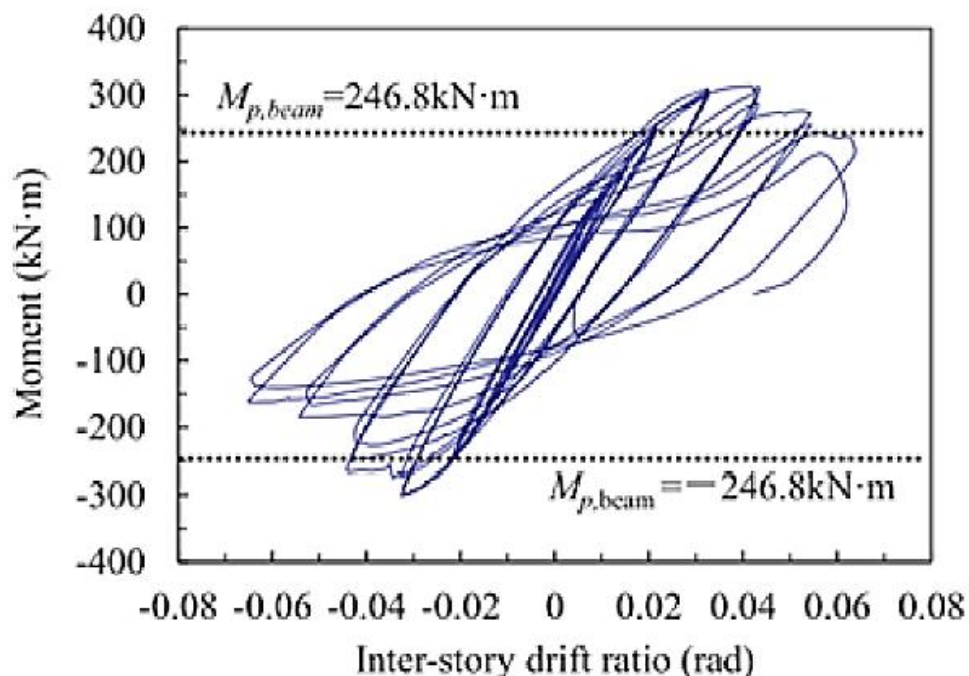


Figura 16. Curvas histeréticas del ángulo momento-rotación producidas a partir del estudio realizado por Chen et al., (2017) y Deng et al. (2018)

Fuente: Nadeem et al. (2021); Chen et al. (2017).

Los bucles histeréticos en la carga cíclica indican una buena capacidad de disipación de energía, los bucles tienen forma de “lanzadera” con un efecto de pellizco imperceptible. En un estudio realizado por Chen et al. (2017) se comparó el coeficiente de amortiguamiento equivalente de la conexión intermodular propuesto con juntas de concreto y concreto reforzado con acero. Se observó un valor más alto para la conexión intermodular propuesto, lo que indica que la innovadora conexión modular de estructuras metálicas disipa suficiente energía. Por otro parte, Deng, Zong, Ding, Dai, Lou & Chen (2018), demostraron que la conexión propuesta presentaba una ductilidad y una capacidad de disipación de energía satisfactorias, deseables para aplicaciones sísmicas, como se muestra en la figura 16.

Las articulaciones de pórticos con momento especial pueden mantener más del 80% de la resistencia máxima a la flexión más allá de una deformación de 0,04 rad, como se requiere para los sistemas de pórticos con momento especial en AISC y muestran mayores capacidades de deformación inelástica. Dai et al. (2019) presentó un nuevo tipo de unión que producía mayor resistencia que las vigas conectadas, y la falla final de la conexión se producía por pandeo de la raíz o por fractura de la viga. Esta unión podría soportar 0,8 del momento plástico de la viga conectada (mecanismo columna fuerte-viga débil) como se muestra en la figura 17.

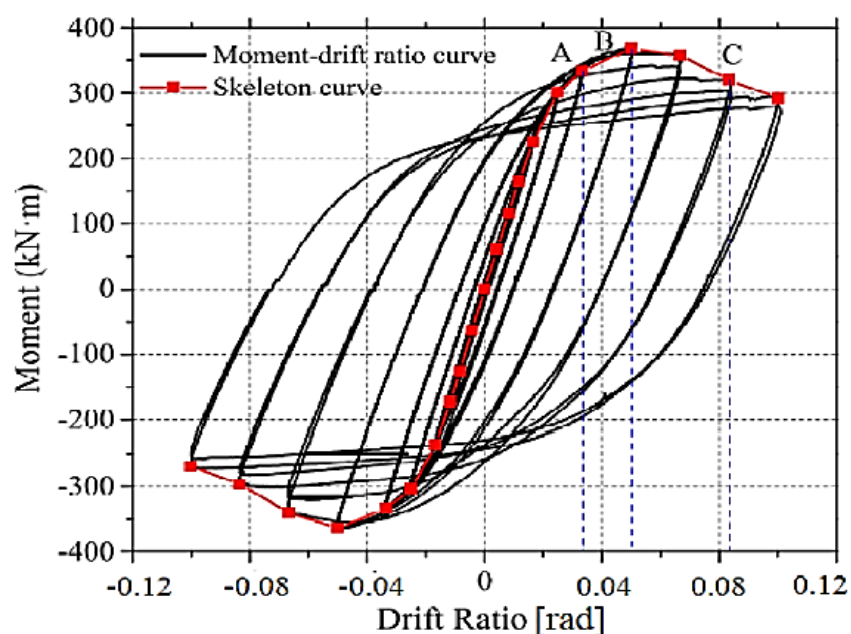


Figura 17. Curvas histeréticas del ángulo momento-rotación producidas a partir del estudio realizado por Dai et al. (2019)

Fuente: Nadeem et al. (2021); Dai et al. (2019).

El coeficiente de ductilidad y el coeficiente de disipación de energía mejoraron en promedio un 20,0 % y un 20,5 %, respectivamente. Lee, Park, Shon & Kang (2018), encontró que las conexiones tipo soporte podían satisfacer los criterios para los pórticos especiales resistentes al

momento como se muestra en la figura 18.

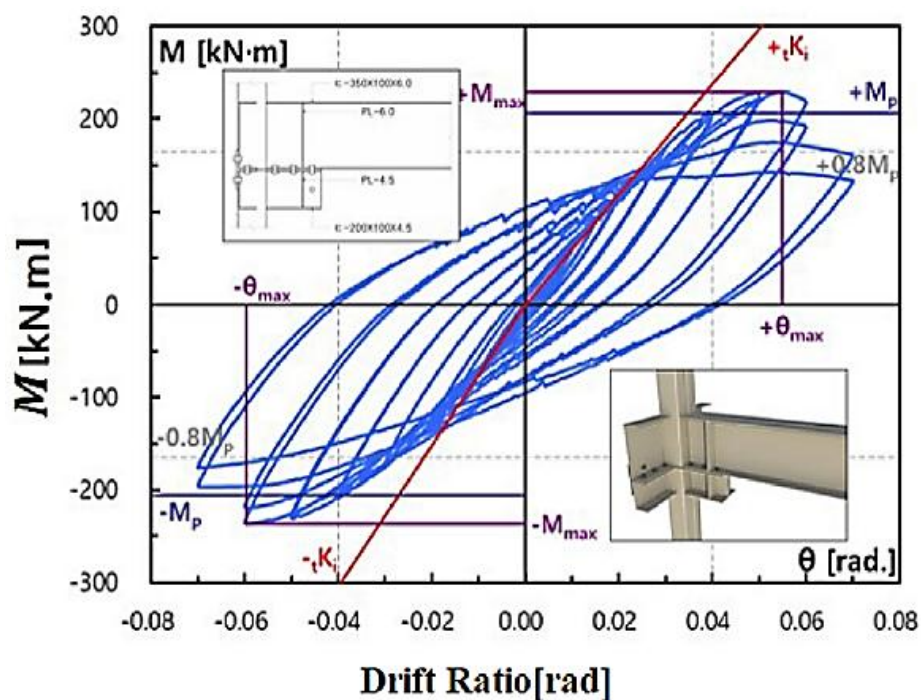


Figura 18. Curvas histeréticas del ángulo momento-rotación producidas a partir del estudio realizado por Lee et al. (2018)

Fuente: Nadeem et al. (2021); Lee et al. (2018).

La figura 19 muestra las curvas de histéresis momento-ángulo de rotación reportadas en diferentes estudios (se seleccionan las curvas de histéresis con pico momento-ángulo de rotación). Por el contrario, en las pruebas cíclicas en SPRJ (2018), los bucles de histéresis de la curva momento de flexión-rotación se distinguieron por pellizcos con una reducción de la disipación de energía ilustrada en la figura 19.

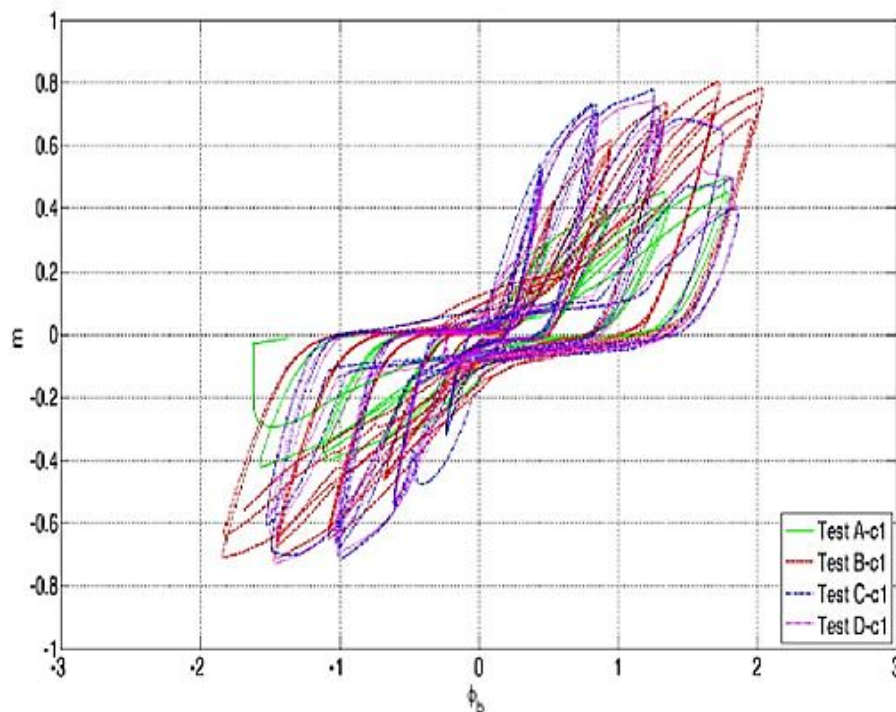


Figura 19. Curvas histeréticas del ángulo momento-rotación producidas a partir del estudio realizado por Gusella et al. (2018-2019) Haldar (2012)

Fuente: Nadeem et al. (2021); Haldar (2012).

La conexión con pernos adicionales muestra una mayor capacidad de disipación de energía en comparación con las conexiones con solo clips de seguridad. Todas las conexiones intermodulares se pueden clasificar como conexiones semirrígidas según el Eurocódigo 3 (EC-3) (2003). Los criterios de clasificación EC-3 de las uniones en función de su resistencia están determinadas por la capacidad de soportar el esfuerzo (total o parcial) y rigidez (rígido o semirrígido). Dichos criterios son – según su resistencia si $M_j \geq M_p$ soporta un esfuerzo total; si $0.25M_p \leq M_j < M_p$ soporta un esfuerzo parcial – según su rigidez si $S_{j,i} \geq 25 EI_b/L_b$ la conexión es rígida; si $0.5EI_b/L_b \leq S_{j,i} < 25EI_b/L_b$ la conexión es semirrígida. Los códigos de diseño sísmico proporcionan una mejor comprensión de la ductilidad y la capacidad de deformación de la

conexión de las uniones y las limitaciones en la práctica sísmica. La provisión sísmica según el American Institute of Steel Construction AISC, (2011) para edificios de acero estructural clasificó el pórtico de acero como pórtico de momento intermedio y pórtico de momento especial con base en relaciones de deriva entre pisos de 0.02 y 0.04, respectivamente. De manera similar, el código chino para el diseño sísmico de edificios (Committee CBS, 2016) también clasifica la demanda de ductilidad de los edificios de varios pisos por la relación de deriva entre pisos, que especificó que 0,004 y 0,02 rad son el límite inferior de la relación de deriva elástica y elástico-plástico, respectivamente.

4.3 Fallas en Conexiones en Estructuras Metálicas para Edificaciones

Las estructuras metálicas generalmente son estructuras fabricadas en acero, ya que es un material resistencia y rígido. El acero es una aleación compuesta de hierro con un pequeño porcentaje de carbono. Se pueden agregar otros elementos para mejorar su fuerza y resistencia a la fractura. El acero es normalmente un material dúctil, lo que significa que puede sufrir una deformación significativa antes de fallar. El límite elástico es quizás la característica más importante del acero estructural; se comporta elásticamente en el rango lineal cuando se somete a una carga por debajo de su límite elástico y también se recupera completamente al descargar. Sin embargo, cuando se somete a una carga superior a su límite elástico, sufre una deformación plástica, que es irreversible y permanente. El límite elástico varía significativamente con los componentes químicos del acero, siendo los más importantes el carbono y el manganeso, los cuales aumentan el límite elástico. El límite elástico también varía con el tratamiento térmico utilizado, así como con la cantidad de trabajo que se produce durante el proceso de laminación. Por lo tanto, las secciones de acero que están más trabajadas tienen un mayor límite elástico. El acero estructural está disponible en muchos grados con límites elásticos que varían de 175 MPa a

670 MPa, y todos tienen un módulo de Young de alrededor de 205 GPa. Puede encontrar una explicación completa de estos grados y sus propiedades mecánicas relevantes en la norma europea de acero estructural EN10025:2004 (Trahair, Bradford, Nethercot & Gardner, 2008).

Las fallas de las estructuras de acero pueden ser de varias procedencias, ya sea por patologías debidas a malos materiales o por sobreesfuerzo de los elementos. Las fallas se pueden presentar en cualquiera de los elementos que componen una estructura metálica, los cuales son: vigas (elemento horizontal), columnas (elemento vertical) y conexiones (elementos de unión). Aunque el acero es un material de alta resistencia, tiene algunas limitaciones que incluyen la susceptibilidad a la corrosión, la reducción de la resistencia cuando se expone a las temperaturas que normalmente se encuentran en la mayoría de los incendios, la susceptibilidad a la fatiga cuando se carga cíclicamente y la susceptibilidad al pandeo cuando se encuentra bajo altas tensiones de compresión y flexión. Además de estas limitaciones, un ingeniero de diseño debe asegurarse de que su estructura de acero sea lo suficientemente robusta para evitar los siguientes tipos de fallas: falla por cortante, falla por flexión, falla por compresión y falla por tracción.

Falla de corte. Las fallas por cortante ocurrirán típicamente en conexiones entre miembros (es decir, conexión de miembro a columna, conexión de miembro a viga, etc.). Diseñar una conexión no es una tarea fácil. Las conexiones suelen tener altas fuerzas de corte que un ingeniero debe tener en cuenta al diseñar la conexión. Puede ocurrir una falla si el ingeniero estructural subestima la fuerza de diseño que debe soportar la conexión. Las conexiones comunes en estructuras de acero se pueden hacer con pernos o soldaduras o una combinación de ambos.

Fallas por flexión. Las fallas por flexión ocurren en miembros a flexión, como miembros y vigas, y, en algunos casos, miembros a compresión, como columnas que están sujetas a esfuerzos

de flexión. Los elementos de flexión generalmente fallan cuando las cargas de flexión hacen que el elemento se pandee. Debido a que el acero es fuerte, los miembros de acero están diseñados para ser delgados y eficientes, lo que puede ponerlos en riesgo de pandeo. Los miembros más pesados y robustos son menos susceptibles al pandeo. Las cargas de flexión crean fuerzas de tensión y compresión en los miembros. El pandeo lateral por torsión ocurre cuando las altas fuerzas de compresión hacen que una sección no restringida del miembro se pandee y se desplace lateralmente. Proporcionar restricción lateral a un miembro ayuda a garantizar que no se pandee. Sin embargo, un miembro aún puede fallar si los esfuerzos resultantes de una condición de carga de flexión exceden la resistencia del material del miembro.

Fallas de compresión. Las fallas por compresión generalmente ocurren en elementos comprimidos, como columnas y arriostramientos, cuando la fuerza axial de compresión aplicada al elemento hace que el elemento se pandee o se sobrecargue. Al igual que las vigas, las columnas y los elementos de arriostramiento sometidos a altos esfuerzos de compresión pueden experimentar pandeo. Una consideración a tener en cuenta al diseñar una columna es su relación de esbeltez (relación entre la geometría de la sección transversal y la longitud del miembro); un elemento con una relación de esbeltez alta es más susceptible al pandeo que uno con una relación más baja. Los miembros con relaciones de esbeltez bajas aún pueden fallar cuando los esfuerzos de compresión exceden la resistencia del material del miembro.

Fallas de tracción. Las fallas por tensión generalmente ocurren en miembros de arriostramiento o colgantes. Este tipo de falla ocurre cuando el miembro de acero se estira a un nivel que excede la resistencia del material del miembro. Esto ocurre en etapas, siendo la primera la fluencia, el estrechamiento y luego el material falla en el punto con la menor área de sección transversal. El acero es un material muy fuerte y muy confiable en la construcción estructural de

edificios. Sin embargo, su eficacia solo está garantizada cuando el acero está diseñado adecuadamente para soportar las fuerzas impuestas. Un mal diseño puede conducir a las fallas antes mencionadas de las estructuras de acero.

Teniendo en cuenta que las conexiones pueden realizarse de distintas formas, en el presente apartado se describirán los diferentes tipos de fallas que se pueden presentar en conexiones de estructuras metálicas, para conexiones con soldadura y conexiones con pernos o tornillos de alta resistencia. Las fallas que se pueden presentar en conexiones soldadas son: falla por socavación, falla por falta de fusión, falla por falta de penetración, falla por ilusión de escoria y falla por porosidad. Por otra parte, las fallas que se pueden presentar en conexiones con pernos o tornillos de alta resistencia son: falla por corte en el plano, falla por tracción en el perno, falla por aplastamiento en el material conectado, falla por deslizamiento crítico, falla por arrancamiento del bloque de corte y falla por rotura en el área neta efectiva.

4.3.1 Fallas en conexiones soldadas. La conexión con soldadura es la forma más común de unir elementos estructurales de acero estructural y consiste en unir dos piezas de acero mediante la fusión superficial de las caras a unir en presencia de calor. Son procedimientos que mediante la aplicación de energía manifestada en calor y/o presión permiten lograr la unión íntima y permanente de elementos metálicos dejándolos con la continuidad apta para que trabajen mecánicamente como un todo homogéneo, conservando sus cualidades físicas.

Socavación. Es una discontinuidad superficial que sucede en el metal base adyacente a la soldadura. El metal base ha sido fundido durante el proceso de soldadura y no hubo una cantidad suficiente de material de aporte para llenar la depresión resultante (ver figura 20).

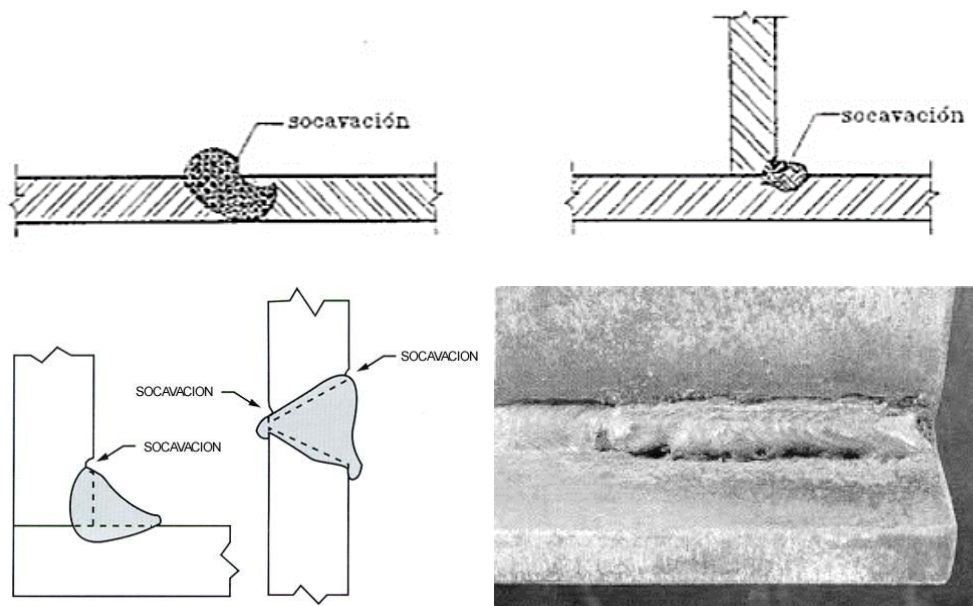


Figura 20. Detalle de falla en conexión soldada por socavación

Falta de fusión. Es el agrietamiento del metal de la soldadura. Tiene más probabilidades de ocurrir en la primera capa de soldadura que en cualquier otra parte, y de no repararse continuará pasando a las demás capas al ir siendo depositadas (ver figura 21).

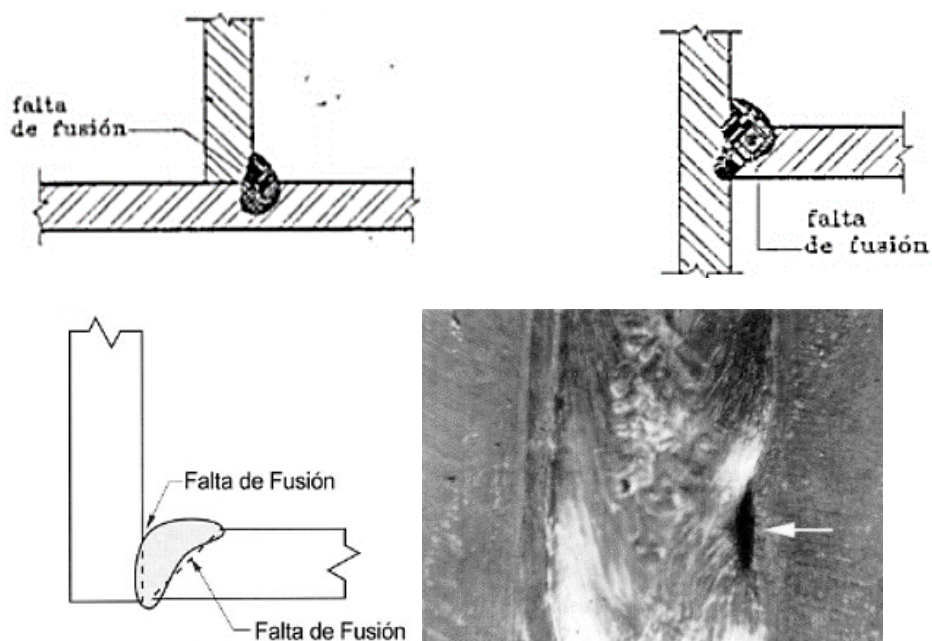


Figura 21. Detalle de falla en conexión soldada por falta de fusión

Falta de penetración. Se produce si el chaflán de la soldadura no está totalmente lleno o cuando el contacto entre el metal base y el metal de aportación no está completo en toda su superficie (ver figura 22).

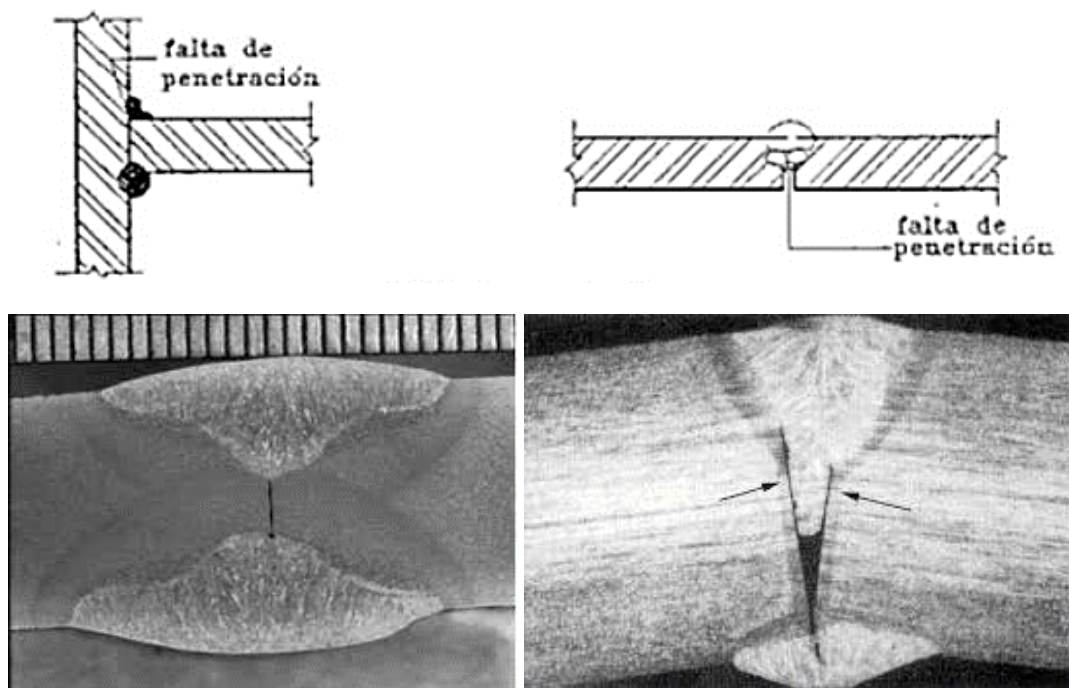


Figura 22. Detalle de falla en conexión soldada por falta de penetración

Ilusión de escoria. Debido a un enfriamiento muy rápido, se puede generar una capa de escoria en la soldadura. Esta capa parece sólida, sin embargo, su resistencia es muy baja (ver figura 23).

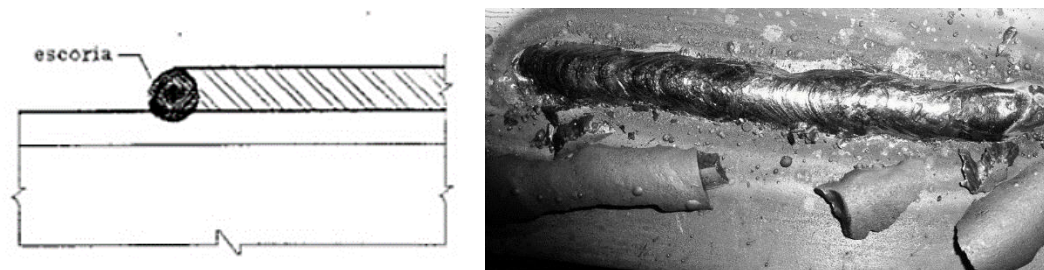


Figura 23. Detalle de falla en conexión soldada por ilusión de escoria

Porosidad. La inclusión inadvertida de hidrógeno y otros gases puede generar una soldadura llena de pequeños poros, como una esponja. Cada uno de estos poros es una imperfección que es un punto potencial de iniciación de fractura (figura 24).

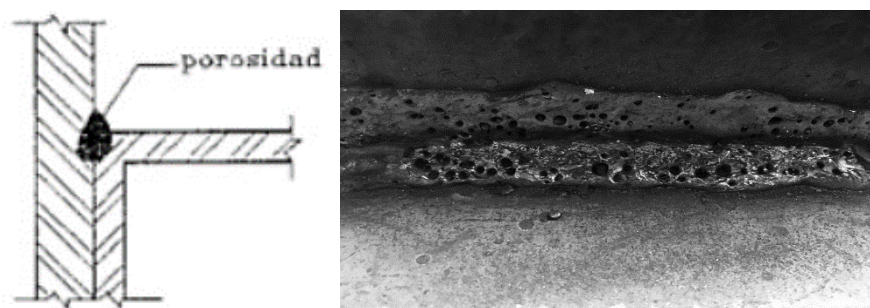


Figura 24. Detalle de falla en conexión soldada por porosidad

4.3.2 Fallas en conexiones con pernos o tornillos de alta resistencia. Las conexiones con pernos o tornillos de alta resistencia se le reconocen como ventajas el ser un método simple de conexión en obra, lo que las convierte en una solución de conexión más económica que la soldadura en obra. Sin embargo, entre las desventajas hay que señalar que requiere de perforación de las planchas y elementos a conectar.

Falla por corte en el plano. La resistencia depende directamente del número de pernos, del número de planos de cizalle, del material del perno y su sección transversal.

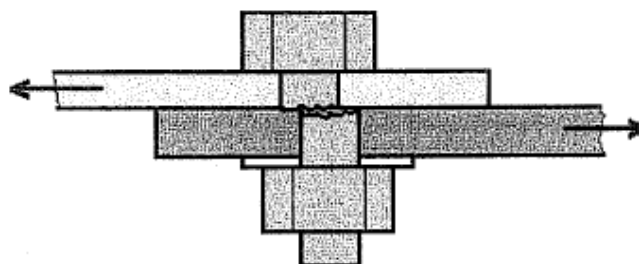


Figura 25. Detalle de falla en conexión con tornillos de alta resistencia por corte en el plano

Falla por tracción en el perno. La resistencia depende directamente del número de pernos, del número de planos de cizalle, del material del perno y su sección transversal.

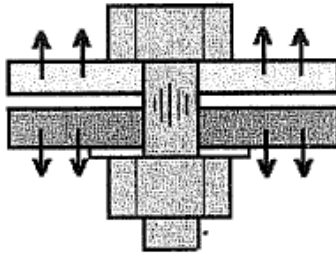


Figura 26. Detalle de falla en conexión con tornillos de alta resistencia por tracción en el perno

Falla por aplastamiento del material conectado. La resistencia depende directamente del material conectado, del diámetro del perno y del tamaño y forma del agujero. La falla se presenta como una deformación excesiva del agujero.

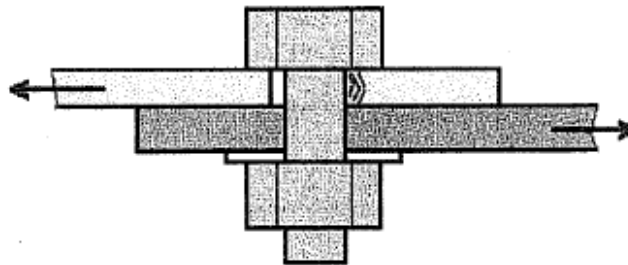


Figura 27. Detalle de falla en conexión con tornillos de alta resistencia por aplastamiento del material conectado

Falla por deslizamiento crítico. Propia de conexiones tipo fricción. La resistencia depende básicamente de la presión de contacto entre las piezas y de la rugosidad de las caras en contacto. La falla se presenta como un deslizamiento relativo entre las partes conectadas.

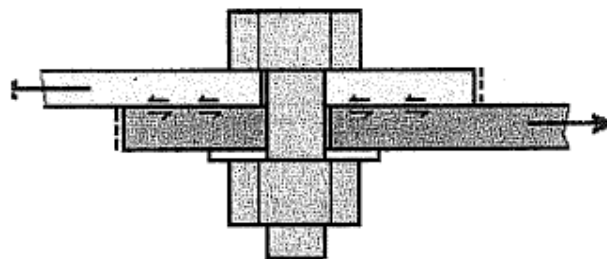


Figura 28. Detalle de falla en conexión con tornillos de alta resistencia por deslizamiento crítico

Falla por arrancamiento del bloque de corte. Esta falla se manifiesta como el desgarramiento de una porción del elemento conectado. La resistencia depende del material conectado y del patrón geométrico de los planos de falla.

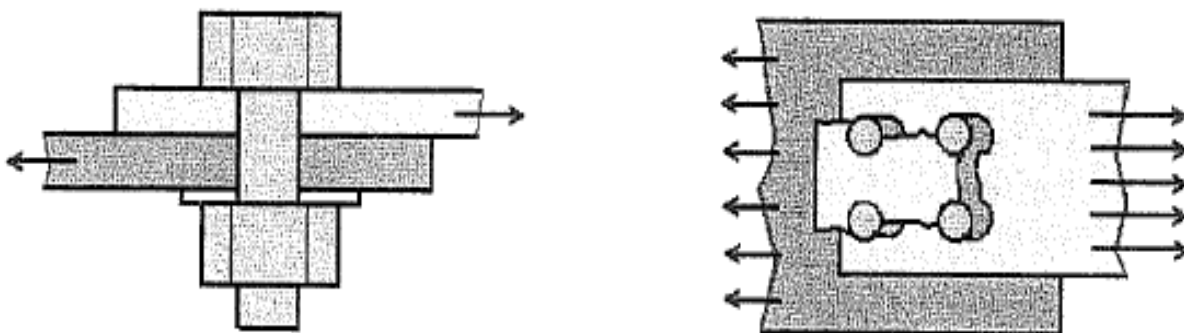


Figura 29. Detalle de falla en conexión con tornillos de alta resistencia por arrancamiento del bloque de corte

Falla por rotura en el área neta efectiva. Corresponde a una rotura de la sección en tracción. La tensión de rotura se alcanza debido a la disminución de la sección transversal por los agujeros y por la concentración de esfuerzos asociados a la geometría de la conexión, es decir, la trayectoria de transmisión de los esfuerzos entre los elementos conectados.

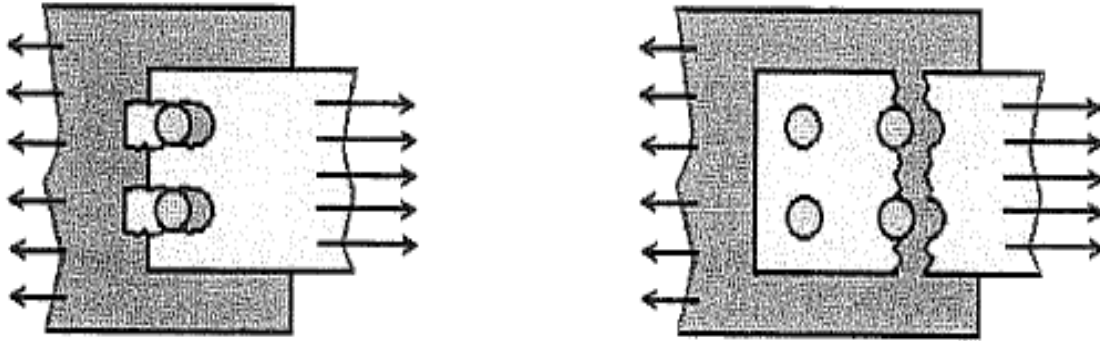


Figura 30. Detalle de falla en conexión con tornillos de alta resistencia por rotura en el área neta efectiva

4.4 Propuesta del Proceso Metodológico que se debe Realizar para el estudio de Fallas en Conexiones de Estructuras Metálica en Edificaciones

El análisis de fallas en estructuras conlleva una revisión exhaustiva de las causas que ocasionaron la misma. Por lo que, se debe realizar un proceso metodológico que, en todos los casos puede ser similar, y así determinar los motivos por los cuales se presentaron los daños. Este capítulo tiene como finalidad presentar un procedimiento en el cual se describa cada uno de los puntos que se deben tener en cuenta para el análisis de fallas en estructuras metálicas, determinando las causas y las posibles soluciones. A continuación, se presenta la guía metodológica para el chequeo de fallas y daños en conexiones de estructuras metálicas.

4.4.1 Presentación del diseño metodológico para el estudio de fallas en conexiones de estructuras metálicas. Como objetivo principal del presente trabajo final se tiene el diseño de propuesta una metodología que permita realizar el estudio de fallas en conexiones de estructuras metálicas. El estudio enmarca metodologías de análisis y diseño presentados por la normatividad colombiana que apliquen al caso. Se parte de un análisis observacional en el que se analiza el estado actual en el que se encuentra la estructura identificando los elementos que han fallado.

Una vez se ha identificado cada uno de los elementos fallados, se procede a determinar el tipo de falla que presenta haciendo uso de una ficha técnica en la que se describa brevemente el daño presentado. Se realiza un chequeo de los materiales identificando su calidad, lo cual incluye las propiedades físicas y mecánicas del tipo de acero utilizado, los materiales con el cual se realiza la conexión, ya sea por medio de soldadura o con pernos o tornillos de alta resistencia. Se realiza un modelo matemático de la estructura, teniendo en cuenta lo observado en el primer paso, y con los materiales reales que fueron utilizados en la construcción, se analizan las cargas y se determina si el daño fue producido por un sobreesfuerzo de la estructura no previsto, si el daño lo ocasionó alguna catástrofe natural como un sismo, tornado, huracán, entre otros, o por el contrario si se debe a una falla por malos materiales de construcción. Una vez se diagnostique el estado de la estructura y la posible causa del fallo de la misma, se procede a proponer una alternativa de solución con el fin de garantizar el futuro uso de la edificación.

Según lo descrito en el párrafo anterior, se procede a describir cada uno de los pasos que se deben seguir en el procedimiento metodológico para el estudio de fallas en conexiones de estructuras metálicas:

4.4.2 Diagnosticar el estado de la estructura. Cuando se presente el colapso de una edificación, es imprescindible conocer el estado en el que se encuentra la estructura. En este paso, se realizará un levantamiento estructural y patológico de la estructura, para lo cual se utilizará una ficha técnica en la cual se describa lo que se observa en el lugar de los hechos. La tabla 2 muestra la ficha técnica de clasificación e identificación de fallas en conexiones de estructuras metálicas.

Tabla 2. Ficha de clasificación e identificación de fallas en conexiones de estructuras metálicas

Ficha de clasificación e identificación de lesiones en estructuras metálicas				FICHA No. <u>X</u> / XX	
Elemento Afectado		Tipología de la Lesión			
		Física	Mecánica	Química	
Columna	Correa				
Viga	Contraviento	Humedad	Grieta	Oxidación	
Cubierta Liviana	Riostra	Suciedad	Fisura	Corrosión	
Conexión	Cercha	Erosión física	Deformación	Organismos	
Tipo de conexión		Daño presentado			
Soldadura	Tornillo de alta resistencia	Falla parcial	Falla General	Colapso	
Descripción del Elemento Afectado		Plano de ubicación		Fotografía la Lesión	
Descripción de la Causa de la Lesión					

4.4.3 Chequeo de la calidad de los materiales utilizados en la construcción. Las estructuras metálicas se diseñan principalmente con acero estructural. Este material debe garantizar el correcto funcionamiento de la estructura durante su vida útil. De tal forma, que se deben garantizar las condiciones mencionadas por la normatividad colombiana. En el sector de la construcción se tiene a las normas técnicas colombianas (NTC) (provenientes de la norma ASTM) y al reglamento colombiano de construcción sismo resistente (NSR-10) como la normatividad principal de obligatorio cumplimiento. NSR-10 en el Título F, específicamente en el numeral F.2.1.5.1 indica que las propiedades de los aceros pueden identificarse según certificados expedidos por la acería, por reportes de ensayos realizados por el fabricante o por algún laboratorio reconocido. Las propiedades del acero estructural se determinan a través del estudio de la curva de Esfuerzo – Deformación unitaria. La figura 31 muestra una curva típica de esfuerzo – deformación unitaria para acero estructural.

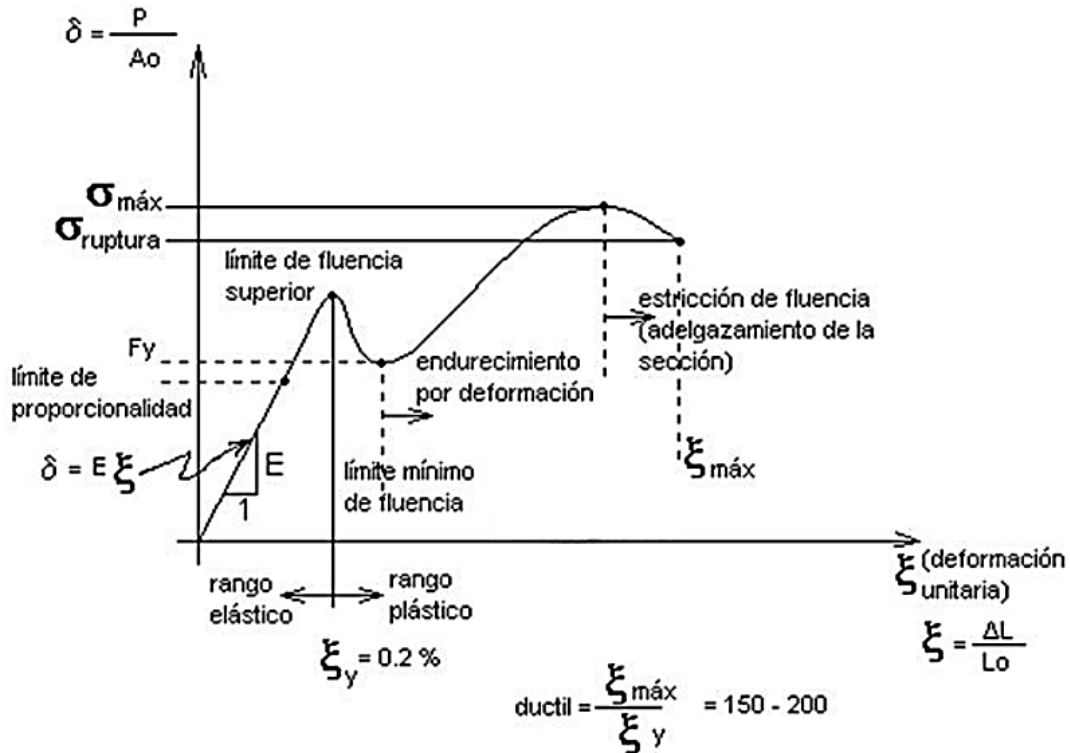


Figura 31. Curva de esfuerzo – deformación unitaria para acero estructural

La determinación de la curva de esfuerzo – deformación unitaria se puede realizar mediante ensayos de laboratorio de tipo experimental. Para conocer las propiedades de los materiales, se efectúan ensayos para medir su comportamiento en distintas situaciones. Estos ensayos se clasifican en destructivos y no destructivos. Dentro de los ensayos destructivos, el más importante es el ensayo de tracción.

- **Ensayos no destructivos.**

Los ensayos no destructivos, son aquellos que se realizan de tal forma que las características propias de los materiales no se modifiquen. Entre los más comunes se encuentran los siguientes: Ensayo de dureza (en algunos casos no se considera como ensayo no destructivo, especialmente cuando puede comprometer la resistencia de la pieza a cargas estáticas o a fatiga). La dureza es la propiedad que tienen los materiales de resistir el rayado y el corte de su superficie. Por ejemplo:

la madera puede rayarse con facilidad, esto significa que no tiene mucha dureza, mientras que el vidrio es mucho más difícil de rayar. Otras propiedades relacionadas con la resistencia son la resiliencia, la tenacidad o la ductilidad. Técnicamente la dureza se asocia sólo a las propiedades de la superficie.

- **Ensayos destructivos.**

Son pruebas que se realizan a los materiales, de tal forma que se le aplican fuerzas modificando la estructura inicial del prototipo, y se mide el comportamiento del material mediante la afectación que tenga ante determinado esfuerzo. Algunas de ellas son ensayo de tensión, flexión, compresión, dureza, etc. Se les llama destructivos porque deforman al material.

Entre los ensayos destructivos más comunes para determinar las propiedades del acero estructural se encuentra el ensayo a tracción, el ensayo de compresión y el ensayo de flexión

Ensayo de tracción. El ensayo de tracción consiste en someter a una probeta normalizada realizada con dicho material a un esfuerzo axial de tracción creciente hasta que se produce la rotura de la probeta. Para ello se coloca la probeta en una máquina de ensayo consistente de dos mordazas, una fija y otra móvil. Se procede a medir la carga mientras se aplica el desplazamiento de la mordaza móvil (ver figura 32).

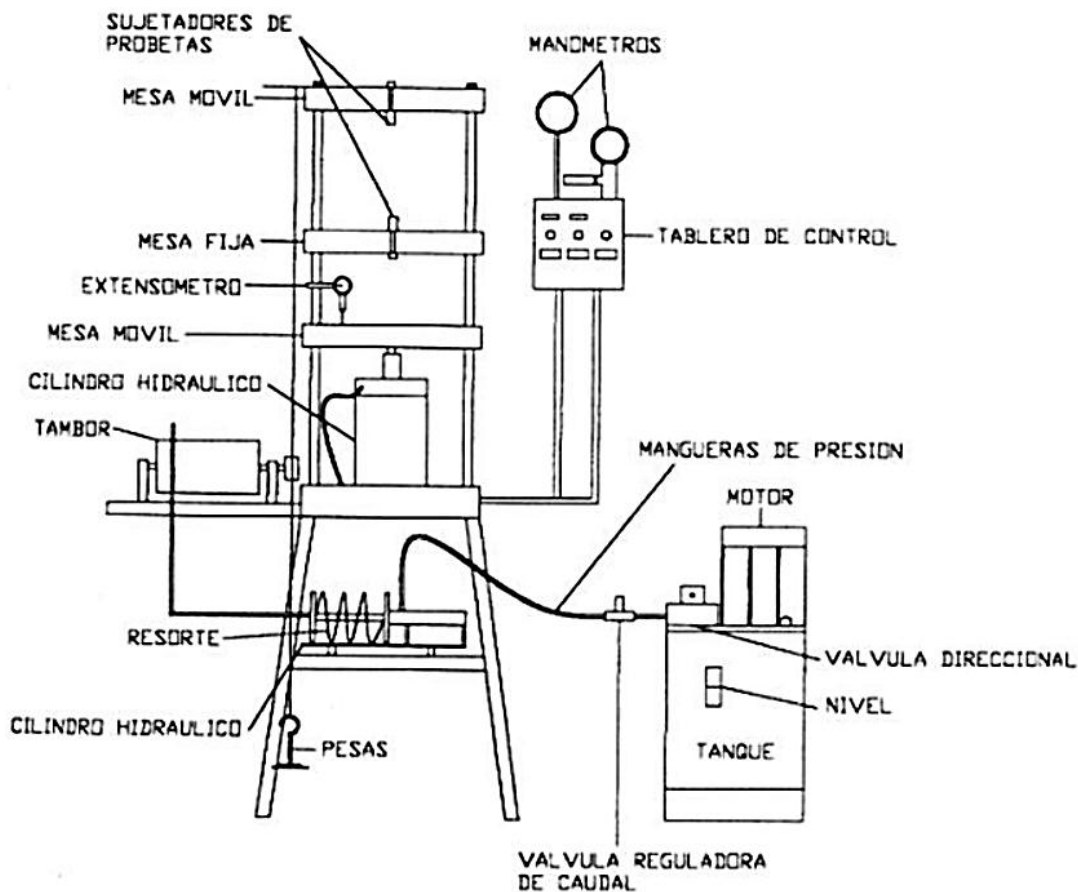


Figura 32. Mecanismos del ensayo a tracción en barras de acero estructural

Todos los ensayos de laboratorio deben conducir a unas propiedades estandarizadas del tipo de material para garantizar la calidad del mismo, es por eso, que los materiales están caracterizados según metodologías y normativas que se ajustan a los estándares internacionales. Según el reglamento colombiano de construcción sismo resistente (NSR-10), dependiendo del tipo de conexión se deben cumplir las siguientes normas:

- **Para sistema de conexión con pernos, arandelas y tuercas, se debe cumplir.**

ASTM A307; ASTM A325; ASTM A325M; ASTM A354; ASTM A449; ASTM A490;
 ASTM A490M; ASTM F1852; ASTM F2280.

ASTM A194/A194M; ASTM A563; ASTM A563M; ASTM F436; ASTM F463M; ASTM F844; ASTM F959; ASTM F959M.

- **Para sistema de conexión con material de aporte y fundente de soldadura.**

AWS A5.1/A5.1M; AWS A5.5/A5.5M; AWS A5.17/A5.17M; AWS A5.18/5.18M; AWS A5.20/5.20M; AWS A5.23/AWS A5.23M; AWS A5.25/AWS A5.25M; AWS A5.26/AWS A5.26M; AWS A5.28/A5.28M; AWS A5.29/A5.29M; AWS A5.32/A5.32M.

4.4.4 Modelación matemática de la estructura. La modelación matemática de las estructuras conlleva un proceso de idealización de las mismas para la adecuación en un lenguaje que pueda ser entendido por medios digitales como lo son los softwares especializados. La modelación de estructuras metálicas requiere del análisis de los elementos principales y de las conexiones por medio del cual se transmiten los esfuerzos. La modelación generalmente se realiza a través de software de elementos finitos que determine el comportamiento de las estructuras. En este capítulo se describe la modelación de las conexiones de estructuras metálicas con el fin de determinar su comportamiento estructural y así identificar las causas de los daños sufridos en las estructuras.

Según Gómez (2020), la modelación matemática de las conexiones se puede realizar en el software SAP2000 a través de *links* (figura 33) en el caso de conexiones con tornillos y/o conexiones soldadas a tope con *weld constraints* (figura 34). Siendo el SAP2000 un software especializado para la modelación matemática de estructuras que funciona con lenguaje de programación con elementos finitos, suele ser una herramienta de gran uso para el análisis detallado de estructuras.

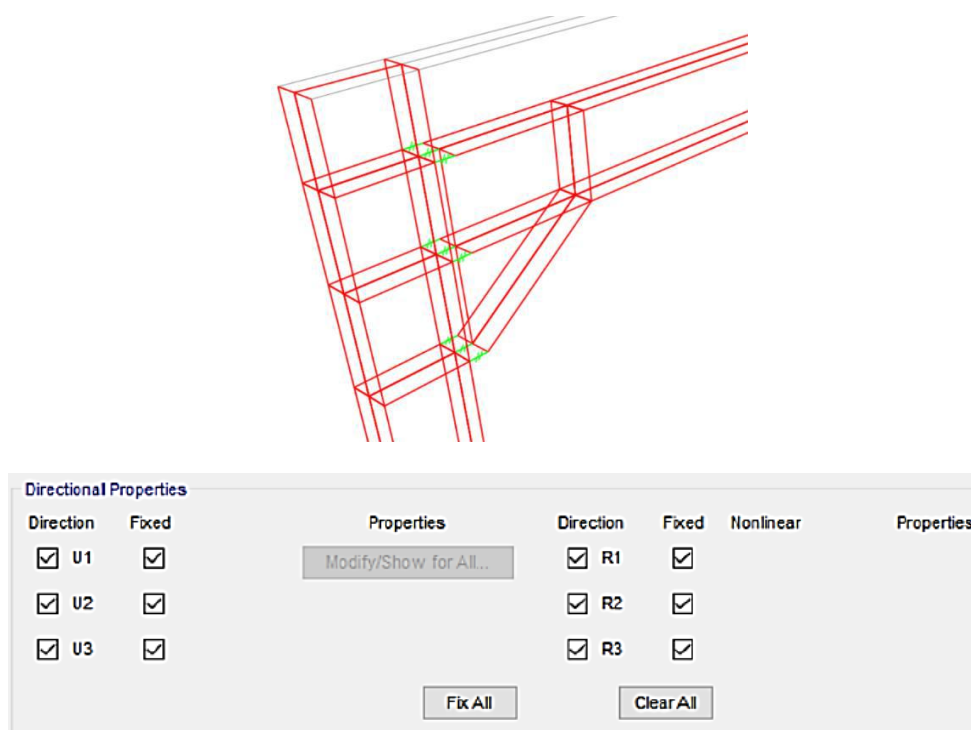


Figura 33. Configuración de las propiedades “links” en SAP2000

Fuente: Gómez (2020).

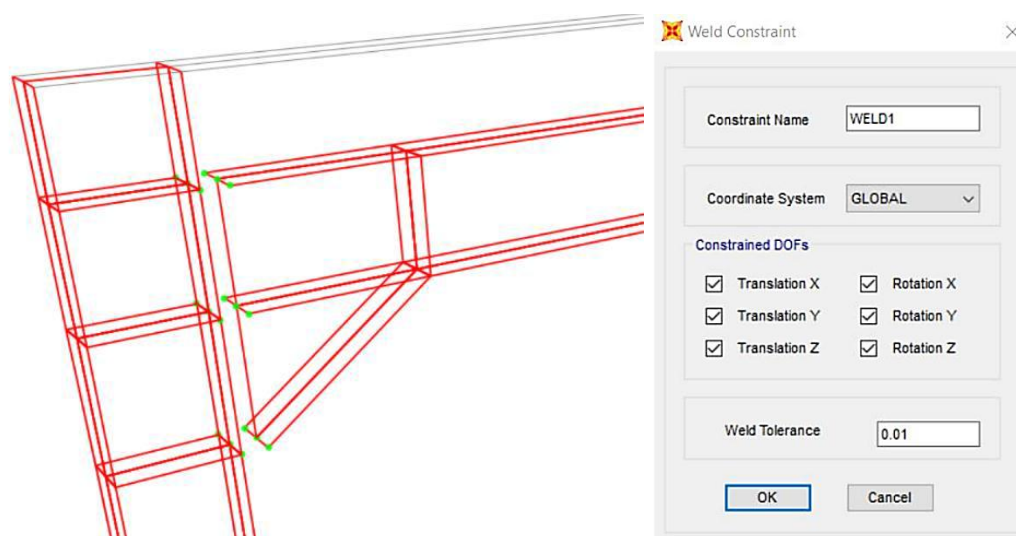


Figura 34. Configuración de las propiedades “weld constraints” en SAP2000

Fuente: Gómez (2020).

Según el tipo de conexión que se modele, es decir, si esta es rígida, semirrígida o simple, se pueden obtener resultados diferentes en la modelación. A continuación, se presentan los posibles resultados que se pueden obtener en la modelación matemática de conexión en el software SAP2000 según lo indicado por Gómez (2020), para modelación en “*links*” y/o en “*weld constraints*”.

- **Conexión rigidizada.**

La figura 35 muestra la deformación de la conexión debidas a la transmisión de esfuerzos desde la viga hacia la columna de soporte. Se evidencia que la conexión es resistente a momento ya que se encuentra rigidizada por una diagonal de apoyo. El rigidizador actúa de tal forma que transfiere los esfuerzos al alma del elemento vertical. Además, no se evidencian diferencias notorias entre los dos tipos de modelados, ya que las deformaciones que presentan son muy similares. Sin embargo, se puede observar una pequeña deformación de la placa de testa debida a la unión por tornillos (figura 35b).

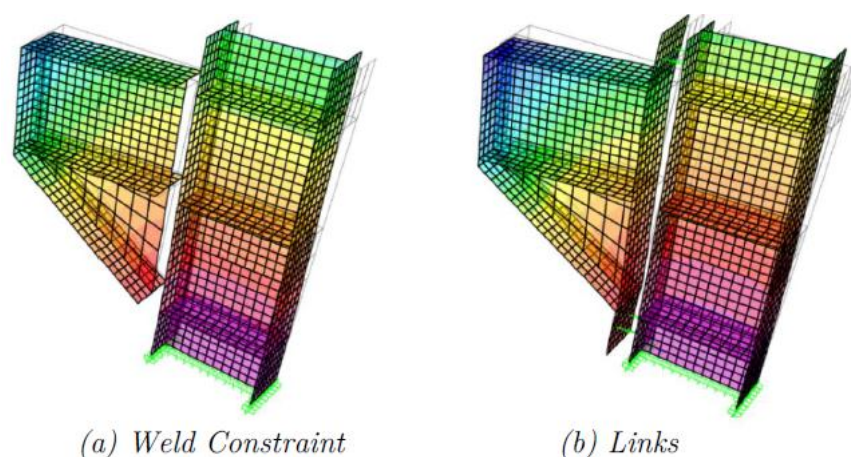


Figura 35. Deformación de columna-viga en conexión rigidizada. Modelo en SAP2000

Fuente: Gómez (2020).

En la figura 36, para un factor de pandeo similar, se observan abolladuras en el alma de la columna. En la conexión soldada la abolladura es menor y la cartela también se ve afectada. En la conexión por tornillos se observa abolladura en el alma, alas y la placa de testa a pesar de tener un menor factor de pandeo.

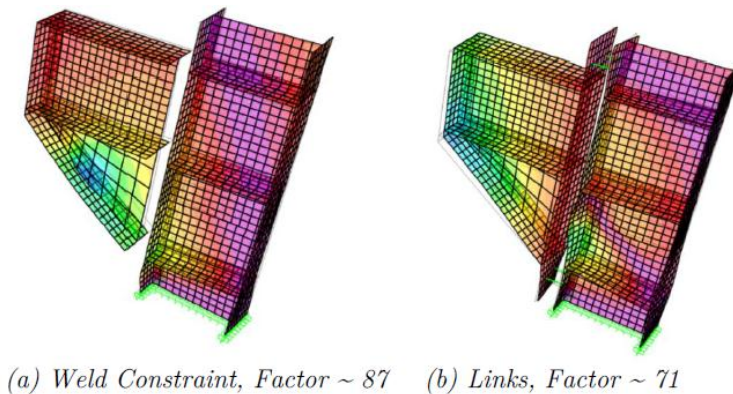


Figura 36. Abolladura en columna en conexión rigidizada. Modelo en SAP2000

Fuente: Gómez (2020).

- **Conexión no rigidizada.**

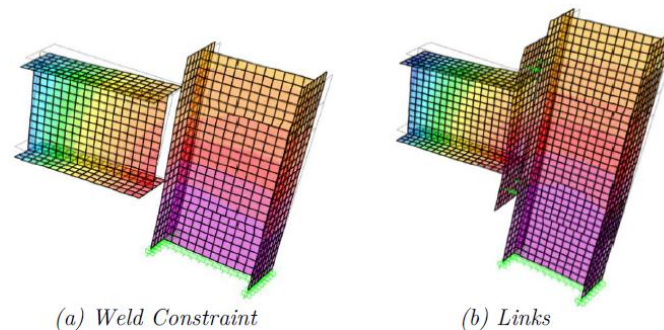


Figura 37. Deformación de columna-viga en conexión no rigidizada. Modelo en SAP2000

Fuente: Gómez (2020).

En la figura 37 se muestran las deformaciones debidas a una carga en la conexión no rigidizada, la cual al igual que en la deformada de la conexión rigidizada, las diferencias no son

muy notorias. Se puede observar una mayor deformación en la unión por tornillos, afectando sobre todo a la placa de testa. Por otra parte, en la figura 38 se observan abolladuras en el alma de la columna para factores de pandeo prácticamente iguales. En la conexión soldada se aprecia una pequeña abolladura en el alma, en cambio, en la conexión por tornillos la abolladura en el alma es mucho mayor, el ala se ve afectada y la placa de testa se deforma debido a la presencia de los tornillos.

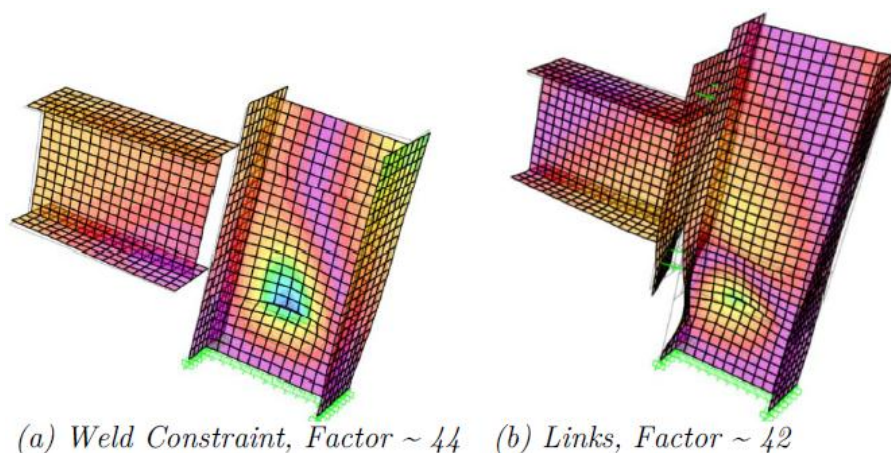


Figura 38. Abolladura en columna en conexión no rigidizada. Modelo en SAP2000

Fuente: Gómez (2020).

En la figura 39a y figura 39b se presentan abolladuras en el alma de la viga y abolladura en el alma de la columna. A pesar de que la conexión soldada (figura 39a) tiene un mayor factor de pandeo, la columna no se ve deformada. En cambio, la conexión por tornillos (figura 39b) sufre mayores deformaciones, sobre todo en las alas de la columna y en la placa de testa. Por lo que, para el caso de conexiones con tornillos, se requiere de algún elemento que aumente la rigidez de la conexión para evitar así los desplazamientos que generen abolladuras sobre el alma de la columna.

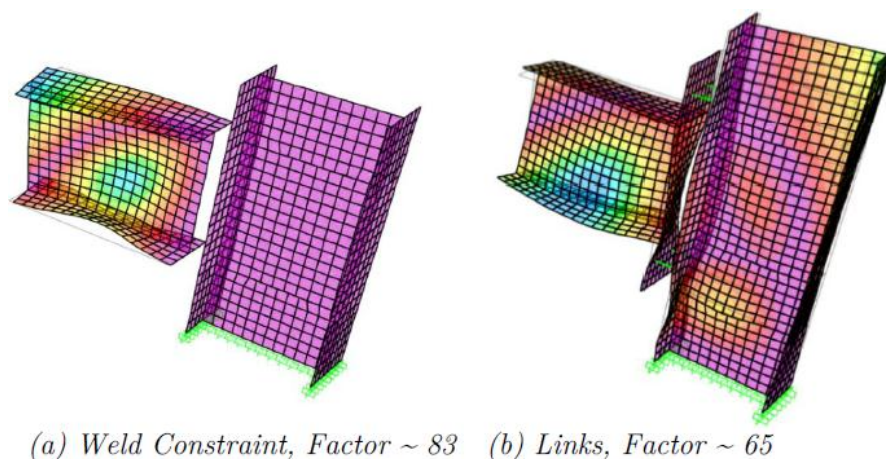


Figura 39. Abolladura en viga en conexión no rigidizada. Modelo en SAP2000

Fuente: Gómez (2020).

Los casos de carga que se apliquen sobre los modelos matemáticos realizados en el software especializado y que funcione con elementos finitos, debe garantizar el cumplimiento de lo estipulado en el Título B de NSR-10. Una vez se realice el modelo estructural se puede identificar las causas del fallo de la estructura. Lo cual, se puede definir según los siguientes criterios:

- La estructura fue construida con materiales (elementos principales, conexiones) que no garantizan el cumplimiento de la normativa. La estructura falló por construcción inadecuada.
- Las dimensiones de los elementos fueron menores a lo que se solicitaba en el diseño estructural. La estructura falló por subdimensión de los elementos.
- Las conexiones construidas no garantizaban la correcta transferencia de los esfuerzos. La estructura falló por falta de rigidizadores en las conexiones.
- Las cargas que fueron consideradas en el diseño inicial no cumplieron con lo reglamento en el Título B de NSR-10. La estructura falló por sobreesfuerzo y subdimensión de los elementos.

- Los eventos naturales fueron mayores a los esperados. Se cumplió con lo exigido por NSR-10, sin embargo, el evento natural generó cargas superiores a las cargas de diseño. La estructura falló por sobreesfuerzo de los elementos.

4.4.5 Alternativas de solución para la rehabilitación de la estructura metálica colapsada.

Según los resultados del proceso de análisis de la falla de la estructura, se procede a identificar la alternativa de solución más adecuada que pueda aplicar para la rehabilitación de la edificación.

Por lo que, según la conclusión del diagnóstico de la estructura se procede a presentar una alternativa de solución diferente. Ya que la falla puede ser parcial o total, se debe determinar mediante un estudio de salud estructural si la falla de la estructura afecta o no al resto de estructura no afectada. De igual forma se puede aplicar los siguientes parámetros:

- **La falla es parcial y solo se afectan algunas conexiones.**

Se la falla es localizada se debe determinar si es producida por malos materiales, subdimensión de la conexión o sobreesfuerzo de la misma. La alternativa de solución podría ser alguna de las siguientes:

- Si la falla no compromete la integridad total de la estructura: Se puede reemplazar la conexión por una que tenga la capacidad de resistir las deformaciones y esfuerzos y que a su vez garantice el correcto funcionamiento a largo plazo.
- Si la falla compromete la integridad total de la estructura: Se debe estabilizar el resto de la estructura con el fin de poder intervenir el área dañada. Luego se puede reemplazar la conexión por una que tenga la capacidad de resistir las deformaciones y esfuerzos y que a su vez garantice el correcto funcionamiento a largo plazo

- **La falla total de la estructura o colapso.**

Si la integridad de la estructura fue comprometida por algún agente externo, ya sea por un sismo, huracán, tornado, incendio, entre otros. Se debe identificar si el colapso de la estructura es general. De ser afirmativa un colapso o daño generalizado en toda la estructura metálica, se debe evacuar inmediatamente la estructura y posteriormente a esto se debe demoler la estructura existente y plantearse el diseño y construcción de una edificación nueva.

4.5 Casos de Estudio: Fallas en Conexiones en Estructuras Metálicas para Edificaciones

En el presente capítulo se presentan dos casos de estudio de estructuras metálicas que sufrieron diferentes daños a lo largo de su vida útil. Se seguirá la metodología de revisión propuesta: Diagnóstico del estado de la estructura a través de fichas de clasificación e identificación de daños; Modelación de la estructura para determinar las causas de los daños; propuesta de alternativa de solución para la rehabilitación de la estructura.

4.5.1 Caso 1. Colapso de estructura metálica de cubierta de una bodega de mercado. A continuación, se evidencia la ilustración del 1 Caso 1: Colapso de estructura metálica de cubierta de una bodega de mercado:

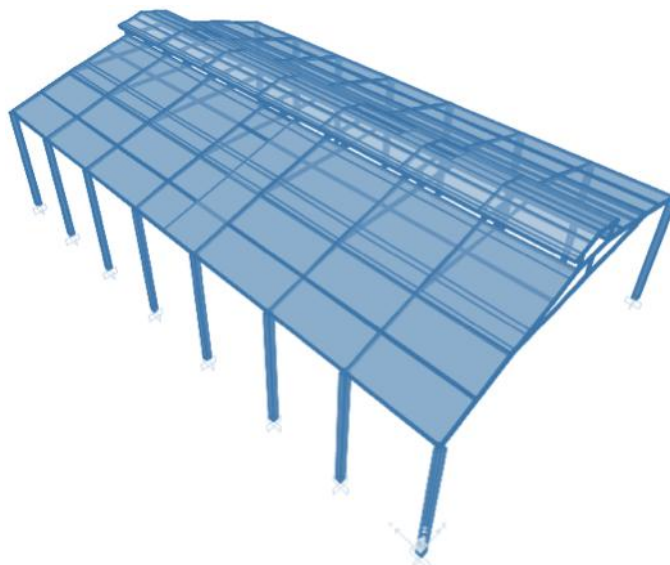


Figura 40. Modelo estructural de caso 1: colapso de estructura metálica

Fuente: Rojas (2019).

El primer caso de estudio se refiere al colapso de una estructura metálica, la cual cubre un área de 296.81 metros cuadrados, la cubierta consta de ocho cerchas las cuales están apoyadas en dos columnas de 20cm de lado en sus extremos cada una, las cerchas están formadas de tubos rectangulares de 100x50x2mm y correas de 75x38x1mm y soportan tejas livianas (Rojas, 2019).

A continuación se presenta la forma de la cercha estudiada:

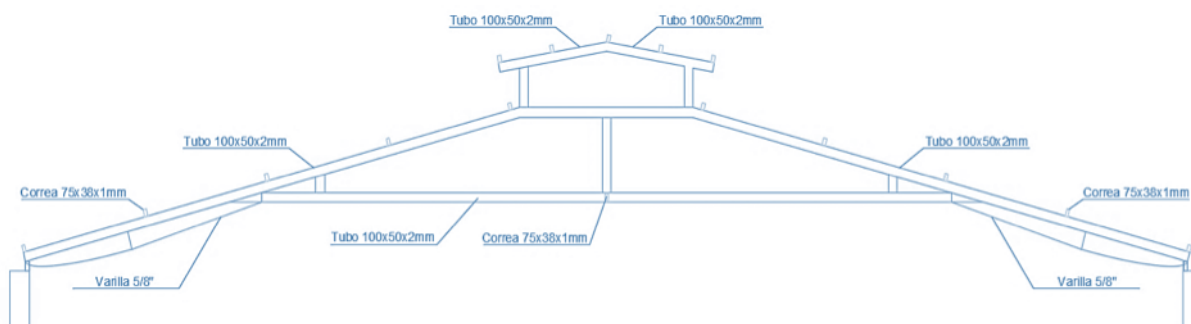


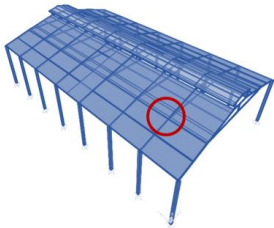

Figura 41. Cercha de caso de estudio: colapso de estructura metálica

Fuente: Rojas (2019).

La estructura metálica no presentó patologías visibles en días anteriores al colapso, por lo que se requirió determinar las razones del colapso según la propia estructura, es decir, después del colapso se analizó cuáles eran las razones por las que falló la estructura. Para poder analizar la razón de la falla de la estructura, es necesaria la realización de un modelo matemático estructural, con el fin de determinar por medio del uso de elementos finitos cuales fueron las razones reales para que se causara el colapso de la estructura. Es por ello que, a continuación, se presentan imágenes de las patologías evidenciadas en el estudio del colapso de la estructura metálica, analizando cada uno de los elementos que contenía la estructura. Para dicho análisis es necesario el uso de una ficha técnica donde se identifiquen los elementos que conforman la estructura, además de clasificar e identificar las patologías y lesiones evidentes en la estructura luego del colapso.

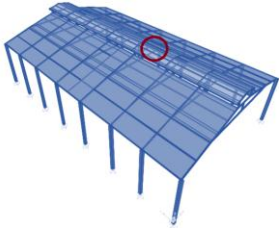

La ficha contiene los elementos que debería contener la estructura, que para el caso de una estructura metálica son: cimentación, columnas, vigas, cerchas, correas, contravientos, riostras y una cubierta liviana. Además, es necesario identificar si los elementos presentan lesiones que, según su clasificación, pueden ser físicas, mecánicas o químicas: dentro de las lesiones físicas se tiene daño por humedad, suciedad o erosión; para las lesiones mecánicas se tienen los daños por grietas, fisuras o deformaciones; y para las lesiones químicas se tienen los daños por oxidación, corrosión o la presencia de organismos vivos.

Tabla 3. Caso 1. Primer fallo de conexión encontrado

Ficha de clasificación e identificación de lesiones en estructuras metálicas					FICHA No. 1 / 5	
Elemento Afectado			Tipología de la Lesión			
Columna	Correa	X	Física	Mecánica	Química	
Viga	Contraviento		Humedad	Grieta	Oxidación	
Cubierta Liviana	X Riostra		Suciedad	Fisura	Corrosión	
Conexión	X Cercha		Erosión física	Deformación	X Organismos	
Tipo de conexión			Daño presentado			
Soldadura	X Tornillo de alta resistencia		Falla parcial	Falla General	X Colapso	
Descripción del Elemento Afectado			Plano de ubicación		Fotografía la Lesión	
Una de las principales fallas presentadas en la estructura se presentó en las correas principales que sostenían las tejas livianas de la cubierta, como se observa en la imagen.						
Descripción de la Causa de la Lesión						
Las correas fallaron por torsión, lo que indica una mala ubicación de las correas en la cercha o la no generación de nudos en ellas, se producen cargas puntuales en los elementos, donde debido a su bajo espesor se considera que no se tuvo en cuenta en el diseño.						

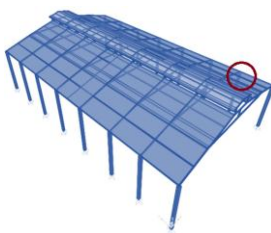

La tabla 3 muestra el primer fallo de conexión encontrado en el caso 1. En la anterior ficha, es posible identificar que fueron afectados las correas y por ende la cubierta liviana, debido a la deformación por torsión de la estructura. Según el análisis presentado, se tiene que el agente externo que generó el colapso se trató de una lluvia torrencial presentada en la zona donde se ubicaba la estructura, además, por medio del análisis del modelo matemático generado, se identificó que la estructura carecía de un correcto diseño estructural, la principal conclusión presentada fue que, el sistema fue inadecuado en el detallado geométrico de la unión cercha-columna y conexiones entre los elementos metálicos, lo cual ha generado que varios elementos no trabajen a tensión y/o compresión pura, sino que esté presentando un fenómeno de flexo-tracción y/o flexo-compresión para lo cual estos elementos no están en condiciones de resistir.

Tabla 4. Caso 1. Segundo fallo de conexión encontrado

Ficha de clasificación e identificación de lesiones en estructuras metálicas					FICHA No. 2 / 5	
Elemento Afectado			Tipología de la Lesión			
Columna	Correa	X	Física	Mecánica	Química	
Viga	Contraviento		Humedad	Grieta	Oxidación	
Cubierta Liviana	X Riostra		Suciedad	Fisura	Corrosión	
Conexión	X Cercha		Erosión física	Deformación	X Organismos	
Tipo de conexión			Daño presentado			
Soldadura	X Tornillo de alta resistencia		Falla parcial	Falla General	X Colapso	
Descripción del Elemento Afectado			Plano de ubicación		Fotografía la Lesión	
Falla en la cercha, específicamente en el cordón principal.						
Descripción de la Causa de la Lesión						
Falla a flexión del cordón principal donde estos elementos son principalmente diseñados para resistir a tracción o compresión. No se aprecia el diseño del nudo donde se genera rótula plástica.						

La tabla 4 muestra el segundo fallo de conexión encontrado en el caso 1. En la ficha No. 2, se logra identificar que los elementos que deberían trabajar a tensión o a compresión, se encontraban trabajando a tensión, debido a que el sistema carecía de conexiones adecuadas en los elementos que hacen la transferencia de cargas. Es por lo anterior, que se genera la siguiente conclusión luego del análisis de la estructura, por falencias en el tipo de fabricación y la colocación de los elementos estructurales sin diseño previo alguno, los elementos están sometidos a grandes esfuerzos de flexo compresión y flexo tracción que aceleran el colapso de la estructura ante cargas superiores a la de diseño.

Tabla 5. Caso 1. Tercer fallo de conexión encontrado

Ficha de clasificación e identificación de lesiones en estructuras metálicas					FICHA No.
					3 / 5
Elemento Afectado			Tipología de la Lesión		
Columna	X	Correa	Física	Mecánica	Química
Viga		Contraviento	Humedad	Grieta	Oxidación
Cubierta Liviana	X	Riostra	Suciedad	Fisura	Corrosión
Conexión	X	Cercha	Erosión física	Deformación	X Organismos
Tipo de conexión			Daño presentado		
Soldadura	X	Tornillo de alta resistencia	Falla parcial	Falla General	X Colapso
Descripción del Elemento Afectado			Plano de ubicación		Fotografía la Lesión
Falla en la conexión entre las cerchas metálicas y las columnas de concreto reforzado.					
Descripción de la Causa de la Lesión					
Falla a compresión de las columnas, debido a que las cerchas no están correctamente ancladas a las columnas, además se tiene que la dimensión de la columna no es suficiente para generar un apoyo estable para las cerchas, lo cual generó el fallo en los apoyos.					

La tabla 5 muestra el segundo fallo de conexión encontrado en el caso 1. En la ficha No. 3, se logró identificar que existió una inadecuada conexión entre la estructura metálica y la estructura en concreto reforzado de soporte, es por lo que se genera la falla a compresión de las columnas, lo cual se debe a que el tamaño del apoyo no era el adecuado para la estructura que soportaba. Las estructuras deben diseñarse de tal forma que todos sus elementos estén transmitiendo cargas hacia los apoyos, en particular las estructuras metálicas hacen transferencia de cargas por medio de las conexiones. Otra conclusión que se obtiene del análisis de la estructura es, la alta ductilidad de los aceros estructurales, que es una de las grandes ventajas de las estructuras metálicas, se puede ver entorpecida por una mala soldadura que puede presentar falla de los nudos entre los elementos. Por lo que, es necesario generar conexiones adecuadas que garanticen la transferencia de cargas en casos extremos, así como el evento de lluvia presentado que generó el fallo y colapso de la estructura.

Tabla 6. Caso 1. Cuarto fallo de conexión encontrado

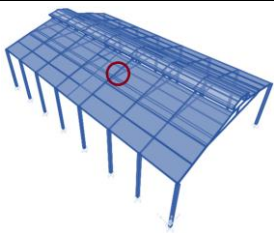
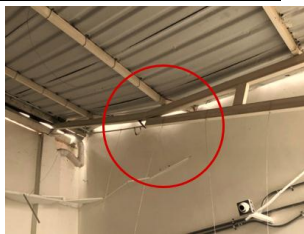
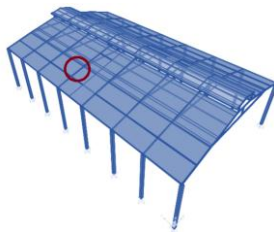
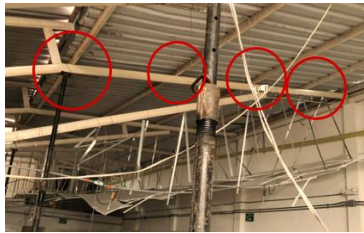
Ficha de clasificación e identificación de lesiones en estructuras metálicas					FICHA No. 4 / 5
Elemento Afectado		Tipología de la Lesión			
Columna	Correa	Física	Mecánica	Química	
Viga	Contraviento	Humedad	Grieta	Oxidación	
Cubierta Liviana	X Riostra	Suciedad	Fisura	Corrosión	
Conexión	X Cercha	Erosión física	Deformación	X Organismos	
Tipo de conexión		Daño presentado			
Soldadura	X Tornillo de alta resistencia	Falla parcial	Falla General	X Colapso	
Descripción del Elemento Afectado		Plano de ubicación	Fotografía la Lesión		
Falla en nudo entre los dos cordones principales de la cercha.					
Descripción de la Causa de la Lesión					
La falla se presentó debido a la inexistencia de una conexión adecuada entre los dos cordones principales de la cercha principal.					

Tabla 7. Caso 1. Quinto fallo de conexión encontrado

Ficha de clasificación e identificación de lesiones en estructuras metálicas					FICHA No. 5 / 5
Elemento Afectado		Tipología de la Lesión			
Columna	Correa	Física	Mecánica	Química	
Viga	Contraviento	Humedad	Grieta	Oxidación	
Cubierta Liviana	X Riostra	Suciedad	Fisura	Corrosión	
Conexión	X Cercha	Erosión física	Deformación	X Organismos	
Tipo de conexión		Daño presentado			
Soldadura	X Tornillo de alta resistencia	Falla parcial	Falla General	X Colapso	
Descripción del Elemento Afectado		Plano de ubicación	Fotografía la Lesión		
Falla por la falta de transferencia de cargas debido a conexiones incorrectas entre las correas y las cerchas principales.					
Descripción de la Causa de la Lesión					
Las correas que se encargan de transmitir las cargas a la cercha no se encuentran ubicadas en los nudos de la misma, por lo cual genera cargas puntuales en los elementos que se debe tener en cuenta en el diseño, dado a sus dimensiones se aprecia que no se tuvo en cuenta y es propenso a falla.					

Como recomendaciones generadas a partir del análisis del colapso de la estructura se tiene lo siguiente: Debido al colapso total de la estructura se deberá desmontar toda la estructura metálica, debido a que no es recuperable ni apta para un posterior diseño. Se requiere realizar un estudio para reforzar y/o diseñar nuevas columnas capaces de soportar las cargas que transmiten las cerchas de cubierta. Se deberá realizar un nuevo diseño de las cerchas metálicas capaces de resistir las cargas muertas, cargas vivas, cargas de viento, carga de empozamiento de agua que se puedan presentar de acuerdo a la geometría de la cercha, realizando un correcto diseño de conexiones de los elementos para evitar las fallas presenciadas, realizar por un profesional idóneo en el tema.

4.5.2 Caso 2. Colapso de estructura metálica del techo de un centro comercial. El caso de estudio de colapso de la estructura metálica del techo de un centro comercial fue investigado por Krentowski et al. (2019). El trabajo realizado describe las acciones realizadas a raíz de un desastre imprevisto de un centro comercial que había estado en funcionamiento durante varias décadas. El colapso se generó inesperadamente bajo el impacto de una capa de nieve, cuyo espesor no superó el valor límite de la normativa vigente. La estructura se compone de vigas de celosía dovelas de acero (4×6 m) de 24 m de luz, conectadas entre sí mediante pernos y soldaduras. El estudio conllevó la identificación de fallas en los elementos estructurales y en las conexiones, así como posibles errores cometidos durante los trabajos de modernización varios meses antes del desastre. Se determinaron los parámetros de resistencia reales de los elementos estructurales de acero y las juntas. Se analizó el esfuerzo de los elementos estructurales básicos, con especial énfasis en el estado de las conexiones de los sucesivos segmentos de las vigas dañadas. Se determinaron las causas del desastre. El trabajo concluye presentando un concepto y condiciones para levantar y reconstruir el techo dañado (Krentowski et al., 2019).

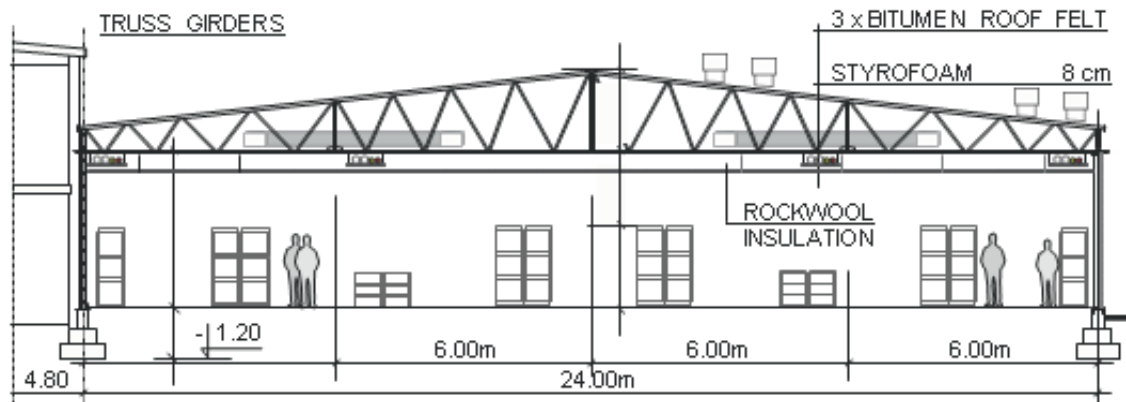



Figura 42. Sección transversal de la instalación, disposición de los elementos estructurales antes del colapso

Fuente: Krentowski et al. (2019).

La figura 42 muestra la disposición de los elementos estructurales antes del colapso. A continuación, se muestra los daños ocasionados en la estructura debidas al sobrepeso ocasionado por nieve en la cubierta. La ficha No. 1 presentada en la tabla 8 muestra la estructura después del colapso de la cercha principal. Debido a que el desastre de la cubierta se inició durante la noche y las medidas de seguridad en las estructuras afectadas estaban bien organizadas, fue posible para evitar bajas y reducir las pérdidas financieras. Todos los elementos del techo deformado se protegieron inmediatamente contra el peligro de extender el desastre a las vigas restantes. Se aplicaron vigas provisionales de soporte para la cercha de acero colapsada ajustables a la altura comúnmente utilizados como estructuras de soporte para la obturación del sistema. Se retiró una capa de nieve de la superficie del techo, cuyo peso había aumentado rápidamente debido al fenómeno de deshielo (la temperatura exterior era de aproximadamente 0°C). Las personas que trabajan en la zona de peligro estaban equipadas con equipos de protección.


Tabla 8. Caso 2. Primer fallo de conexión encontrado

Ficha de clasificación e identificación de lesiones en estructuras metálicas					FICHA No. 1 / 2
Elemento Afectado			Tipología de la Lesión		
Columna	Correa		Física	Mecánica	Química
Viga	X	Contraviento	Humedad	Grieta	Oxidación
Cubierta Liviana	X	Riostra	Suciedad	Fisura	Corrosión
Conexión	X	Cercha	X	Erosión física	Deformación X Organismos
Tipo de conexión			Daño presentado		
Soldadura	Tornillo de alta resistencia	X	Falla parcial	Falla General	X Colapso X
Descripción del Elemento Afectado			Fotografía la Lesión		
Falla en la cubierta liviana por causa de sobrecarga por nieve. El colapso se generó por falla de las conexiones pernadas de acero.					
Descripción de la Causa de la Lesión					
Colapso no señalado de la parte del techo, cargado con una capa de nieve fresca. El grosor de la capa de nieve no excedió el valor límite especificado en el estándar. Tres de siete vigas de acero, de 24 m en el lapso, ubicadas en la parte central de la instalación fueron dañadas.					

La tabla 9 muestra la Ficha No. 2 en donde se puede observar la ubicación de los elementos rotos de la viga de la zona central y un método de soporte temporal pero estable de la estructura del techo colapsada. Según los registros durante la etapa de construcción de la edificación, el diseñador calculó que las vigas llevarían las siguientes cargas: propio peso de la estructura y elementos de finalización, un techo suspendido, carga de nieve, presión o succión del viento, carga de ventilación, instalaciones eléctricas y tecnológicas, así como carga térmica causada por la variabilidad de la temperatura. Además, durante la conexión de dovelas en la obra, se constató que tres de las siete vigas no habían sido provistas de cartelas en la zona de la conexión central inferior cuando se fabricaron. Durante el desastre, el techo quedó cubierto con una capa de nieve fresca. El valor real de la carga de nieve transferida a los elementos de la estructura de soporte del techo se determinó sobre la base de mediciones de inventario. El espesor de la capa de nieve de

unos 25 cm correspondía a una carga de aproximada de $0,40\text{kN/m}^2$. Como resultado de las investigaciones visuales y de inventario realizadas en la zona de desastre, se descubrió que, después de romper las conexiones centrales de la mosca inferior, los segmentos de las tres vigas descansaban en las tiendas de acero. Los puntos de pivote de las vigas se ubicaron en los nodos de soporte en los cabezales de la columna. Los pernos utilizados como conectores en las zonas de la cabeza se sometieron a deformaciones plásticas.

Tabla 9. Caso 2. Segundo fallo de conexión encontrado

Ficha de clasificación e identificación de lesiones en estructuras metálicas					FICHA No.
					2 / 2
Elemento Afectado			Tipología de la Lesión		
Columna	Correa		Física	Mecánica	Química
Viga	X	Contraviento	Humedad	Grieta	Oxidación
Cubierta Liviana	X	Riostra	Suciedad	Fisura	Corrosión
Conexión	X	Cercha	X	Erosión física	Deformación X Organismos
Tipo de conexión			Daño presentado		
Soldadura	Tornillo de alta resistencia	X	Falla parcial	Falla General	X Colapso X
Descripción del Elemento Afectado			Fotografía la Lesión		
Ubicación de los elementos rotos de la viga de la zona central y un método de soporte temporal pero estable de la estructura del techo colapsada.					
Descripción de la Causa de la Lesión					
Los pernos utilizados como conectores en las zonas de la cabeza se sometieron a deformaciones plásticas.					

Para una mejor comprensión de la funcionalidad de la viga colapsada y de la forma en que falló Krentowski et al. (2019) realizaron un modelo matemático en un software de elementos finitos. La figura 43 muestra la distribución de las tensiones de tracción y la disposición de los elementos de viga deformados en el área de la conexión inferior implementada. Según Krentowski et al. (2019) durante los trabajos de modernización que se realizaron a la estructura meses antes del colapso que involucran, entre otros, un reemplazo de techos y pisos suspendidos,

los equipos de construcción interfirieron con las conexiones existentes de los elementos de la viga y las conexiones de base de la columna, que en consecuencia dieron como resultado un desastre retrasado.

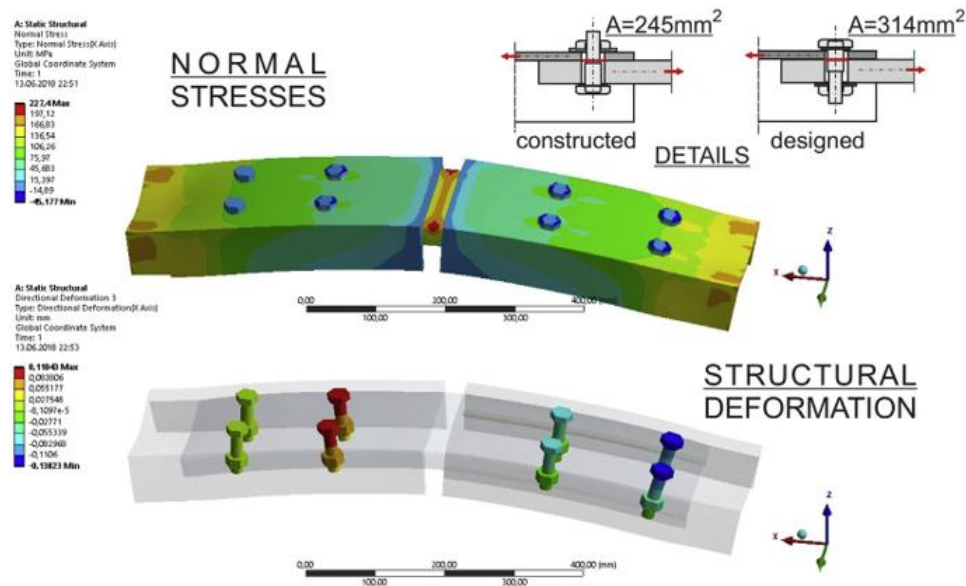


Figura 43. Distribución de tensión normal del nodo central

Fuente: Krentowski et al. (2019).

La figura 44 muestra el mecanismo de elevación y estabilización de las dovelas de las vigas colapsadas, así como la dirección de deformación y la posición final de los elementos de las vigas dañadas (Krentowski et al., 2019).

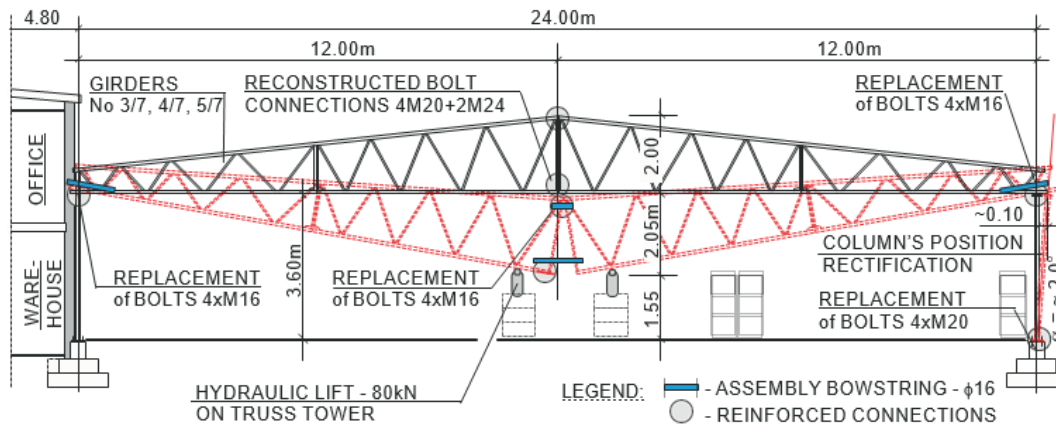


Figura 44. Mecanismo de elevación y estabilización de las dovelas de las vigas colapsadas

Fuente: Krentowski et al. (2019).

Krentowski et al. (2019) muestran un ejemplo típico de un desastre de construcción como resultado de la falta de supervisión adecuada durante el proceso de construcción y modernización. Ya que, según lo estudiado, la carga de nieve fue solo un detonante que provocó el colapso del techo. El colapso de tres vigas de celosía en el centro comercial, cuyo techo estaba cargado con una capa de nieve de un espesor que no excedía los valores límite especificados en las normas de construcción, fue el resultado de fallas humanas cometidas en el curso de: construcción de edificios – resultando en defectos causados por conexiones incorrectas de los segmentos de la viga; modernización de las instalaciones: implica la reparación defectuosa de las conexiones de los pilares con las bases, lo que resultó en un cambio no deseado en el esquema estático de la estructura (Krentowski et al., 2019).

5. Conclusiones

El presente trabajo se realizó con el fin de mostrar un diseño metodológico para el análisis de fallas en conexiones en estructuras metálicas de edificaciones. Para lo cual, se analizó la viabilidad de la investigación por medio de un análisis bibliométrico de las publicaciones de estudio en una ventana de observación de 10 años. Se describió dentro de una contextualización generalizada la reseña histórica de la evolución de los tipos de conexiones metálicas a través del tiempo. Se describieron los diferentes tipos de conexiones junto con el proceso de diseño según la normatividad existente a nivel mundial. Se presentó un proceso de análisis de fallas mediante una ficha técnica de clasificación e identificación de fallas y junto con el diagnóstico se mostró la forma de realizar el análisis de la estructura a través de un software especializado en análisis y diseño estructural.

Se presentó una propuesta de análisis para identificación de las causas de fallas, la cual conllevaba las siguientes indicaciones: Se parte de un análisis observacional en el que se analiza el estado actual en el que se encuentra la estructura identificando los elementos que han fallado. Una vez se ha identificado cada uno de los elementos fallados, se procede a determinar el tipo de falla que presenta haciendo uso de una ficha técnica en la que se describa brevemente el daño presentado. Se realiza un chequeo de los materiales identificando su calidad, lo cual incluye las propiedades físicas y mecánicas del tipo de acero utilizado, los materiales con el cual se realiza la conexión, ya sea por medio de soldadura o con pernos o tornillos de alta resistencia. Se realiza un modelo matemático de la estructura, teniendo en cuenta lo observado en el primer paso, y con los materiales reales que fueron utilizados en la construcción, se analizan las cargas y se determina si el daño fue producido por un sobreesfuerzo de la estructura no previsto, si el daño lo ocasionó alguna catástrofe natural como un sismo, tornado, huracán, entre otros, o por el contrario si se

debe a una falla por malos materiales de construcción. Una vez se diagnostique el estado de la estructura y la posible causa del fallo de la misma, se procede a proponer una alternativa de solución con el fin de garantizar el futuro uso de la edificación.

Se presentaron dos casos de estudios, uno de Colombia y otro a nivel mundial. En el caso de estudio de Colombia, se trató del colapso de una estructura metálica, el cual concluyó con la siguiente observación: Debido al colapso total de la estructura se deberá desmontar toda la estructura metálica, ya que no es recuperable ni apta para un posterior diseño. Se requiere realizar un estudio para reforzar y/o diseñar nuevas columnas capaces de soportar las cargas que transmiten las cerchas de cubierta. Se deberá realizar un nuevo diseño de las cerchas metálicas capaces de resistir las cargas muertas, cargas vivas, cargas de viento, carga de empozamiento de agua que se puedan presentar de acuerdo a la geometría de la cercha, realizando un correcto diseño de conexiones de los elementos para evitar las fallas presenciadas, realizar por un profesional idóneo en el tema.

El segundo caso de estudio realizado por Krentowski et al. (2019) concluyó lo siguiente: Ya que, según lo estudiado, la carga de nieve fue solo un detonante que provocó el colapso del techo. El colapso de tres vigas de celosía en el centro comercial, cuyo techo estaba cargado con una capa de nieve de un espesor que no excedía los valores límite especificados en las normas de construcción, fue el resultado de fallas humanas cometidas en el curso de: construcción de edificios – resultando en defectos causados por conexiones incorrectas de los segmentos de la viga; modernización de las instalaciones: implica la reparación defectuosa de las conexiones de los pilares con las bases, lo que resultó en un cambio no deseado en el esquema estático de la estructura

Referencias Bibliográficas

- Al Kajbaf, A., Fanaie, N. & Najarkolaie, K. (2018). Numerical simulation of failure in steel posttensioned connections under cyclic loading. *Engineering Failure Analysis*, 4(1), 35-57.
- Alembagheria, M., Sharafia, P. & Hajirezaeib, R. (2020). Collapse capacity of modular steel buildings subject to module loss scenarios: The role of inter-module connections. *Engineering Structures*, 2(210), 1-15.
- Alpsten, G. (2017). Causes of Structural Failures with Steel Structures. IABSE Symposium Report. The Royal Institute of Technology KTH, Stockholm 1-9.
- American Institute of Steel Construction. (2011). Seismic provisions for structural steel buildings, ANSI/AISC 341–10. *An American National Standard*, 4(2), 355–410.
- Andrade, C. (2015). *Calificación de conexiones de perfiles de acero – viga conectada al eje débil de la columna*. Tesis de maestría. Universidad Nacional de Colombia. Bogotá, Colombia.
- Andrew, L., Wensu, C., Hong, H. & Kaiming, B. (2019). New interlocking inter-module connection for modular steel buildings: Experimental and numerical studies. *Engineering Structures*, 198(2), 109-465.
- Arquitectura en Acero. (s,f). Conexión de momento en pórticos de acero. Recuperado de: <http://www.arquitecturaenacero.org/>
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10*. Bogotá: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.

- Chen, Z., Liu, J. & Yu Y. (2017) Experimental study on interior connections in modular steel buildings. *Engineering Structures*, 2(147), 625–38.
- Clavijo, F (2016). *Desarrollo de software para diseño de conexiones en estructuras de acero bajo especificaciones del AISC*. Tesis de maestría. Universidad Nacional de Colombia. Bogotá, Colombia.
- Committee CBS. (2016). *National Standard of the People's Republic of China: Code for Design of Composite Structures (JGJ 138-2016)*. China: China Archit Build Press Beijing, China.
- Dai, X., Zong, L., Ding, Y. & Li, ZX. (2019). Experimental study on seismic behavior of a novel plug-in self-lock joint for modular steel construction. *Engineering Structures*, 181(2), 143–64.
- Delgado, C. (2017). *Propuesta metodológica para el diseño de conexiones metálicas precalificadas en Colombia*. Tesis de maestría. Universidad Industrial de Santander. Bucaramanga, Colombia.
- Deng, E., Zong, L., Ding, Y., Dai, X., Lou, N. & Chen, Y. (2018). Monotonic and cyclic response of bolted connections with welded cover plate for modular steel construction. *Engineering Structures*, 4(167), 407–19.
- Douglas, J. & Ransom, B. (2007). *Understanding Building Failures*. New York: Taylor & Francis.
- Duffuaa, S., Raouf, A. & Campbell, J. (2009). *Sistemas de Mantenimiento, planeación y control*. México: Limusa.

- García, S. (2003). *Confrontación de la teoría estructural de falla de conexiones metálicas atornilladas y soldadas contra los resultados obtenidos en ensayos de laboratorio. TEG Especialista en estructuras*. Tesis de grado. Universidad Nacional de Colombia Medellín, Colombia.
- Gómez, E. (2020). *Simulación en SAP2000 de uniones para estructura metálica y su prototipo a escala usando AVA*. Tesis de grado. Universidad de Valladolid. Valladolid, España.
- Gómez, J. (2001). *Diagnóstico sobre la falla de la estructura del Diagnosticentro Cardiesel Dosquebradas-Risaralda*. Tesis de grado. Universidad Nacional de Colombia. Manizales, Colombia.
- Gunawardena T. (2016). Behaviour of prefabricated modular buildings subjected to lateral loads. PhD Thesis.
- Gusella, F., Lavacchini, G. & Orlando, M. (2018). Monotonic and cyclic tests on beam-column joints of industrial pallet racks. *Journal of Constructional Steel Research*, 140(2), 92–107.
- Guzmán, O. (2006). *Diseño de conexiones con AISD-LRFD-1999*. México: Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura Unidad Zacateco.
- Krentowski, J., Chyzy, T., Dunaj, P. & Dunaj, P. (2019). Delayed Catastrophe of a steel roofing structure of a shopping facility. *Engineering Failure Analysis*, 98(1), 72-82.
- Lee, S., Park, J., Shon, S. & Kang, C. (2018). Seismic performance evaluation of the ceilingbracket-type modular joint with various bracket parameters. *Journal of Constructional Steel Research*, 150(2), 298–325.

- Luo FJ, Bai Y, Hou J, Huang Y. (2019). Progressive collapse analysis and structural robustness of steel-framed modular buildings. *Engineering Failure Analysis*, 104(5), 643–56.
- MacDonald, S. (2003). *Concrete - Building Pathology*. Oxford: Blackwell Science.
- Nadeem, G., Safiee, N., Bakar, N., Karim, I. & Mohd, N. (2021). Connection design in modular steel construction: A review. *Structures*, 66(5), 3239-3256.
- Picazo, Á. (2007). *Medios de unión de estructuras metálicas. I jornada nacional de investigación en edificación*. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid.
- Ransom, W. (2005). *Building Failures - Diagnosis and Avoidance*. London: Taylor & Francis.
- Reyes, A., Rivera, J. & Haldar, A. (2012). *Ductility, interstory and displacement of steel buildings with perimeter and spatial moment frames resisten*. Recuperado de: <https://www.semanticscholar.org/paper/Ductility-%2C-interstory-and-displacement-of-steel-Reyes-Salazar-Rivera-Leyva/955393ddd472f0ac607179e0f24ad23eb0cfda2b>
- Rincón, J. (2013). *Diseño de conexiones típicas de edificios de acero*. Bogotá: Universidad de los Andes.
- Rojas, J. (2019). *Patologías en construcciones civiles*. Cúcuta: UFPS.
- Shah, N., Ramli, H. & Mahdi, J. (2016). State-of-the-art review on the design and performance of steel pallet rac connection. *Engineering Failure Analysis*, 4(66), 240-258.
- Torres, C. & Cruz, R0 (2012). Estado del arte en calificación de conexiones rígidas metálicas viga columna. *Revista Colombiana de tecnologías de Avanzada*, 2(20), 17-27.

Trahair, N., Bradford, M., Nethercot, D. & Gardner, L (2008). *El comportamiento y diseño de estructuras de acero para EC3*. London: Taylor & Francis.

Wang, W., Fang, C., Chen, Y. & Wang, M. (2016). Seismic performance of steel H-beam to SHS column cast modular panel zone joints. *Engineering Structures*, 4(117), 145–60.

Xiaoning, P. (2003). *Design of structural connections to eurocode 3*. Watford: BRE.

Zhou, C. Liu, J., Yu, Y., Chen, Z. & Yan, R. (2017) Experimental study of an innovative modular steel building connection. *Journal of Constructional Steel Research*, 139(2), 69–82.