



**Universidad Autónoma del Estado de México
Maestría en Ciencias de la Ingeniería
Estructuras**

**“Análisis probabilístico y evaluación de costos en
el ciclo de vida para dos alternativas de
conexiones de acero en un edificio sujeto a riesgo
sísmico”**

**PROYECTO DE TESIS
PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN CIENCIAS DE LA INGENIERÍA**

**PRESENTA
Ing. Jorge Cuca Delgado**

Director: Dr. David de León Escobedo
Codirector: Dr. Tiziano Perea Olvera
Asesor: Dr. David Joaquín Delgado Hernández

Contenido

1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Resumen.....	1
1.2 Introducción.....	1
1.3 Objetivo.....	6
1.3.1 Objetivo general.....	6
1.3.2 Objetivos particulares.....	6
1.4 Justificación.....	7
1.5 Hipótesis.....	7
1.6 Alcances y limitaciones.....	7
1.6.1 Alcances.....	7
1.6.2 Limitaciones.....	8
2. ANTECEDENTES.....	9
2.1 Conexiones de acero.....	9
2.2 Elemento finito.....	28
2.3 Evaluación de riesgo.....	46
2.3.1 Probabilidad de ocurrencia.....	48
2.3.2 Confiabilidad y probabilidad de falla.....	49
2.3.3 Evaluación de costos.....	56
3. ESTUDIO: ANÁLISIS EDIFICIO.....	65
3.1 Descripción.....	65
3.2 Acciones.....	68
3.2.1 Cargas gravitacionales.....	68
3.2.2 Espectro de respuesta.....	69
3.3 Análisis y diseño.....	70
3.4 Diseño de las conexiones viga-a-columna.....	72
4. ESTUDIO: CALIFICACIÓN DE CONEXIONES CON ANÁLISIS DE ELEMENTOS FINITOS	80
4.1 Protocolo de carga.....	80
4.2 Software.....	81
4.3 Calibración.....	83
4.4 Evaluación de conexión CCP-S.....	86
4.5 Evaluación de conexión CCP-A.....	91
5. EVALUACIÓN PROBABILISTA.....	94
5.1 Resistencia.....	94
5.2 Demanda.....	95

5.2.1 Acelerogramas	95
5.2.2 Análisis no lineal	97
5.3 Evaluación Probabilista	99
5.3.1 Probabilidad condicional de falla	99
5.3.2 Probabilidad condicional de reparación	101
5.3.3 Probabilidad de ocurrencia.....	101
6. EVALUACIÓN DE COSTOS	103
6.1 Escenarios de costos esperados	104
6.1.1 Costo inicial.....	104
6.1.2 Costo esperado por daño en elementos no estructurales.....	108
6.1.3 Costo esperado por reparaciones.....	108
6.1.4 Costo esperado por daño en contenidos	111
6.1.5 Costo esperado por fatalidades.....	112
6.1.6 Costo esperado por lesiones	113
6.1.7 Función de valor presente	114
6.2 Costo total esperado durante el ciclo de vida por flexión	115
6.3 Costo total esperado durante el ciclo de vida por rotación.....	115
7. DISCUSIÓN DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES	117
7.1 Discusión de resultados	117
7.1.1 Conexiones	117
7.1.2 Validación de las conexiones con análisis de elemento finito	119
7.1.3 Evaluación de costos.....	123
7.2 Conclusiones	133
7.3 Futuras investigaciones	135
8. BIBLIOGRAFIA	136
9. ANEXOS	141
9.1 Análisis de costos unitarios conexiones CCP-S y CCP-A	141

Tabla de figuras

Figura 1-1. Modo de falla en conexión Pre-Northridge en soldadura y placa base (Crisafulli 2018)	2
Figura 1-2. Placas tectónicas en la República Mexicana.....	3
Figura 1-3. Registro de sismicidad en México (Pérez-Gavilán et al. 2018)	3
Figura 1-4. Daños en sismos de 1957, 1979 y 1985 y colapsos de 2017. (Pérez-Gavilán et al. 2018)	4
Figura 2-1. Conexión típica "Pre-Northridge" (Lu et al. 2000).....	9
Figura 2-2. Espécimen a tensión viga-columna (Kaufmann 1997)	10
Figura 2-3. Espécimen BFP 01 (Schneider y Teeraparbong 2002).....	12
Figura 2-4. Curvas momento normalizado vs rotación plástica (Schneider y Teeraparbong 2002).....	12
Figura 2-5. Detalle de soldadura para especímenes (Chen et al. 2006)	13
Figura 2-6. Conexión tipo "árbol" a) W10-L1A b) W10-L2A c) W08-L1A (Chen et al. 2006).....	14
Figura 2-7. Curva momento-rotación a) W10-L1A b) W10-L2A c) W08-L1A (Chen et al. 2006).....	14
Figura 2-8. Detalle de conexiones (Sato et al. 2008).....	16
Figura 2-9. Fractura en conexión BFP-3 al final de la prueba (Sato et al. 2008).....	16
Figura 2-10. Curvas momento-rotación conexiones BFP (Sato et al. 2008).....	17
Figura 2-11. Conexiones con cubreplacas soldadas probadas por Ghobadi et al. (2009). a) RC1 b) RC2 c) RC3.....	18
Figura 2-12. Curvas momento-rotación a) RC1 b) RC2 c) RC3 d) RC4 e) RC5 (Ghobadi et al. 2009)	20
Figura 2-13. Configuración básica de conexiones estudiadas (Gholami et al. 2013)	21
Figura 2-14. Geometría de soldadura: a) LF50-T b) LF50 (Gholami et al. 2013).....	21
Figura 2-15. Comparación de curvas histeréticas de especímenes LF50 y LF30 (Gholami et al. 2013) ...	22
Figura 2-16. Espécimen LF30 (Gholami et al. 2013).....	23
Figura 2-17. Conexión columna tubular-trabe I (Zhang y Shu 2015).....	23
Figura 2-18. Perfiles para estudio (Yilmaz et al. 2019).....	24
Figura 2-19. Conexiones BFP y BSEP, a la izquierda y derecha respectivamente (Yilmaz et al. 2019) ...	24
Figura 2-20. Curvas momento-rotación de perfiles laminados. A la izquierda BSEP; a la derecha BFP (Yilmaz et al. 2019).....	24
Figura 2-21. Curvas momento-rotación de perfiles armados. A la izquierda BSEP; a la derecha BFP (Yilmaz et al. 2019).....	25
Figura 2-22. Detalle de especímenes (Yu, et al. 2020).....	25
Figura 2-23. Relaciones histeréticas.....	26
Figura 2-24. Esquema de conexión 1BI; adaptado de Perea et al. (2019)	27
Figura 2-25. Gráfica momento-distorsión de conexión 1BI (Perea et al. 2019)	28
Figura 2-26. Especímenes de conexión ensayados (Tapia et al. 2020).....	28
Figura 2-27. Estructura dividida en elementos finitos (Cook et al. 2001)	29
Figura 2-28. Mallado de conexión en estudio (Ting et al. 1991).....	31
Figura 2-29. Conexión con rigidizadores externos T (Ting et al. 1991).....	31
Figura 2-30. Modelo de elemento finito tridimensional (Ricles et al. 2003).....	32
Figura 2-31. Conexión tipo "árbol" y modelos de conexión. a) W10-L1A b) W10-L2A c) W08-L1A (Chen et al. 2006).....	33
Figura 2-32. Curva momento-distorsión para modelos analíticos (Chen et al. 2006).....	34
Figura 2-33. Conexiones estudiadas por Deylami y Toloukian (2011) a) Modelo base cubreplacas soldadas b) Modelo con un cartabón c) Modelo con dos cartabones	35
Figura 2-34. Curva momento-rotación experimental vs analítica (Deylami y Toloukian 2011).....	35
Figura 2-35. Distribución de esfuerzos de Von Mises en conexiones (Deylami y Toloukian 2011) a) Convencional b) 1 cartabón c) 2 cartabones.....	35
Figura 2-36. Curvas momento-rotación (Deylami y Toloukian 2011)	36

Figura 2-37. Modelo de elemento finito para LF50-T (Gholami et al. 2013).....	37
Figura 2-38. Relación esfuerzo-deformación bilineal asumida (Gholami et al. 2013)	37
Figura 2-39. Curvas momento-rotación experimental vs analítica. a) LF30 y b) LF50.....	38
Figura 2-40. Modelo de elemento finito de conexión placa extremo extendida y esquema de conexión real (Sifuentes y Perea 2017)	39
Figura 2-41. Curvas momento-rotación, experimental vs elemento finito (Sifuentes y Perea 2017).....	40
Figura 2-42. Izquierda: Protocolo de carga dinámica. Derecha: Mallado en modelo de elemento finito (Perea et al. 2019).....	41
Figura 2-43. Curvas de histéresis experimental y analítica de 2HT y 1HE, a la izquierda y derecha, respectivamente (Perea et al. 2019).....	42
Figura 2-44. Comparaciones curvas experimental contra analítica, mediante parámetros medidos en laboratorio.....	43
Figura 2-45. Modelos representativos de elemento finito (Yu, et al. 2020).....	44
Figura 2-46. Verificación de simulaciones de elemento finito (Yu, et al. 2020)	44
Figura 2-47. Análisis de EF de conexiones BFB-UFW (Yu, et al. 2020).....	45
Figura 2-48. Conexión tipo árbol con placa de extremo extendida. A la izquierda diagrama de conexión, a la derecha modelo de elemento finito para calibración (Jesús et al., 2020).....	45
Figura 2-49. Modelo experimental y numérico de elemento finito para conexión BC1 (Gašić et al. 2021)	46
Figura 2-50. Representación de la función de riesgo en sus componentes H, V y A (Van Westen et al. 2011)	47
Figura 2-51. Marcos estudiados por Zhang et al. (2014).....	52
Figura 2-52. Índices de confiabilidad por estado límite de falla (Zhang et al. 2014).....	53
Figura 2-53. Marcos en estudio (Thai et al. 2016)	54
Figura 2-54. Histograma de desplazamiento normalizado en azotea (Thai et al. 2016)	55
Figura 2-55. Propuesta de algoritmo (Radmehr y Homami 2020)	56
Figura 2-56. Ejemplos de funciones de costo para el ciclo de vida (Ang y De León 1997)	58
Figura 2-57. Conexión atornillada de estudio (De León et al. 2013).....	59
Figura 2-58. Costo esperado durante ciclo de vida para diferentes costos iniciales de conexión soldada (De León et al. 2013).....	60
Figura 2-59. Diferencias entre metodologías HAZUS y P-58 (Kahandawa et al. 2020)	61
Figura 2-60. Modelo de estimación de costos para daños por sismo (Kahandawa et al. 2020)	62
Figura 2-61. Esquema de modelo metodología HAZUS para sismos (FEMA 2022)	63
Figura 2-62. Componentes para evaluación de pérdidas sísmicas (Hosseinpour et al. 2021).....	64
Figura 3-1. Geometría de edificio, vistas en alzado, unidades: cm	65
Figura 3-2. Geometría de edificio en isométrico, unidades: cm	66
Figura 3-3. Geometría de edificio, vista en planta, unidades: cm.....	66
Figura 3-4. Zonificación geológica (CIRES 2022).....	67
Figura 3-5. Ubicación de edificio.....	67
Figura 3-6. Espectros de diseño (SASID 2022)	70
Figura 3-7. Espectro de diseño Q=3.0 (SASID 2022).....	70
Figura 3-8. Modelo de análisis estructural	71
Figura 3-9. Distorsión de entrepiso asociada al espectro de diseño.....	72
Figura 3-10. Secciones principales en el estudio. A la izquierda columna de cuatro placas soldadas tipo cajón 450x450 mm, a la derecha viga de perfil laminado IR406x46.20.....	72
Figura 3-11. Equilibrio de viga (NTC-Acero 2020).....	73
Figura 3-12. Conexión CCP-A, vista en alzado, unidades mm	75

Figura 3-13. Conexión CCP-A, corte A.1, unidades: mm.....	75
Figura 3-14. Conexión CCP-A, vista en isométrico, unidades: mm.....	76
Figura 3-15. Conexión CCP-S, vista en alzado.....	77
Figura 3-16. Conexión CCP-S, corte S.1, unidades: mm.....	77
Figura 3-17. Conexión CCP-S, corte S.2, unidades: mm.....	78
Figura 3-18. Conexión CCP-S, vista en isométrico, unidades: mm.....	79
Figura 4-1. Esquema de protocolo de carga dinámica (AISC 2016b).....	80
Figura 4-2. Protocolo de carga (AISC, 2016b).....	81
Figura 4-3. Flujo de trabajo para modelado en ABAQUS.....	82
Figura 4-4. Esquema de conexión 1BI (Perea et al. 2019).....	84
Figura 4-5. Curva momento-distorsión de conexión 1BI (Perea et al. 2019).....	84
Figura 4-6. Calibración de conexión 1BI, experimental vs elemento finito.....	85
Figura 4-7. Distribución de esfuerzos en modelo de calibración.....	86
Figura 4-8. Fractura en metal base en conexión de cubreplaca en 1BI (Perea et al. 2019).....	86
Figura 4-9. Modelo de elemento finito para conexión CCP-S.....	88
Figura 4-10. Curva trilineal esfuerzo-deformación para aceros (Sumner 2003).....	89
Figura 4-11. Curvas ingenieriles vs reales analíticas evaluadas para aceros. Adaptación de Sumner et al. (2003).....	90
Figura 4-12. Curva momento-rotación de conexión CCP-S.....	91
Figura 4-13. Modelo de elemento finito para conexión CCP-A.....	92
Figura 4-14. Curva momento-rotación de conexión CCP-A.....	93
Figura 5-1. Comparación curvas momento-rotación para conexiones CCP-A y CCP-S.....	94
Figura 5-2. Acelerogramas en estudio.....	96
Figura 5-3. Espectros de respuesta.....	97
Figura 5-4. Representación de rótulas plásticas a partir de las curvas esqueleto (curva de histéresis), a la izquierda conexión CCP-S y a la derecha la conexión CCP-A.....	98
Figura 5-5. Evolución de rotulas plásticas para sismo sintético de subducción.....	99
Figura 6-1. Distribución de costo final (Taghavi y Miranda 2003).....	107
Figura 6-2. Evolución de la tasa de interés en México (Expansión 2023).....	114
Figura 7-1. Conexiones CCP-A, unidades: mm.....	118
Figura 7-2. Conexiones CCP-S, unidades: mm.....	118
Figura 7-3. Calibración de conexión 1BI.....	119
Figura 7-4. Curvas momento-rotación.....	120
Figura 7-5. Esfuerzos en conexión CCP-S.....	121
Figura 7-6. Concentración de esfuerzos en conexión CCP-A.....	121
Figura 7-7. Distribución de esfuerzos en viga.....	122
Figura 7-8. Costos esperados para CCP-S (flexión).....	125
Figura 7-9. Costos esperados para CCP-A (flexión).....	125
Figura 7-10. Distribución de costos esperado para CCP-S (flexión).....	126
Figura 7-11. Distribución de costos esperados para CCP-A (flexión).....	127
Figura 7-12. Costos esperados para CCP-S (rotación).....	128
Figura 7-13. Costos esperados para CCP-A (rotación).....	129
Figura 7-14. Distribución de costos esperado para CCP-S (rotación).....	130
Figura 7-15. Distribución de costos esperado para CCP-A (flexión).....	131
Figura 7-16. Costos esperados durante el ciclo de vida.....	134

Índice de tablas

Tabla 2-1. Propiedades de materiales para modelos analíticos (Gholami et al. 2013).....	38
Tabla 2-2. Parámetros de endurecimiento plástico combinado (Morrison et al. 2015).....	46
Tabla 2-3. Conceptos para evaluación de riesgo (Van Westen et al. 2011; UN-ISDR 2004).....	48
Tabla 3-1. Análisis de cargas en azotea	68
Tabla 3-2. Análisis de cargas en oficinas	69
Tabla 4-1. Protocolo de carga dinámica (AISC, 2016b).....	81
Tabla 4-2. Valores "ingenieriles" para cada tipo de acero.....	88
Tabla 5-1. Respuesta mecánica de conexiones CCP-S y CCP-S.....	95
Tabla 5-2. Demanda en conexiones	99
Tabla 5-3. Parámetros para evaluar probabilidades de falla	100
Tabla 5-4. Parámetros de distribuciones de probabilidad.....	100
Tabla 5-5. Probabilidad de falla condicional.....	100
Tabla 5-6. Parámetros para evaluar probabilidades de reparación	101
Tabla 5-7. Probabilidad de reparación condicional	101
Tabla 5-8. Probabilidad incondicional de falla.....	102
Tabla 5-9. Probabilidad incondicional de reparación	102
Tabla 6-1. Escenarios de daño	104
Tabla 6-2. Resumen de probabilidades de falla y reparación CCP-A y CCP-S.....	104
Tabla 6-3. Peso de miembros estructurales	105
Tabla 6-4. Peso de estructura principal en edificio.....	105
Tabla 6-5. Costo de estructura principal	106
Tabla 6-6. Costo inicial C_i	107
Tabla 6-7. Costo esperado por daño en ENE, escenario de reparación (flexión).....	108
Tabla 6-8. Costo esperado por daño en ENE, escenario de falla (rotación).....	108
Tabla 6-9. Factor de reparación, F_{rep} , para daño en conexiones	109
Tabla 6-10. Costo esperado por reparación, escenario de reparación (flexión)	109
Tabla 6-11. Costo esperado por reparaciones en conexión, escenario de falla (rotación).....	110
Tabla 6-12. Meses de suspensión.....	110
Tabla 6-13. Costo esperado por rentabilidad, evaluación por flexión	111
Tabla 6-14. Costo esperado por rentabilidad, evaluación por rotación.....	111
Tabla 6-15. Costo esperado por reparaciones, $E[C_r]$, evaluación por flexión.....	111
Tabla 6-16. Costo esperado por reparaciones, $E[C_r]$, evaluación por rotación	111
Tabla 6-17. Costo esperado por contenidos, evaluación en rotación	112
Tabla 6-18. Costo esperado por fatalidades, escenario de falla (rotación)	113
Tabla 6-19. Costo esperado por lesiones, escenario de falla (rotación).....	113
Tabla 6-20. Costo total esperado, evaluación por flexión	115
Tabla 6-21. Costo total esperado, evaluación por rotación.....	116
Tabla 7-1. Resumen de escenarios para evaluación de costos.....	124
Tabla 7-2. Probabilidades de reparación y falla	124
Tabla 7-3. Relación de costos esperados (flexión).....	126
Tabla 7-4. Resumen de costos de daños, hipótesis de reparación.....	127
Tabla 7-5. Relación de costos esperado (rotación).....	129
Tabla 7-6. Resumen de costos de daño, hipótesis de falla.....	131
Tabla 7-7. Resumen de costos de lesiones y fatalidades, hipótesis de falla.....	131

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Resumen

La ingeniería desarrolla procesos con un alto grado de seguridad y confiabilidad que brinden al usuario una integral y, al mismo tiempo, buscando la disminución de costos. En este estudio se desarrolla una evaluación de confiabilidad para dos conexiones de acero de uso común en la Ciudad de México, una conexión atornillada y su variante soldada, cuyo nivel de seguridad se cuantificó mediante un análisis costo-beneficio para cada opción. Para determinar la propuesta que represente una mejor solución se utiliza un análisis de costos para el ciclo de vida en función de las probabilidades de falla y reparación. Se estudian las incertidumbres propias de la demanda sísmica y la resistencia de conexiones. La metodología se divide en tres fases: 1) Diseño y análisis no lineal de un edificio de acero de marcos rígidos de mediana ductilidad ubicado en ciudad de México, con un enfoque semiempírico a través del uso de acelerograma representativo del peligro sísmico; 2) Diseño y simulación de dos conexiones con la técnica del elemento finito para estimar la respuesta máxima a flexión y ductilidad; 3) Evaluación de costos para el ciclo de vida del edificio considerando distintos escenarios, los cuales están en función de las probabilidades de falla y reparación de cada conexión, que se estiman mediante una simulación de Montecarlo. La conexión atornillada mostró una mejor relación costo beneficio sobre la alternativa soldada según la metodología aplicada. La investigación presenta un enfoque analítico, y se limita a la evaluación de un solo sistema estructural compuesto por marcos rígidos de acero con columnas tipo cajón y traveses I de mediana ductilidad.

1.2 Introducción

Durante muchos años se consideró que el sistema estructural de marcos de acero era inherentemente dúctil por las propiedades del material, provocando una creencia de invulnerabilidad al daño ocasionado por la actividad sísmica. Sin embargo, durante el sismo de Northridge de 1994, por la severidad y la gran cantidad de estructuras de acero que había en la zona, se identificó que muchos edificios presentaron daños irreversibles a pesar de no haber colapsado. Este sismo, junto con el sismo de Kobe, Japón de 1995, se puede considerar como el primer gran estudio de fuerza sísmica severa en estructuras de acero (Tapia y Tena 2001).

Aunque en dichos eventos no se registraron colapsos de edificios con estructuras de acero, en revisiones más detalladas se halló la existencia de varias afectaciones que limitaron su uso y, en algunos casos, significó su demolición. Estas afectaciones fueron ligadas principalmente al comportamiento inadecuado de las conexiones, particularmente en nudos viga-columna, con modos de falla frágil. En la figura 1-1 se muestran dos ejemplos de estos modos de falla, a la izquierda una fractura en soldaduras y, a la derecha, la presencia en placa base. Se evidenció que la utilización de un material dúctil no bastaba para asegurar un comportamiento dúctil de la estructura (Bruneau et al. 2011). Cabe resaltar que, si bien, los daños mencionados se presentaron en varias clases de edificios de acero, la tipología estructural que mostró un mayor número de daños fue el sistema de marcos resistentes a momento sin elementos arriostrantes (Crisafulli 2018).



Figura 1-1. Modo de falla en conexión Pre-Northridge en soldadura y placa base (Crisafulli 2018)

De acuerdo con Bruneau *et al.* (2011), se ha demostrado que para lograr el comportamiento dúctil de una estructura no basta el uso de un material dúctil en particular, sino que los componentes del sistema (columnas, vigas, riostras y conexiones) deberán aportar una adecuada ductilidad. El diseño y detalle de las conexiones, junto al resto de componentes, es un aspecto fundamental. Actualmente se cuenta con especificaciones para el diseño y detallado de estructuras sismorresistentes en acero.

Tras una serie de sismos históricos (México 1985, Northridge 1994, y Kobe 1995), se observaron daños y comportamiento indeseables para las conexiones de estructuras de acero; se entendió que existía una serie de incertidumbres asociadas a la respuesta sísmica de los edificios y sus conexiones. Fue en este contexto que se planteó el objetivo de estudiar y comprender el comportamiento de los sistemas estructurales a base de acero. Es así como en Estados Unidos se cimentó el programa de investigación analítico-experimental “S.A.C.” (siglas asignadas por el nombre de las tres organizaciones involucradas en el impulso de los estudios: SEAOC, ATC y CUREE), cuyo eje central fue estudiar y analizar las causas de las fallas en edificios de acero, y proponer una serie de soluciones aplicables al diseño y reparación de construcciones existentes y futuras (Project SAC 2021). El programa comprendió tres etapas:

- i. Estudio y evaluación de las prácticas de diseño y construcción previas al sismo de Northridge, principalmente en conexiones pre-Northridge.
- ii. El análisis y origen de las fallas en conexiones pre-Northridge.
- iii. Propuesta de nuevos criterios de diseño y detallado para las conexiones de acero.

Los resultados presentados recopilaron una serie de aspectos que fueron fundamentales para el posterior diseño y evolución de las conexiones de acero. Mucha de esta información continua vigente a través de diversas publicaciones presentadas por el *Federal Emergency Management Agency* a través de reportes y guías. Así mismo, estas recomendaciones se han reflejado en diversas especificaciones para diseño sísmico (AISC 2016a; AISC 2016b).

México no es ajeno a los problemas derivados de actividad sísmica, por el contrario, es un país expuesto a riesgo sísmico elevado. Por su posición geográfica, el territorio nacional descansa sobre cinco placas tectónicas, que son la placa de Rivera, del Pacífico, de Cocos, del Caribe y de Norteamérica. Estas se encuentran en constante interacción provocando constante movimiento y actividad. La distribución de las placas se muestra en la figura 1-2.

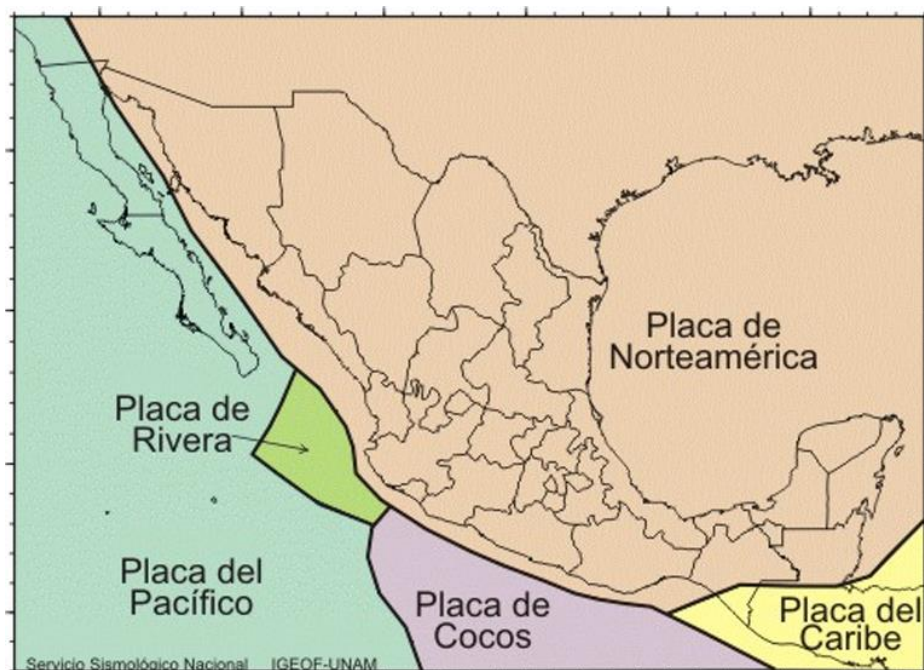


Figura 1-2. Placas tectónicas en la República Mexicana

De acuerdo con el Servicio Sismológico Nacional (SSN) (Instituto de Geofísica 2023), durante el periodo de 1990 a 2016, se registró un promedio anual de 708 sismos con magnitud entre 4.0 y 4.9, se contabilizaron 28 actividades sísmicas cuya magnitud osciló entre 5.0 y 5.9, para magnitudes entre 6.0 y 6.9, durante el periodo estudiado, se promediaron 3.5 sismos anualmente, se estimó un promedio de ocurrencia de cada dos años para sismos entre 7.0 y 7.9, y para el periodo mencionado se registró un sismo de magnitud entre 8.0 y 8.9. Pérez-Gavilán *et al.* (2018) recopilaron la actividad sísmica en México y generaron un gráfico (figura 1-3) donde agrupan los epicentros con un código de colores acorde a la magnitud del evento.

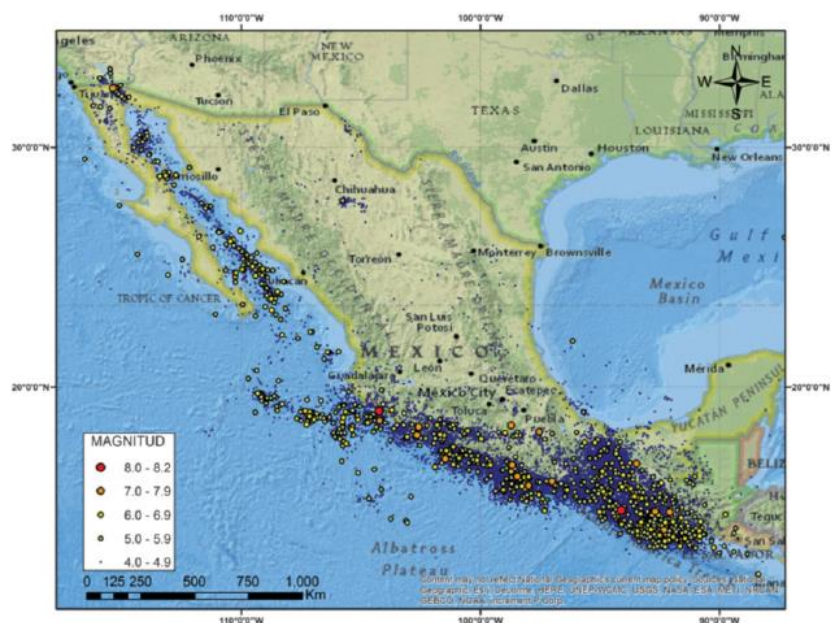


Figura 1-3. Registro de sismicidad en México (Pérez-Gavilán *et al.* 2018)

También se generó una relación de las zonas con mayor concentración de daños observados durante los sismos de Ciudad de México de 1957, 1979, 1985 y los colapsos registrados en 2017. La figura 1-4 presenta este sondeo de las zonas con daños y colapsos; así mismo se trazan las curvas de isoperiodos¹ para la zona de suelos tipo II y III de la Ciudad de México. Se debe destacar la alta concentración de daños registrados en suelo de transición (zona tipo II).

Con base en los párrafos previos, se evidencia la necesidad de desarrollar investigaciones que permitan la correcta elección de conexiones desde una perspectiva de resistencia, sin olvidar los costos asociados a cada tipo de conexión. La elección de un tipo de conexión para una estructura de acero envuelve diversos factores a considerar. Algunos de los aspectos que se deben considerar son requisitos de reglamentación local, relación económica, disponibilidad de mano de obra especializada, condiciones de carga (si representa un problema de carácter estático o dinámico), preferencia por el fabricante, maniobrabilidad o constructibilidad, entre otros (McCormac y Csernak 2012). Existe una amplia gama de conexiones de acero aplicables a cada situación particular, sin embargo, éstas se adaptan principalmente según el sistema estructural que se esté utilizando y las condiciones locales de la construcción. Adicionalmente existen conexiones de acero con variantes soldadas o atornilladas.

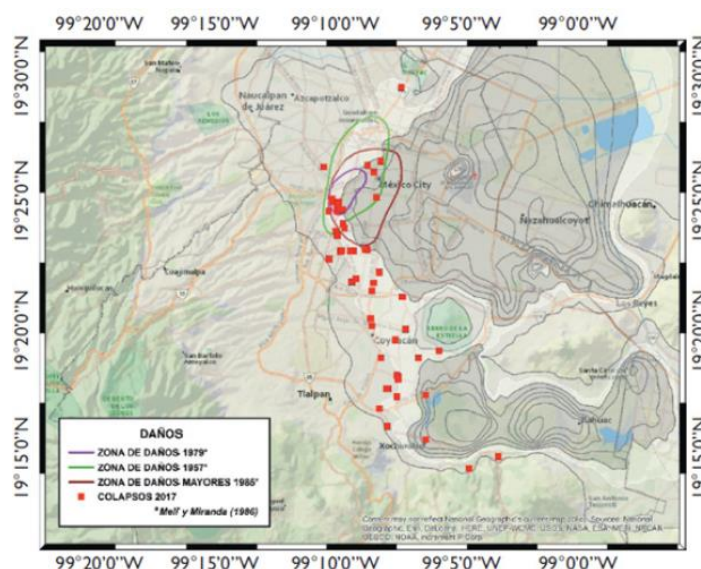


Figura 1-4. Daños en sismos de 1957, 1979 y 1985 y colapsos de 2017. (Pérez-Gavilán et al. 2018)

En México se está ampliando el uso de sistemas de marcos de acero formados a partir de columnas tipo cajón (HSS o armadas) con traveses tipo IR. Las ventajas de este tipo de sección son claras si tomamos en cuenta la práctica mexicana en el diseño de estructuras capaces de resistir flexiones en los dos sentidos. Sin embargo, no se cuenta con suficiente información del comportamiento real de conexiones de esta clase, sobre todo en lo que concierne al desempeño sísmico (Del Campo y Gómez 2010). El uso común de columnas cajón armadas con cuatro placas se relaciona con la facilidad de generar conexiones rígidas con las vigas, aunque dicha simplicidad se penaliza en la constructibilidad de los elementos a través de procesos más complicados, gravosos y no implican, necesariamente, mayor nivel de seguridad, debido a la implementación de soldaduras, generalmente de tipo de penetración completa, que pueden resultar en elaboraciones más costosas y complejas (Perea y Mendoza 2012).

¹ Zonas que presentan un mismo periodo natural de vibración del suelo.

En México el diseño de estructuras de acero suele regirse mediante dos documentos que, por la extensión de su uso, son de los más empleados a nivel nacional, que son el Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México (NTC-Acero 2020) y el Manual IMCA (IMCA 2014). En ambos pueden hallarse procedimientos y criterios para el diseño de elementos estructurales, así como requisitos para el comportamiento dúctil de la estructura global. Las consideraciones probabilistas desempeñan un papel importante en la formulación de niveles de seguridad en estos reglamentos, sin embargo, dichos estudios de probabilidad rara vez se emplean en el diseño práctico ya que éste es más un proceso determinista (Meli 2014).

A nivel nacional se han realizado diversos estudios enfocados en evaluar el comportamiento de conexiones de acero en marcos de acero mediante uniones trabe-columna para elementos viga tipo IR y columnas cajón HSS o cajón soldado. Del Campo y Gómez (2010) realizaron un estudio experimental donde se evaluó el comportamiento bajo demanda cíclica cuatro conexiones de acero entre elementos viga W (IR) y columnas huecas de tipo HSS. Se obtuvo la respuesta de conexiones soldadas y atornilladas con configuraciones de armado distintas mediante el trazado de las curvas de histéresis, extraídas de la práctica a nivel nacional e internacional, y discuten las capacidades de cada conexión, así como sus posibles modos de falla y nivel de ductilidad, emitiendo algunas recomendaciones de uso y constructibilidad para cada caso particular. Tapia *et al.* (2020) realizaron pruebas en seis especímenes de conexiones viga-columna a escala real, utilizando configuraciones típicas en la práctica mexicana, destacando que algunas de las opciones muestreadas presentan un comportamiento inelástico adecuado para estructuras de acero de mediana ductilidad. Resaltan que, aspectos relacionados a la fabricación, podrían haber mejorado los resultados obtenidos. Jesús *et al.* (2019) estudiaron de manera experimental un conjunto de conexiones rígidas de acero de tipo viga-a-columna, entre secciones de perfil laminado de sección I para las vigas y columnas tubulares de sección cuadrada HSS y columnas armadas de cuatro placas soldadas tipo cajón. Se enfocaron en el desarrollo de configuraciones que fueran de uso convencional en la práctica mexicana, considerando conexiones soldadas y atornilladas, reportando su comportamiento bajo un protocolo de carga dinámica. Algunas de estas alcanzaron un desempeño adecuado para su utilización en estructuras de ductilidad media y especial. Así mismo, se compararon los resultados experimentales con los analíticos con el uso del método de elemento finito, arrojando resultados semejantes. Los resultados de los distintos estudios presentan la capacidad mecánica y de ductilidad para las diversas conexiones propuestas, sin embargo, no se relacionan los estudios con los costos ni la vida útil de su uso.

El estudio propuesto presenta un enfoque semiempírico y analítico para evaluar la efectividad de dos conexiones de acero con cubreplacas, una atornillada y otra soldada, durante el ciclo de vida útil. Se realiza un análisis costo-beneficio de estas dos conexiones de uso común en estructuras de acero en Ciudad de México, con el objetivo de estimar la que represente una mejor opción en términos de costos esperados a partir de las probabilidades de falla asociadas a cada opción. Se emplean técnicas de análisis numérico para calcular la resistencia y nivel ductilidad de cada alternativa, así como técnicas de simulación estadística para determinar las probabilidades de falla, tomando en consideración el nivel de incertidumbre asociado a la resistencia y la demanda sísmica; finalmente se ejecuta una evaluación de costos esperado durante el ciclo de vida tomando en cuenta distintos escenarios.

1.3 Objetivo

Desarrollar una investigación para determinar, entre dos opciones de conexión de acero de uso común en Ciudad de México, la alternativa que represente una mejor opción costo-beneficio en una estructura sujeta a riesgo sísmico.

Realizar un análisis probabilista para evaluar el costo total esperado durante el ciclo de vida de una estructura con el uso de cada alternativa de conexión. El enfoque empleado permite considerar la evaluación de probabilidades de reparación y falla de los miembros estructurales y de las demandas derivadas de las acciones sísmicas a las que puede estar sujeta la estructura durante su ciclo de vida. La metodología para el estudio de probabilidades contempla la evaluación de la fragilidad inherente en cada conexión y la probabilidad condicional de ocurrencia de la aceleración sísmica a través del uso de técnicas de simulación probabilista.

En la estimación de costos esperados durante el ciclo de vida se emplean distintos escenarios con el fin de tener una visión más amplia de su influencia en el costo final. Se contempla estudiar el costo esperado por construcción, así como algunos derivados por daños, como el costo de reparaciones, rentabilidad, fatalidades, entre otros.

1.3.1 Objetivo general

Realizar un análisis probabilístico y estimar los costos esperados durante el ciclo de vida de dos tipos de conexión de uso común para un edificio de acero de mediana altura sujeto a riesgo sísmico, el cual es ubicado en Ciudad de México. Se recomendará el uso de la opción que muestre una mejor relación costo-beneficio en términos de probabilidades y de evaluación de costos esperados. El beneficio esperado es lograr una reducción de los costos esperados en el ciclo de vida de la estructura a través de alcanzar un mayor nivel de seguridad.

1.3.2 Objetivos particulares

A continuación, se presentan los objetivos particulares planteados como guía del estudio:

- Diseñar un edificio de mediana altura (cuatro niveles) de marcos de acero resistentes a momento de mediana ductilidad, ubicado en la alcaldía Benito Juárez, Ciudad de México sobre terreno tipo II (zona de transición), de acuerdo con su zonificación geológica. El diseño de los miembros se realizará con base en la normativa aplicable y vigente. Se estudia la respuesta ante acciones normativas (gravitacionales y dinámicas).
- Estudiar la respuesta dinámica de la estructura e identificar las conexiones sujetas a mayor demanda para conocer el patrón de aparición de rótulas plásticas alrededor de los miembros.
- Seleccionar y diseñar dos propuestas de conexión de acero de uso común en Ciudad de México, por medio de los distintos estados límite de falla asociados a cada conexión.
- Generar modelos de elemento finito de cada conexión para estudiar su respuesta ante un protocolo de carga dinámica y determinar su viabilidad de uso en estructuras dúctiles.
- Obtener las probabilidades de falla y reparación asociadas a cada conexión a través de la aplicación de técnicas de simulación, específicamente para fines de la investigación se utiliza la simulación de Montecarlo. La evaluación se realiza en función de dos variables: la respuesta máxima que puede proveer la conexión y la demanda que genera una acción sísmica dada, en términos de flexión o ductilidad.
- Realizar un análisis de costos totales esperados para el ciclo de vida del edificio. Se determina el estudio de diversos escenarios para el ciclo de vida.

- Generar recomendaciones para estudios complementarios y conclusiones que puedan abonar al desarrollo de una ingeniería de diseño más segura.

1.4 Justificación

Ante la escasa evidencia reciente de falla en estructuras de acero en la Ciudad de México la mayor cantidad de información y estudios sobre evaluación y desempeño de estructuras, así como sus componentes, provienen de otros eventos y regiones, en particular de los sismos de Northridge y Kobe. Generar estudios que consideren las condiciones locales permite desarrollar conocimiento más preciso, que a su vez se puede reflejar en los reglamentos, condiciones de constructibilidad, estudios de sismos en la zona y costos para el ciclo de vida de estructuras. Así mismo, el actual paradigma para la seguridad de estructuras nos lleva a estudiar su función y trabajo en términos cuantificables en relación con la respuesta mecánica de un sistema.

Actualmente existe una creciente demanda en el uso de perfiles de tubulares tipo cajón (laminados o soldados) para su función como columna en conjunto con perfiles laminados IR como trabes, y una mala práctica en el diseño de conexiones para este tipo de sistemas. La metodología propuesta, así como el estudio en general, puede ayudar al desarrollo de técnicas y manuales para la toma de decisión correcta sobre qué conexiones emplear.

Por último, la mayor parte de los estudios contemporáneos se enfoca en analizar el comportamiento mecánico únicamente, mientras que las investigaciones de confiabilidad en sistemas estructurales se dirigen principalmente al comportamiento y desempeño de sistemas de pórticos, dejando a un lado la interacción con elementos de conexión. El estudiar la respuesta de distintas conexiones puede generar un mayor nivel de seguridad en las estructuras de manera global.

1.5 Hipótesis

El cálculo de probabilidades de falla y costos esperados en el ciclo de vida permite elegir el tipo de conexiones en un edificio de acero sujeto a peligro sísmico, de tal manera que la mejor solución estudiada reduce la probabilidad de falla en un 20% y el costo esperado en el ciclo de vida en un 30%, respecto a la solución mediante criterios convencionales.

1.6 Alcances y limitaciones

1.6.1 Alcances

1. Se estudian dos tipos de conexiones de uso común en la práctica constructiva de Ciudad de México. Se analizan las variantes atornilladas y soldadas de una conexión con cubreplacas.
2. El estudio se concentra en estudiar la respuesta de un edificio de cuatro niveles estructurado a partir de marcos de acero de mediana ductilidad ubicado sobre suelo de transición (terreno tipo II) de acuerdo con la zonificación geológica de Ciudad de México.
3. Las conexiones se diseñan para el momento máximo probable que pueda alcanzar la trabe de diseño. Se realiza un diseño analítico que posteriormente será evaluado mediante la técnica del método de elementos finitos.
4. La demanda se caracteriza mediante acelerogramas que sean representativos del peligro sísmico al que puede estar sujeto el edificio.
5. El análisis probabilístico utiliza el margen de seguridad como función de desempeño, relacionando dos variables independientes para la evaluación. Se utiliza la simulación de Montecarlo para la evaluación de probabilidades de reparación y falla.

1.6.2 Limitaciones

1. Aunque existe una amplia variedad de conexiones de acero, la investigación se enfoca en la evaluación de dos alternativas: conexión con cubreplacas de tipo atornillada y conexión con cubreplacas de tipo soldada. No se consideran otros tipos de conexiones en las diferentes juntas del edificio.
2. El estudio desarrolla un enfoque analítico para la evaluación de las capacidades resistentes de las conexiones; el estudio de éstas se realiza a través del uso de la técnica de análisis numérico del método de elemento finito. Se emplean modelos de comportamiento plástico del acero previamente estudiados y definidos a través de la literatura. No se realizan pruebas experimentales en las conexiones empleadas.
3. Los modelos de elemento finito, para la calificación de conexiones, no consideran los esfuerzos residuales en el material ni las imperfecciones geométricas del mismo.
4. Se evalúa el costo de cada conexión mediante técnicas convencionales de análisis de costos unitarios, evitando profundizar en aspectos como las pruebas de calidad u otras etapas de construcción como transporte y montaje.

2. ANTECEDENTES

2.1 Conexiones de acero

Los sistemas estructurales de marcos rígidos de acero pueden proveer de una capacidad considerable de disipación de la energía de entrada debido a acción sísmica, cuyo mecanismo de prevención de colapso es por medio de las articulaciones plásticas que se forman en las vigas, columnas o en los nodos trabe-columna, siendo el más favorable el primero. Inconvenientemente, como se ha discutido anteriormente, algunos de los principales sismos históricos han evidenciado que pueden presentarse fracturas de tipo frágil o súbitas en elementos de acero (principalmente en soldaduras). A continuación, se presenta una revisión de la literatura existente sobre la evaluación y estudio de conexiones a momento, con mayor énfasis en configuraciones con cubreplacas soldadas, cubreplacas atornilladas y combinación de columna cajón con trabe IR.

En enero de 1994 el sismo de Northridge, al sur de California, Estados Unidos, causó daños generalizados, y concentrados en su mayoría, en las conexiones viga-columna de edificios de acero, estructurados a partir de un sistema de marcos rígidos resistentes a momento (Youssef et al. 1995). De manera contemporánea al suceso, la conexión popularizada en estructuras con dicha configuración es la denominada “patín soldado y alma atornillada” (*flange welded and web bolted*), como se muestra en la figura 2-1. La configuración consiste en la unión de los patines del alma a la cara de la columna mediante soldadura de penetración completa y el alma de la viga se atornilla a una placa de cortante que se conecta a través de soldadura de filete con la columna.

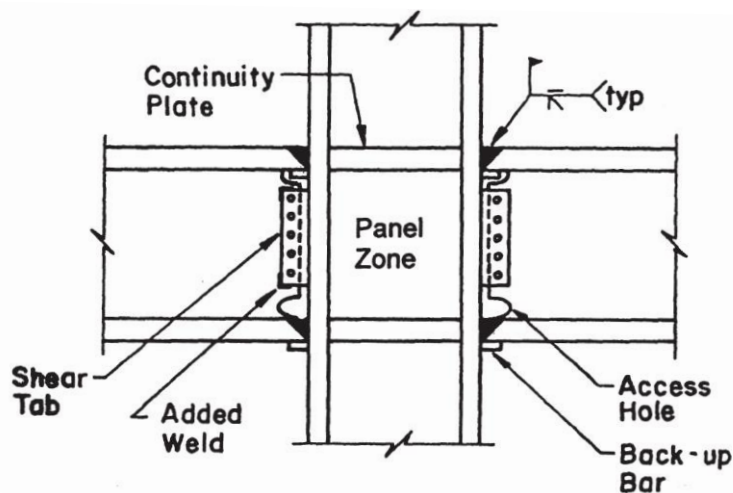


Figura 2-1. Conexión típica "Pre-Northridge" (Lu et al. 2000)

La conexión “Pre-Northridge” había sido “precalificada”, es decir, su uso se consideraba apto como conexión dúctil, y se adoptó de manera amplia, desde finales de la década de 1960. Sin embargo, durante una inspección posterior al sismo, se identificó en un edificio en construcción la presencia de fracturas en conexiones, que en algunos casos se extendían hasta la columna. Investigaciones posteriores identificaron daños similares en más de 100 edificios de baja y alta altura en Los Angeles (Lu et al. 2000).

Bajo los daños observados, se desarrolló el programa S.A.C. (Project SAC 2021), el cual tenía como objetivo la investigación analítica-experimental de conexiones de acero para generar propuestas adecuadas para los niveles de ductilidad esperados. Algunos de los ejes centrales de la investigación se centraron en

hallar el origen de las fracturas observadas, examinar los problemas asociados al desempeño de la conexión, elaborar propuestas de reparación en las conexiones y explorar nuevas alternativas de diseño de conexión con un comportamiento dúctil adecuado.

El uso de columnas tipo cajón es favorable dado que muestran una gran capacidad a flexión biaxial, por lo su aplicación es común en zonas de alto peligro sísmico como Japón o Taiwán (Chen et al. 2006). Del Campo y Gómez (2010) mencionan que el catálogo de conexiones de acero mediante las cuales se puede lograr una conexión rígida es muy amplio, sin embargo, la clase de unión más común consiste conectar una viga y columna, por medio de soldadura o tornillos, utilizando dos perfiles I o W, y de este modo diseñar una conexión capaz de resistir la demanda por flexión que ayude a la rigidez lateral. Este tipo de uniones ha sido estudiado de manera experimental y descrita analíticamente de manera global, y su comportamiento y características bajo demanda dinámica están ampliamente reportadas. Sin embargo, las conexiones entre columna de sección tubular (HSS o cajón) y una viga I o W han sido estudiadas en menor medida; podría incluso considerarse que no existe información suficiente de su posible respuesta ante demandas sísmica, así como la mejor opción en términos de sus costos y consecuencias.

De acuerdo con Tapia *et al.* (2020) las conexiones que se emplean en construcción en México se diseñan, construyen y montan sin un conocimiento real de su posible respuesta ante acciones sísmicas o, en el mejor caso, se realizan adaptaciones a partir de propuestas previamente estudiadas con modificaciones sujetas a las condiciones locales. Por ejemplo, es común realizar adaptaciones de las recomendaciones de conexiones propuestas por la especificación AISC 358-16 (AISC 2016b) para uniones trabe-columnas de perfiles IR a conexiones de nodo tipo trabe IR a columna de sección cajón, dado que su uso está en crecimiento.

Bajo el proyecto S.A.C. se condujeron una serie de pruebas en especímenes para estudiar el desempeño de las conexiones soldadas en marcos resistentes a momento. Kaufmann (1997) diseño y evaluó una serie de ocho probetas cuya configuración simulaban el estático y cíclico de una conexión soldada entre el patín de la columna y el patín de trabe, bajo demanda a tensión en un régimen estático y cíclico. La configuración consistía en un perfil W14x176 (A572Gr50) como columna y una placa de 1"x6" (A36) para representar el patín de la trabe, la cual se unía mediante soldadura de penetración completa. El arreglo de las probetas se presenta en la figura 2-2.

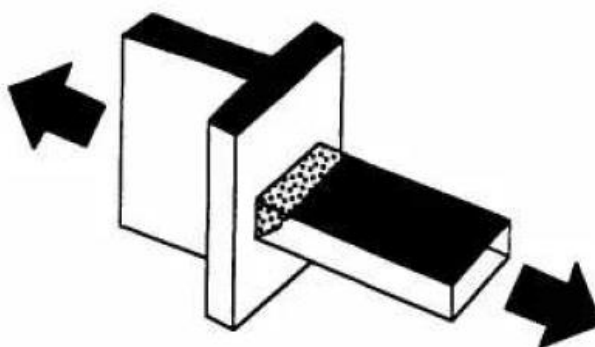


Figura 2-2. Especimen a tensión viga-columna (Kaufmann 1997)

El estudio se concentró en investigar el comportamiento de las probetas haciendo una variación en el material de soldadura de unión y en el efecto de retirar, o mantener, el respaldo posterior a la colocación de soldadura. Los resultados mostraron que aquellos materiales de soldadura con una mayor capacidad de tenacidad que el electrodo E70T-4, cuyo uso era común previo al sismo de Northridge, como son E7018, E70TG-K2 y E71T-8, demostraron proveer de un desempeño satisfactorio. Así mismo, la remoción del

respaldo generaba un efecto positivo en el comportamiento dúctil de la conexión. En términos generales, se halló que la correcta elección de los materiales, en conjunto con un seguimiento de los requisitos para soldadura en estructuras sismorresistentes, es capaz de prevenir fallas de naturaleza frágil en las conexiones, como las observadas durante el sismo de Northridge.

Lu *et al.* (2000) presentaron una descripción de los tres principales problemas identificados en las conexiones soldadas que afectan la resistencia y ductilidad de las conexiones. Compilaron una serie de investigaciones que se enfocaron en la evaluación de las propiedades mecánicas de materiales, geometría y configuración de las conexiones. Enlistan que son tres los aspectos críticos en las conexiones soldadas, ya que representan una mayor influencia en el desempeño:

- Propiedades del acero de soldadura
- Geometría y tamaño de los agujeros de acceso
- Nivel de deformación en la zona de panel

A manera de conclusiones discuten algunos de los aspectos que permiten mejorar el comportamiento de las conexiones soldadas. Respecto al material de soldadura, indican que el tipo de fractura en conexiones pre-Northridge se atribuye, principalmente, al empleo de material de soldadura con baja capacidad de tenacidad, recomendando propiedades similares al electrodo tipo E70TG-K2, obtenidas mediante una prueba Charpy V. Para la geometría de los agujeros de acceso recomiendan un correcto detallado que corresponda con las propuestas para zonas de alta sismicidad; se resalta que existen una relación entre el tamaño del agujero y la concentración de deformaciones, siendo que a menor tamaño menor concentración existe, sin embargo, dificulta el proceso de soldadura en campo. Por último, recomiendan controlar el nivel de deformación del panel, tratando de limitar la deformación de ésta a niveles que representen, máximo, 50% de la rotación total de la conexión.

Schneider y Teeraparbong (2002) presentaron un estudio experimental de ocho conexiones atornilladas a escala real de configuración de cubreplacas atornillada (BFP, por sus siglas en inglés) mediante la cual se investigó el mecanismo de plastificación en la viga y las cubreplacas. Esta investigación, en particular, formó parte del proyecto SAC, durante la fase II denominada “*Connection Performance Program*”, dirigida a la precalificación de configuraciones alternativas a la pre-Northridge. El estudio se limitó a tamaño de vigas entre W24x68 y W30x99.

Algunos de los parámetros que se variaron en la investigación incluyeron el peralte de la viga, las dimensiones de las cubreplacas, cantidad de tornillos, entre otras propiedades que podrían impactar en el desempeño de la conexión. Los autores se enfocaron en evaluar una propuesta atornillada dado que una configuración con estas características resultaba ser una alternativa atractiva al promover un montaje en campo mediante tornillos y limitar la soldadura al taller, tratando de asegurar una calidad adecuada y evitar las condiciones asociadas a la falla de la conexión pre-Northridge.

El diseño de las conexiones consideró inducir dos modos de falla para estudiar su comportamiento dúctil, plastificación en las cubreplacas y la plastificación en la viga. Para lograr esto, los autores hicieron variar dimensiones, cantidad y ubicación de los elementos a través de la fuerza de diseño, por un lado, ubicando el momento de diseño en el patín de la columna o a la altura del tornillo más alejado, generando un sobredimensionamiento o subdimensionamiento de las placas y tornillos de acuerdo con el planteamiento. El estudio utilizó un enfoque de evaluación dinámica mediante el protocolo de carga propuesto por el proyecto SAC (Project SAC 2021), que posteriormente sería adoptado por la especificación sísmica del AISC (AISC 2016a). La figura 2-3 muestra la configuración de la conexión BFP 01, primera conexión ensayada.

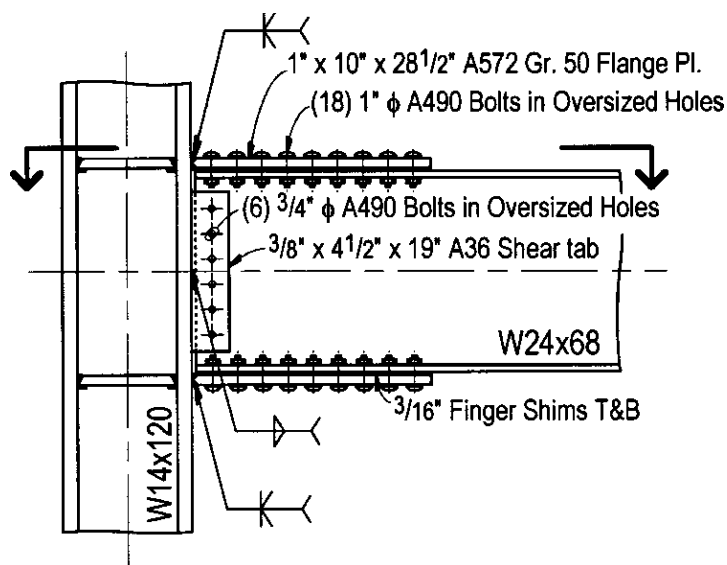


Figura 2-3. Espécimen BFP 01 (Schneider y Teeraparb Wong 2002)

La evaluación se dividió en dos fases. La primera de ellas ensayó 4 conexiones (BFP 01, BFP 02, BFP 03 y BFP 04) para obtener algunas conclusiones preliminares y, a partir de los resultados, proponer variaciones en los diseños de las siguientes conexiones para obtener mejoras. La figura 2-4 muestra las curvas momento-rotación tras las pruebas en las conexiones; se alinearon las configuraciones semejantes para poder evaluar las mejoras en las respuestas dúctiles

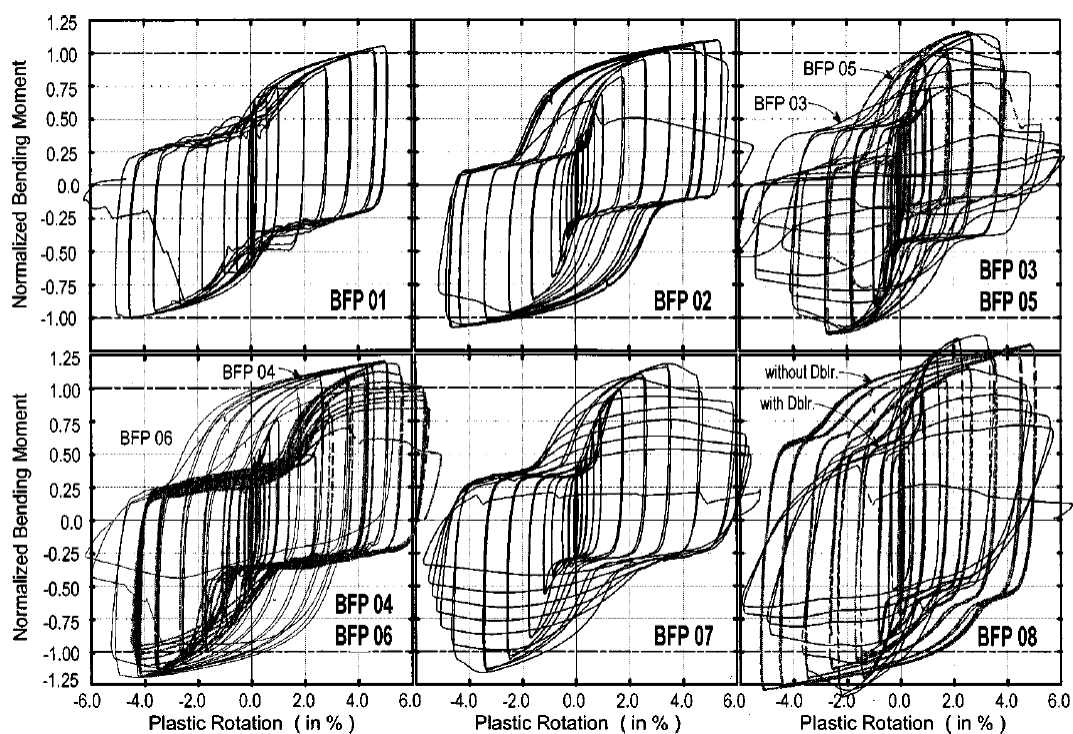


Figura 2-4. Curvas momento normalizado vs rotación plástica (Schneider y Teeraparb Wong 2002)

De acuerdo con lo observado, se encontró que algunos modos de falla podrían presentarse de manera prematura en las cubreplacas al proponer el momento de diseño en la cara de la columna sin lograr

necesariamente una plastificación en la viga, por otro lado se generaba una rótula al diseño el momento plástico en el tornillo más alejado; a pesar de esto comentan que el comportamiento de todos los especímenes demostró ser apropiado en términos de absorción de energía inelástica y capacidad de rotación. Se observó un comportamiento de adelgazamiento asociado al deslizamiento de los tornillos que era la primera fuente de disipación, aunque durante las pruebas se detalló la participación de otra serie de componentes para la disipación energética.

Concluyeron que la configuración de conexión BFP cumplía con los criterios de desempeño de rotación y resistencia. Así mismo, varios mecanismos de disipación energética participaban, por mencionar algunos la deformación en la zona de panel, el deslizamiento de tornillos, deformaciones inelásticas de las cubreplacas y la generación de rótulas plásticas en la viga. Recomendaron utilizar la capacidad a aplastamiento para determinar el número de tornillos, hicieron observaciones sobre la relación entre capacidad de deslizamiento y el tamaño de los barrenos, recomendando usar barrenos sobredimensionados en las cubreplacas.

Chen *et al.* (2006) realizaron un estudio analítico y experimental en tres conexiones soldadas de tipo árbol, entre una viga soldada de tres placas y una columna cajón. Las conexiones presentaban dos características que difieren de las configuraciones convencionales, en la intersección de viga y columna, en la conexión soldada con la viga, presentaba un ensanchamiento en el patín de la viga, cuyo objetivo era generar una distribución de los esfuerzos adecuada que evitará fallas de carácter frágil, y el alma no contaba con perforaciones para el depósito de soldadura de los patines de la viga, tratando de mitigar el efecto de concentración de esfuerzos en dicha zona.

El estudio se realizó en dos etapas; la primera etapa consistió en una evaluación analítica, bajo carga estática, de las conexiones para identificar los efectos locales y condiciones desfavorables en cada conexión. La segunda fase evaluó tres conexiones de manera experimental, sujetas a un protocolo de carga dinámica, para verificar los datos obtenidos de manera analítica. El detalle de soldadura de los especímenes probados se presenta en la figura 2-5 y la configuración de cada espécimen se muestra en la figura 2-6. Los detalles de la primera fase se discuten con detenimiento en el siguiente apartado.

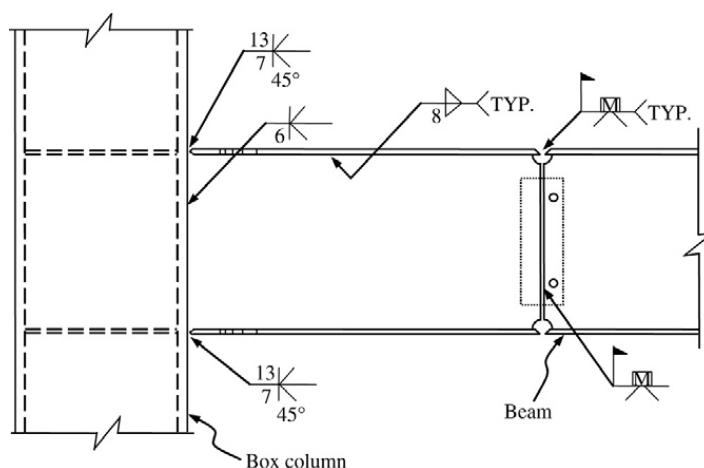


Figura 2-5. Detalle de soldadura para especímenes (Chen et al. 2006)

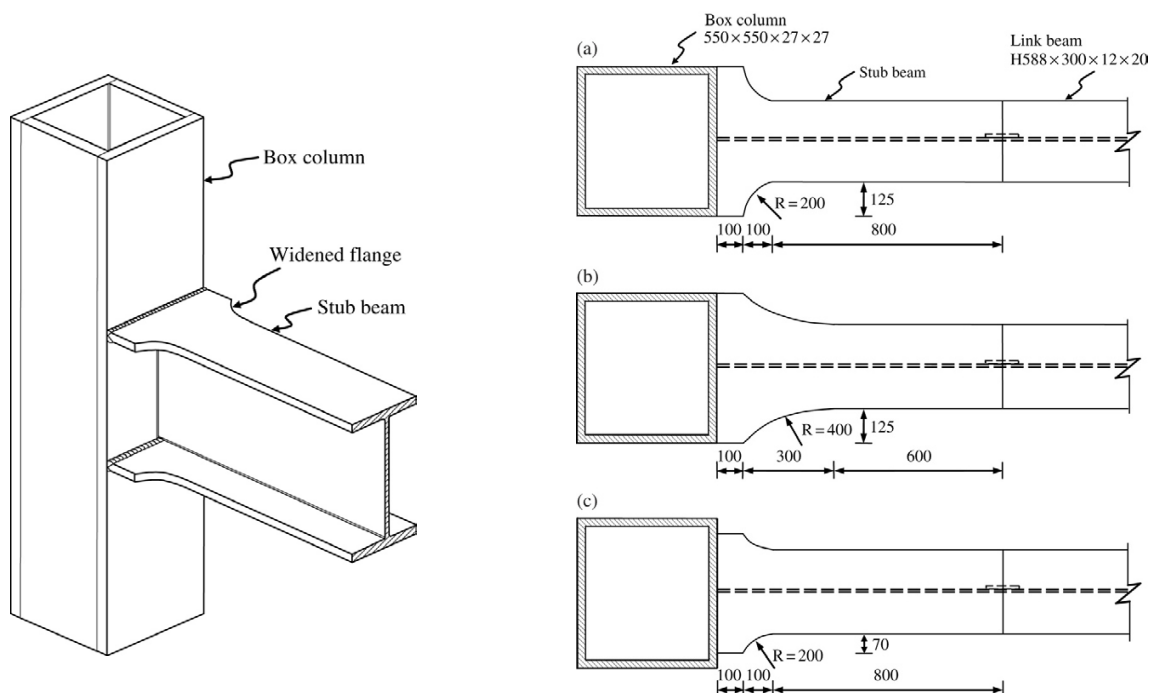


Figura 2-6. Conexión tipo "árbol" a) W10-L1A b) W10-L2A c) W08-L1A (Chen et al. 2006)

Tras la aplicación de la carga dinámica se obtuvieron las curvas momento-rotación para cada modelo, que se muestran en la figura 2-7. Los tres especímenes probados experimentalmente demostraron poseer un comportamiento y una evolución adecuados durante la prueba, mostrando la formación de rótulas plásticas en la zona alejada de la cara de la columna. El comportamiento se atribuyó, en gran medida, al detalle de conexión con ensanchamiento en el patín. Las conexiones cumplieron con los requisitos para su uso en marcos resistentes a momento especiales.

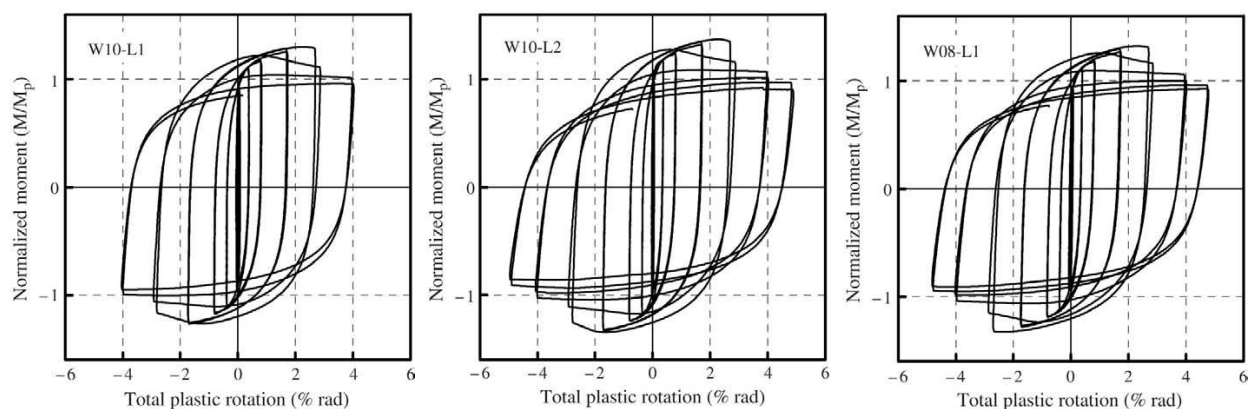


Figura 2-7. Curva momento-rotación a) W10-L1A b) W10-L2A c) W08-L1A (Chen et al. 2006)

Sato *et al.* (2008) estudiaron tres modelos de conexión atornillada tipo BFP utilizando un conjunto de perfiles I de dimensiones mayores a los investigados por Schneider y Teeraparbong (2002). El objetivo principal del estudio fue continuar con la precalificación de la conexión BFP para un mayor alcance en sus dimensiones. Los modelos de conexión utilizaron para las columnas perfiles W14x233 y W14x311, mientras que las trabes emplearon perfiles W30x108, W30x148 y W36x150.

La figura 2-8 muestra las configuraciones de los tres modelos evaluados. Algunos de los aspectos principales en los modelos es la utilización de placas de continuidad y placa rigidizante en el alma de la columna, y la combinación de ambos elementos para una propuesta. Los barrenos de las cubreplacas se sobredimensionaron, correspondiendo a una cuestión de montaje y tolerancias, sin embargo, se discutieron algunos aspectos de su influencia en la respuesta de la conexión. El proceso de diseño se basó en la propuesta desarrollado por el Panel de Revisión de Precalificación de Conexiones del AISC; el diseño no presenta cambios radicales respecto a la propuesta actual de la especificación AISC 358-16 (AISC 2016b).

La evaluación se realizó de manera dinámica utilizando el protocolo de carga dinámica del AISC (AISC 2016a). El acero de los elementos fue A992 para los perfiles y A572 Gr. 50 para las placas; se realizaron pruebas a tensión en probetas de los miembros, identificando que en todos los casos los valores de fluencia y resistencia eran mayores los nominales.

De acuerdo con los resultados, se distinguió un mismo modo de falla entre las tres conexiones. Para los modelos BFP-1 y BFP-3 se presentó una fractura en la cubreplaca a la altura del barreno más alejado de la cara de la columna, aproximadamente para una rotación de 0.06 rad., mientras que en la conexión BFP-2 no se alcanzó un estado de fractura, los autores comentan que el nivel de deformación en dicha zona era mayor y, de haber continuado con la prueba, se hubiera generado una falla semejante a las dos conexiones previas. La figura 2-9 muestra la fractura al final de la prueba de la conexión BFP-3.

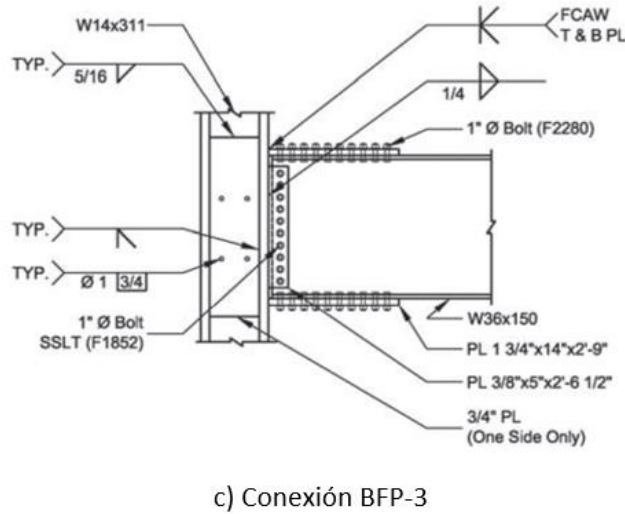
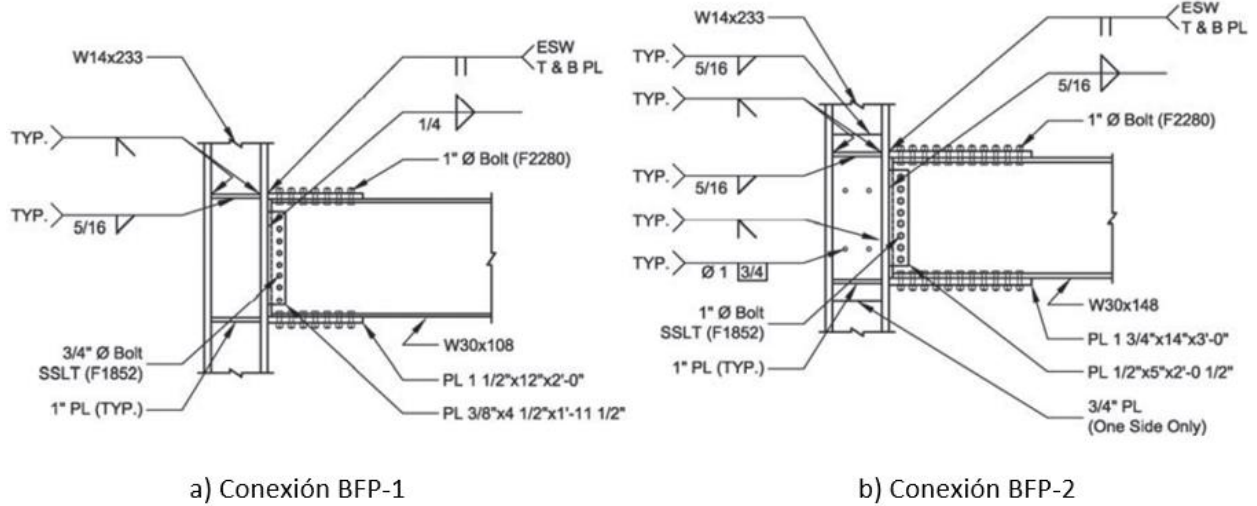


Figura 2-8. Detalle de conexiones (Sato et al. 2008)



Figura 2-9. Fractura en conexión BFP-3 al final de la prueba (Sato et al. 2008)

A partir de la prueba se generaron las curvas momento-rotación de cada conexión, las cuales se presentan en la figura 2-10. Para todas las conexiones se alcanzaron niveles de rotación superiores a 0.04 rad. y el momento resistente fue superior a 80% del momento nominal plástico de la viga, por lo cual clasificaron

como conexiones aptas para edificios de marcos de ductilidad especial. Estos datos fueron congruentes con las pruebas previas y reforzó la consideración de la configuración BFP como conexión precalificada. Las particularidades de la conexión es que el deslizamiento de la conexión, ocasionado por la utilización de tornillos, provoca el nivel de ductilidad elevado y que la fluencia se presente a niveles de rotación más elevados. Los autores también comentaron que la contribución del deslizamiento a la deformación total es dependiente de la sobredimensión de los barrenos.

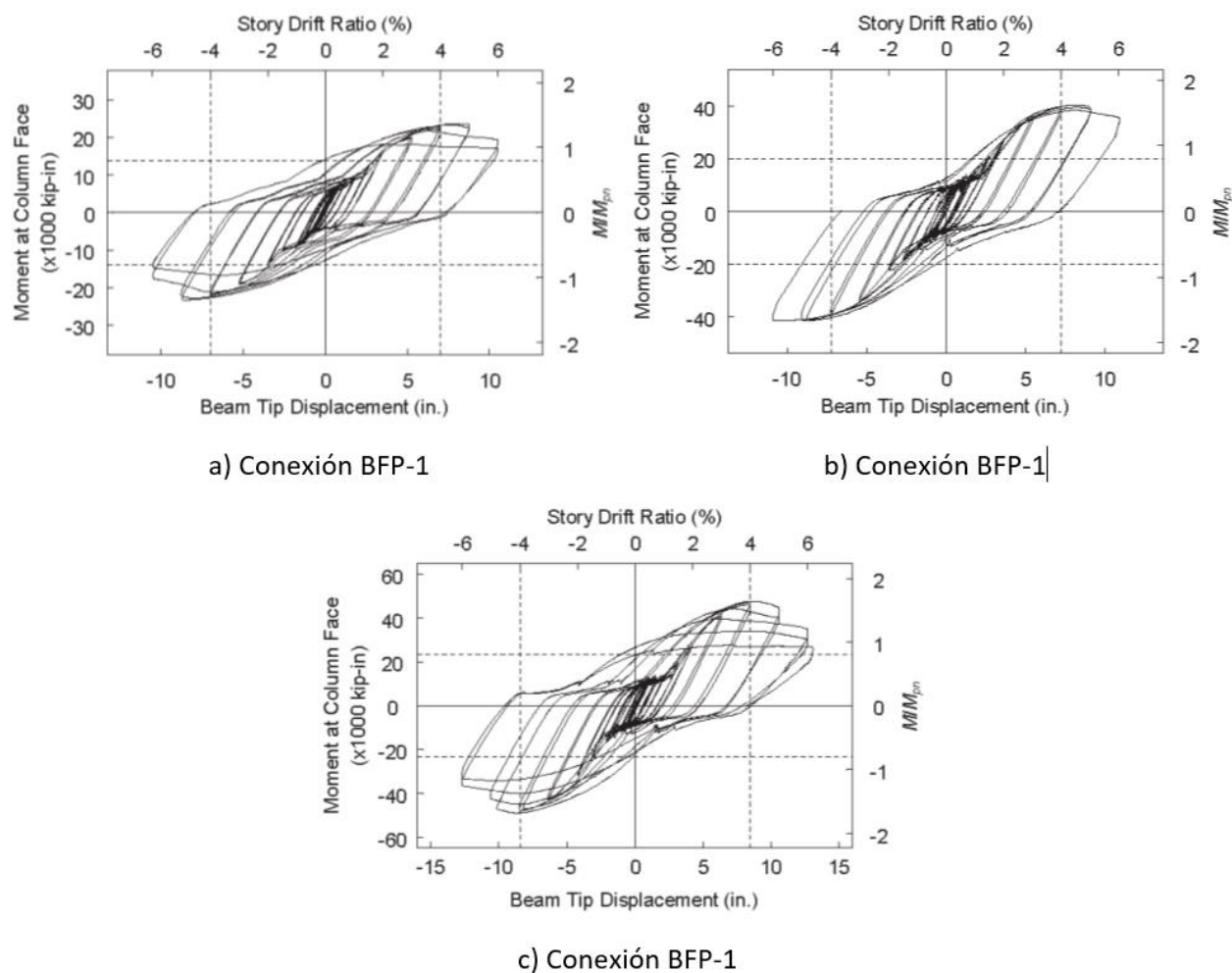


Figura 2-10. Curvas momento-rotación conexiones BFP (Sato et al. 2008)

Ghobadi *et al.* (2009) realizaron pruebas experimentales en 47 especímenes de subensambles de modelos de conexión soldada con el objetivo de estudiar las propiedades y la influencia de distintas configuraciones de soldadura en pruebas a tensión y cinco conexiones de cubreplacas soldadas a escala real, con algunas variaciones en su geometría y refuerzos, para evaluar su comportamiento dinámico y su desempeño sísmico. La primera parte, enfocada a la evaluación de subensambles, se avocó al comportamiento de la soldadura, siendo alguna de las principales conclusiones para esta etapa:

- El mayor efecto positivo lo genera la selección de un correcto material de soldadura.
- La colocación de un respaldo durante la soldadura de penetración completa genera una respuesta dúctil y mejores niveles de resistencia; la remoción del respaldo no generó un efecto visiblemente positivo en el resultado, aunque recomiendan más estudios.

- Existe una complicación en la reparación de soldadura, la remoción y soldar encima del material deberá ir acompañado de un material adecuado.

Durante la segunda fase se generaron pruebas dinámicas para cinco modelos de conexiones, cuyo diseño se basó en el modelo *Welded Flange Plate* (WFP), aunque con modificaciones en cubreplacas y proponiendo refuerzos. La conexión se constituyó mediante perfiles laminados y columnas cajón armadas.

El modelo RC1 utilizó una cubreplaca superior que se agrandaba al estar en contacto con la cara de la columna, logrando una mayor área de contacto, y utilizando soldadura de filete en un solo lado como unión, mientras que la cubreplaca inferior se utilizaba una placa de sección constante y de ancho igual al patín de la columna. La configuración y geometría de los elementos en las conexiones RC2 y RC4 es idéntica a RC1, con la diferencia de que la primera utiliza soldadura de penetración completa en la unión entre las cubreplacas con la columna y la segunda únicamente la emplea en la cubreplaca superior, y en la inferior se empleó soldadura doble de filete. Finalmente, las conexiones RC3 y RC5 poseían las mismas características que la conexión RC1 con un refuerzo adicional a los costados de la conexión, que para la primera conexión se utilizaron placas rectangulares de sección constante, mientras que la segunda se acondicionó el refuerzo mediante un detalle sección reducida en la zona más alejada de la columna, correspondiendo estrictamente a una cuestión arquitectónica. La figura 2-11 presenta algunas de las configuraciones discutidas para las conexiones estudiadas.

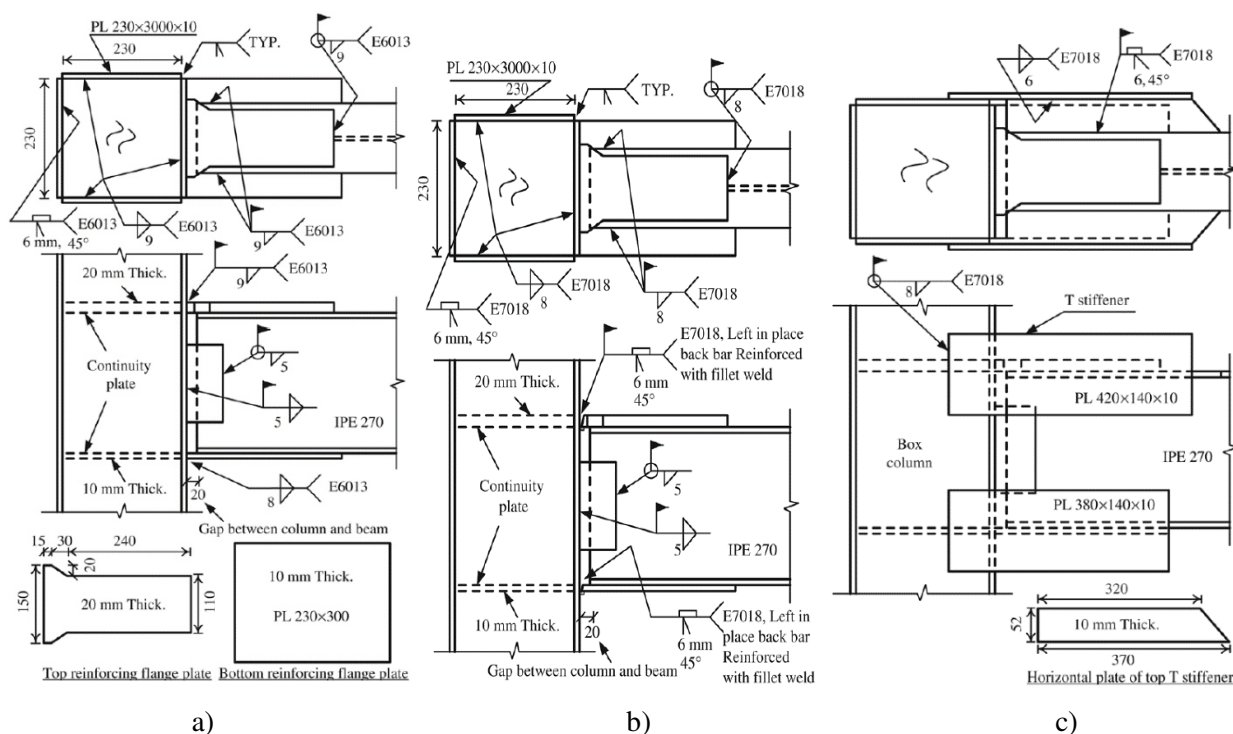


Figura 2-11. Conexiones con cubreplacas soldadas probadas por Ghobadi et al. (2009). a) RC1 b) RC2 c) RC3

Los resultados se enfocaron en describir el nivel de ductilidad que cada configuración era capaz de proveer, así mismo si la implementación de placas de refuerzo prevenía algún modo de falla frágil e incluso si podía proveer de mayor ductilidad a la conexión. A partir de la evaluación dinámica, se obtuvieron las curvas momento-rotación de cada conexión, como se presenta en la figura 2-12. La conexión RC1 demostró un comportamiento medianamente dúctil, limitado principalmente por la soldadura simple de filete utilizada

como unión entre la cubreplaca superior y la cara de la columna, dado que se generó la fractura inicial en esa zona, limitando su rotación a 0.02 rad.

Las conexiones RC2 y RC4 no presentaron degradación hasta superar una rotación de 0.04 rad. La degradación en su resistencia durante los últimos ciclos de prueba se asoció a la generación de rótulas plásticas y la concentración de deformaciones en dicha región. No se distinguieron modos de falla relacionados a la fractura de la soldadura o componentes de la conexión.

El refuerzo de las conexiones RC3 y RC4 se propuso con la finalidad de provocar la generación de la rótula plástica más alejada de la cara de la columna, dotando de mayor ductilidad a la conexión. En las curva momento rotación se observa que se alcanzan rotaciones superiores a 0.04 rad., sin embargo, se observaron modos de falla súbitos, que para ambas configuraciones se ocasionó tras la fractura de los patines de la viga, provocando una pérdida de resistencia rápida. Esta falla se atribuyó a la concentración de esfuerzos debido a los refuerzos colocados.

En términos generales se concluyó que las conexiones presentaron un excelente desempeño, con excepción de la conexión RC1, y son viables en edificio de ductilidad especial. Así mismo, los autores recomiendan la implementación de soldadura de filete doble o de penetración completa para la unión entre elementos cubreplaca y columna para este tipo de configuración.

Gholami *et al.* (2013) desarrollaron estudios analíticos y experimentales del comportamiento cíclico de conexión de acero de tipo cubreplaca soldada para un sistema de viga I-380x200x8x12 (mm) y una columna armada tipo cajón soldada B-400x400x20x20 (mm). Sus estudios se enfocaron en la evaluación de tres especímenes de conexión a escala real probados bajo el protocolo de carga de especificación sísmica del AISC, identificando que el comportamiento histerético alcanzaba los requisitos para su utilización en sistemas de marcos resistentes a momento especiales, es decir, sistemas de alta ductilidad.

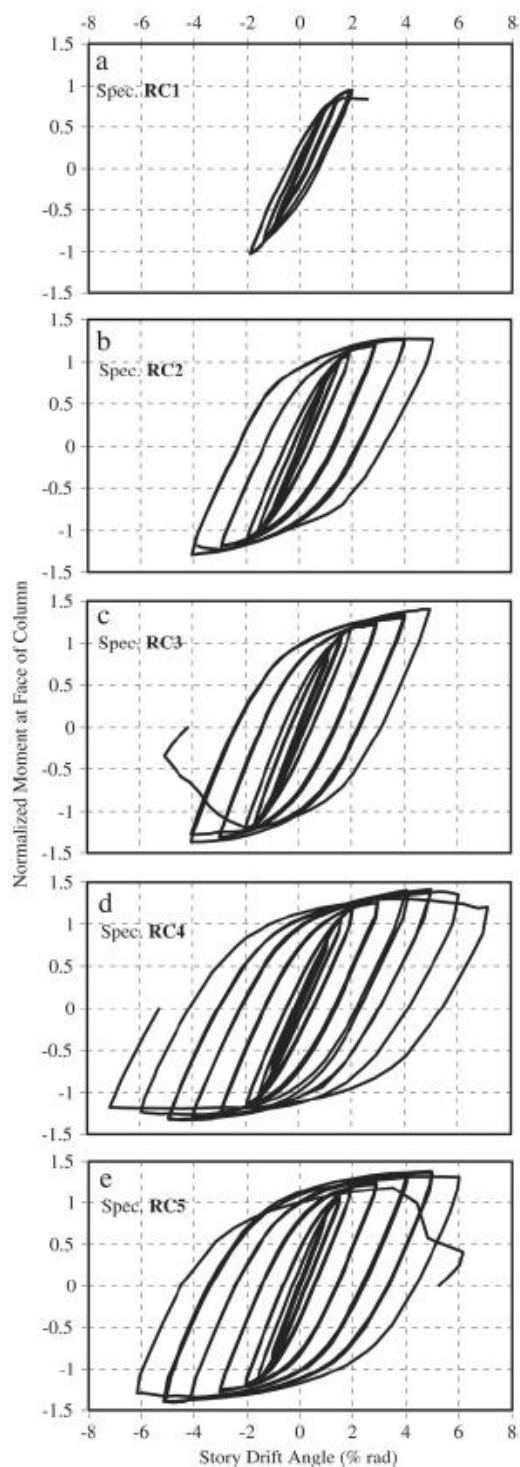


Figura 2-12. Curvas momento-rotación a) RC1 b) RC2 c) RC3 d) RC4 e) RC5 (Ghobadi et al. 2009)

La configuración básica consiste en la utilización de una cubreplaca superior de sección variable más ancha en la zona más próxima a la cara de la columna, mientras se reduce conforme se aleja hasta alcanzar una uniformidad en el ancho de ésta, por su parte la cubreplaca inferior contó con un ancho constante del mismo tamaño que la columna, sobresaliendo del patín inferior de la trabe. El objetivo fue evaluar el

comportamiento de una conexión soldada en sitio que, dada su geometría, es posible soldar de manera sencilla. La figura 2-13 muestra el esquema de la conexión.

Las variaciones entre los tres tipos de conexión, LF30, LF50 y LF50-T, fue la longitud de la cubreplacas y la extensión de las soldaduras longitudinales de 300 y 500 mm, respectivamente, y la adición de una soldadura transversal.

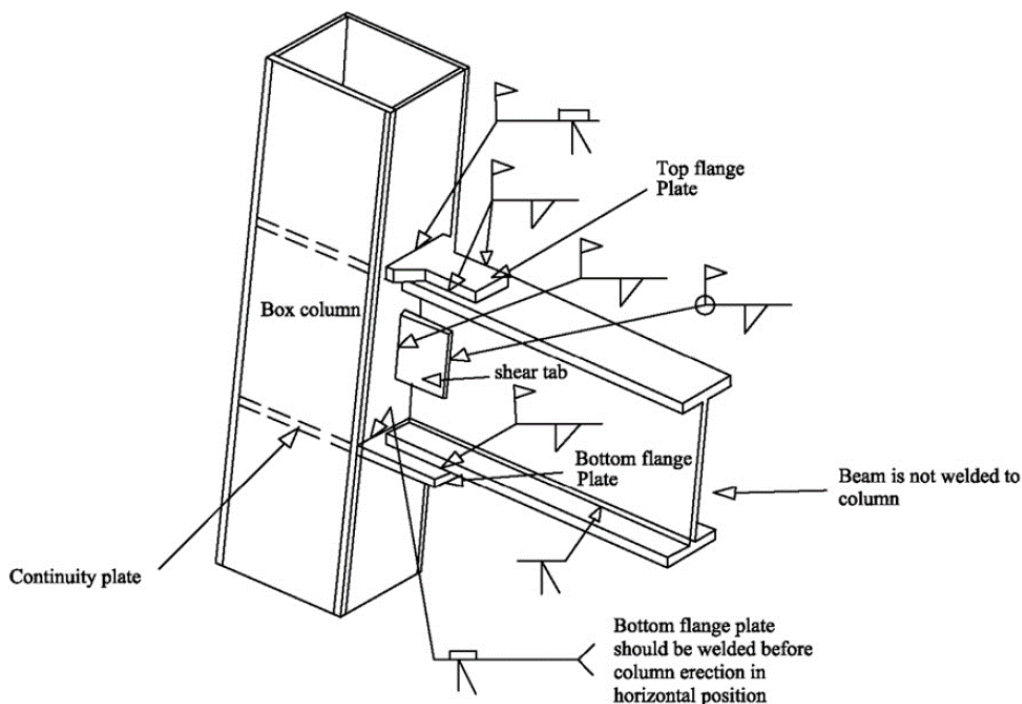


Figura 2-13. Configuración básica de conexiones estudiadas (Gholami et al. 2013)

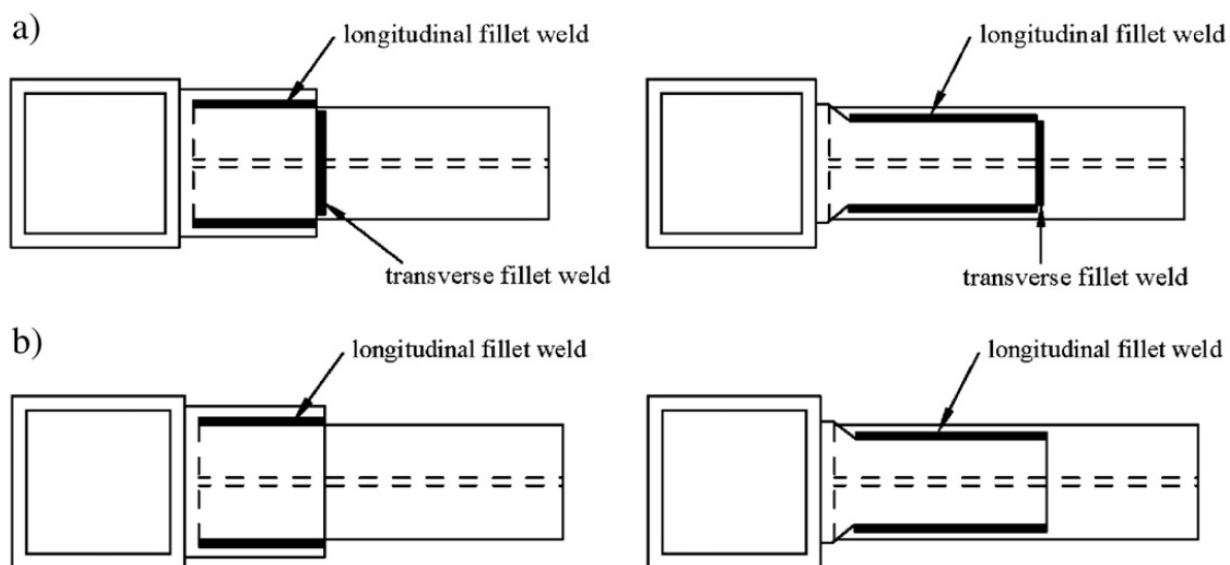


Figura 2-14. Geometría de soldadura: a) LF50-T b) LF50 (Gholami et al. 2013)

De acuerdo con los resultados experimentales, generaron las curvas histeréticas de las conexiones LF30 y LF50, que se muestran en la figura 2-15. Discuten que la inclusión de soldadura transversal no alteró el comportamiento de LF50-T respecto a LF50, por lo que no se incluyó la curva en los resultados.

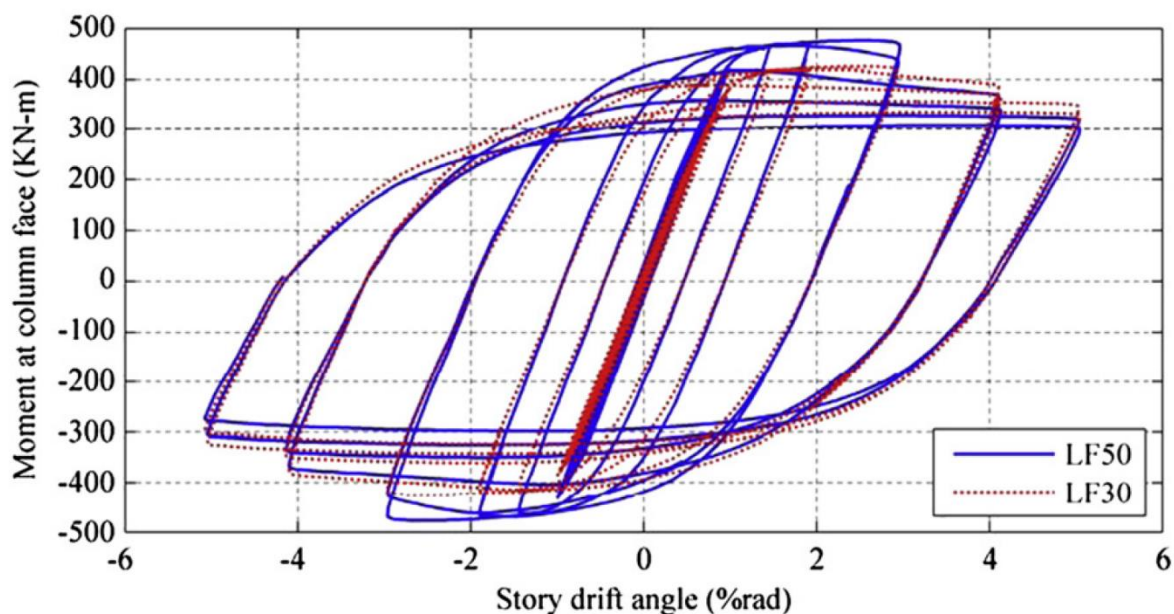


Figura 2-15. Comparación de curvas histeréticas de especímenes LF50 y LF30 (Gholami et al. 2013)

Para ambos modelos de conexión se observó un comportamiento adecuado, mostrando lazos de histéresis estables hasta niveles de rotación elevada. Las conexiones presentaron un comportamiento elástico para una rotación de, aproximadamente, 0.01 rad. y su valor de resistencia a momento máximo en una rotación de 0.03 rad. Posterior a este punto se distingue una degradación en la resistencia, sin presentar fallas súbitas. Al final de las pruebas se halló que existía una serie de fracturas en la región de la rótula plástica de la trabe para la conexión LF50 y LF50-T, de manera concisa en la zona k de ésta, y también en el patín de la trabe posterior a la zona de las cubreplacas para LF30 y LF50.

Un aspecto destacable es la aparición de la rótula plástica en la zona posterior a las cubreplacas, indicando que la zona protegida de la conexión abarca la misma longitud que las cubreplacas. La figura 2-16 muestra el estado final de la prueba para LF30. Los autores comentan que se presentó un comportamiento similar para las tres variables de conexión.



Figura 2-16. Espécimen LF30 (Gholami et al. 2013)

Zhang y Shu (2015) realizaron una compilación de estudios y pruebas experimentales realizadas a conexiones de acero entre columnas de tipo cajón y traveses tipo I para los casos donde no se coloca un diafragma interno. En términos generales discuten y extraen las expresiones analíticas empleadas para estimar la capacidad por aplastamiento en la pared de la columna, la resistencia que pueden proveer los distintos elementos como las placas de conexión y la posibilidad de estimar un momento a flexión. Se discuten cuales son algunos de los tipos más comunes de conexión sin atiesador.

De acuerdo con sus conclusiones, la generalidad de las conexiones sin diafragma internos presenta un comportamiento de conexión rígida, que si bien no limita su uso ante condiciones sísmicas, puede requerirse de mayor refuerzo; también resalta que la mayor parte de la literatura de se enfoca en estudiar la respuesta estática de las conexiones, por lo que recomienda una mayor evaluación de desempeño dinámico con pruebas experimentales ante demanda dinámica, así como considerar un mayor número de parámetros como la capacidad de rotación de cada conexión y la rigidez inicial, indicadores de la capacidad a demandas sísmicas o por viento.

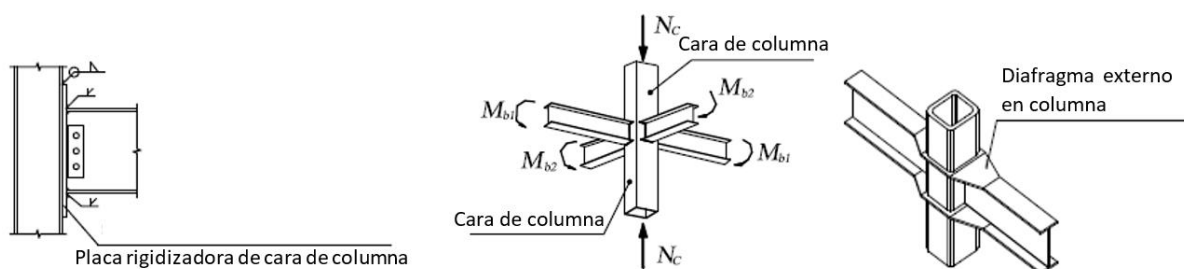


Figura 2-17. Conexión columna tubular-trabe I (Zhang y Shu 2015)

Yılmaz *et al.* (2019) evaluaron el desempeño experimental de dos configuraciones de conexión precalificada, tipo “*End-plate* atornillada con rigidizadores” (BSEP) y “*Cubreplacas* atornilladas” (BFP). La particularidad de estas conexiones fue su construcción a partir del uso de perfiles laminados en caliente y de secciones armadas de lámina con materiales normados por el euro código. Se empleó el protocolo de carga dinámica cíclica propuesto por FEMA-350 hasta alcanzar una rotación máxima del 6%, exhibiendo así una capacidad de ductilidad muy elevada. En las figura 2-18 y figura 2-19, se presentan los perfiles utilizados para el estudio, así como la configuración propuesta para las conexiones probadas. Los momentos

plásticos probables para cada tipo de viga son 161.1 kN-m y 222.3 kN-m. Este parámetro se compara con los valores alcanzados por cada elemento.

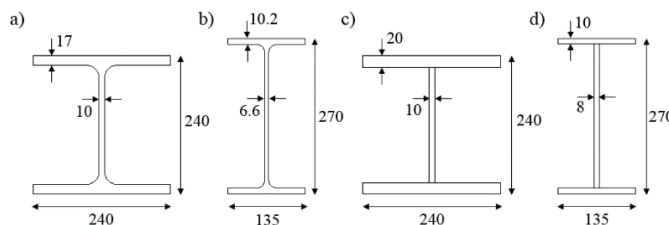


Figura 2-18. Perfiles para estudio (Yilmaz et al. 2019)

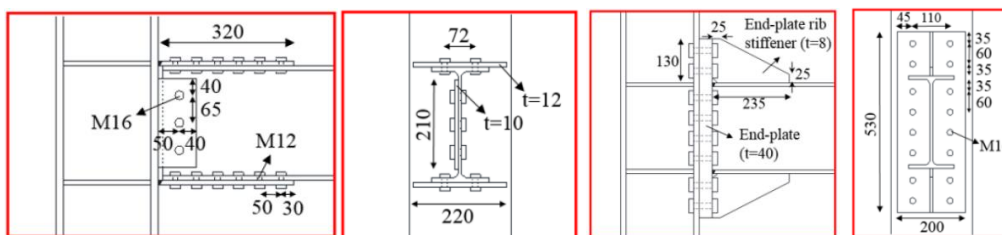


Figura 2-19. Conexiones BFP y BSEP, a la izquierda y derecha respectivamente (Yilmaz et al. 2019)

La curva momento-rotación obtenidas del ensaye dinámico se muestran en las figura 2-20 y la figura 2-21, para las configuraciones con perfiles laminados en caliente y aquellas con secciones armadas, respectivamente. Se muestran dos gráficas de histéresis, para la conexión BSEP y BFP, que relacionan, en el eje vertical, el momento a flexión actuante en la conexión y, en el horizontal, la rotación alcanzada por el sistema. Se destaca que los niveles de ductilidad para ambas opciones son bastante elevados, mientras que los momentos resistidos son superiores al momento plástico probable asociado a cada espécimen de viga en porcentajes de 74.9% y 59.8% para BSEP y BFP laminados en caliente, y 21.8% y 25.4% para sus versiones de tres placas. Se concluyó que las conexiones atornilladas son adecuadas para diseño de estructuras de acero con capacidad de alta ductilidad.

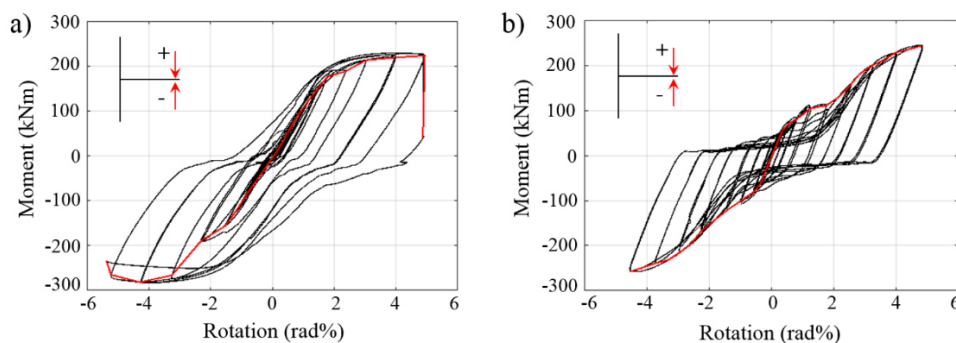


Figura 2-20. Curvas momento-rotación de perfiles laminados. A la izquierda BSEP; a la derecha BFP (Yilmaz et al. 2019)

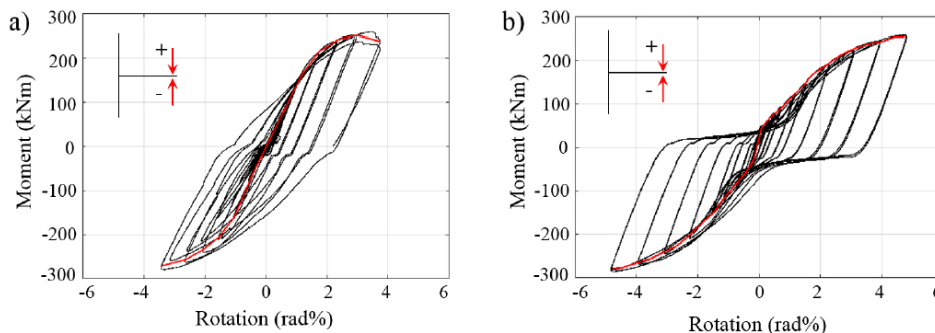


Figura 2-21. Curvas momento-rotación de perfiles armados. A la izquierda BSEP; a la derecha BFP (Yilmaz et al. 2019)

Yu et al. (2020) realizaron dos pruebas experimentales en conexiones de viga H con columna tipo cajón de la clase *bottom-flange-bolted upper-flange-welded* (BFB-UWF) y una conexión soldada convencional de columna con diafragma atravesado tipo *welded-flange through-diaphragm* (CFST). La conexión adopta una configuración de conexión atornillada en el patín inferior de la viga utilizando un diafragma que se extiende para recibir el patín, mientras que la conexión superior consiste en recibir el patín superior de la viga directamente en la cara de la columna mediante una soldadura de penetración completa. La propuesta busca reducir el riesgo de fractura temprana de la conexión CFST. Los investigadores se enfocaron en detallar los mecanismos de falla y comportamiento de las conexiones para contrastar su desempeño respecto a la solución convencional y verificar el efecto positivo de utilizar una configuración atornillada en el patín inferior de la trabe.

La figura 2-22 presenta la configuración de los especímenes estudiados experimentalmente. La denotación B2 y B4 indican que, en el patín inferior, se utilizan como método de conexión dos y cuatro filas de tornillos, respectivamente, mientras que el nombre WF muestra la configuración convencional para la conexión con cubreplacas atravesado, cuya conexión en los patines de la viga se realiza mediante la aplicación de soldadura de penetración completa. La conexión del alma de la viga se realiza mediante una conexión atornillada a una placa de corte, que a su vez se conecta mediante soldadura de filete a la cara de la columna. De manera adicional, las columnas se rellenan concreto tratando de mitigar los efectos de pandeo local.

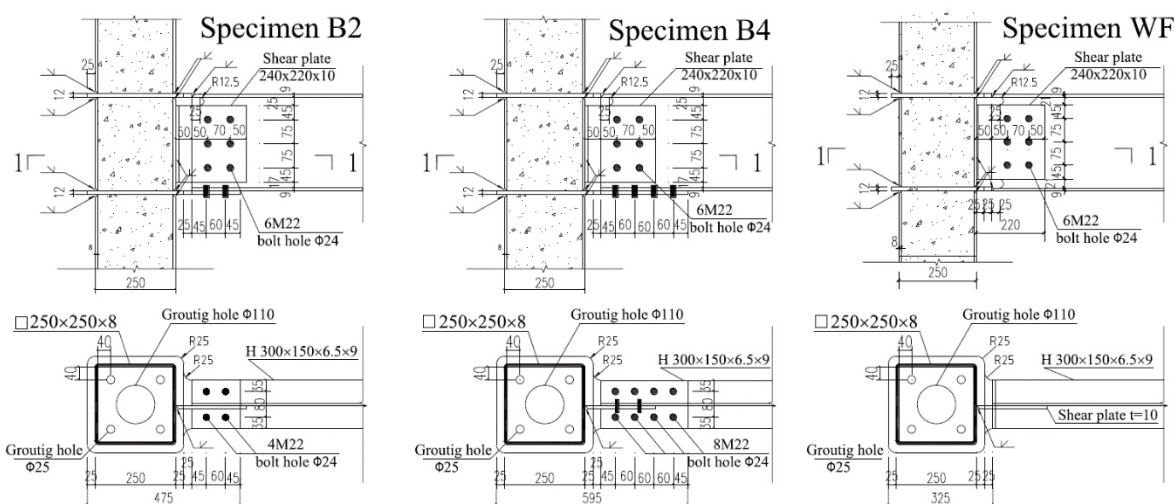


Figura 2-22. Detalle de especímenes (Yu, et al. 2020)

La prueba de carga consistió en la aplicación del protocolo dinámico del AISC 341-16 (AISC 2016a). Como parte de la evaluación se estudió la evolución de daño en los modelos, los distintos modos que se presentaron en cada conexión y los niveles de ductilidad que son capaces de proveer cada configuración. En la figura 2-23 se muestran las curvas momento-rotación asociadas a cada configuración y sobrepuestas para comparar los comportamientos de cada una. A la izquierda se observa la curva correspondiente a la conexión B4, al centro se observa la sobreposición de la conexión WF sobre B4 y finalmente, a la derecha, la conexión B2 sobrepuesta a B4.

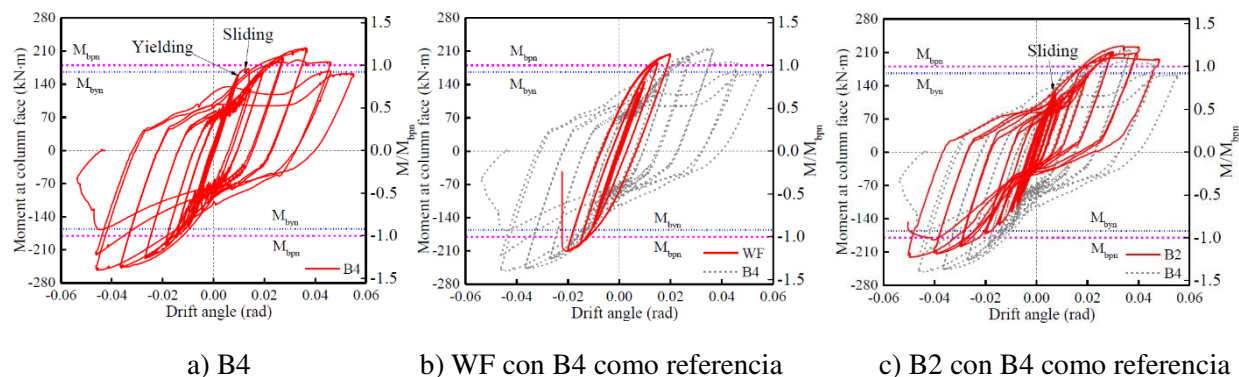


Figura 2-23. Relaciones histeréticas

Se observa que la conexión WF presenta una falla aproximadamente a los 0.02 rad de distorsión, mientras que las configuraciones con tornillos mostraron un mayor nivel de ductilidad. Así mismo, se observa un mayor grado de incursión inelástica en las conexiones B4 y B2, que incluso se alcanza la degradación en los niveles más elevado de rotación. Las conexiones con tornillos muestran un estrechamiento en la parte central de la curva y durante las primeras fases del protocolo, asociado principalmente al deslizamiento de los tornillos y la placa, abonando a la disipación energética. Durante la discusión de modos de falla se observó que las conexiones atornilladas alcanzaban la generación de rótulas plásticas en, aproximadamente, la región donde se terminaba la transición de la conexión entre la cara de la columna y la viga. En la zona con tornillos se distinguió un deslizamiento y aplastamiento en los barrenos al finalizar la prueba.

A nivel nacional se han realizado diversos estudios dentro de esta misma área para evaluar el comportamiento de conexiones rígidas de acero. Del Campo y Gómez (2010) realizaron el comportamiento de cuatro conexiones de acero, sujetas a carga dinámica, entre vigas I (IR o W) y columnas huecas (OR o HSS). Se evaluaron distintas configuraciones de conexiones soldadas y atornilladas con diferentes esquemas de armado, los cuales se adecuan a la práctica local e internacional. Realizan una discusión de los resultados a través de contrastar las curvas momento rotación, los modos de falla y nivel de ductilidad que se obtiene para cada conexión. De manera adicional, generaron algunas recomendaciones de uso y cuidado para cada caso.

Perea *et al.* (2019) realizaron pruebas experimentales y analíticas para evaluar el comportamiento de una un conjunto de once conexiones rígidas de acero, cuya configuración fue entre vigas de perfil laminado de sección I (IR o W) y columnas huecas de perfiles laminado (OR o HSS) y columnas armadas de cuatro placas tipo cajón mediante la aplicación del protocolo de carga dinámica propuesto por el AISC 341-16 (AISC 2016a) para la precalificación de conexiones de acero. En la investigación se propusieron diversas configuraciones de armado, presentando variaciones en el tipo de diafragma, método de unión y geometría de las placas.

A partir de los resultados, presentados mediante las gráficas momento-rotación de cada conexión, se generó un resumen con la posible calificación de cada modelo de conexión. La mayoría de las conexiones mostró alcanzar las capacidades requeridas para ser implementadas en sistemas de mediana ductilidad e incluso algunas para sistemas de alta ductilidad.

Para fines de la investigación realizada, se hace hincapié en la evaluación y resultados de la conexión denominada IBI, cuyo uso en la metodología se detalla más adelante. La configuración muestra una conexión con cubreplacas unidas mediante soldadura de filete a los patines superior e inferior de la viga, el cortante se transmite con una placa ubicada en el alma de la viga, igualmente unida con soldadura de filete. La unión de las cubreplacas con la cara de la columna es a través de soldadura de penetración completa, mientras que para la placa de cortante se emplea soldadura de filete. En la figura 2-24 se presenta el detallado vertical de la conexión IBI.

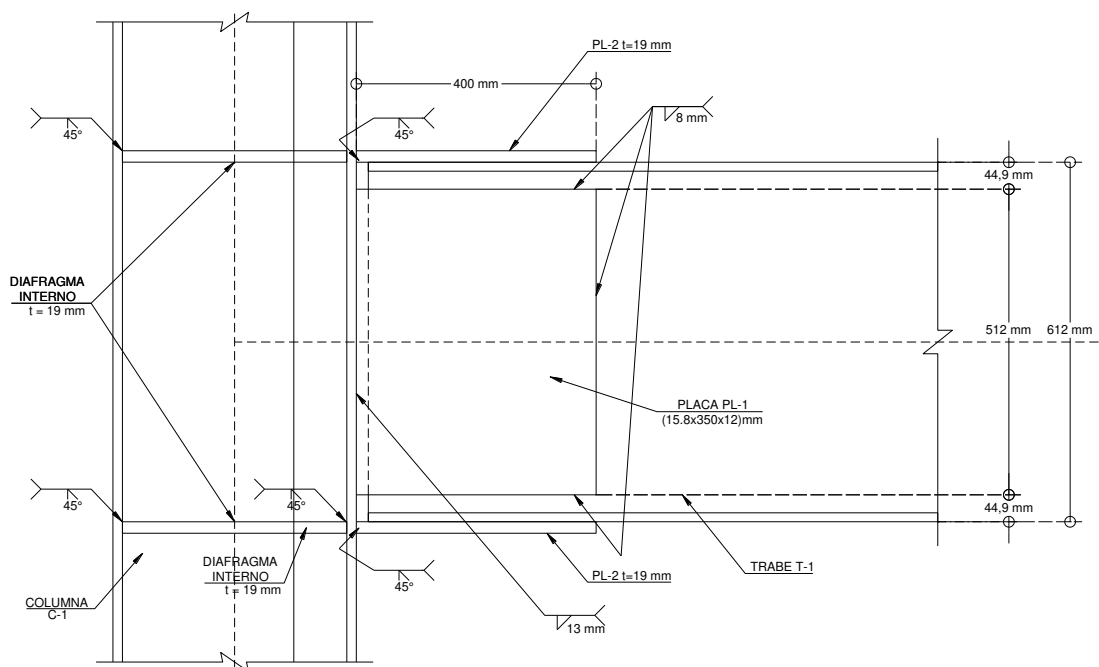


Figura 2-24. Esquema de conexión IBI; adaptado de Perea et al. (2019)

La conexión presenta un comportamiento elástico para distorsiones menores o iguales al 1% de distorsión donde, aproximadamente, el momento actuante equivale al 80% del momento plástico de la viga. El momento plástico de la viga se supera para una distorsión de 1.5%. La capacidad máxima de la conexión se presentó al alcanzar una distorsión del 2%, mostrando una ruptura en la cubreplaca en la zona adyacente a la soldadura de penetración, provocando una interrupción súbita en la prueba. La falla se presentó debido a una concentración de esfuerzos en la cubreplaca superior de la conexión, en la zona adyacente a la cara de la columna, aunque también se observó una concentración en la placa de continuidad. De acuerdo con los resultados, los autores identifican que la conexión puede ser utilizada para estructuras de marcos de acero resistentes a momento de mediana ductilidad. La figura 2-25 muestra el gráfico momento-distorsión resultado de la aplicación del protocolo de carga dinámica a la conexión IBI.

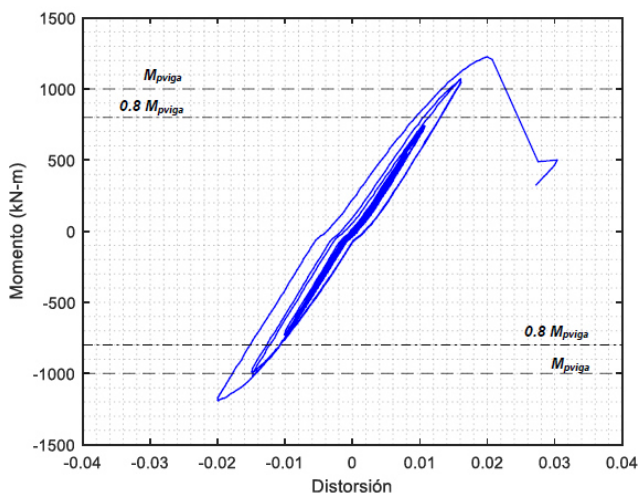


Figura 2-25. Gráfica momento-distorsión de conexión IBI (Perea et al. 2019)

Tapia et al. (2020) realizaron pruebas en seis especímenes a escala real de conexión viga-columna entre elementos tipo IR, ensayados en laboratorio. Se probaron las configuraciones de conexión presentadas en la figura 2-26. Se puede observar que las conexiones presentadas son una variación de la conexión precalificada tipo WUF (AISC 2016b). Otro aspecto en el que se enfocó este estudio fue observar el efecto de la placa de corte mediante la variación de su configuración, utilizando distintas geometrías, así como el efecto de colocar la conexión en el sentido fuerte o débil de la columna, evaluando la respuesta en cada sentido de la columna. En términos generales se reportó un alto nivel de ductilidad elevada en las conexiones, sin embargo, en las conclusiones los autores recomiendan limitar su uso a edificios de acero de mediana ductilidad. En la discusión de resultados enfatizan la importancia y los efectos de cuidar los procesos constructivos asociados al proceso de soldadura y el detallado de las componentes para alcanzar una mejor respuesta ante demandas cíclicas.

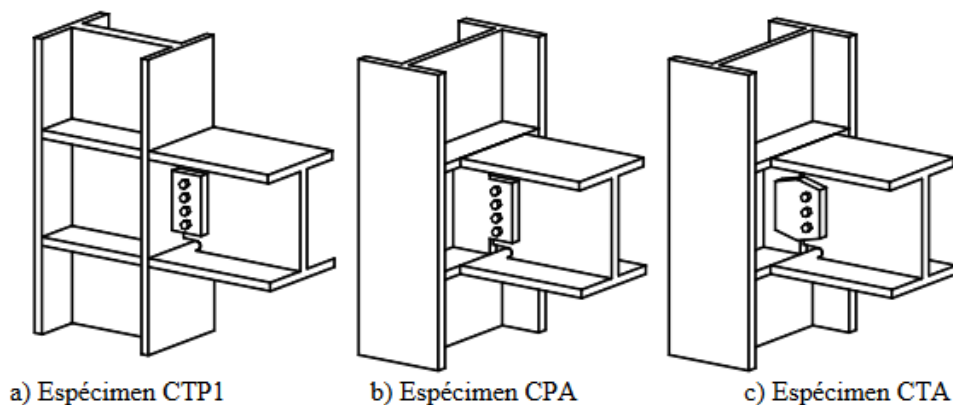


Figura 2-26. Especímenes de conexión ensayados (Tapia et al. 2020)

2.2 Elemento finito

El método del elemento finito (MEF) es una herramienta que puede utilizarse para evaluar propiedades de diversos sistemas y distintas variables, las cuales a partir de un modelo matemático se puede lograr una resolución aproximada de las ecuaciones diferenciales (tomando en cuenta sus condiciones iniciales o de borde). Puede hallarse la solución numérica de problemas de campo, el cual es un problema que consiste en determinar la distribución espacial de una o más variables dependientes. Un problema de campo, en

términos matemáticos, se describe mediante ecuaciones diferenciales o una expresión integral. El MEF es aplicable preferentemente a problemas en los que es difícil, o imposible, obtener una solución cerrada por medio de métodos analíticos clásicos (De la Colina 2008).

Al tratarse de problemas de distribución espacial el elemento (estructura) estudiado se divide en una cantidad de elementos, los cuales reciben el nombre de elemento finito. Se asume que cada elemento tiene una variación simple en una cantidad, lo cual permite su descripción a través de un polinomio o alguna función simple. Esta suposición genera que la solución obtenida sea una aproximación, o lo que es lo mismo, que no se puedan obtener soluciones cerradas, provocando que sea necesario generar una repetición del proceso con cada cambio en la definición de las propiedades, por pequeño que pueda ser el elemento.

En la figura 2-27 se presenta una estructura cualquiera dividida en varios elementos finitos. Los elementos se conectan e interactúan entre sí mediante los puntos ubicados en las aristas y vértices de cada elemento, los cuales reciben el nombre de “nodo”. El arreglo particular que se presenta, es decir, el acomodo y tamaño de los elementos finitos, se denomina “mallado”; este puede variar y modificarse de acuerdo con el nivel de detalle de los resultados esperados y de la capacidad computacional disponible. Cada uno de estos elementos se describe mediante una matriz característica, la cual depende del fenómeno estudiado y las propiedades definidas, las cuales forman una matriz global, y por medio un modelo matemático que describa la “estructura”, se puede determinar las variables dependientes, o resultados de interés.

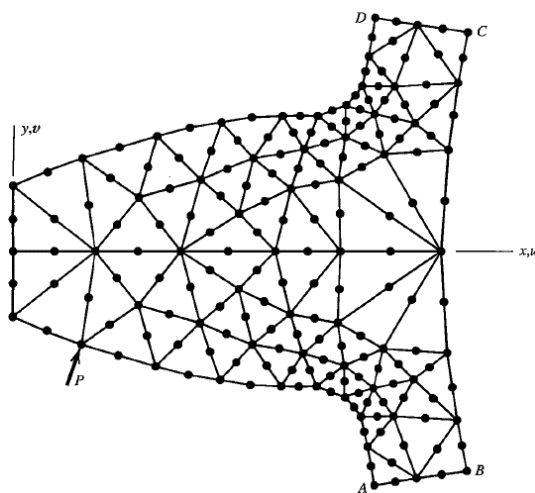


Figura 2-27. Estructura dividida en elementos finitos (Cook et al. 2001)

En términos de ingeniería estructural, el MEF se le puede considerar como una analogía del método de rigideces, comúnmente empleado para el análisis de estructuras. El método consiste en plantear un sistema de ecuaciones que conduzca al equilibrio de los puntos nodales mediante los grados de libertad. La solución del sistema brinda los resultados para cada grado de libertad definido en los puntos nodales. El sistema se representa mediante la matriz de rigidez K , que se ensambla mediante las matrices características k_i de cada elemento finito. El modelo matemático que define el problema se define mediante la siguiente relación matricial:

$$Kd = F \quad (2-1)$$

Donde K es una matriz de rigidez global, d es el vector de desplazamientos de los grados de libertad de cada nodo y F es el vector de fuerzas resultantes. En modelos convencionales normalmente se conocen las fuerzas que actúan en el sistema y las condiciones de frontera que afectan los desplazamientos, de modo que al conocer una u otra se puede resolver el sistema de ecuaciones. Finalmente, mediante las relaciones

constitutivas de resistencia de materiales, se pueden estimar las variables dependientes asociados al modelo de elementos finitos.

El procedimiento del MEF, con aplicación a la ingeniería estructural, se puede describir en una serie de pasos globales, los cuales se enlistan a continuación:

- a) La estructura o el elemento en estudio se divide en una serie de elementos (elementos finitos).
- b) Cada elemento individual posee una matriz de rigidez (o matriz característica), la cual se evalúa de acuerdo con los grados de libertad en sus nodos y sus propiedades.
- c) Se plantea un sistema de ecuaciones de acuerdo con la condición de equilibrio continuo. Para el caso de estructuras, se determina mediante el ensamble del vector de cargas y de la matriz de rigidez del sistema. En el ensamble se deben considerar las condiciones de frontera (o iniciales).
- d) La solución del ensamble previo permite la evaluación de otras variables; para el caso estructural es común determinar desplazamientos.
- e) Se estiman resultados complementarios, como puede ser deformaciones unitarias, esfuerzos, momentos, etc.

Cook *et al.* (2001) menciona que algunas de las ventajas de la aplicación del MEF en el estudio de la ingeniería estructural son las siguientes:

- El método puede aplicar a diferentes campos: transferencia de calor, análisis de esfuerzos, distribución de deformaciones, etc.
- No existe una restricción en la geometría del sistema ni las propiedades de los elementos. Se pueden tener configuraciones con geometrías complejas y las propiedades de cada elemento finito pueden cambiar entre sí, como espesor o materiales, permitiendo estudios que serían muy complicados de lograr.
- Las condiciones de frontera y acciones que actúan en el modelo no tienen que estar sujetas a restricciones. Se puede definir el número de grados de libertad o las acciones que afectan la estructura y hacerlos variar entre los puntos nodales.

Como se explicó, el método del elemento finito, por su afinidad y semejanza con otros métodos tradicionales en el análisis estructural, así como la posibilidad de establecer áreas complejas de análisis con propiedades independientes, representa una herramienta eficaz en el campo de la investigación. Se han realizado diversos estudios empleando dicha técnica con el objetivo de alcanzar un mayor número de análisis en miembros, conexiones y estructuras. Gašić *et al.* (2021) comenta que, en el campo de la ingeniería estructural, los análisis numéricos se reservan generalmente para el M.E.F. y acompaña el enfoque de varios estudios debido a las siguientes razones:

- 1) Escasez de estudios experimentales
- 2) Los modelos son económicos y muy completos
- 3) Permiten entender los efectos locales que difícilmente se pueden medir físicamente
- 4) Alcanzar extensos estudios paramétricos

El uso del elemento finito a acompañado la evaluación de conexiones permitiendo generación de estudios y evaluaciones paramétricas en beneplácito de mayores niveles de seguridad. Ting *et al.* (1991) evaluó distintas configuraciones de conexión entre vigas I y columnas con atiesadores externos, buscando emular la respuesta de un atiesador interno. La metodología se basó en simulaciones de elemento finito en el rango elástico lineal para una conexión directa de la viga sobre la columna utilizando tres tipos de atiesador externo, en forma de cartela triangular, con ángulos a los costados y una configuración de atiesador en forma T. El arreglo general de la conexión estudiada se muestra en la figura 2-28. En la figura se observa

el mallado del modelo, así mismo, por las condiciones de simetría, se modela únicamente la mitad de la trabe y una cuarta parte de la columna.

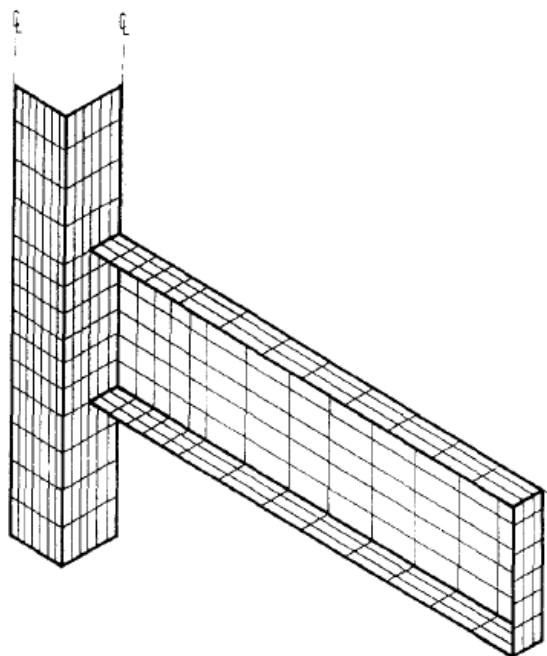


Figura 2-28. Mallado de conexión en estudio (Ting et al. 1991)

Además de investigar la respuesta mediante curvas momento-rotación estáticas, se enfocó en comparar e identificar la configuración que representará una mejor alternativa en términos de la distribución de esfuerzos en los elementos. Entre las opciones estudiadas, se halló que los rigidizadores externos de configuración T, figura 2-29, mostraron fueron más eficientes. Mostraron una distribución y concentración de esfuerzos más eficientes respecto a las otras alternativas.

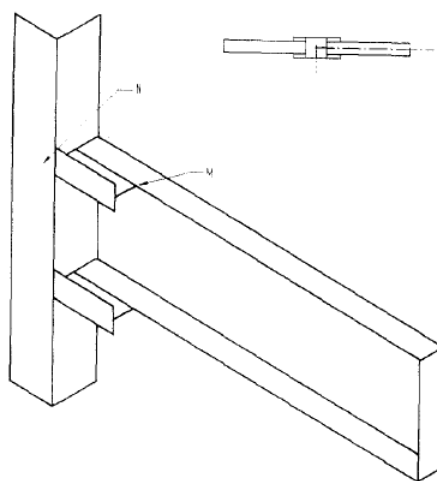


Figura 2-29. Conexión con rigidizadores externos T (Ting et al. 1991)

Ricles *et al.* (2003) elaboraron una serie de estudios analíticos de conexiones soldada sin refuerzo como parte de la segunda fase del proyecto SAC (Project SAC 2021). El estudio generó una serie de conexiones simuladas a través de elemento finito, mediante el software ABAQUS (Abaqus 2016) para evaluar la

influencia de algunos problemas detectados para las conexiones soldadas, que son la geometría y tamaño de los orificios de acceso para soldadura, el efecto de algunos tipos de soldadura en la placa de corte, las consecuencias de controlar las deformaciones inelásticas en la zona de panel y el impacto de utilizar placas de continuidad en el pandeo local de la conexión. Los modelos analíticos se basaron en una configuración de conexión pre-Northridge.

Los autores estudiaron la influencia de los aspectos enmarcados anteriormente a través de modelos globales y sub-ensambles, como se muestra a la izquierda y derecha de la figura 2-30, respectivamente. La definición de los parámetros de materiales, nivel de mallado y relación entre los materiales estuvo acompañada de la validación del modelo paramétrico con un estudio experimental. Algunas de las características modeladas fue la variación de la configuración de los orificios de acceso, colocación de placas de refuerzo en la zona de panel, colocación y omisión de placas de continuidad, etc.

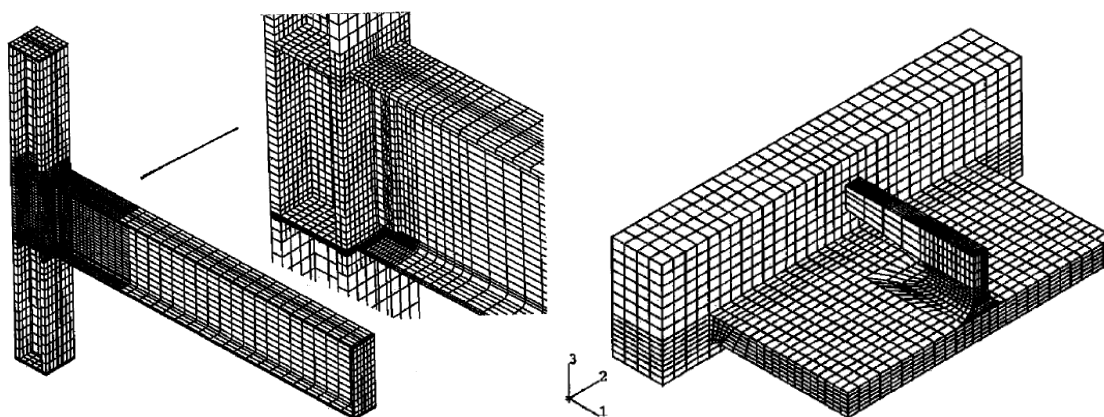


Figura 2-30. Modelo de elemento finito tridimensional (Ricles et al. 2003)

Dado que la fractura de los elementos finito no fue modelada de manera explícita, los autores emplearon un índice de ruptura para evaluar las configuraciones y su potencial fractura. La propuesta utilizada es una expresión en función de la deformación plástica equivalente, los esfuerzos hidrostáticos y los esfuerzos equivalentes de Von Mises; una característica del elemento finito es la posibilidad de evaluar los efectos mecánicos a nivel local en cualquier parte de un modelo.

Entre las conclusiones, los autores comentan que la mayor concentración de esfuerzos está presente en los orificios de acceso y que, si bien, puede limitarse al minimizar el tamaño también puede ocasionar un efecto adverso al aplicar erróneamente la soldadura. Identificaron que el uso de soldadura de penetración completa en la interfaz entre la placa de corte y la cara de la columna, en conjunto con soldadura de filete complementaria en los bordes, beneficia la distribución de esfuerzos; también discuten que la implementación de tornillos debería estar limitada a marcos de ductilidad ordinaria. Comentan que, al limitar la cantidad de deformación en la zona de panel mediante el refuerzo de la zona o a través del uso de elementos más grande, se puede alcanzar una mayor capacidad de rotación inelástica de acuerdo con los análisis de elemento finito y pruebas experimentales. Por último, los análisis de elemento finito indicaron que el requisito de instalar placas de continuidad podría ser conservador, aunque hace énfasis en que se necesitaban más investigaciones sobre este campo.

Chen *et al.* (2006) presentaron la evaluación analítica de cuatro conexiones soldadas de tipo árbol, entre elementos viga I y columna cajón, mediante una carga estática. Las propuestas de tenían una configuración distintiva al no contar con orificios de acceso para el depósito de la soldadura de unión de los patines de la viga con la superficie de la columna y contaban con un ensanchamiento en el patín de la viga al estar

próxima a la cara de la columna para abarcar un mayor ancho. El estudio se dividió en dos etapas, cuya primera fase constó de la evaluación de los cuatro modelos de conexión tipo árbol con ensanchamiento en la cara de la columna, mostrados en la figura 2-31, más un modelo de ancho de patín constante, mediante elemento finito. El objetivo del estudio se centró en el efecto que provocan el ensanchamiento de la sección y la longitud del tramo curvo.

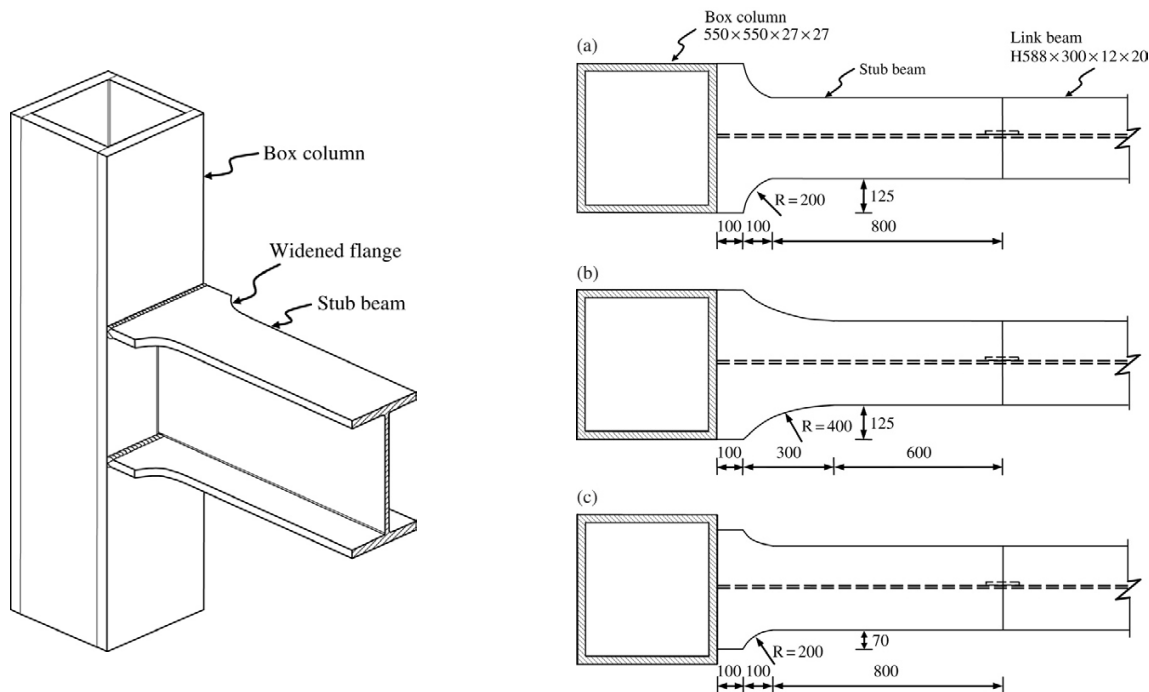


Figura 2-31. Conexión tipo "árbol" y modelos de conexión. a) W10-L1A b) W10-L2A c) W08-L1A (Chen et al. 2006)

De acuerdo con los resultados, se observó que las conexiones con un ensanchamiento presentaban una mayor capacidad inelástica y un ligero aumento en la rigidez elástica. Así mismo, mediante la deformación plástica equivalente (PEEQ) los autores detectaron las zonas con mayor demanda en cada conexión; la conexión sin ensanchamiento mostró una concentración en los extremos del patín de la viga, mientras que las secciones con ensanchamiento y transición curvada mostraron una acumulación más alejada de la cara de la columna, alrededor de la zona de transición, indicando la posible generación de rótulas plásticas en esa zona.

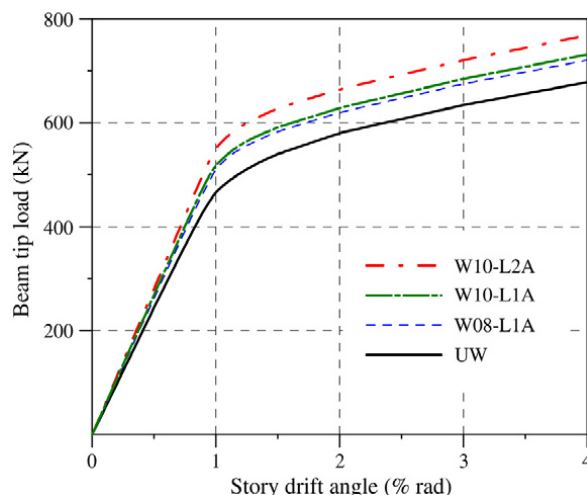


Figura 2-32. Curva momento-distorsión para modelos analíticos (Chen et al. 2006)

De forma adicional, discuten sobre el efecto positivo de no colocar orificios para soldadura el alma de la viga, evitando acumulación de esfuerzos que conlleven a una posterior fractura.

Deylami y Toloukian (2011) presentaron un estudio numérico para evaluar la influencia de colocar cartabones en conexiones de acero de tipo cubreplaca soldadas, para una viga tipo I y una columna armada de cuatro placas. Para estudiar el comportamiento se utilizó la técnica del elemento finito para generar tres modelos de conexión mediante el software Abaqus (Abaqus 2016). El estudio se dividió en dos etapas que fueron la calibración y la posterior evaluación de las conexiones con rigidizadores, mediante la aplicación de un protocolo de carga dinámica, como el propuesto en la especificación sísmica del AISC (AISC 2016a).

Las configuraciones de conexiones evaluadas se presentan en la figura 2-33. El modelo a) es la conexión básica para el estudio, se compone de cubreplacas unidas a la columna mediante soldadura de penetración completa y con soldadura de filete a los patines de la viga y con una placa de conexión entre el alma de la viga y la cara de la columna, unidos mediante soldadura de filete. Los modelos b) y c) utilizan los mismos elementos de la conexión básica, adicionando uno y dos cartabones de refuerzos en la parte superior e inferior, respectivamente.

La calibración evaluó y comparó las curvas momento-rotación experimental (Ghobadi et al. 2009) y analítica de la primera conexión. Para la ejecución de la simulación se consideró una curva esfuerzo-deformación bilineal utilizando los valores nominales del tipo de acero ASTM A36 y una deformación unitaria máxima de 0.2. La figura 2-34 muestra la comparación entre las curvas momento-rotación, en línea negra se muestran los resultados experimentales y en color azul los valores obtenidos analíticamente. Se puede distinguir un grado de acercamiento razonable incluso para niveles de distorsión muy elevados, y en parte el alejamiento se puede asociar a utilizar valores nominales de los materiales.

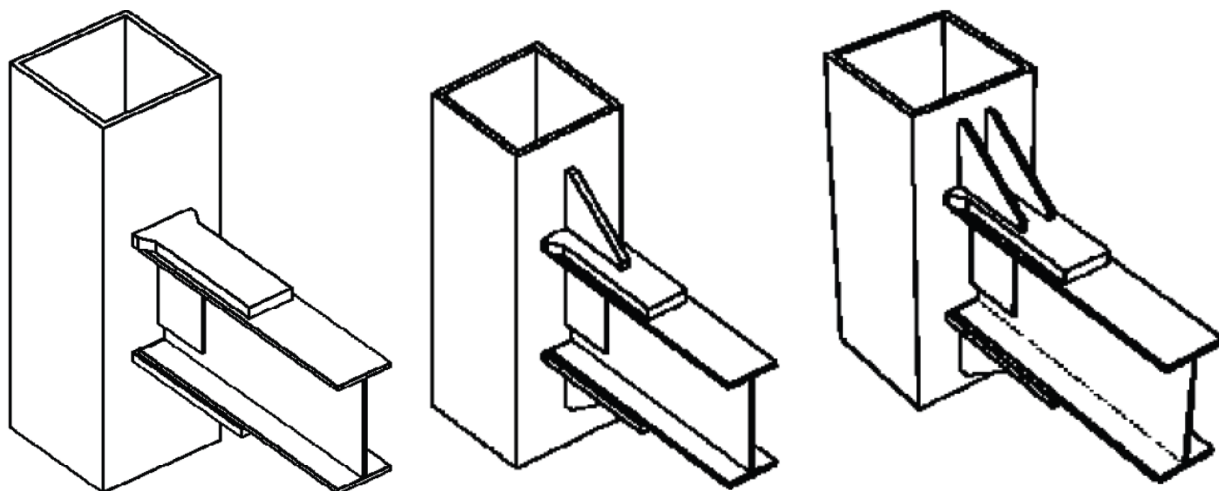


Figura 2-33. Conexiones estudiadas por Deylami y Toloukian (2011) a) Modelo base cubreplacas soldadas b) Modelo con un cartabón c) Modelo con dos cartabones

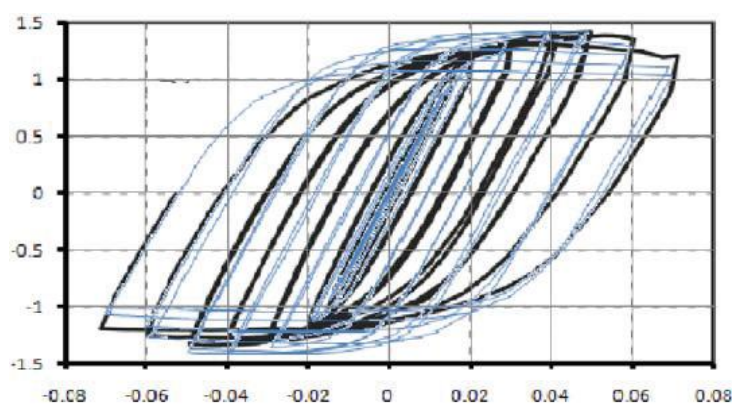


Figura 2-34. Curva momento-rotación experimental vs analítica (Deylami y Toloukian 2011)

Tras la calibración, estudiaron el efecto de colocar elementos rigidizantes en la conexión. La figura 2-35 muestra la distribución de esfuerzos, de acuerdo con el criterio de Von Mises, para las distintas configuraciones evaluadas. Se nota un efecto beneficioso al lograr una reducción de los esfuerzos presentes en la cubreplacas, provocando una transferencia hacia los cartabones.

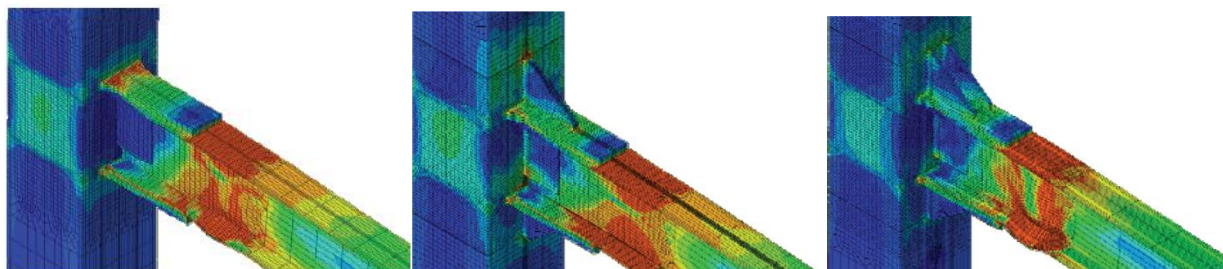


Figura 2-35. Distribución de esfuerzos de Von Mises en conexiones (Deylami y Toloukian 2011) a) Convencional b) 1 cartabón c) 2 cartabones

Las curvas momento rotación de cada conexión se presentan en la figura 2-36. Respecto al comportamiento histerético no se observa diferencias importantes respecto a la conexión sin cartabones, por lo que, mecánicamente hablando, los cartabones no generan un impacto considerable, dado que la conexión

convencional presenta por si sola una alta capacidad mecánica y de rotación. Los tres modelos de conexión presentaron un comportamiento deseable para estructuras de alta ductilidad.

Los autores concluyen que, a pesar de no mostrar gran distinción en las curvas momento rotación, la aplicación de cartabones impacta de manera positiva en las cubreplacas, ya que, a diferencia de la conexión convencional, las cubreplacas rigidizadas permanecieron dentro del rango elástico, indicando que no se requerirían reparaciones a pesar de haber mostrado la aparición de rótulas plásticas.

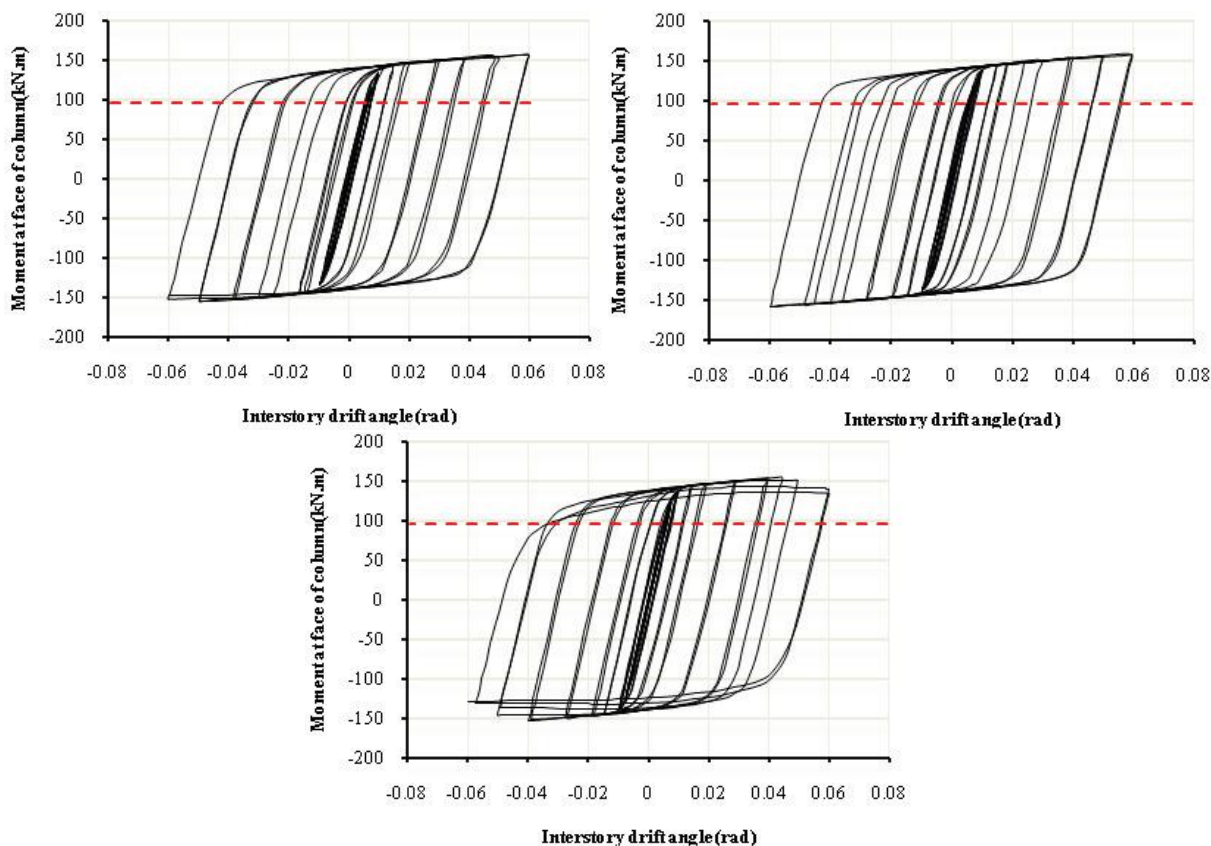


Figura 2-36. Curvas momento-rotación (Deylami y Toloukian 2011)

Gholami *et al.* (2013) desarrollaron una serie de modelos de elemento finito mediante el software ABAQUS (Abaqus 2016) para tres conexiones que estudiaron de manera experimental, y que fueron validados mediante la curva momento-rotación. Las conexiones, como se comentó en el apartado anterior, se correspondían con conexiones entre trabe I y columna cajón armado con una configuración de cubreplacas soldadas (figura 2-13).

Las curvas esfuerzo-deformación de los materiales, para describir el comportamiento en el software ABAQUS, se definieron a través de un modelo bilineal con endurecimiento para el acero y la soldadura, como el que se muestra en la figura 2-38. Los valores para el acero se obtuvieron mediante pruebas a tensión de probetas para los materiales utilizados en la prueba experimental, mientras que la soldadura empleó los valores reportados por Kaufmann (1997). El modelo desarrollado consideró la inclusión de las soldaduras como parte de los elementos introducidos, tanto para soldadura de tipo filete como penetración completa, tal como se muestra en la figura 2-37.

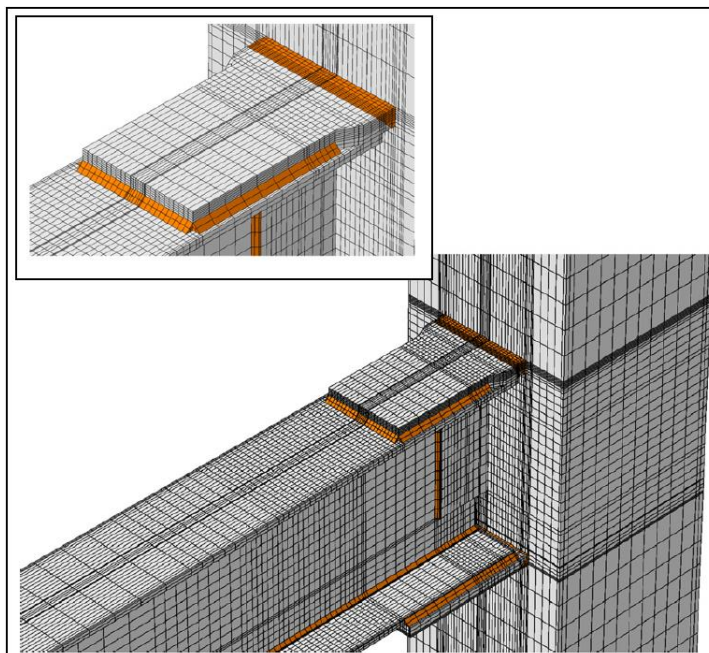


Figura 2-37. Modelo de elemento finito para LF50-T (Gholami et al. 2013)

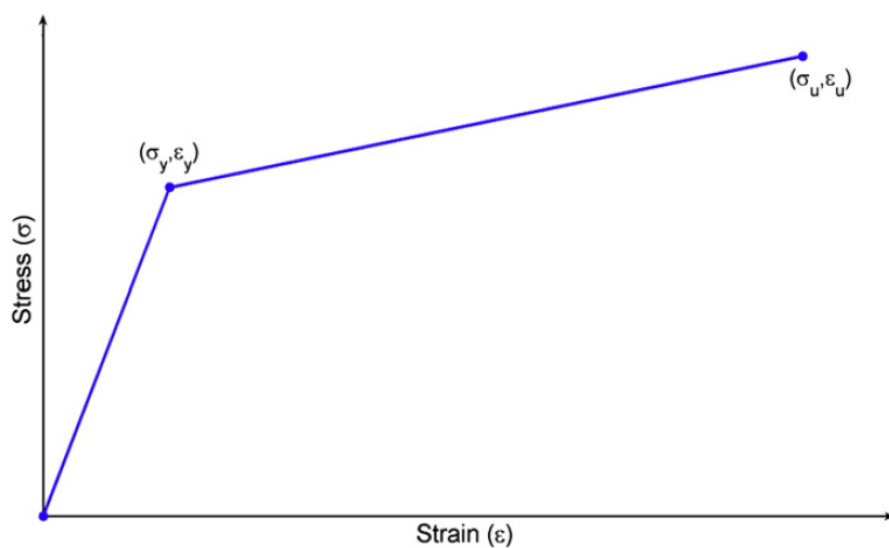


Figura 2-38. Relación esfuerzo-deformación bilineal asumida (Gholami et al. 2013)

De acuerdo con los resultados, la aproximación entre el modelo analítico y la evaluación experimental fue bastante cercana, incluso para niveles de rotación elevados. En la figura se distinguen las curvas experimentales, línea sólida azul, y las curvas analíticas, línea roja punteada, para las conexiones LF30 y LF50, respectivamente.

Tabla 2-1. Propiedades de materiales para modelos analíticos (Gholami et al. 2013)

Componente	Fluencia		Último	
	Esfuerzo σ_y MPa	Deformación ε_y %	Esfuerzo σ_y MPa	Deformación ε_y %
Patín de viga	300	0.15	430	18
Alma de viga	310	0.155	400	17
Patín de columna	290	0.145	390	15
Alma de columna	290	0.145	390	15
Cubreplaca superior	310	0.155	450	18
Cubreplaca inferior	290	0.145	390	15
Soldadura	525	0.26	560	12

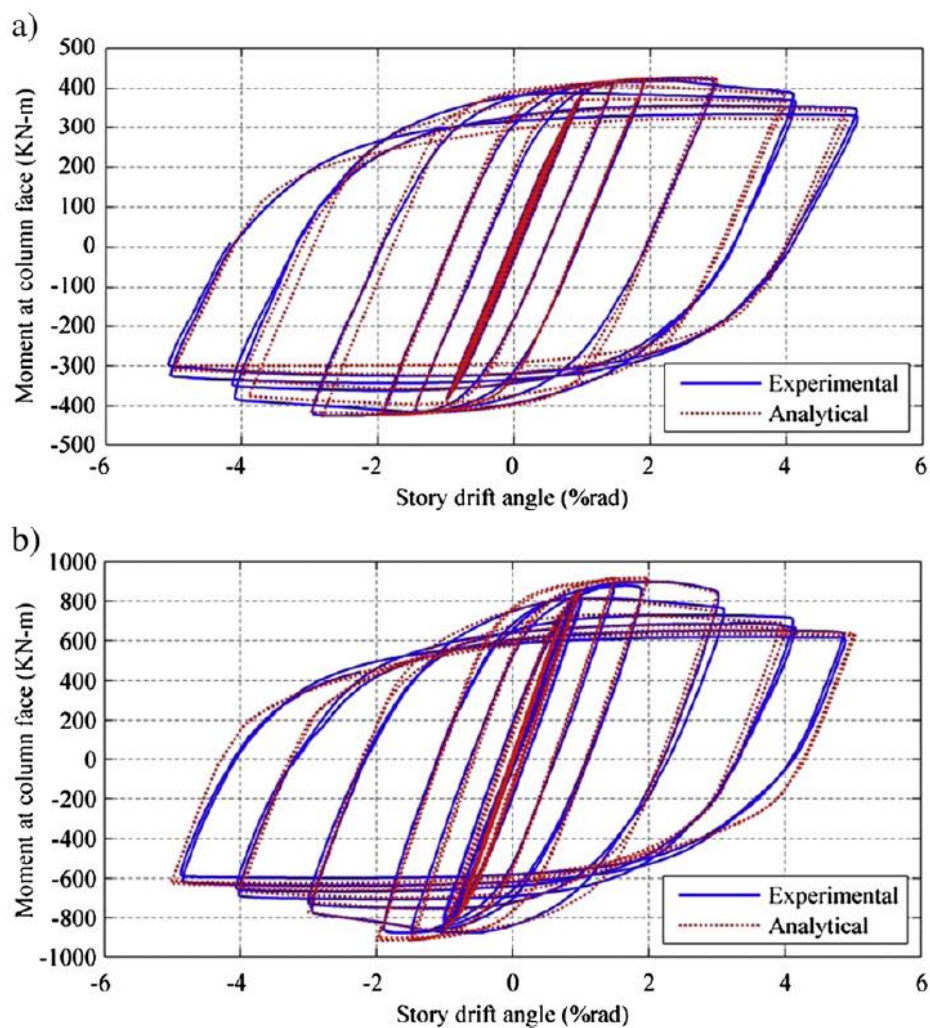


Figura 2-39. Curvas momento-rotación experimental vs analítica. a) LF30 y b) LF50

Sifuentes y Perea (2017) presentaron un estudio donde se discuten las propiedades y características de un modelo de elemento finito para una conexión real de tipo placa de extremo extendida con atiesadores. Probaron varios modelos de plasticidad del acero y compararon los resultados analíticos contra los resultados experimentales. Se realizó una calibración contra un estudio experimental mediante el software ABAQUS (Abaqus 2016) para identificar que combinación de parámetros arrojaba una mayor aproximación en sus resultados respecto a la prueba real, principalmente se enfocó a estudiar la influencia del tipo de endurecimiento plástico del acero (isotrópico, cinemático y combinado). Como parte de la optimización en la prueba, se modeló únicamente una mitad de esta, aprovechando la simetría presente sobre el eje vertical, con el objetivo de reducir la demanda y tiempo de trabajo computacional del software. En la figura 2-40, a la izquierda, se muestra el modelo de la simulación con el mallado para la simulación, a la derecha, un esquema de la conexión probada experimentalmente. Se puede observar en el modelo de elemento finito que existe un mayor grado de refinamiento del mallado en aquellas zonas de mayor interés.

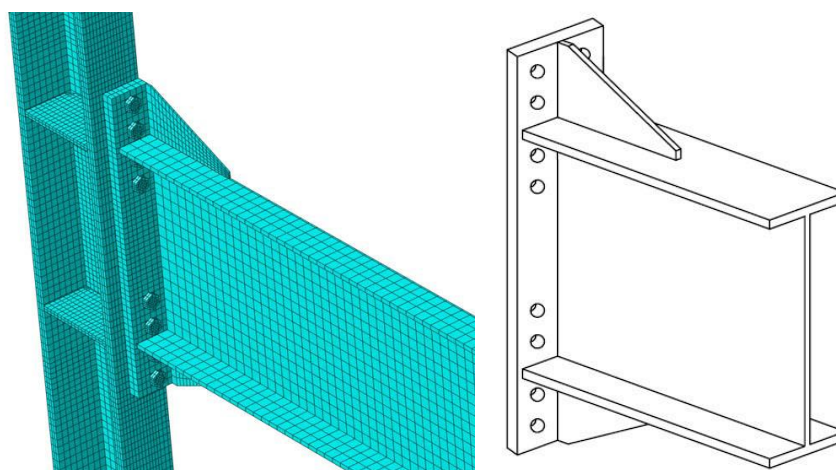


Figura 2-40. Modelo de elemento finito de conexión placa extremo extendida y esquema de conexión real (Sifuentes y Perea 2017)

De acuerdo con los resultados, se validó que los mejores resultados se obtuvieron al emplear el modelo de endurecimiento de tipo combinado, tal como lo recomienda el manual de usuario.

En la figura 2-41 se muestran los resultados reportados en la investigación. Se observa que para niveles de rotación no tan elevados se alcanza un grado de precisión sumamente elevado entre la analítica (línea azul sólida) y la curva experimental (línea negra sólida), aproximadamente para una rotación de 0.02. Sin embargo, para deformaciones más allá de ese punto, se distingue una rigidez y un valor mayor de resistencia. Esto se atribuye a que los modelos de acero utilizados para la prueba de elemento finito no representan la degradación de manera totalmente confiable. Aun cuando el modelo analítico se aleja de la respuesta experimental para distorsiones altas, se concluyó que la aproximación alcanzada para una distorsión de hasta el 4% (0.04 radianes), valor mínimo para la precalificación de una conexión, muestra una aproximación muy buena y se pueden utilizar sus datos para la evaluación de conexiones.

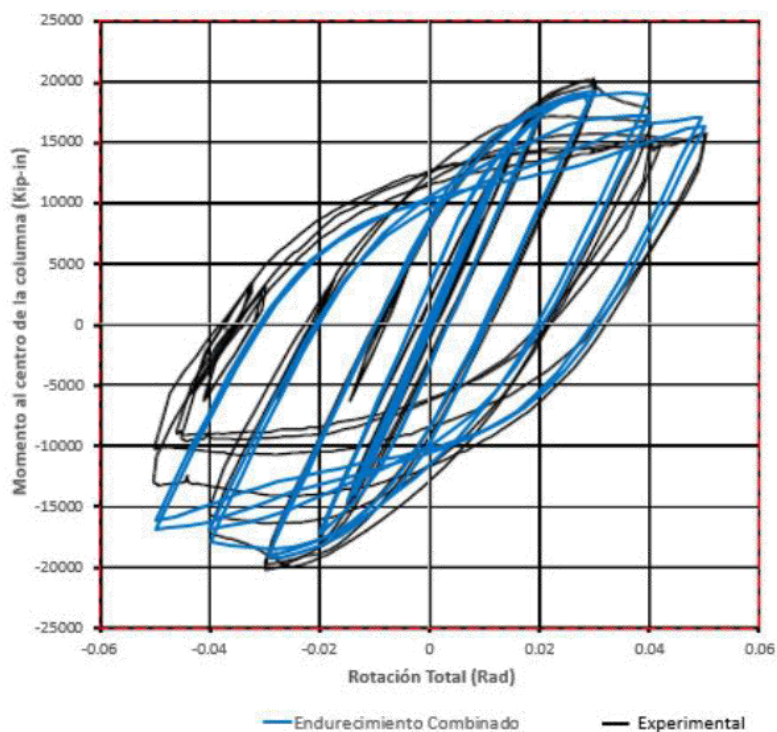


Figura 2-41. Curvas momento-rotación, experimental vs elemento finito (Sifuentes y Perea 2017)

Perea *et al.* (2019) realizaron un estudio experimental de once especímenes de conexión entre columnas tubulares (tipo HSS o cajón) y trabes de perfil laminado I, describiendo su respuesta ante cargas dinámicas según el protocolo de carga del AISC 341-16 (AISC 2016a) para su posible precalificación y uso en marcos resistentes a momento de mediana y especial ductilidad. A partir de los resultados experimentos optaron por desarrollar dos modelos analíticos mediante la técnica del elemento finito para las conexiones 2HT y 1HE, mediante el software ABAQUS (Abaqus 2016), con la finalidad de medir el grado de precisión que podían alcanzar estos modelos respecto a la prueba real.

La conexión 2HT corresponde a una configuración con diafragmas atravesados que reciben los patines de la trabe y se unen mediante soldadura de penetración completa, mientras que el patín de la trabe se adhiere a la cara de la columna igualmente mediante soldadura de penetración completa. Por su parte la conexión 1HE le correspondió una configuración con diafragma externo unido a la columna con soldadura de penetración completa, el cual presenta una sección variable para recibir la trabe y unir sus patines mediante soldadura de penetración completa junto con una extensión para el alma de la trabe. De acuerdo con el autor, estas conexiones fueron seleccionadas dado que, para la fase experimental, presentaron un comportamiento histerético bastante estable, y su nivel de ductilidad fue muy elevado, sin la presencia de fallas frágiles.

Algunas limitantes que discute el autor del estudio fue la representación de la soldadura a través de interacciones de tipo cuerpo rígido entre las caras de la placa, una herramienta que permite omitir el modelado de la soldadura, no se consideró la presencia de esfuerzos residuales en los elementos, se modelaron los miembros de manera recta (no se detalló la zona “k” del perfil I), se consideró la no-linealidad geométrica y de las propiedades del material. La figura 2-42, a la izquierda, muestra un esquema del protocolo de carga dinámico (cargas, condiciones de frontera, desplazamiento) para la conexión 2HT, a la derecha, se muestra el mallado que se empleó en el modelo de la conexión 1HE.

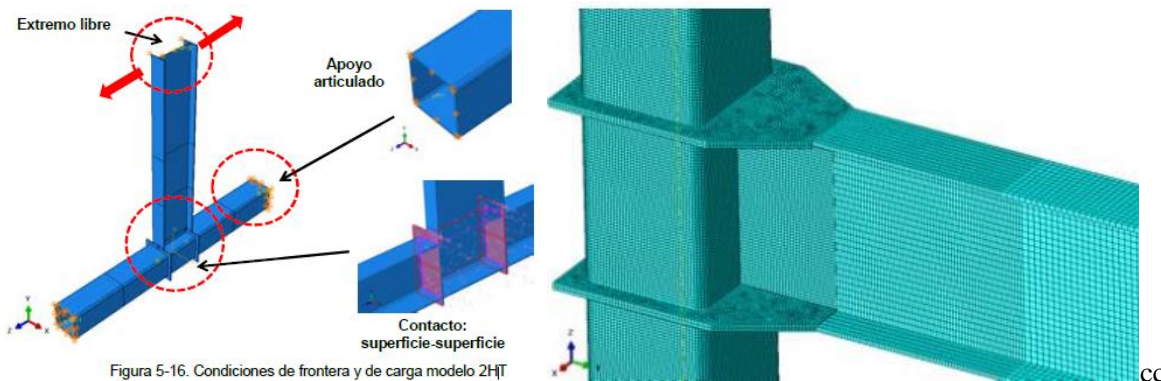


Figura 5-16. Condiciones de frontera y de carga modelo 2HT

Figura 2-42. Izquierda: Protocolo de carga dinámica. Derecha: Mallado en modelo de elemento finito (Perea et al. 2019)

A partir de las pruebas experimentales y analíticas se obtuvieron las curvas momento-distorsión de las conexiones. En la figura 2-43 se presentan los resultados reportados, tanto la curva experimental (línea azul sólida) como la curva analítica (línea roja sólida). A la izquierda la comparación correspondiente a la conexión 2HT y, a la derecha, la curva correspondiente al modelo de conexión 1HE.

El autor discute que la aproximación observada para ambos casos es bastante razonable, en términos de la resistencia, y para el estado de comportamiento elástico la diferencias entre los resultados es prácticamente nula. Sin embargo, al incursionar en el comportamiento plástico, se distingue un mayor grado de error en los ciclos de mayor distorsión, donde la curva experimental tiene a mostrar una mayor resistencia que la estimada mediante la simulación. El autor menciona que esta diferencia se debe, en parte, a que se utilizaron valores nominales del comportamiento del acero, es decir aquellos que se utilizan para el diseño estructural y toman en cuenta factores de seguridad, así como la variabilidad en la resistencia del acero.

Con el objetivo de validar la aseveración anterior, el autor ejecutó pruebas de tensión en probetas de acero extraídas del material usado para los especímenes reales, hallando una diferencia entre el valor de esfuerzo de fluencia y esfuerzo último real contra el nominal. Se identificó que existía una sobrerresistencia en el acero utilizado para las pruebas experimentales. Con los resultados, generó un nuevo análisis de elemento finito ajustando los parámetros concernientes a las propiedades de los materiales. La figura 2-44 muestra la comparación entre las curvas de histéresis experimental y analíticas de la conexión 2HT tras haber realizado las correcciones a las propiedades del acero. Se observa una mejor calibración en la resistencia a flexión.

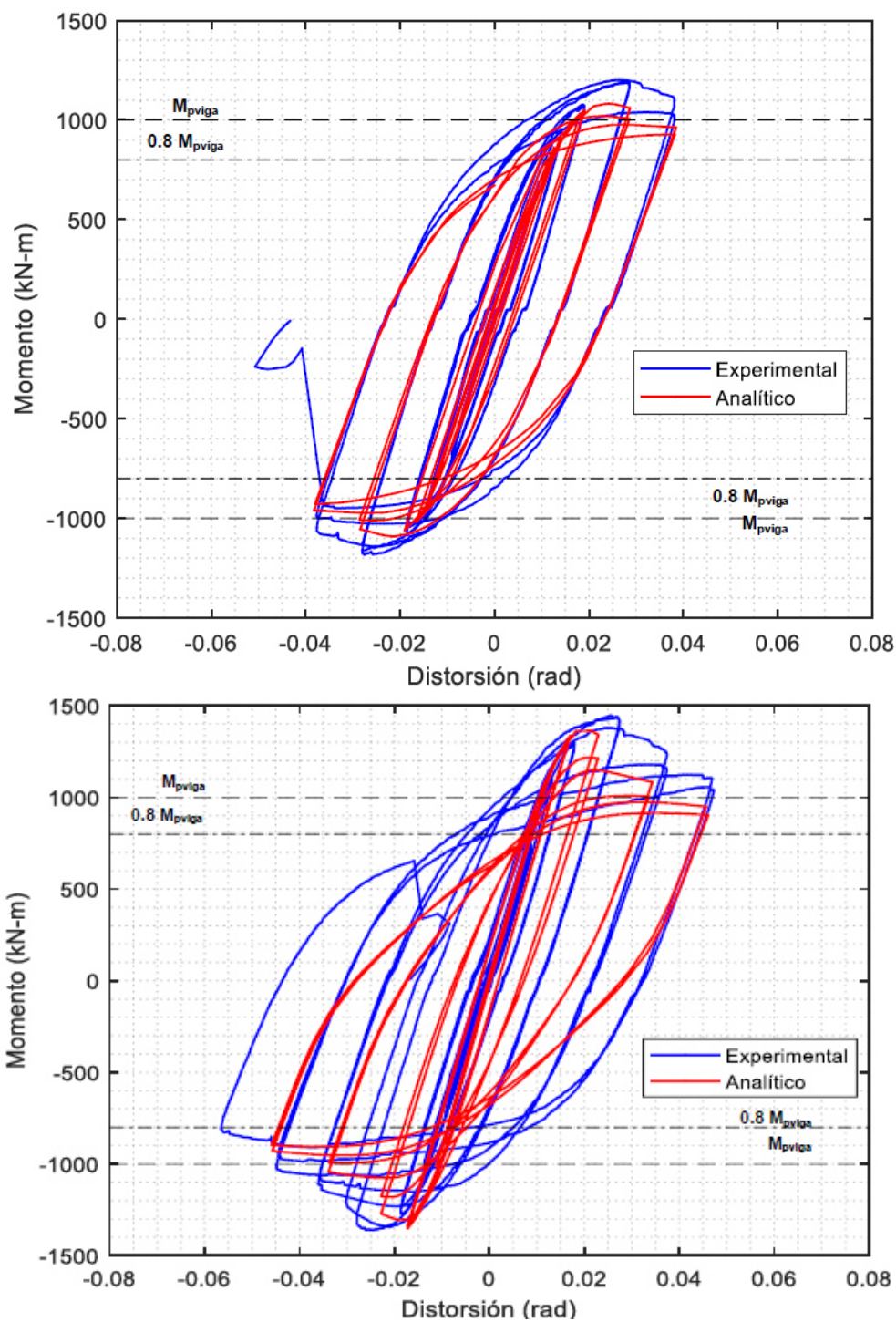


Figura 2-43. Curvas de histéresis experimental y analítica de 2HT y 1HE, a la izquierda y derecha, respectivamente (Perea et al. 2019)

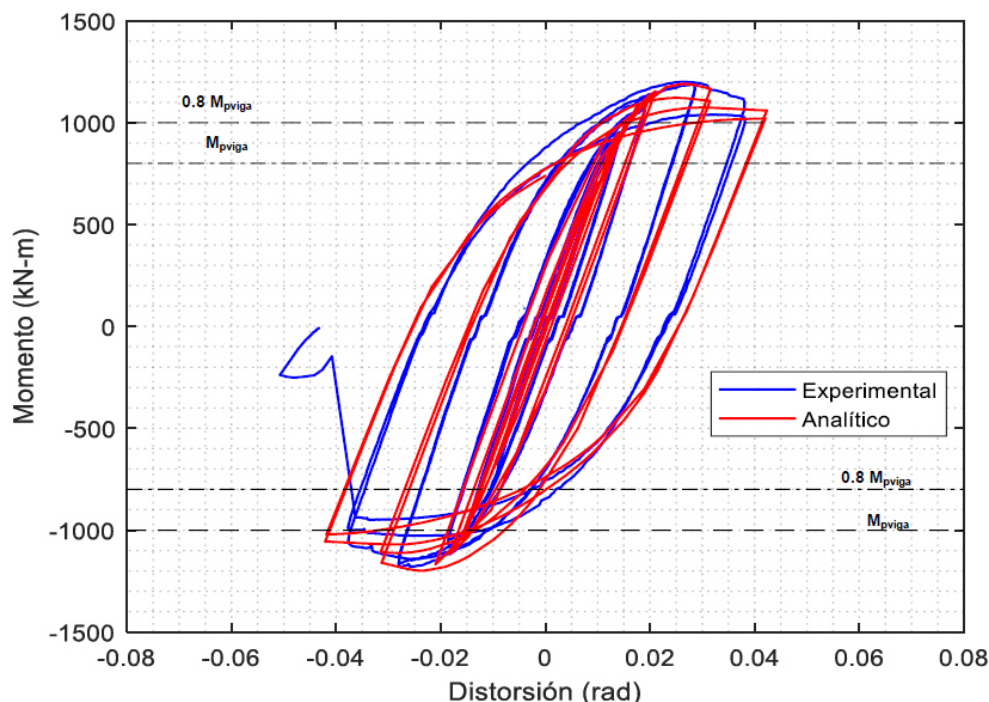


Figura 2-44. Comparaciones curvas experimental contra analítica, mediante parámetros medidos en laboratorio

Yu *et al.* (2020) realizaron un estudio numérico de cuatro conexiones de tipo BFB-UFW y una conexión de tipo CFST, mediante la técnica del elemento finito a través del software ABAQUS (Abaqus 2016). La metodología consistió en validar los parámetros del modelo mediante la comparación de las curvas analíticas contra pruebas experimentales que realizaron para las mismas configuraciones, y posteriormente ampliar el número de configuraciones para estudiar el efecto que generaba utilizar una mayor cantidad de tornillos.

El detalle de las conexiones estudiadas experimentalmente se puede revisar en la figura 2-22. Las conexiones en general consistieron en una viga I con una columna tipo cajón mediante una placa de continuidad atravesada que recibe el patín superior de la viga y se une mediante soldadura de penetración completa, y el patín inferior unido mediante soldadura de penetración y variaciones con cubreplaca atornillada.

El material de acero se define con un comportamiento bilineal con endurecimiento, mientras que el concreto utiliza la definición de ABAQUS, para un modelo de plasticidad de daño en el concreto. El modelo se simplificó mediante la utilización de la opción “*tie*” (Abaqus 2016), que simula el comportamiento de la soldadura mediante la interacción entre placas adyacentes. La pretensión de los tornillos se modeló mediante la opción “*bolt load*” (Abaqus 2016), la cual genera una fuerza de apriete que emula esta acción al inicio de la prueba. En la figura 2-45 se muestran los modelos de las conexiones con una distribución de esfuerzos de Von Mises presente en la distorsión de 0.02 rad.

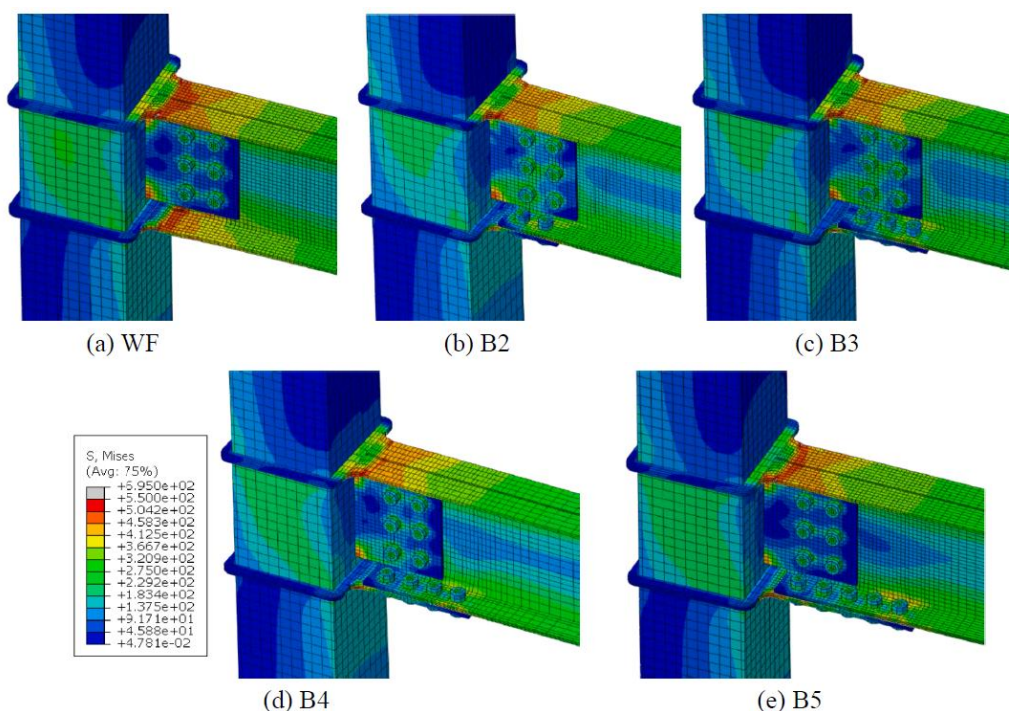


Figura 2-45. Modelos representativos de elemento finito (Yu, et al. 2020)

Para la configuración sin tornillos (WF) se distingue una presencia más elevada de esfuerzos alrededor de la interfase entre la viga y la columna, congruente con la falla descrita experimentalmente. Por su parte, la utilización de tornillos parece favorecer el desempeño de la conexión en términos de la distribución de esfuerzos, con excepción de B5, donde parece que la utilización de más tornillos provoca una demanda mayor en la región soldada. La figura 2-46 muestra la comparación del conjunto de curvas momento-rotación obtenidas analítica y experimentalmente de las conexiones WF, B2 y B4. Se distingue que, para niveles bajos e intermedios de rotación, las curvas mostraron un acercamiento bastante cercano, sin embargo, para niveles de ductilidad elevados se presentó una mayor diferencia entre las curvas. Esto se atribuye, principalmente, a la dificultad de modelar la degradación de los materiales de manera analítica.

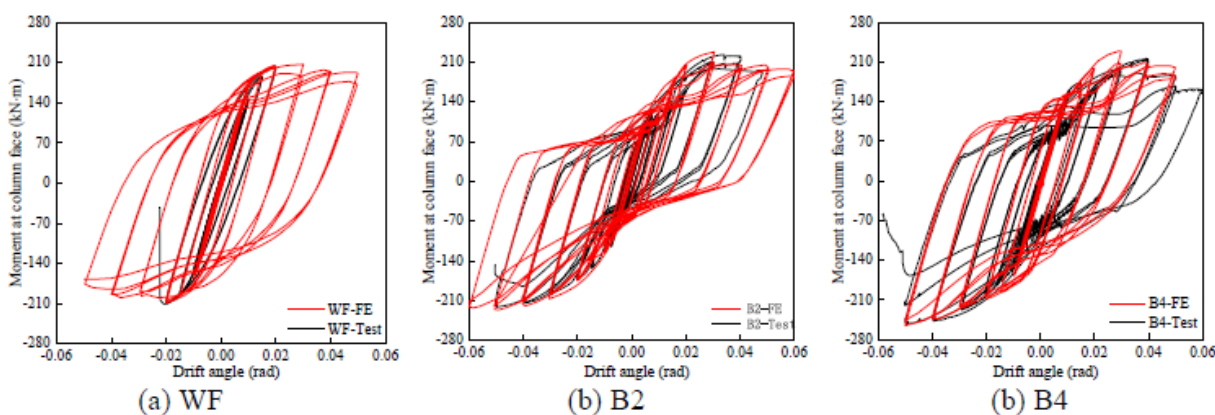


Figura 2-46. Verificación de simulaciones de elemento finito (Yu, et al. 2020)

Finalmente, tras evaluar los modelos de las conexiones B3 y B5, se compararon las curvas momento rotación analíticas de las alternativas. Los autores concluyeron que las distintas configuraciones que emplean tornillos generan un comportamiento beneficioso respecto a la solución convencional soldada, alcanzando niveles de ductilidad elevados. También comentan que la implementación de una cubreplaca atornillada benefició la distribución de esfuerzos, lo que podría conllevar a evitar modos de falla frágil. La figura 2-47 muestra las curvas momento rotación de cada conexión, junto con las curvas esqueleto de cada una.

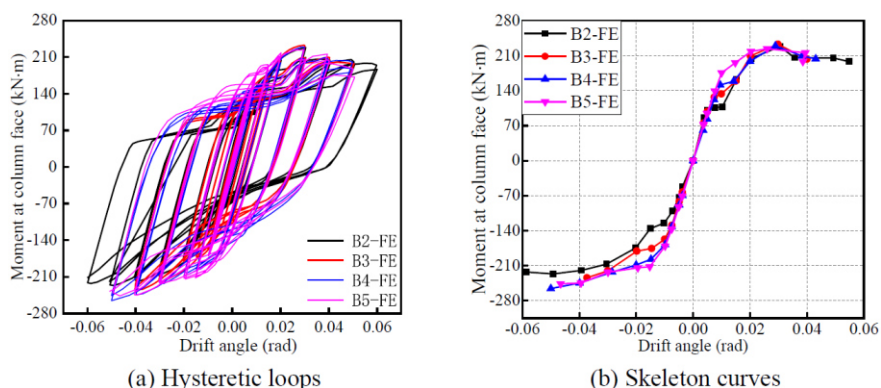


Figura 2-47. Análisis de EF de conexiones BFB-UFW (Yu, et al. 2020)

Jesús *et al.* (2020) desarrollaron un modelo de elemento finito para una conexión tipo árbol con placa de extremo extendida para comparar los resultados de la simulación contra una prueba experimental del mismo ensamble. La figura 2-48, a la izquierda, muestra la configuración típica para conexiones de esta clase, a la derecha se presenta el modelo de elemento finito desarrollado para el estudio analítico. En esta investigación no se consideró la interacción con la columna, se omitió su modelado y sustituye mediante las condiciones de frontera, y se enfatizó el comportamiento del empalme de placas de extremo.

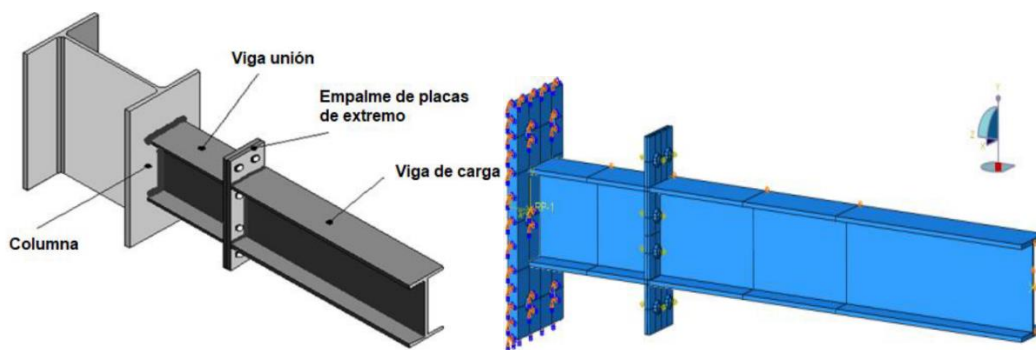


Figura 2-48. Conexión tipo árbol con placa de extremo extendida. A la izquierda diagrama de conexión, a la derecha modelo de elemento finito para calibración (Jesús *et al.*, 2020)

Para la definición de las propiedades mecánicas de los distintos tipos de acero se adoptó la ley constitutiva que desarrolló Chaboche (1989), la cual considera una combinación del endurecimiento isotrópico y cinemático. El modelo de endurecimiento plástico utiliza una definición mediante parámetros (Abaqus 2016), la cual se expresa con la propuesta de Morrison (2015). El valor asociado a cada parámetro, de acuerdo con el tipo de acero que se está representando, se muestra a continuación en la tabla 2-2.

Tabla 2-2. Parámetros de endurecimiento plástico combinado (Morrison et al. 2015)

Parámetro	ASTM A36	ASTM A572 Gr. 50	ASTM A992	ASTM A325	ASTM A490
E (MPa)	186,861.00	191,505.00	199,948.00	199,948.7675	199,948.00
σ_0 (MPa)	261.50	251.70	238.60	777.70,	777.70
C ₁ (MPa)	119,996.40	125,415.70	383,336.80	204,616.73	204,615.80
C ₂ (MPa)	10,873.10	28,868.40	280,782.10	152,250.69	152,250.10
C ₃ (MPa)	537.80	2,675.20	50,780.00	101,318.87	101,318.50
C ₄ (MPa)	68.90	144.80	1,958.30	32,219.25	32,219.20
γ_1	1,036.00	4,585.00	21,081.20	4,145.00	4,143.00
γ_2	129.00	324.00	6,256.20	285.00	285.00
γ_3	5.00	42.00	515.00	107.00	107.00
γ_4	0.00	0.00	13.20	0.00	0.00

Gašić *et al.* (2021) realizaron un estudio experimental y numérico en una conexión tipo “endplate” atornillada en un solo lado para variantes con y sin la presencia de una placa atiesadora. Este estudio siguió un protocolo de carga estática. El estudio se enfoca en la influencia de ésta en el comportamiento y distribución de los esfuerzos presentes en la placa.

Para la evaluación numérica se utiliza el método del elemento finito, a través del software IDEASTatiCa (IDEASTatiCa 2017), un software de uso comercial para el diseño y modelado de conexiones. Concluyeron que la transferencia de carga se modifica por la presencia de la placa atiesadora y que se pueden plantear nuevas teorías para la distribución de esfuerzos y trabajos. Así mismo, mencionan que la correlación entre los resultados por medio de experimentación y a través del método del elemento finito es satisfactoria.

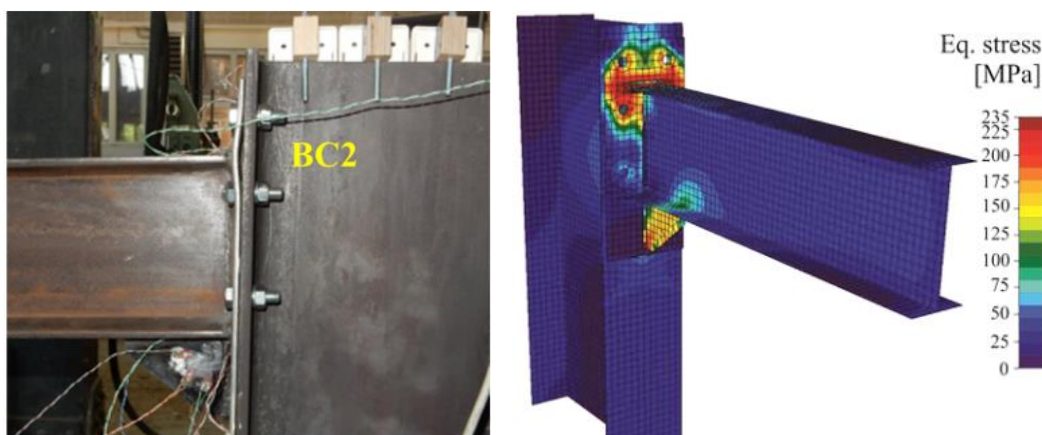


Figura 2-49. Modelo experimental y numérico de elemento finito para conexión BC1 (Gašić et al. 2021)

2.3 Evaluación de riesgo

De acuerdo con las Naciones Unidas, a través de su Secretaría para la Estrategia Internacional para la Reducción de Desastres (UN-ISDR 2004), la evaluación de riesgo es “una metodología para determinar la naturaleza y extensión del riesgo a través del análisis de peligros potenciales y la evaluación de las condiciones de vulnerabilidad que podrían representar una amenaza potencial para personas, propiedad, medios y el medio ambiente del que dependen.

Van Westen *et al.* (Van Westen et al. 2011) comentan la expresión utilizada para evaluar el riesgo en distintas ramas de la ingeniería, que para fines del trabajo se enfoca en el campo de ingeniería estructural, mostrada en la ecuación (2-2):

$$R = H * V * A \quad (2-2)$$

Donde R representa el riesgo total, H es el peligro debido a un evento sísmico, V es la vulnerabilidad de una estructura o sistema expuesto al evento y A son los elementos en riesgo, es decir, la cuantificación de daños directos o indirectos. La ecuación, además de ser conceptual para representar la combinación de los aspectos involucrados en la evaluación de riesgos, brinda los parámetros para la evaluación de riesgos. La expresión indica la relación entre la probabilidad de que ocurra un fenómeno dado, el grado de daño esperado ante dicho escenario y la cantidad de pérdidas esperadas bajo las condiciones anteriores

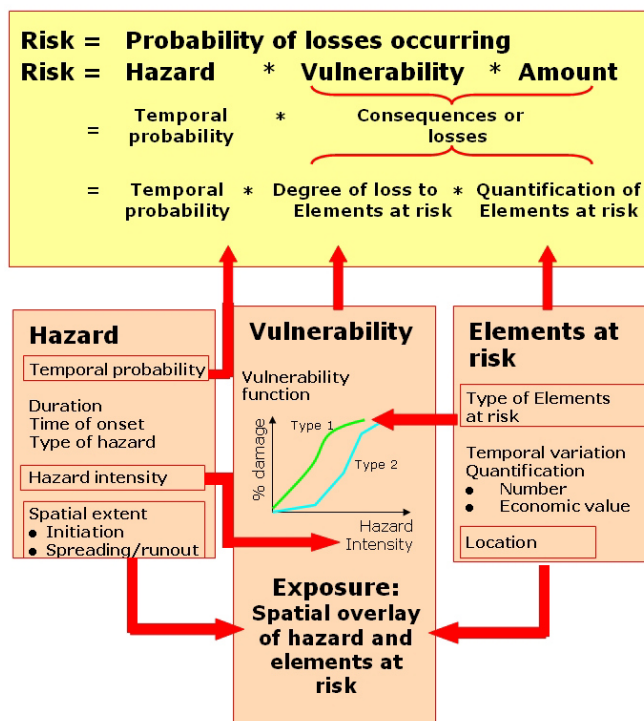


Figura 2-50. Representación de la función de riesgo en sus componentes H , V y A (Van Westen et al. 2011)

Definiciones completas y apropiadas en términos de investigación, para los parámetros que permiten evaluar el riesgo, se pueden hallar en la literatura. Algunos ejemplos se muestran a continuación.

La investigación presenta un enfoque para cuantificar el nivel de seguridad que cada opción de conexión es capaz de proveer a la estructura global. Se genera un análisis costo-beneficio, en términos de una serie de expresiones, que permite cuantificar una serie de escenarios de pérdidas bajo una demanda sísmica específica para el edificio en estudio. En esta sección se detalla el marco teórico y se discuten algunas investigaciones enfocadas en la rama de nivel de confiabilidad y evaluación de costos.

Tabla 2-3. Conceptos para evaluación de riesgo (Van Westen et al. 2011; UN-ISDR 2004)

Término	Concepto
Riesgo	La probabilidad de daños o pérdidas esperadas (muertes, lesiones, propiedad, medios, actividad económica o daño ambiental), consecuencia de la interacción entre el peligro natural (o humano) y vulnerabilidad de los elementos, dentro de un área y tiempo específico. Pérdidas esperadas en un área y periodo de tiempo para un conjunto específico de elementos en riesgo como consecuencia del escenario de peligro con un periodo de retorno específico.
Peligro	Un evento físico, fenómeno o actividad humana que puede generar daños y causar pérdidas humanas o lesiones, daño a propiedad, trastornos sociales y económicos o daño ambiental. El evento se acompaña de una probabilidad de ocurrencia dentro de un periodo de tiempo específico y en un área e intensidad dada.
Vulnerabilidad	El grado de pérdidas de un, o un conjunto, de elementos en riesgo, resultado de la ocurrencia de un fenómeno natural con una magnitud dada. Se expresa en escala de 0 (sin daño) a 1 (pérdida total).
Elementos en riesgo	Población, propiedades, actividades económicas o cualquier valor expuesto a peligro en el área determinada. La cantidad de elementos en riesgo puede cuantificarse en términos monetarios (costo de reparación, pérdidas, etc.), área o percepción (importancia de elementos en riesgo).

2.3.1 Probabilidad de ocurrencia

Para estimar la probabilidad de ocurrencia de un evento se utiliza el modelo probabilístico de Poisson (Ang y Tang 2007). Este modelo considera que la ocurrencia de un sismo de cierta magnitud dentro de un intervalo de tiempo se puede modelar mediante una ley de Poisson. Las suposiciones de la aplicación del modelo son las siguientes:

1. Un evento puede presentarse en cualquier instante de tiempo y espacio.
2. La ocurrencia de un evento(s) dentro de un subintervalo es estadísticamente independiente de otro evento que suceda en otro subintervalo.
3. La probabilidad de ocurrencia, p , de un evento dentro del intervalo Δt es proporcional a Δt , esto es:

$$p = \lambda \Delta t = v \Delta t \quad (2-3)$$

Donde v una constante de proporcionalidad del mismo valor para todos los subintervalos.

De acuerdo con Ang y Tang (2007), el modelo que describe la probabilidad de un número de ocurrencias para un evento, dado un intervalo de tiempo t , está dado por:

$$P(n) = \frac{(vt)^n}{n!} e^{-\lambda t} \quad (2-4)$$

$$v = \frac{1}{T_R} \quad (2-5)$$

Donde n es el número de eventos (sismos) con magnitud mayor a un valor dado ($n=0, 1, 2, \dots$), t es el periodo de tiempo en años y v es la tasa media de ocurrencia.

2.3.2 Confiabilidad y probabilidad de falla

La confiabilidad se puede definir como la probabilidad de que un sistema, o miembro, se desempeñe adecuadamente durante un periodo determinado. En el ámbito estructural, la confiabilidad se relaciona mediante el concepto de margen de seguridad y el factor de seguridad. El margen de seguridad se puede describir como la diferencia entre la capacidad y la demanda de un estado límite al que es sujeto un miembro o sistema, mientras que el factor de seguridad se define como el cociente entre estas mismas dos variables (capacidad y demanda).

Ravindra y Galambos (1978) desarrollaron un trabajo donde se presentó el sustento teórico y probabilístico del criterio denominado “Diseño por Factor de Carga y Resistencia” (LRFD, por sus siglas en inglés). Dicho criterio se puede expresar mediante la siguiente ecuación general:

$$\phi R_n \geq \sum_{k=1}^J \gamma_k Q_{km} \quad (2-6)$$

Donde R_n es la “resistencia nominal” (capacidad) del sistema o miembro estructural, Q_m es el efecto de la carga media (demanda), γ es el “factor de carga” y ϕ es el “factor de resistencia” y. Los objetivos de los factores γ y ϕ es reflejar las incertidumbres asociadas a la estimación de la capacidad y demanda en el sistema. Estas incertidumbres derivan de los materiales, procesos constructivos, calidad de la mano de obra, naturaleza de las acciones que intervienen, entre otras.

El objetivo del criterio fue establecer, de manera consistente, una serie de combinaciones de carga que tomara en cuenta las incertidumbres asociadas a cada clase de “resistencia” y “demanda”, según la naturaleza o nivel de compresión alcanzado para cada caso. Para modelar el comportamiento se empleó un modelo de diseño probabilístico de “primer orden” para determinar los valores de las variables R_n , Q_m , γ y ϕ para cada escenario particular. Este método requiere solamente dos parámetros estadísticos, los valores medios y los coeficientes de variación de las variables en estudio, y de la relación entre estas variables, denominada “índice de seguridad”, representada mediante el índice de confiabilidad, β .

Rosenblueth (1986) discute y ejemplifica de manera global las variables y procedimientos aplicables para la evaluación confiabilidad y nivel óptimo de seguridad para una estructura. Presenta una visión general aplicable al proceso de ingeniería y como una correcta toma de decisiones debe tener un sustento en evidencia y análisis estadístico, no únicamente en el juicio de un ingeniero. Algunas de las variables que pueden influir en un análisis de confiabilidad o estudio de diseño óptimo son la importancia de la estructura, el costo de proveer cierto grado de seguridad, la naturaleza y frecuencia de las perturbaciones que se estudien, los estados límites que se empleen como medida de evaluación, la variabilidad de las propiedades estructurales en sus distintas etapas, entre otras.

Krejsa y Marek (1999) discute la diferencia entre la aplicación de un análisis determinista y probabilista en la elección de elementos estructurales. Muestra que, ante una serie de acciones dadas, el diseño basado en métodos probabilísticos podría resultar en elementos más ligeros. Sin embargo, la mayoría de los reglamentos no consideran la utilización de conceptos de confiabilidad estructural como parte de sus normas.

Como se mencionó, la confiabilidad de un sistema se definía como la probabilidad de que un sistema trabaje de forma adecuada para un periodo determinado. Se debe tener una función de desempeño establecida que permita evaluar si el sistema se comporta de manera aceptable o si, por el contrario, se supera un estado límite.

En el campo estructural las medidas de seguridad utilizadas son el margen de seguridad y el factor de seguridad. El margen de seguridad se puede explicar como la diferencia entre la resistencia de una sección, una dirección, una componente o un sistema estructural y la demanda generada por una acción, mientras que el factor de seguridad se determina como el cociente de la resistencia y la demanda. En el estudio se emplea el margen de seguridad como función de desempeño, tomando la resistencia y la demanda como variables aleatorias, no correlacionadas. La ecuación que describe esta medida se presenta a continuación:

$$M_{seg} = R - D \quad (2-7)$$

Donde R representa la resistencia y D es la demanda que actúa sobre un sistema estructural. Es entonces que, para estimar la probabilidad de falla para un elemento mecánico o estructura, se puede calcular en función del efecto que provoca una demanda D sobre el sistema y su capacidad de respuesta R para resistir la sollicitación, cuya expresión será:

$$P_f = P(R < D) \quad (2-8)$$

Una evaluación probabilista puede brindar las bases para determinar el nivel de seguridad de un sistema tomando en cuenta las distintas incertidumbres asociadas a un sistema. Para el caso de estructuras, y sus componentes, se tienen incertidumbres en la resistencia del sistema y las demandas derivadas de acciones naturales, como viento o sismo, entre otras. La probabilidad de superar algún estado límite se puede representar mediante la siguiente expresión:

$$P[[G(X)] < 0] = \sum P[G(X) < 0 | D = y] P[D = y] \quad (2-9)$$

Donde D es la intensidad para la demanda en el sistema estudiado (p.ej. aceleración espectral en la base de un sistema estructural o aceleración del viento). La componente $P[G(X) < 0 | D = y]$ representa la probabilidad condicional de que sea superado el estado límite (distorsión, fuerza, reacción, etc.) y el término $P[D = y]$ precisa la probabilidad de ocurrencia para una acción accidental natural, todo en términos probabilísticos.

El primer término a la sección derecha de la igualdad, en la ecuación (2-9), denota la fragilidad del sistema que describe, es decir:

$$F_R(y) = P[G(X) < 0 | D = y] \quad (2-10)$$

La fragilidad es la parte fundamental para un análisis de seguridad. La fragilidad puede utilizarse para estimar la capacidad de respuesta de un sistema ante una demanda específica (p.ej. una excitación sísmica con probabilidad del 10% de ser excedida en 50 años). La fragilidad usualmente es modelada mediante una función de distribución acumulativa de tipo log-normal. La expresión que funciona para reflejar el comportamiento del modelo se indica a continuación:

$$F_R(y) = \Phi[\ln(y/m_R)/\zeta_R] \quad (2-11)$$

Donde es $\Phi(.)$ es la integral de probabilidad normal estándar, m_R es el valor de capacidad media del miembro o sistema estructural y ζ_R es la desviación estándar. Las variables involucradas, demanda y resistencia, pueden describirse mediante un modelo distribución de probabilidad de tipo log-normal (De León y Trueba 2020). De acuerdo con el modelo propuesto, los parámetros de distribución ζ y λ se calculan por medio de las siguientes expresiones:

$$\zeta_x^2 = \ln(1 + CV_x^2) \quad (2-12)$$

$$\lambda = \ln(\mu_x) - \zeta_x^2/2 \quad (2-13)$$

Donde μ_x y CV_x son el valor medio y el coeficiente de variación.

Durante el desarrollo de la investigación se propone utilizar un modelo de distribución de probabilidad de tipo extremo I, o distribución de Gumbel, para la variable de demanda. Este tipo de distribución de valores se emplea para caracterizar la naturaleza probabilística de valores extremos (muy grandes o pequeños) de los fenómenos en el tiempo (Nowak y Collins 2000). Estos fenómenos, o valores extremos, se describen como eventos atípicos, cuya tendencia es alejarse de los valores medios, pudiendo generar una cantidad de daño considerable (Torres-Ramos y Roldán-Rodríguez 2019). Las expresiones de los parámetros que describen este modelo de distribución son las siguientes (Nowak y Collins 2000):

$$\sigma_X = \frac{1.282}{\alpha} \quad (2-14)$$

$$\mu_X = u + \frac{0.577}{\alpha} \quad (2-15)$$

En la actualidad existen diversas técnicas para estudiar la confiabilidad estructural, siendo las técnicas de simulación una posibilidad para resolver este tipo de problemas. La simulación es un proceso cuyo objetivo es reproducir la realidad con base en una serie de hipótesis y modelos matemáticos que se obtienen de muestreos y estudios analíticos. El precepto básico de las técnicas de simulación, como su nombre lo indica, es simular numéricamente algún fenómeno, e identificar el número de veces que se alcanza o supera un valor objetivo. En ingeniería estructural, la simulación se usa para predecir o estudiar el desempeño o respuesta de estructuras. Con esta herramienta pueden evaluarse diversos diseños o alternativas con el fin de hallar las soluciones óptimas o más económicas.

La simulación de Monte Carlo es una técnica que se utiliza para predecir el desempeño esperado de estructuras o, como es el caso, de conexiones. Con base en un conjunto de parámetros el procedimiento puede obtener una medida específica del desempeño o respuesta de las conexiones en estudio. De acuerdo con Nowak y Collins (2000) la simulación de Montecarlo es una técnica que puede ser utilizada para obtener resultados numéricos sin tener que recurrir a pruebas físicas. Se pueden emplear resultados de muestreos anteriores (u otra información) para establecer distribuciones de probabilidad de parámetros.

Como se discutió en el apartado anterior, los modelos probabilistas empleados para describir las variables de demanda y resistencia son de tipo Gumbel y log-normal. Para el primer modelo de distribución se utilizan los parámetros β_1 y μ , el segundo modelo de distribución utiliza los parámetros ζ y λ .

La respuesta de una variable con comportamiento Gumbel se utiliza la siguiente expresión:

$$x_D = \mu - \beta_1 * \ln(-\ln(z)) \quad (2-16)$$

Donde z es un número aleatorio con distribución normal. Adicionalmente, para obtener la respuesta de una variable con comportamiento log-normal, se utiliza la siguiente expresión:

$$x_R = e^{z*\zeta_x + \lambda_x} \quad (2-17)$$

La metodología para la simulación de Montecarlo se puede resumir en los siguientes puntos:

- Definir el modelo de distribución y parámetros probabilísticos para la resistencia R y la demanda Q .
- Generar N valores aleatorios para la variable de resistencia, R , y estimar su capacidad, X_R , esperada para cada escenario i .
- Generar N valores aleatorios para la variable de demanda, D , y estimar la respuesta X_D esperada para cada escenario i .
- Calcular para cada escenario $Y = R - Q$, donde Y es el estado límite.
- Almacenar el valor de Y para cada escenario.
- Determinación del número de eventos con falla mediante:

$$P = \frac{\text{Número de escenarios donde } Y < 0}{\text{Número total de escenarios simulados}} \quad (2-18)$$

Mediante este proceso iterativo se pueden generar la cantidad de escenarios necesarios para obtener la probabilidad de falla del fenómeno estudiado.

Zhang *et al.* (2014) evaluaron los niveles de confiabilidad en marcos de acero que se diseñaron mediante la aplicación del análisis inelástico de segundo orden propuesto por el AISC. Los marcos estudiados, mostrados en la figura 2-51, se idealizaron como marcos resistentes a momento con conexiones totalmente rígidas y en el análisis no lineal se modelaron los esfuerzos residuales en los elementos. La investigación propuso una variación en el factor de reducción del área de fluencia de los elementos para observar el efecto de la confiabilidad final para definir el impacto que pudiera generar utilizar coeficientes más conservadores en esta metodología.

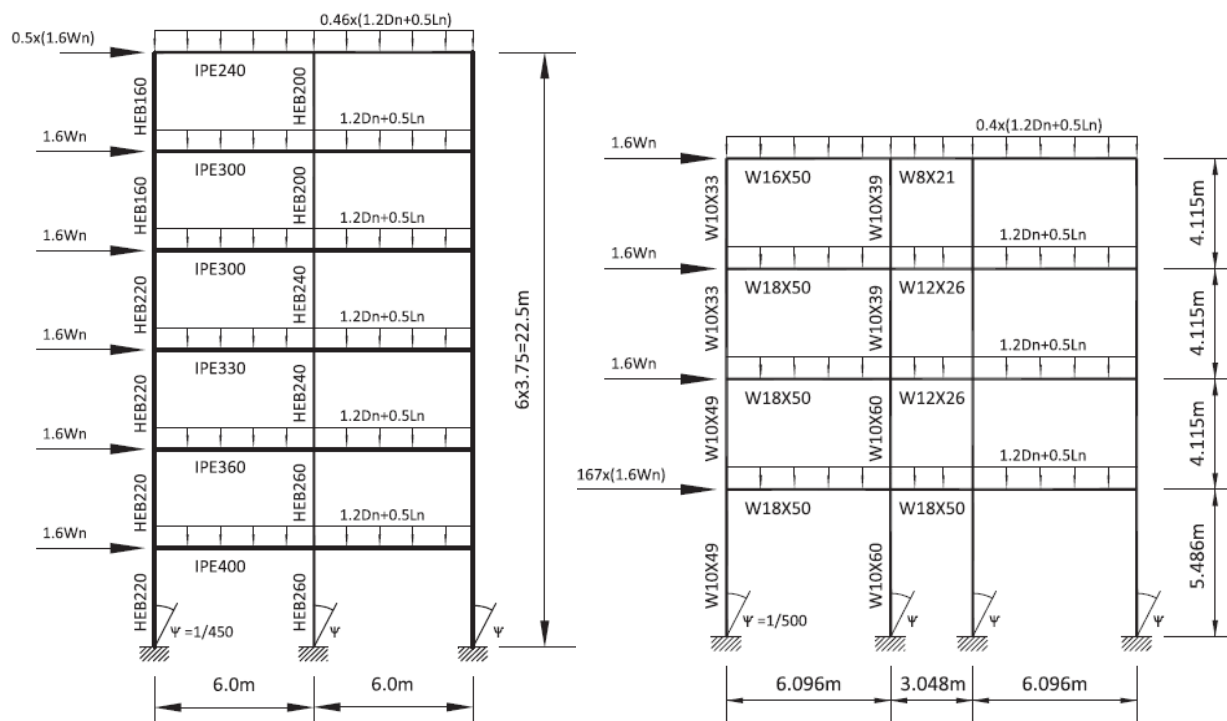


Figura 2-51. Marcos estudiados por Zhang *et al.* (2014)

La evaluación mecánica utilizó combinaciones de servicio gravitacionales y viento, y un estado límite de falla por viento. Para cada marco se generó una curva de capacidad utilizando análisis incrementales con las combinaciones en estudio para obtener su resistencia y desplazamiento último, así como la aparición y porcentaje de demanda en las rótulas plásticas. En el primer marco se detectó un comportamiento de viga débil-trabe fuerte, mientras que el segundo marco presentó la totalidad de las rótulas en las columnas de primer nivel en la parte superior e inferior.

Para el estudio de confiabilidad se generaron diversas variaciones en la relación entre carga muerta y acción del viento, con el fin de observar la influencia de este en el índice de confiabilidad. La evaluación de confiabilidad consideró tres escenarios, uno para el estado de falla (colapso) y dos asociados a estados límite por servicio, excedencia de la deriva de entrepiso y la formación de rótulas plásticas. Para obtener las probabilidades de falla, y su respectivo índice de confiabilidad, se utilizó la técnica de simulación de Monte Carlo. Un aspecto que se resalta fue que, para modelar las incertidumbres asociadas a la acción del viento, se utilizó una distribución de probabilidades extrema tipo I.

De acuerdo con los resultados, se observó que entre los marcos no se presentó una diferencia notable en sus distintos índices de confiabilidad para el estado límite último, aun cuando se observó un comportamiento inelástico indeseable en el segundo; los coeficientes rondaron entre 3.31 y 2.42 para el primer marco y 3.19 y 2.37 para el segundo; parte de estos resultados, como el efecto de reducir el coeficiente de diseño, se muestran en la figura 2-52. Por el contrario, para el estado de servicio por distorsión, ambos marcos presentaron valores del índice muy bajos, entre 1.21 y 0.14 para el primero, y entre 1.67 y 0.68 para el segundo; incluso en el primer marco hubo algunos escenarios donde no se cumplía con la deriva máxima admisible por reglamento. Este segundo escenario se asoció a que, por la metodología de diseño, los elementos estructurales pueden ser más esbeltos provocando un mayor nivel de distorsión.

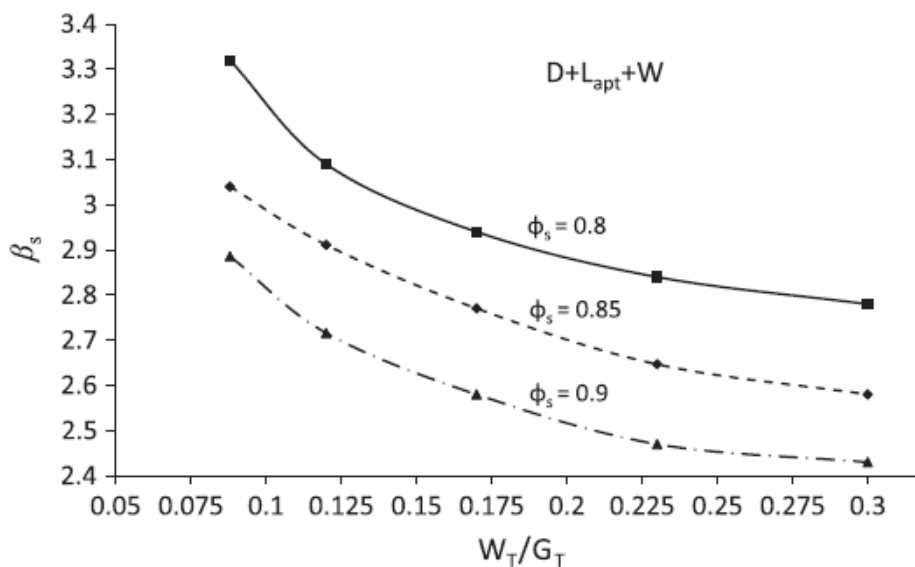


Figura 2-52. Índices de confiabilidad por estado límite de falla (Zhang et al. 2014)

Los autores concluyeron que la metodología arroja buenos resultados para el diseño mediante estados límites de falla, sin embargo, comentan que para estados límite por servicio podría replantearse los métodos de evaluación, así como generar más investigaciones enfocadas hacia ese aspecto del diseño. Así mismo, sugieren reducir el coeficiente de diseño a 0.85 para reflejar las incertidumbres asociadas al diseño.

Finalmente, comentan que durante la investigación no se investigó el efecto que podrían generar las conexiones, por lo que recomiendan ampliar las investigaciones en ese sentido.

Thai *et al.* (2016) presentaron un procedimiento numérico para la evaluación de la confiabilidad de un sistema de marcos de acero con conexiones rígidas y semirrígidas. Su propuesta estudió la utilización de una conexión con ángulos en los patines superior e inferior y en el alma, describiendo su curva momento-distorsión mediante un modelo de rótula plástica y un modelo energético de tres variables.

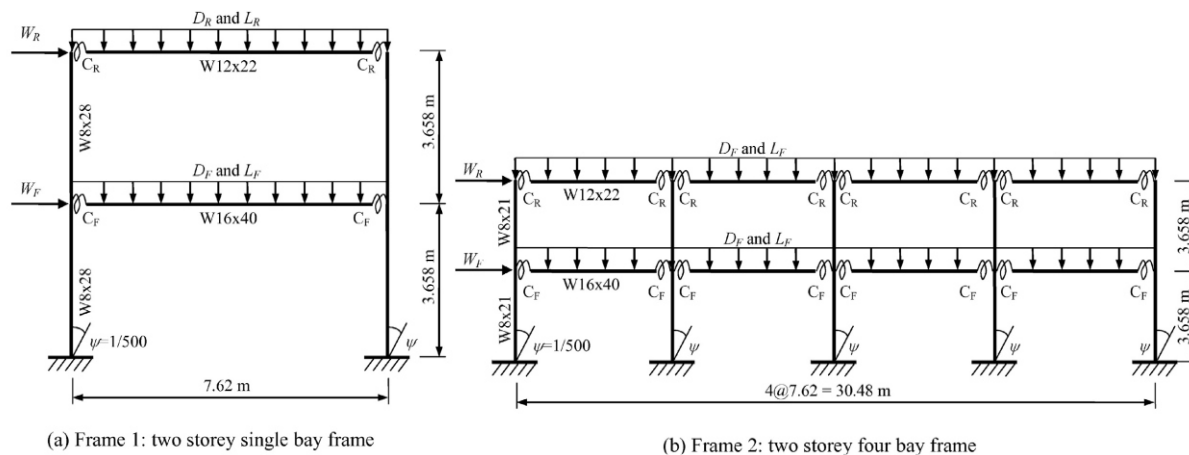


Figura 2-53. Marcos en estudio (Thai *et al.* 2016)

La metodología consistió en la definición mecánica de la conexión a través de su capacidad e interacción con dos marcos de una y cuatro crujías bajo dos combinaciones de acciones, una para un límite de servicio, determinado mediante las cargas gravitacionales, y un estado límite de falla mediante carga accidental de viento. El estudio consideró como parámetro de desempeño el desplazamiento lateral asociado a cada combinación de acciones y los valores máximos obtenidos mediante un análisis no lineal.

El análisis probabilista tuvo en consideración las incertidumbres asociadas al material, la geometría de la sección, los parámetros en el modelo energético de la conexión y las cargas. La evaluación probabilista de falla e índices de desempeño se estimaron mediante una simulación de Monte Carlo. El análisis consideró el efecto que produce la suposición de una conexión rígida en el modelo de análisis y el uso de la conexión semirrígida; en la figura 2-54 se muestran los histogramas obtenidos para cada tipo de conexión para los marcos estudiados y el efecto que causa cada conexión. Se distinguió que la conexión semirrígida, al causar un mayor desplazamiento lateral para las combinaciones de carga, generó que la media fuera menor respecto a la consideración rígida, que conllevó a un menor índice de seguridad.

Los autores discuten sobre la importancia de estudiar el efecto de las conexiones en los marcos para determinar si las propiedades de la conexión son realmente rígidas, dado que como se observó en el estudio, una mala idealización de éstas puede llevar a tener niveles de seguridad inferiores a los que se prevén en los reglamentos.

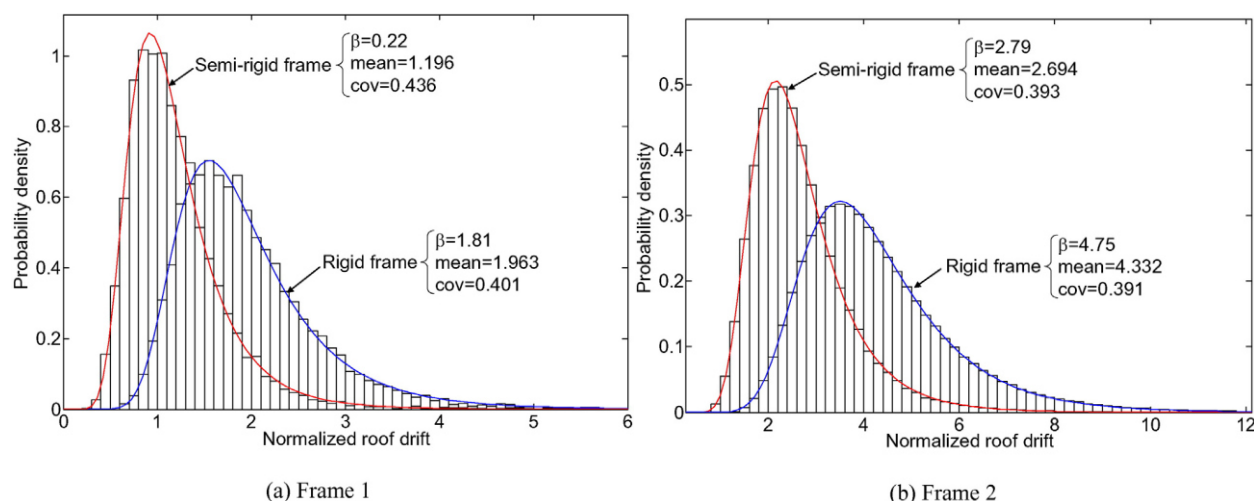


Figura 2-54. Histograma de desplazamiento normalizado en azotea (Thai et al. 2016)

Ghosn *et al.* (2016) realizaron una compilación de las diversas técnicas y criterios basados en desempeño que se usan para el desarrollo de los códigos y estándares de diseño. Mencionan que el nivel de confiabilidad tiene un impacto cada vez mayor en el desarrollo de estos. El nivel de confiabilidad para un miembro estructural se puede expresar mediante el margen de seguridad, la diferencia entre la capacidad y la demanda presente en el elemento, causada por una acción externa, mientras que está misma relación, en términos probabilísticos, permite establecer una expresión para la probabilidad de falla. Comentan que si bien la evaluación de la probabilidad de falla se puede realizar mediante métodos analíticos puede resultar en procesos complicados, en su lugar actualmente se cuenta con varios algoritmos numéricos y técnicas de simulación de uso común, como son los métodos de confiabilidad de primer y segundo orden, o técnicas más sofisticadas como la simulación de Monte Carlo.

Radmehr y Homami (2020) proponen una metodología de evaluación del índice de confiabilidad para edificios de marcos de acero basada en técnicas de simulación y procesos de análisis probabilistas. Su propuesta consiste en un algoritmo para determinar el índice de confiabilidad considerando las incertidumbres asociadas a la capacidad y demanda sísmica del edificio. El estudio considera como variables aleatorias diversas características geométricas de la conexión y las propiedades de los materiales.

La conexión en estudio fue de tipo placa extendida atornillada (*bolted end-plate*). La conexión se analizó mediante técnicas de elemento finito para estudiar su capacidad máxima de rotación y resistencia, cuyos valores sirven para evaluar la capacidad del marco en estudio. La función de desempeño se definió como la diferencia entre la distorsión de entrepiso máxima admisible y la demanda para 22 acelerogramas. La figura 2-55 muestra el algoritmo propuesto, y empleado, en el estudio.

Se utilizaron diversas técnicas de análisis probabilista y simulación para determinar los valores de probabilidad de falla e índice de confiabilidad de cada marco; por su parte, el análisis de conexiones, así como la variación de su geometría, se realizó mediante elemento finito tras realizar una validación de los parámetros del modelo. Dentro de los análisis ejecutados, los autores determinaron el uso de un coeficiente de variación de 0.102 para las curvas momento rotación generadas para las conexiones.

Los autores, tras encontrar el índice de confiabilidad y la probabilidad de falla de 1.62 y 0.052, respectivamente, para el comportamiento esperado de las conexiones, comentan que la estructura trabaja bajo un nivel de seguridad de vida (*Life Safety*).

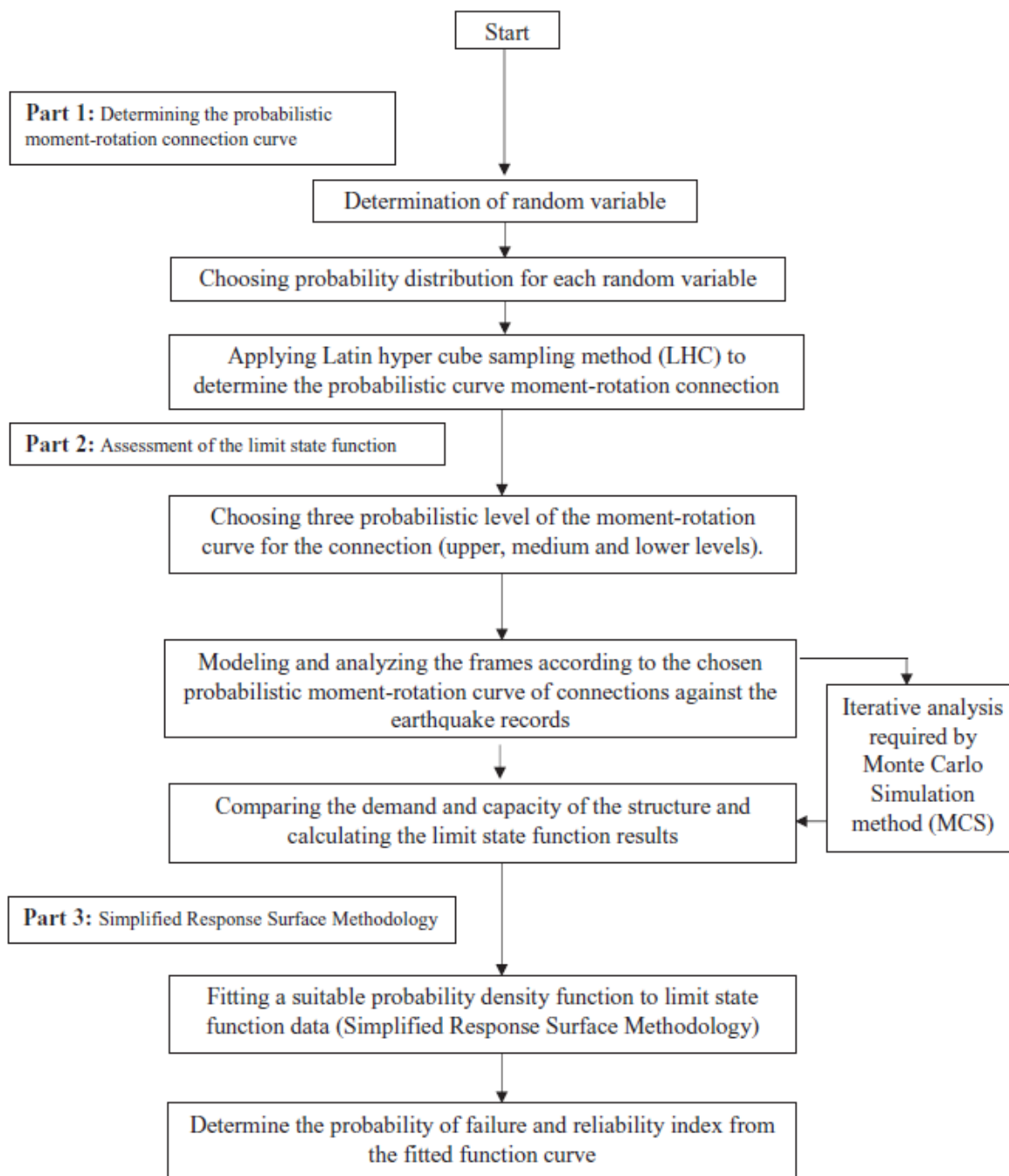


Figura 2-55. Propuesta de algoritmo (Radmehr y Homami 2020)

2.3.3 Evaluación de costos

De acuerdo con Nowak y Collins (2000), la seguridad de una estructura puede determinarse en términos de confiabilidad estructural o su probabilidad de operar de manera ininterrumpida. Las técnicas de confiabilidad estructural proveen de un marco que toma en cuenta las incertidumbres implícitas en el ejercicio de diseño.

Conforme a la experiencia de algunos sismos previos, se ha detectado que las consecuencias económicas causadas por daños en conexiones de acero pueden ser considerables a pesar de que el número de edificios colapsados sea bajo. Esto se asocia a otros factores que influyen en los costos de pérdida, como la productividad y/o rentabilidad (De León et al. 2013). A pesar de esto, es común que el análisis de costos se limite únicamente al valor por fabricación y montaje, aun cuando el impacto de este costo se refleja apenas al inicio del ciclo de vida. Esto podría provocar un sesgo en la correcta toma de decisiones ya que no se toman en cuenta otros escenarios a los que podría estar sujeta la estructura durante su ciclo de vida.

Considerando todos los factores previamente expuestos, la evaluación de costos para una estructura se puede tornar una difícil tarea, en especial si tomamos en cuenta las incertidumbres características de cualquier proyecto estructural (materiales, acciones, geometrías, etc.). No obstante, a pesar de que las estructuras son sistemas complejos con muchas variables, se puede determinar el grado de seguridad estructural y los costos esperados para el ciclo de vida en términos de confiabilidad estructural. Krejsa y Marek (1999) discuten la diferencia entre la aplicación de un análisis determinista y probabilista en la elección de elementos estructurales. Muestran que, ante una serie de acciones dadas, el diseño basado en métodos probabilísticos podría resultar en elementos más ligeros. Sin embargo, algunos de los reglamentos todavía vigentes no consideran la utilización de conceptos de confiabilidad estructural como parte de sus normas.

Para la seguridad estructural basta hacer un planteamiento simple basado únicamente en dos variables, la resistencia del sistema y el efecto de las acciones externas. Así mismo, en el diseño se pretende limitar la probabilidad de falla a valores muy pequeños (Meli 2014; Nowak y Collins 2000), como se describió en la expresión (2-8), donde se comentó que la probabilidad de falla era igual a la probabilidad de que la resistencia fuera superada por la demanda de una acción externa. Con base en el planteamiento anterior se puede definir una ecuación que describa, en términos matemáticos, el costo total esperado para un sistema estructural cualquiera. La ecuación surge a partir de la suma de dos variables que engloban el costo inicial de la estructura (o costo por construcción), C_o , y el costo derivado de las consecuencias de una falla, D , multiplicado por la probabilidad de falla de dicho escenario. Se presenta a continuación mediante la ecuación (Meli 2014):

$$C_T = C_o + D * P_f \quad (2-19)$$

Ang y De León (1997) propusieron una metodología para desarrollar un criterio costo-beneficio para el diseño y refuerzo estructural basado en el nivel de riesgo, enfocado a la protección antisísmica. La formulación pondera el análisis de costos durante el ciclo de vida total de la estructura, indicando que, entre distintas alternativas, el apropiado nivel de seguridad puede ser hallado al identificar el mínimo costo esperado durante el ciclo de vida como una función del nivel de riesgo o confiabilidad (de daño o colapso).

El propósito del criterio es proveer un nivel de seguridad y/o desempeño a la estructura, considerando las incertidumbres en la carga y capacidad de la estructura. El riesgo aceptable se fundamenta en seguir tres principios:

- i) La sismicidad, o peligro sísmico, del sitio de la estructura
- ii) La probabilidad del daño esperado para una demanda dada
- iii) El costo de construcción, o adaptación, de una estructura contra las pérdidas potenciales de daños futuros o colapso.

La formulación que proponen divide sus partes en tres secciones: 1) el costo que varía con el nivel de seguridad, es decir el costo inicial, que aumenta o disminuye según la probabilidad de falla, 2) El costo de la consecuencia de falla o colapso, como son reparaciones o pérdidas por daño y son condicionales al colapso, y 3) aquellos que son independientes del riesgo, como los acabados. La expresión que abarca las distintas características del modelo se muestra en la ecuación (2-20)

$$E[C_t] = C_i + E[C_d] \quad (2-20)$$

La particularidad de la propuesta radica en que es condicional a una intensidad de sismo, que utiliza una función de valor presente para estimar los costos de daño en el tiempo para proveerlos en tiempo presente y utiliza un índice de daño que relaciona la confiabilidad con las posibles pérdidas. En su trabajo proponen los escenarios de pérdidas por reparaciones, contenidos, interrupción de rentabilidad, lesiones y fatalidades.

La investigación utilizó la metodología para evaluar los costos esperados para un edificio de marcos rígidos de concreto ubicado en la Ciudad de México bajo distintos niveles de seguridad para hallar la mejor alternativa en términos del costo esperado. La versatilidad de la metodología permite considerar las incertidumbres asociadas a los costos esperados, al nivel de seguridad que cada solución provee y al origen de la demanda sísmica. La figura 2-56 presenta los resultados paramétricos para distintas combinaciones de aceleración contra niveles de seguridad. Como se puede observar, una menor probabilidad de falla no conlleva necesariamente a un costo total esperado menor.

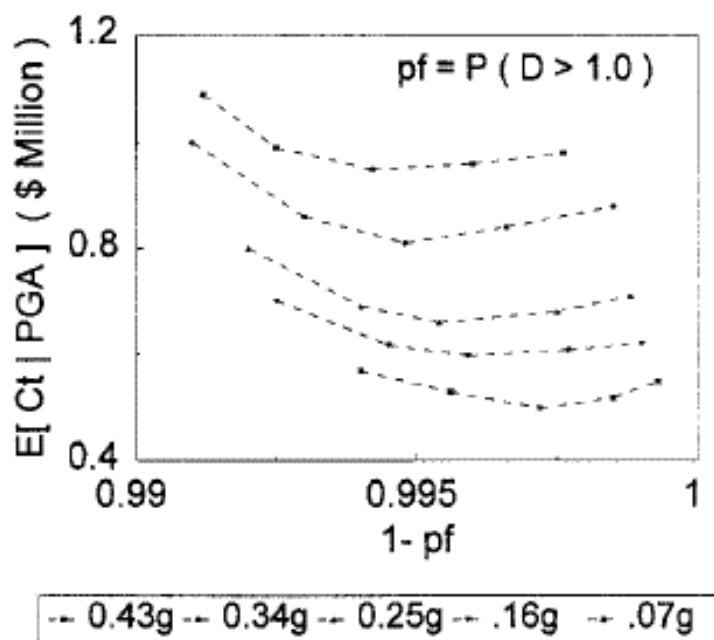


Figura 2-56. Ejemplos de funciones de costo para el ciclo de vida (Ang y De León 1997)

De León *et al.* (2013) generaron un estudio de costos para dos conexiones de acero para un edificio de marcos rígidos de baja ductilidad, ubicado en Ciudad de México. Proponen el uso de la metodología para generar una toma de decisiones en la selección de la conexión con base al costo esperado durante el ciclo de vida de la estructura.

Las conexiones presentaban una misma configuración, con una variación en el sistema de conexión, atornillado y soldado; la figura 2-57 muestra la conexión atornillada. Se observa que se utilizaron cubreplacas y una placa de cortante alejadas de la cara de la columna. De acuerdo con el estudio, la

capacidad de diseño fue el momento plástico de la viga para ambas variantes, por lo cual no se presentó una diferencia tan marcada en la fuerza última de diseño.

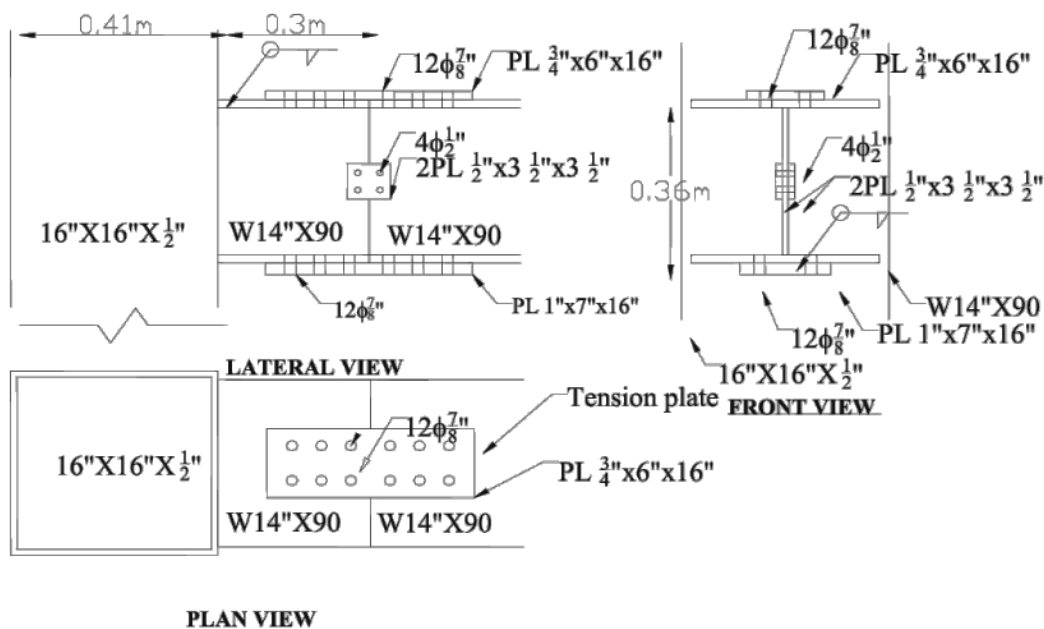


Figura 2-57. Conexión atornillada de estudio (De León et al. 2013)

La metodología consistió en definir los modelos y diseño de las conexiones de acero, la evaluación de sus capacidades máximas, estudiar de manera no lineal el edificio y el efecto sobre las conexiones para obtener la demanda, una evaluación probabilista mediante una función de desempeño para estimar las probabilidades de falla para cada modo evaluado y, finalmente, estudiar los costos esperados para distintos escenarios. La probabilidad de falla empleó una función de desempeño en términos de la diferencia entre la capacidad resistentes y la demanda a flexión y cortante de las conexiones. Por su parte, la evaluación de costos tomó tres escenarios, además del costo inicial, costo por reparaciones y rentabilidad, fatalidades y lesiones esperadas.

La evaluación de costos se enfocó en las conexiones más que en un estudio global de la estructura. Conforme a los resultados observados, se generaron algunas propuestas paramétricas para recomendar que conexión representaba una mejor alternativa. Por ejemplo, en la figura 2-58 se relaciona un costo inicial de construcción para la conexión atornillada contra distintos valores de una hipotética conexión soldada. Se puede ver que, para ciertas relaciones de costos, la conexión soldada tendería a ser una mejor alternativa, sin embargo, ante un costo similar, la recomendación se inclina hacia la variante atornillada.

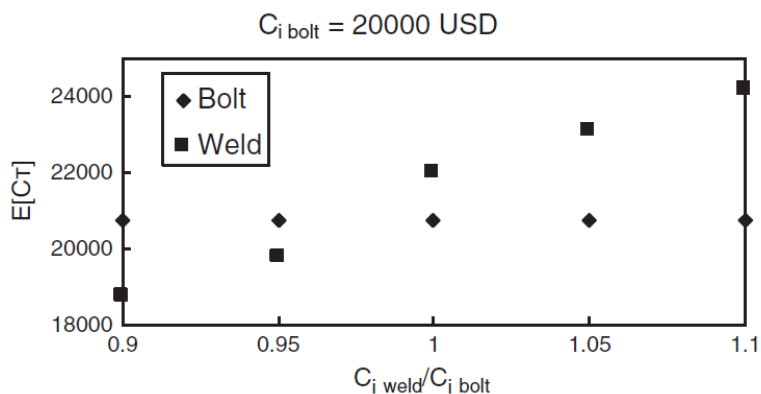


Figura 2-58. Costo esperado durante ciclo de vida para diferentes costos iniciales de conexión soldada (De León et al. 2013)

Los autores concluyen que, bajo el esquema propuesta y los costos obtenidos, la conexión atornillada representaría una mejor solución dado el costo inicial, el costo por reparación y el costo de pérdidas por interrupción. Un aspecto importante es que, para la etapa donde se hallaba la investigación, no se consideró el efecto de la ductilidad de la conexión, pudiendo representar un sesgo en la correcta toma de decisiones.

Biondini y Frangopol (2016) realizaron una revisión del estado del arte sobre las consideraciones y técnicas existentes para el diseño y evaluación de desempeño estructural en términos del ciclo de vida. El artículo presenta la revisión de los principios fundamentales, conceptos, métodos y estrategias para la evaluación durante el ciclo de vida y diseño sistemas estructurales con deterioro, que consideren las incertidumbres.

En el artículo discute algunas ideas de diferentes autores, como el hecho de que, para modelar el deterioro en sistemas estructurales debe tomarse en cuenta las incertidumbres asociadas a la aleatoriedad natural. El paradigma de diseño en los códigos enmarca que el nivel de desempeño de una estructura está relaciones con el nivel de seguridad, sin embargo, un modelo apropiado para evaluar el desempeño estructural durante el ciclo de vida debe considerar las diversas incertidumbres que puedan presentarse, como son el material y propiedades geométricas, mecanismos de daño, inspección, mantenimiento, intervenciones de reparación, entre otros.

Respecto al criterio de desempeño estructural basado en confiabilidad, los niveles de confiabilidad esperado para la evaluación de miembros y materiales puede estar relacionado con varios aspectos como diseño, modos de falla esperados, importancia del elemento, experiencias de diseños previos, tipo de estructuras, entre otros. La actualidad de los reglamentos está dirigida hacia el diseño y evaluación de miembros y sus componentes, teniendo procesos bien establecidos, aunque esto podría no ser representativo, ni eficiente, para tomar decisiones en función del deterioro de estructuras. Es importante resaltar que, de acuerdo con el costo, se debe estimar el costo esperado del sistema durante su vida útil, y que deberían incluirse los costos derivados por construcción, operación, mantenimiento, inspección, monitoreo, reparación y demolición, así mismo los costos indirectos, como aquellos derivados de un desempeño ineficiente o asociados a una falla. Una incertidumbre significativa bajo este contexto de ciclo de vida es la tasa de descuento, en particular cuando se toma en cuenta que los métodos de decisión de ingeniería toman ciclos de vida en periodos largos, entre 50 a 100 años.

El objetivo principal del trabajo fue proveer las bases para futuras investigaciones en el campo del desempeño durante el ciclo de vida de sistemas estructurales bajos incertidumbres. Así mismo, promover la incorporación de conceptos asociados al ciclo de vida en códigos y estándares de diseño. También hace hincapié que utilizar metodologías que involucren las incertidumbres resultan procesos más complejos, así como más demandantes que los métodos convencionales.

Kahandawa *et al.* (2020) realizaron una revisión del estado de arte sobre los procesos y softwares disponibles para la evaluación de costos de reparación post-sísmicos, así como los factores que impactan en la estimación correcta de estos costos. El trabajo se centró en el estudio de las principales herramientas existentes para generar estas evaluaciones, así como enmarcar las semejanzas y diferencias en la metodología, y, en una segunda fase, se generaron entrevistas con personas que laboran en el campo de la construcción, que contarán con experiencia posterior a un sismo, para ser entrevistadas y generar una discusión del proceso y aspectos elementales para la estimación de costos por daños. El estudio tuvo una limitante de ser enfocado a la práctica de Nueva Zelanda, por lo que comentan los autores que extrapolar la información obtenida a otras regiones o características podría ser ineficiente y generar problemáticas al respecto.

Un aspecto que discuten con detenimiento son las metodologías seguidas por HAZUS y P58. El primero se enfoca en la predicción del impacto regional mientras que el segundo se dirige hacia la estimación de pérdidas de un edificio específico. HAZUS genera resultados empleando datos históricos, mientras que P-58 obtiene resultados a partir de pruebas experimentales dirigidas hacia la correlación entre sismos y daño en elementos estructurales. El procedimiento de estimación de costos por daño difiere; mientras que HAZUS separa los edificios por categoría y el área para producir costos de reparación basada en el tipo, P-58 estima los costos a nivel de elemento de construcción, utiliza la simulación de Monte Carlo para predecir las probabilidades de daño de curvas de fragilidad y las funciones de daño. La figura 2-59 muestra las principales diferencias discutidas por los autores.

Characteristics	HAZUS	P-58 methodology (PACT, SLAT, SP3)
Main measurement method	Single rate approximate estimation-floor area method with minor updates	Multiple rate approximate estimation, elemental cost estimation method with minor updates
Information source	Historical data and judgement	High-performance simulations were conducted and results were built into fragility curves and consequence functions
Output of cost	Single rate	A detailed breakdown of elemental repair costs
Consideration of earthquake-induced hazards	Yes. Can produce damage estimation for inundation, fire, release of toxic materials and debris. It has the capability to incorporate liquefaction, landslides, surface fault rupture, tsunamis, seiches or dam failure	Some models incorporate aftershocks
Unit of measurement for cost estimation	Gross floor area, building type and damage state	Item, m, m2 and m3 depending on the element, building type and damage state
Source of cost data	General cost databases	
Capability to incorporate new methods	Yes	No

Figura 2-59. Diferencias entre metodologías HAZUS y P-58 (Kahandawa et al. 2020)

Respecto a las entrevistas, los autores comentan que existen diversas incertidumbres asociadas al proceso de estimación de costos, principalmente debido a la situación de emergencia que podría permear en la disponibilidad de especialistas en construcción, materiales, así como la sobrecarga de trabajo, podría

generar escases de gente capaz de realizar las actividades y provocar un sobrecoste. Aunado a esta situación, se puede caer en problemáticas derivadas de clima, demoras en envíos, entre otros aspectos. Los aspectos fundamentales hallados por los autores se presentan en la figura 2-60, adicionando que las variables pueden incluirse en futuras investigaciones y propuestas de metodologías.

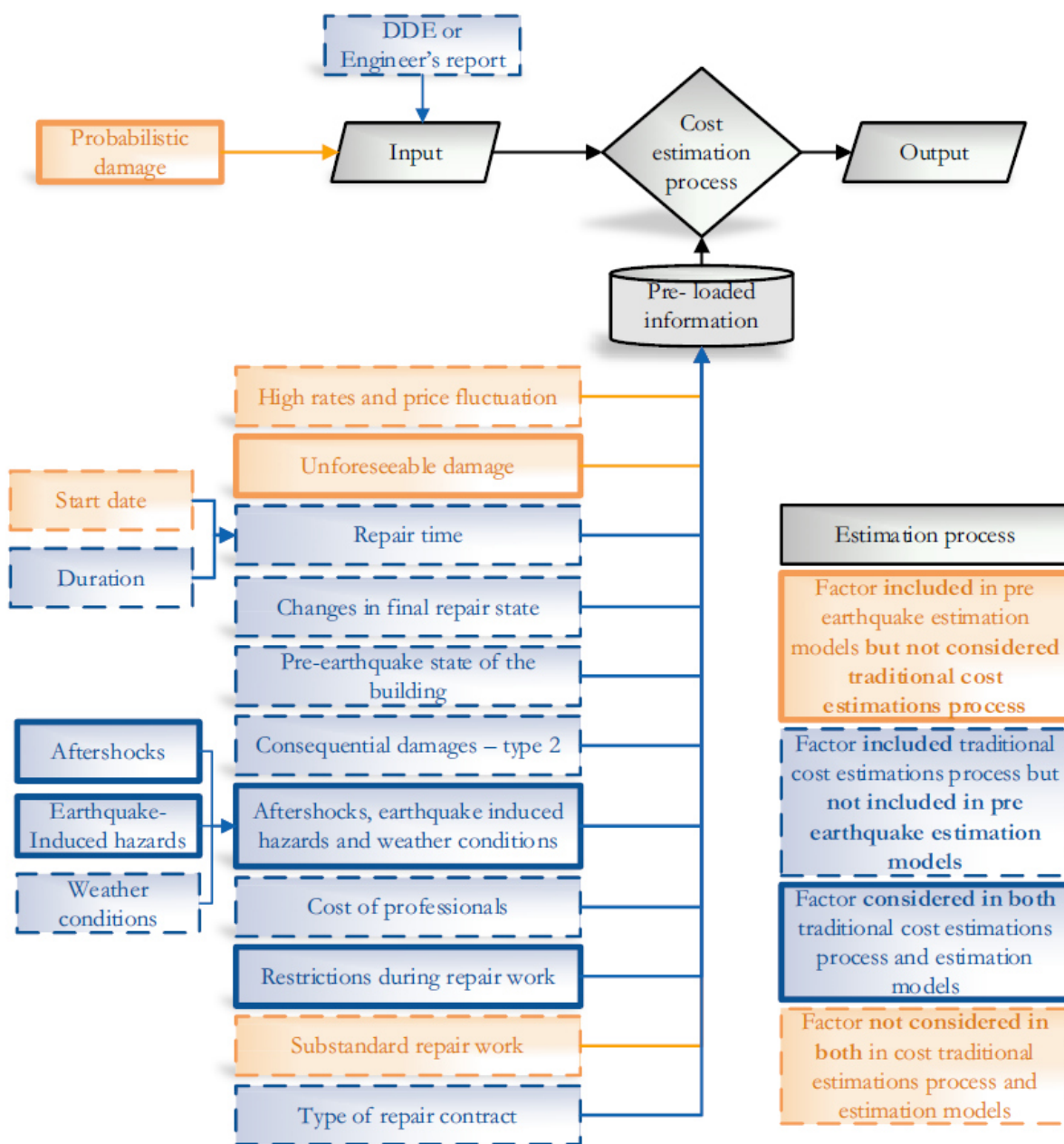


Figura 2-60. Modelo de estimación de costos para daños por sismo (Kahandawa et al. 2020)

HAZUS (FEMA 2022) es un software de evaluación de riesgos desarrollado por el Departamento de Seguridad Nacional, Agencia Federal de Manejo de Emergencias (FEMA) en 1997. Presenta una metodología estandarizada para estimar las pérdidas potenciales de diferentes fenómenos, como el sismo. Aunque su aplicación es ideada para la evaluación de riesgo en su país de origen, se puede generar una adaptación de los modelos para estimar en distintas regiones, tomando en cuenta las condiciones locales.

La metodología es una herramienta que permite estimar las pérdidas directas e indirectas a través de la evaluación de riesgos ante distintos escenarios de peligro. A través de la plataforma se ofrecen medidas de mitigación e identificar riesgos y vulnerabilidades. La calidad de los resultados depende, en gran medida, de la información disponible y los censos de la zona en estudio, desde el tipo de estructuras y densidad poblacional hasta la definición de consecuencias o efectos posteriores al escenario. La figura 2-61 muestra un esquema de las fases que componen la metodología aplicada al estudio del riesgo sísmico. El software se compone de distintos módulos, que están a disposición del evaluador o investigador y presentan una composición dinámica para ajustarse a los avances en el área o las características particulares de la región donde se aplica.

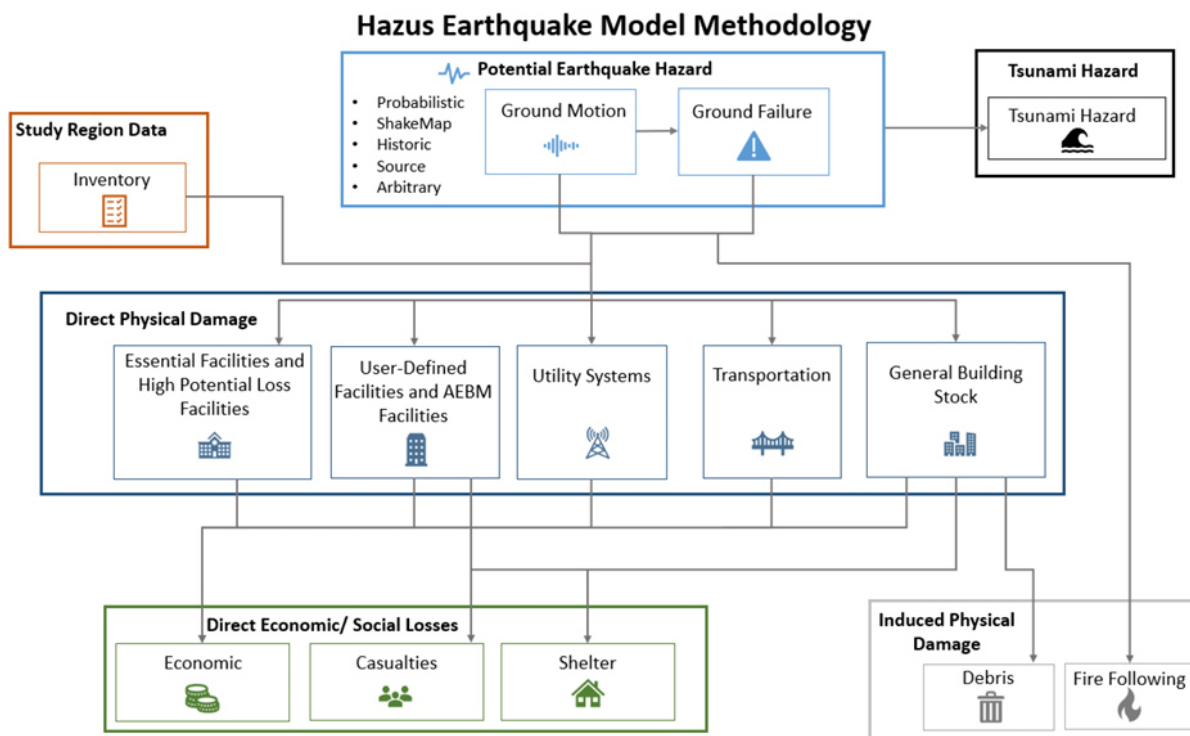


Figura 2-61. Esquema de modelo metodología HAZUS para sismos (FEMA 2022)

Hosseinpour *et al.* (2021) realizaron una revisión del estado del arte para los softwares de evaluación de costos por pérdidas por sismos. Presenta una revisión crítica de los métodos existentes de análisis de riesgo sísmico y los softwares desarrollados, así como sus fortalezas y limitaciones. El estudio comenta y compara las características de los softwares HAZUS-MH, HAZUZ Canada, Ergo (MAEviz) OpenQuake, SELENA, CAPRA, ER2 y EQRM.

El artículo ahonda en los conceptos fundamentales para los pasos de la evaluación, es decir, análisis de riesgo sísmico, peligro, modelo de exposición y evaluación de vulnerabilidad. Los costos asociados a cada escenario se manejan de manera particular en cada software. El proceso para evaluación de pérdidas sísmicas se compone de distintas fases y, cada una, se compone de diferentes métodos y técnicas de evaluación. La figura 2-62 presenta una generalización para los procedimientos para evaluación de pérdidas.

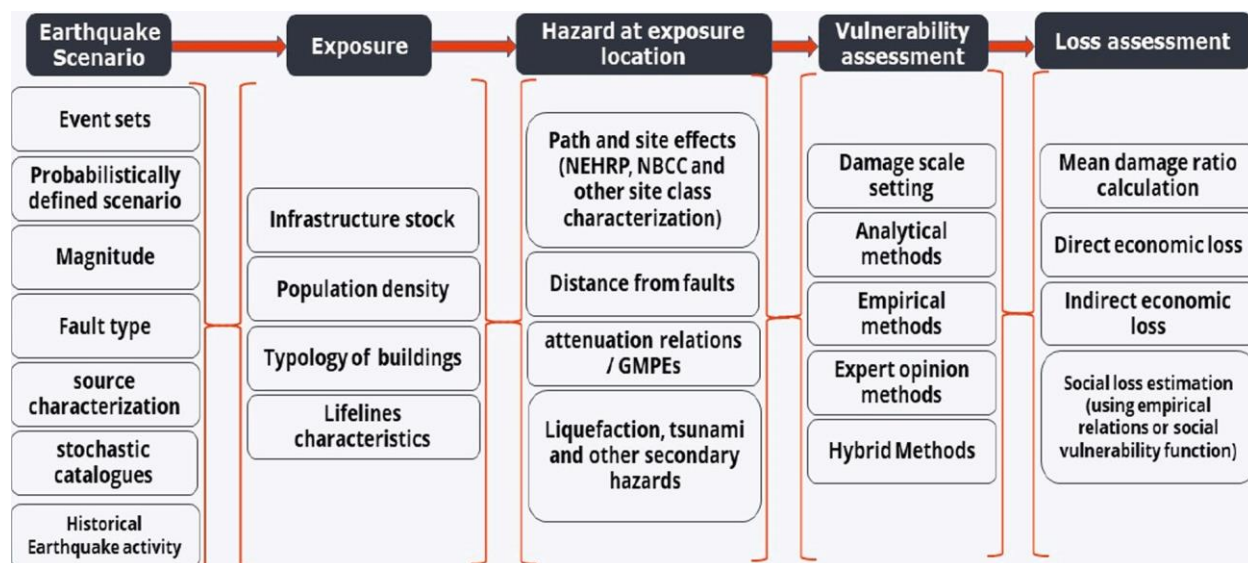


Figura 2-62. Componentes para evaluación de pérdidas sísmicas (Hosseinpour et al. 2021)

La mayoría de los softwares presenta una metodología similar a la utilizada por HAZUZ. HAZUS fue desarrollado por la Agencia Federal de Manejo de Emergencias de Estados Unidos (FEMA), durante la década de 1990 para calcular el impacto de las pérdidas en estructuras e infraestructura, sociales y económicas.

Los autores discuten que existen limitaciones en el uso de estos paquetes computacionales, como la escasez de documentación técnica, falta de flexibilidad en la información de ingreso, restricciones en el tipo de análisis y salida de datos, requerimientos de usuarios con alto grado de preparación, entre otros. Existe un alto grado de incertidumbres asociadas a la evaluación de riesgo sísmico, implicando resultados que podrían ser valores promedio esperados y mostrar variaciones en los resultados que reflejen parcialmente los resultados.

3. ESTUDIO: ANÁLISIS EDIFICIO

3.1 Descripción

El estudio se elabora para un edificio de oficinas que está sujeto a elevado riesgo sísmico, ubicado en Ciudad de México. El terreno de la ubicación se define, geológicamente, como tipo II o suelo de transición de acuerdo con la zonificación geológica de Ciudad de México. El sistema estructural seleccionado para la investigación es un sistema de marcos de acero resistentes a momento de mediana ductilidad (sin dispositivos ni sistemas de disipación de energía). Los miembros se diseñan con las bases de la normativa vigente de Ciudad de México (NTC-Acero 2020), mientras que las conexiones, adicional a la norma mexicana, siguen las recomendaciones de diseño de la especificación para conexiones precalificadas para marcos de acero resistentes a momento de capacidad media y especial para aplicaciones sísmicas (AISC 2016b).

La estructura principal se compone de cuatro crujeas en la dirección X y seis crujeas en la dirección Y , con una separación en cada dirección de 8.0 y 7.0 m., respectivamente. El edificio tiene cuatro entrepisos, cada uno con altura de 3.0 m., con una altura máxima de 12.0 m. El uso destinado para el edificio en estudio es de oficinas. Los miembros tipo trabe se diseñan con el uso de perfiles laminados en caliente, para los elementos tipo columna se considera el uso de secciones tubulares huecas formadas de cuatro placas soldadas. La geometría del edificio se detalla en las siguientes imágenes. La figura 3-2 presenta las vistas en alzado de los marcos en dirección X y Y , la figura 3-2 muestra el isométrico del edificio y la figura 3-3 presenta la vista en planta del edificio.

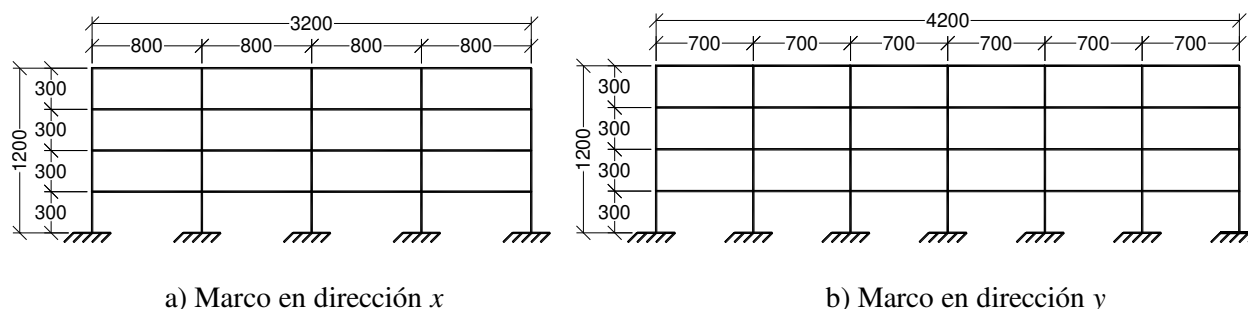


Figura 3-1. Geometría de edificio, vistas en alzado, unidades: cm

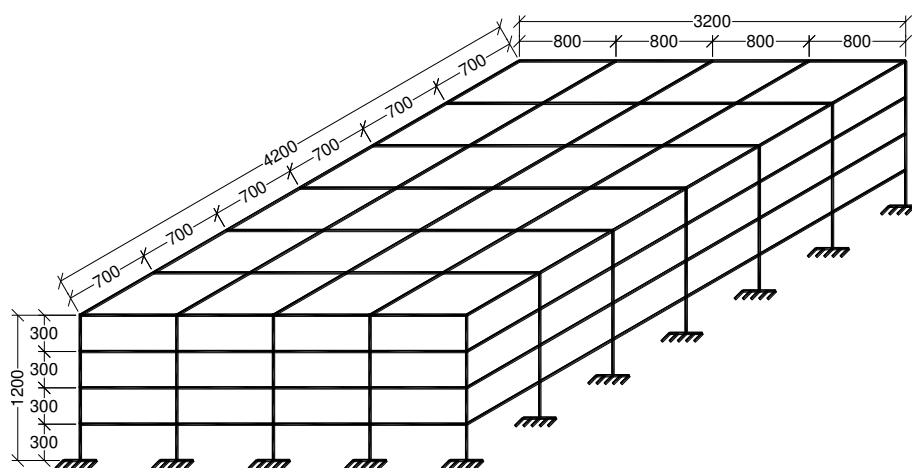


Figura 3-2. Geometría de edificio en isométrico, unidades: cm

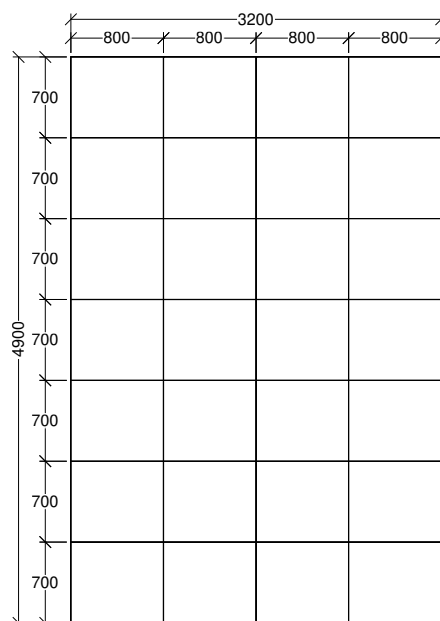


Figura 3-3. Geometría de edificio, vista en planta, unidades: cm

Previo a definir un sitio para el edificio, se estimó el periodo fundamental de vibración para identificar una región que representará un mayor peligro sísmico para la estructura. El periodo estimado se obtiene mediante el uso de las expresiones propuestas por Goel y Chopra (1997) y Cinitha *et al.* (2012).

La primera propuesta genera una estimación del periodo para estructuras de manera general, aunque puede estar enfocada a estructuras más rígidas, y solo está en función de la altura total. La expresión se presenta en la ecuación (3-1):

$$t = 0.0035h^{0.75} \quad (3-1)$$

Donde t es el periodo y h la altura del edificio expresada en pies. El periodo esperado de la estructura, según la primera expresión, sería $t=0.55$ s.

Por su parte, la segunda propuesta es un conjunto de expresiones que utilizan una mayor cantidad de parámetros. Los autores que desarrollaron la enfocaron y calibraron exclusivamente para estructuras de aceros de marcos resistentes a momento y estimar sus periodos.

$$\alpha = 0.4773e^{-0.0441H} \quad (3-2)$$

$$C_o = 0.0247e^{0.1305H} \quad (3-3)$$

$$T = C_o(BD)^\alpha \quad (3-4)$$

Donde T es el periodo de la estructura, B es la longitud de la base del edificio en metros, D es el ancho de la base en metros y H es la altura del edificio en metros. De acuerdo con esta propuesta, el valor aproximado del periodo fundamental de la estructura es igual a $T=0.90$ s.

De acuerdo con los periodos esperados para la estructura, se identifica que el rango de los periodos coincide con los periodos de un suelo tipo II. La figura 3-4 muestra la zonificación geológica extraída de CIRES (2022), donde se resalta la clasificación de suelos mediante un código de colores coincidentes con la

distribución de periodos mostrada en la figura 1-4. El color verde indica la zona de loma, o suelo duro, donde los suelos muestran periodos bajos, la zona amarilla indica la zona de transición cuyas características generan periodos intermedios entre 0.5 y 1.0 s, y el color rojo indica la zona de lago, o suelo blando, que por sus características genera un efecto de amplificación para periodos altos, entre 1.0 y 1.5 s.



Figura 3-4. Zonificación geológica (CIRES 2022)

Por el uso y propiedades dinámicas estimadas para la estructura, se ubicó la zona de estudio en la alcaldía Benito Juárez (coordenadas 19.37, -99.16). La ubicación presenta un suelo tipo II (zona de transición), cuyos periodos naturales son coincidentes con el periodo esperado de la estructura, pudiendo provocar un efecto de amplificación por resonancia de la acción sísmica. En la zona estudiada se hallan edificios de baja y mediana altura (entre tres y diez niveles), principalmente con usos habitacionales y de oficinas. La figura 3-5 presenta la ubicación de la zona de estudio dentro de la alcaldía Benito Juárez.

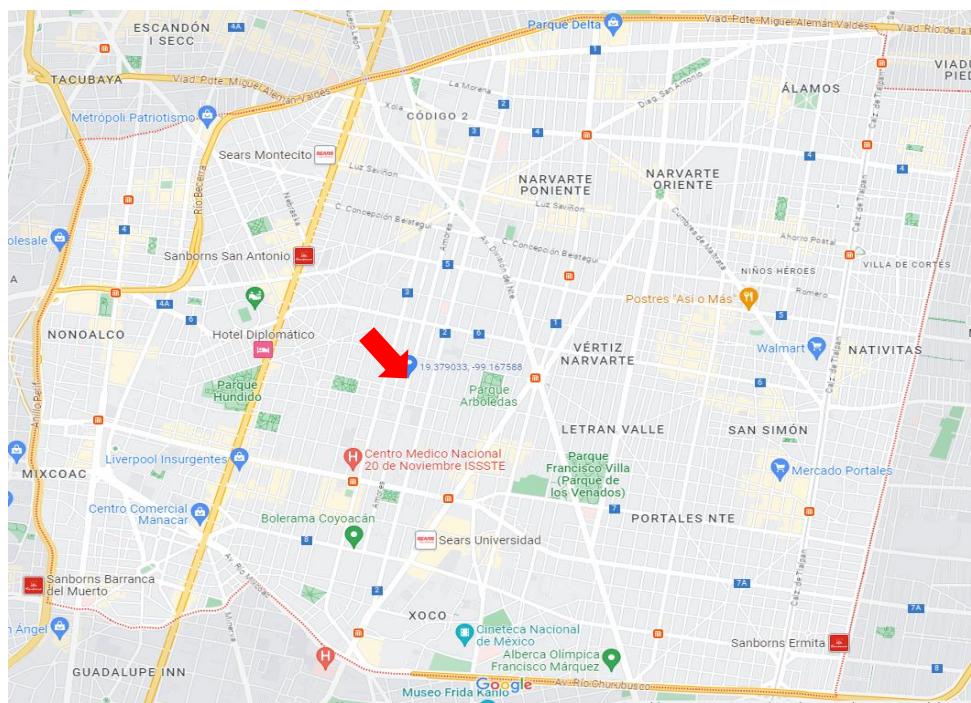


Figura 3-5. Ubicación de edificio

3.2 Acciones

3.2.1 Cargas gravitacionales

La evaluación de acciones gravitacionales y accidentales permiten obtener la demanda a la que serán sujetos los miembros que componen el edificio para las acciones de diseño. De acuerdo con la descripción del sistema resistente, es un sistema de marcos de acero resistentes a momento de mediana ductilidad, sin presencia de elementos de contraventeo. Por la ubicación y dimensiones, se define el uso del edificio como oficinas. Se hace uso de la normativa aplicada (NTC-Acciones, 2017) para realizar un análisis de cargas y acciones para diseño.

Los análisis de cargas gravitacionales correspondientes se presentan a continuación. Se definen los elementos que componen la carga muerta (peso propio) y las cargas vivas de acuerdo con el uso (oficinas). La tabla 3-1 y tabla 3-2 muestran los resúmenes de las cargas gravitacionales de los niveles de entrepiso y azotea, respectivamente.

Tabla 3-1. Análisis de cargas en azotea

ANÁLISIS DE CARGAS EN AZOTEA LOSACERO		
Pendiente de losa: 2.00%		
Tipo de cubierta: Cubierta de lámina losacero		
1.1 Cargas permanentes		
Lámina losacero cal. 22	7.6	kg/m ²
Firme de concreto reforzado de 5.0 cm	197	kg/m ²
Mortero cemento-arena con espesor de 2.0 cm	42	kg/m ²
Enladrillado	40	kg/m ²
Relleno de material ligero de 4 cm de espesor	60	kg/m ²
Impermeabilizante	10	kg/m ²
Instalaciones	15	kg/m ²
Yeso plafond	20	kg/m ²
Sobrecarga	40	kg/m ²
Carga Muerta	432	kg/m ²
1.2 Cargas variables		
Carga viva máxima para azotea	100	kg/m ²
Carga viva instantánea para azotea	70	kg/m ²

Tabla 3-2. Análisis de cargas en oficinas

ANÁLISIS DE CARGAS EN OFICINA LOSACERO		
Pendiente de losa: 0.00%		
Tipo de cubierta: Cubierta de lámina losacero		
2.1 Cargas permanentes		
Lámina losacero cal. 22	7.6	kg/m ²
Firme de concreto reforzado de 5.0 cm	197	kg/m ²
Mortero cemento-arena con espesor de 2.0 cm	42	kg/m ²
Loseta cerámica	15	kg/m ²
Relleno de material ligero de 4 cm de espesor	60	kg/m ²
Instalaciones	10	kg/m ²
Yeso plafond	20	kg/m ²
Sobrecarga	40	kg/m ²
Carga Muerta	392	kg/m ²
1.2 Cargas variables		
Carga viva máxima para oficina	100	kg/m ²
Carga viva instantánea para oficina	70	kg/m ²

3.2.2 Espectro de respuesta

De acuerdo con la normatividad utilizada, la Norma Técnica Complementaria para Diseño Sísmico (NTC-Sismo 2020), la demanda sísmica se representa mediante un análisis dinámico utilizando un espectro de diseño para la ubicación. De acuerdo con la norma el espectro de diseño se puede obtener del Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID), que es un software para la generación de espectros de diseño desarrollado para las Normas Técnicas Complementarias (NTC-Sismo 2020). La generación de espectros de diseño toma en cuenta otras variables que se definen a partir de la geometría y propiedades del sistema estructural, además de la ubicación. La serie de valores que se consideraron para la generación del espectro de diseño se presentan a continuación:

- Factor de comportamiento sísmico, $Q=3$
- Factor de irregularidad, $R=2.0$
- Factor de hiperestaticidad, $K_I=1.0$
- Estructura de grupo B

La figura 3-6 muestra una serie de espectros de diseño generados de SASID (SASID 2022) para la ubicación específica del estudio. Se muestran seis diferentes curvas que se corresponden con un diferente nivel de ductilidad, una curva que no considera el efecto de la ductilidad y un espectro de peligro uniforme.

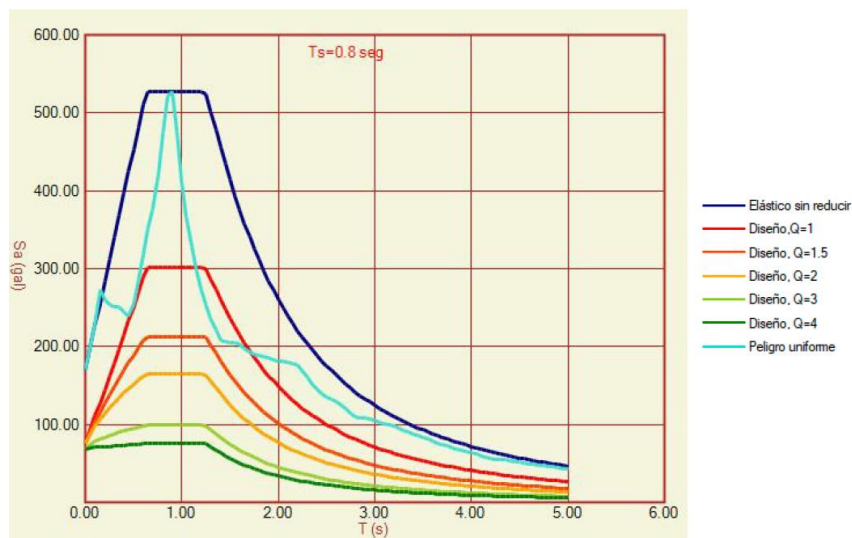


Figura 3-6. Espectros de diseño (SASID 2022)

Para las consideraciones tomadas en el estudio, el espectro de diseño considerado es el que se corresponde con una estructura de mediana ductilidad o factor de comportamiento $Q=3.0$. La figura 3-7 muestra el espectro utilizado para el diseño por demanda sísmica, cuya ordenada máxima espectral es 0.1 g aproximadamente para periodos entre 0.6 y 1.25 s.

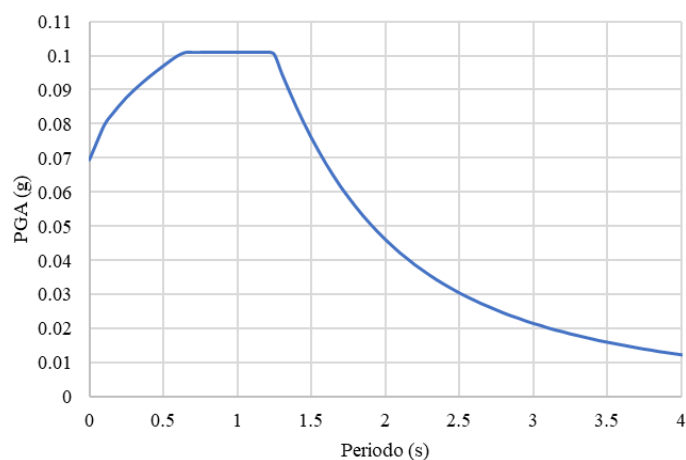


Figura 3-7. Espectro de diseño $Q=3.0$ (SASID 2022)

3.3 Análisis y diseño

El siguiente paso en la evaluación del edificio, tras definir las acciones de diseño, es analizar y diseñar los miembros de la estructura que son sujetos a las combinaciones de diseño. Se generó un modelo de análisis en el software SAP2000 V22.2 (Computers and Structures 2021) para determinar las demandas en estructura empleando a través de un proceso de análisis y diseño convencional de los miembros, tomando en cuenta los diversos estados límites de falla y servicio a nivel local y global de la estructura. La figura 3-8 presenta el modelo de análisis, resultado de la evaluación y verificación de los miembros ante los estados límite.

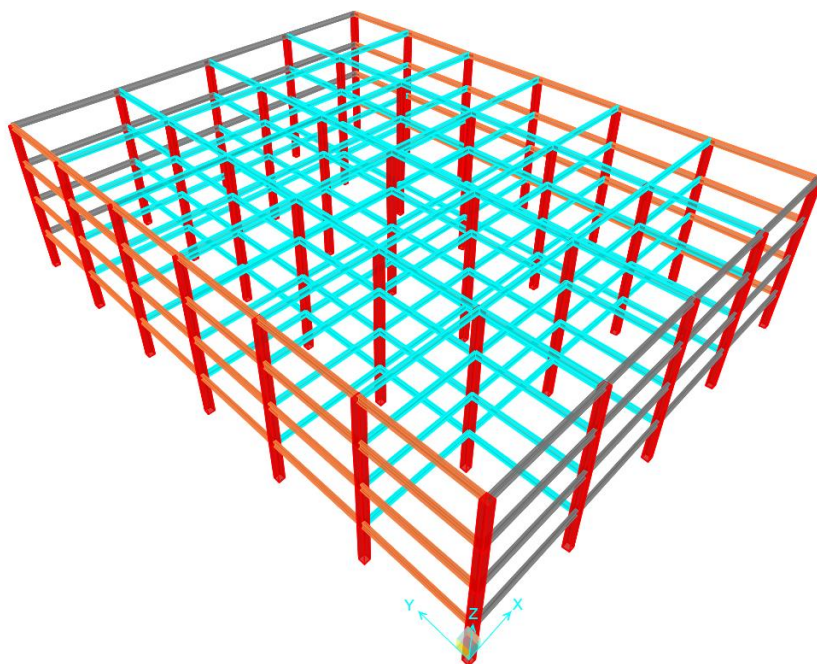


Figura 3-8. Modelo de análisis estructural

El diseño de los miembros estructurales sigue la Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero (NTC-Acero 2020) en lo referente a su apartado para diseño de estructuras de ductilidad media, $Q=3.0$. El diseño de los elementos sigue una filosofía de trabe débil-columna fuerte, cuyo criterio buscar lograr la generación de rótulas plásticas en los elementos tipo trabe sin la aparición de falla en los miembros tipo columna.

Para la totalidad de las columnas se plantea el uso de una sola sección de tipo hueco conformada de cuatro placas soldadas distribuidas en las dos direcciones del edificio, cuyas dimensiones son 450 mm x 450 mm y un espesor de 25.4 mm (1”), representadas en rojo en la figura 3-8. Por su parte se proponen tres secciones distintas para los miembros tipo trabe: los marcos del borde en dirección X (color gris) se utiliza una sección IR406x67.40 (W16x45), en los marcos de borde en la dirección Y (color naranja) se propone una sección IR406x53.70 (W16x36) y en el resto de los elementos, ubicados al interior de la estructura (color cian), se utiliza una sección IR406x46.20 (W16x31). Para la evaluación de conexiones se consideraron como miembros principales la columna armada y la sección IR406x53.70, por la aparición de las rótulas en el interior de los marcos, así como la cantidad de estos elementos alrededor de la estructura; estos miembros se presentan en la figura 3-10.

Todos los elementos se revisaron contra los estados límite de falla, aunque el diseño final de las columnas lo rigió el estado límite de seguridad contra colapso, el cual consiste en la revisión de las distorsiones de entrepiso obtenidas debido a la demanda sísmica (representada mediante el espectro de diseño). Se determinó la distorsión lateral de entrepiso y se comparó contra el valor máximo admisible dado por la Norma Técnica Complementaria para Sismo (NTC-Sismo 2020), cuyo valor límite para sistemas de marcos de acero resistente a momentos de mediana ductilidad es de 0.020. En la figura 3-9 se presentan los niveles máximos de distorsión para cada nivel (representado en línea roja sólida para la dirección x y línea azul punteada para la dirección y) y se comparan con el límite (línea negra punteada). Se cumple con el requisito de diseño.

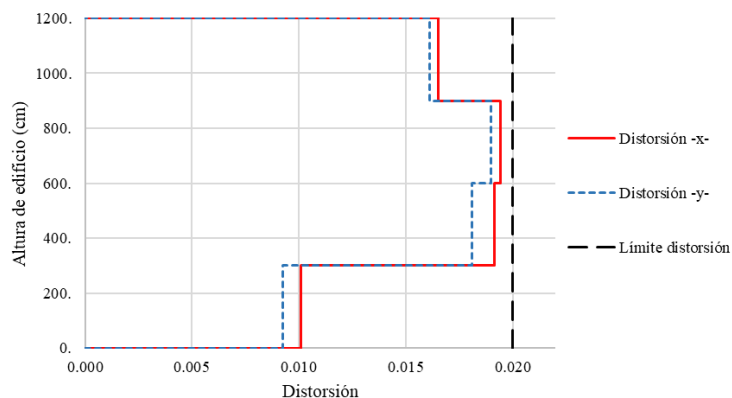


Figura 3-9. Distorsión de entrepiso asociada al espectro de diseño

Otro parámetro que se emplea para evaluar el diseño es el periodo fundamental de la estructura. Los periodos reportados por el análisis modal son 0.924 s. y 0.887 s. para la dirección x y y , respectivamente. De acuerdo con lo discutido en 3.1, el periodo estimado para la estructura, según la propuesta de Cinitha *et al.* (2012), era 0.90 s., por lo que la aproximación fue muy cercana al periodo del análisis.

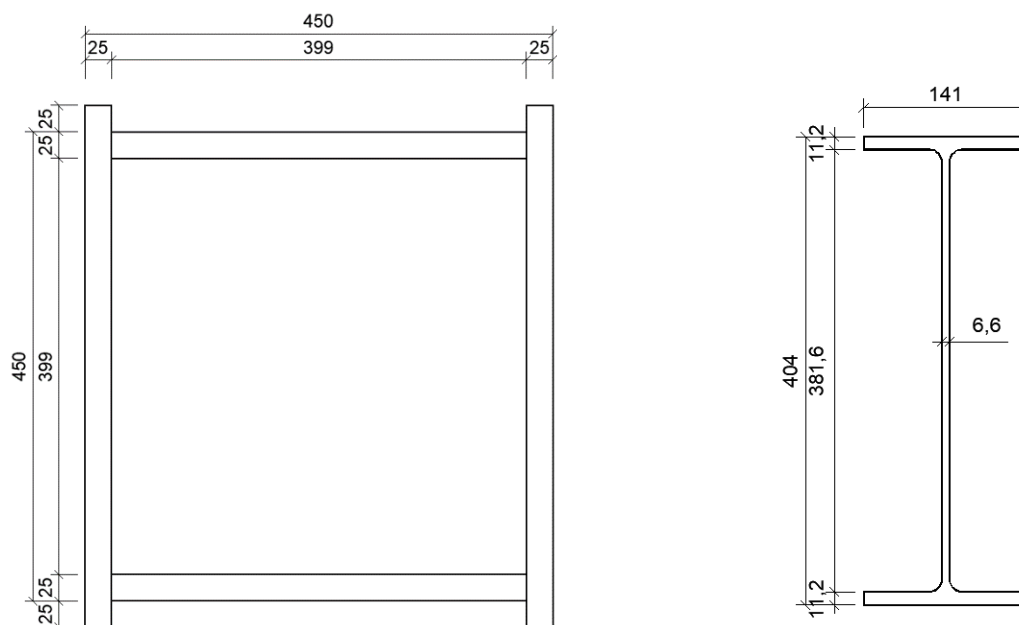


Figura 3-10. Secciones principales en el estudio. A la izquierda columna de cuatro placas soldadas tipo cajón 450x450 mm, a la derecha viga de perfil laminado IR406x46.20

3.4 Diseño de las conexiones viga-a-columna

El uso común de columnas de cajón armadas con cuatro placas se relaciona con la facilidad de generar conexiones rígidas con las vigas, aunque dicha simplicidad se penaliza en la fabricación de la pieza mediante procesos más elaborados, costosos y, no necesariamente, más confiables, consecuencia de la implementación de soldaduras, generalmente, de penetración completa (Perea y Mendoza 2012). El objetivo es proponer alternativas de conexión cuyo diseño y evaluación se adapten a la práctica común.

Como se ha discutido, diversos eventos históricos evidenciaron que el desempeño estructural debe ir acompañado de la correcta elección y detallado de conexiones, las cuales puedan asegurar un comportamiento dúctil. La especificación AISC 341-16 (AISC 2016a) indica los requerimientos mecánicos mínimos que debe cumplir una conexión, los que son enfocados en su respuesta por flexión y su capacidad de rotación. Con este objetivo, diversos reglamentos y especificaciones para el diseño de estructuras exigen la utilización de conexiones de acero precalificadas, las cuales han demostrado cumplir exitosamente estos requisitos gracias a sus configuraciones, procesos de diseño y construcción, o la evaluación de una conexión propuesta para demostrar que es capaz de cumplir los requisitos mínimos.

La especificación AISC 358-16 (AISC 2016b) presenta una serie de conexiones cuyas configuraciones y procesos de diseño han sido calibrados mediante pruebas experimentales con el objetivo de asegurar su respuesta dúctil ante acciones de naturaleza dinámica, como sismos o vientos. De acuerdo con la tipología estructural seleccionada para el edificio en estudio, y lo que enuncia la norma NTC-Acero (2020), así como también las recomendaciones de la especificación (AISC 2016b). La figura 3-11 muestra el diagrama de equilibrio para una viga con conexión precalificada, mientras que las ecuaciones (3-5), (3-6), (3-7) describen el método para determinar el momento plástico probable de la viga y el momento en la cara de la columna, para el diseño de conexiones precalificadas.

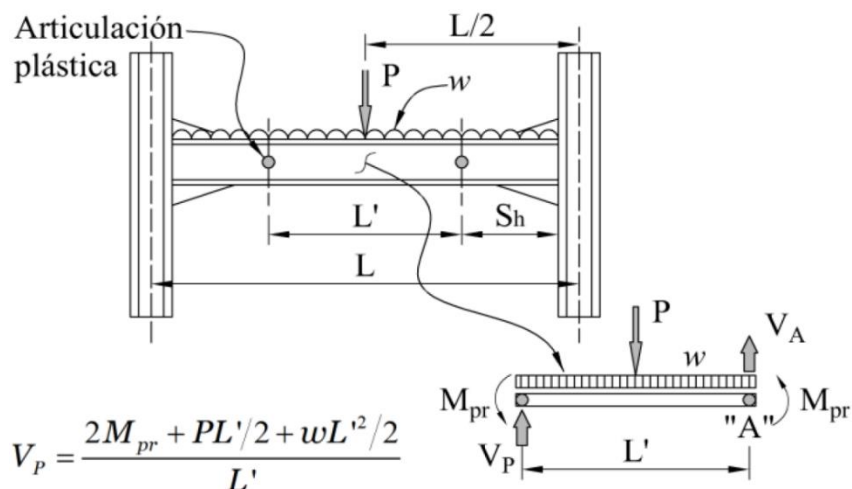


Figura 3-11. Equilibrio de viga (NTC-Acero 2020)

$$M_f = M_{pr} + V_p S_h \quad (3-5)$$

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z \quad (3-6)$$

$$V_p = (2M_{pr} + PL'/2 + wL'^2/2)/L' \quad (3-7)$$

En donde M_f es el momento a flexión en la cara de la columna, M_{pr} es el momento máximo probable para el miembro tipo trabe en la conexión, V_p es el cortante por plastificación en el eslabón, L es la longitud entre ejes de la columna, L' es la distancia entre los bordes de las zonas protegidas, w y P son la carga distribuida y puntual en la trabe y S_h es la longitud de la zona protegida.

Para el diseño de los elementos que componen la conexión empleada se evaluaron los distintos estados límite que indica la normativa utilizada. Entre las revisiones realizadas se encuentran el tamaño máximo y cantidad de tornillos, espesores mínimos de placa, fluencia y ruptura en elementos, bloque de cortante, falla

por pandeo a compresión, aplastamiento y desgarre, revisión en la zona de panel y diseño de placas de continuidad. Tras revisar todos los estados límites aplicables, se obtuvo la capacidad resistente de cada evaluación y se determinó el valor crítico para el diseño. Las conexiones evaluadas corresponden a un diseño con cubreplacas atornilladas y su variante con cubreplacas soldadas.

El diseño de la conexión atornillada, llamada CCP-A, siguió la metodología y criterios de diseño de la conexión precalificada tipo “*Bolted Flange Plate*” (BFP), la cual consiste en una conexión de acero con cubreplacas atornilladas y una placa por cortante, también atornillada. De acuerdo con los comentarios del anexo 1 de la especificación AISC 358-16 (AISC 2016b), esta propuesta es capaz de alcanzar los requisitos sísmicos de conexiones para estructuras de acero de alta ductilidad (SMF).

Por su parte, la versión soldada, CCP-S, es una propuesta con cubreplacas soldadas y placa resistente a corte también soldada. Se adaptó la metodología de diseño para evaluar las componentes de la conexión ante los distintos modos de falla siguiendo los criterios de la especificación. A diferencia de la variante atornillada, la versión soldada no aparece como una alternativa de conexión precalificada en AISC 358-16 (AISC 2016b), sin embargo, algunos autores han reportado el comportamiento de conexiones soldadas entre columna tubular y trabe IR con configuraciones semejantes a CCP-S. Del Campo y Gómez (2010) estudiaron tres especímenes de conexión soldadas, presentando dos propuestas con cubreplacas soldadas de sección variable y reforzados con diafragma atravesado y diafragma interno, hallando que la variante con diafragma atravesado cumplió con los requisitos para uso en estructuras de alta ductilidad, mientras que la variante con diafragma interno presentó una falla frágil debido a un error en el proceso constructivo, lo que generó una fractura en el atiesador. Por su parte, Perea *et al.* (2019) reportaron los resultados para conexión de acero con cubreplacas soldadas, similar en geometría y características a CCP-S, concluyendo que la conexión es apta para su uso en estructuras de mediana ductilidad.

La conexión CCP-A corresponde a una conexión rígida para la unión viga-a-columna con cubreplacas atornilladas. La conexión consiste en placas de acero ASTM A572 grado 50 con espesor de 25 mm (1 pulg.), las cuales se sueldan mediante una unión en T con la cara de la columna cajón con soldadura de ranura con penetración completa, y que se conectan a cada uno de los patines de la viga mediante 8 tornillos ASTM-F3125 grado A490 de 19 mm (3/4 pulg.) de diámetro. El alma de la viga se conecta a una placa de cortante mediante cinco tornillos ASTM-F3125 grado A490 de 13 mm (1/2 pulg.) de diámetro, mientras esta placa de cortante ASTM A572 grado 50 con espesor de 16 mm (5/8 pulg.) se suelda a la columna con soldadura de filete doble con espesor de 6 mm. La vista en alzado y en planta de la configuración de la conexión CCP-A se muestra en las figuras figura 3-12 y figura 3-13, y la figura 3-14 presenta el isométrico de la conexión.

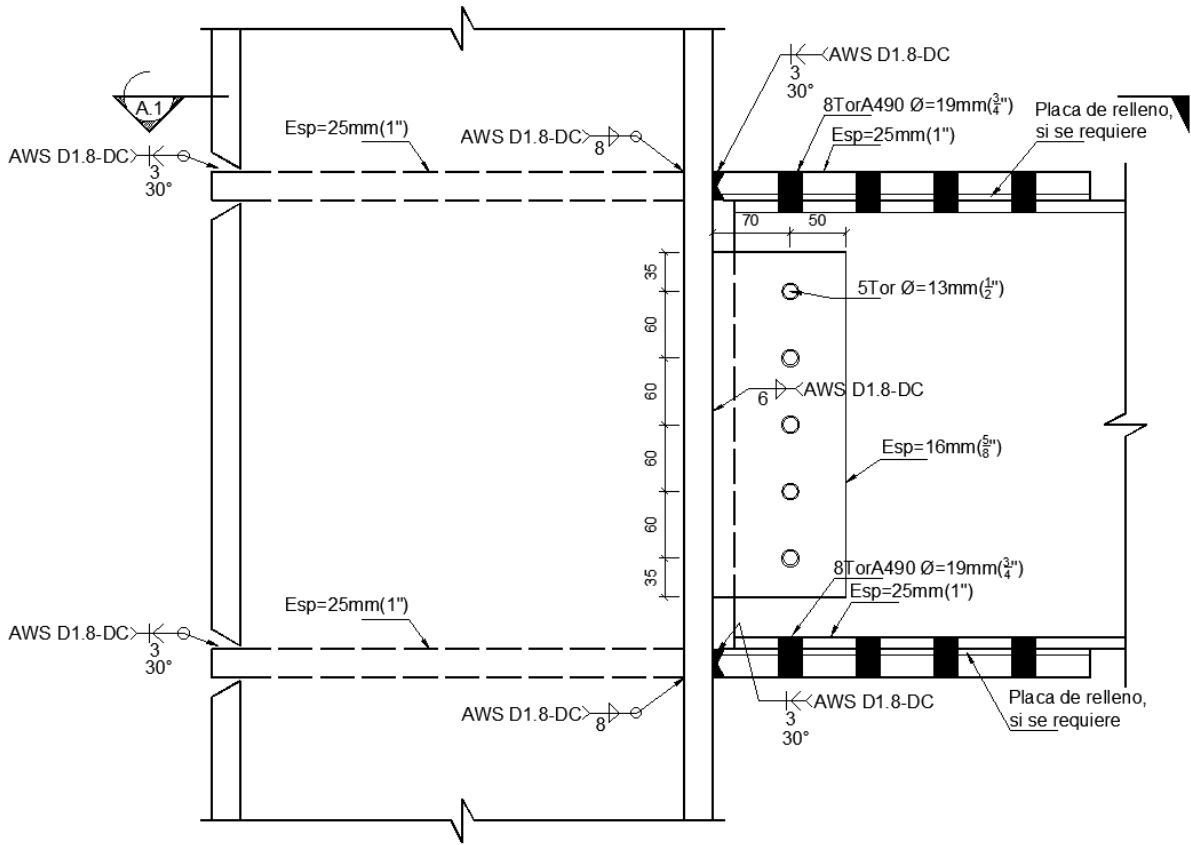


Figura 3-12. Conexión CCP-A, vista en alzado, unidades mm

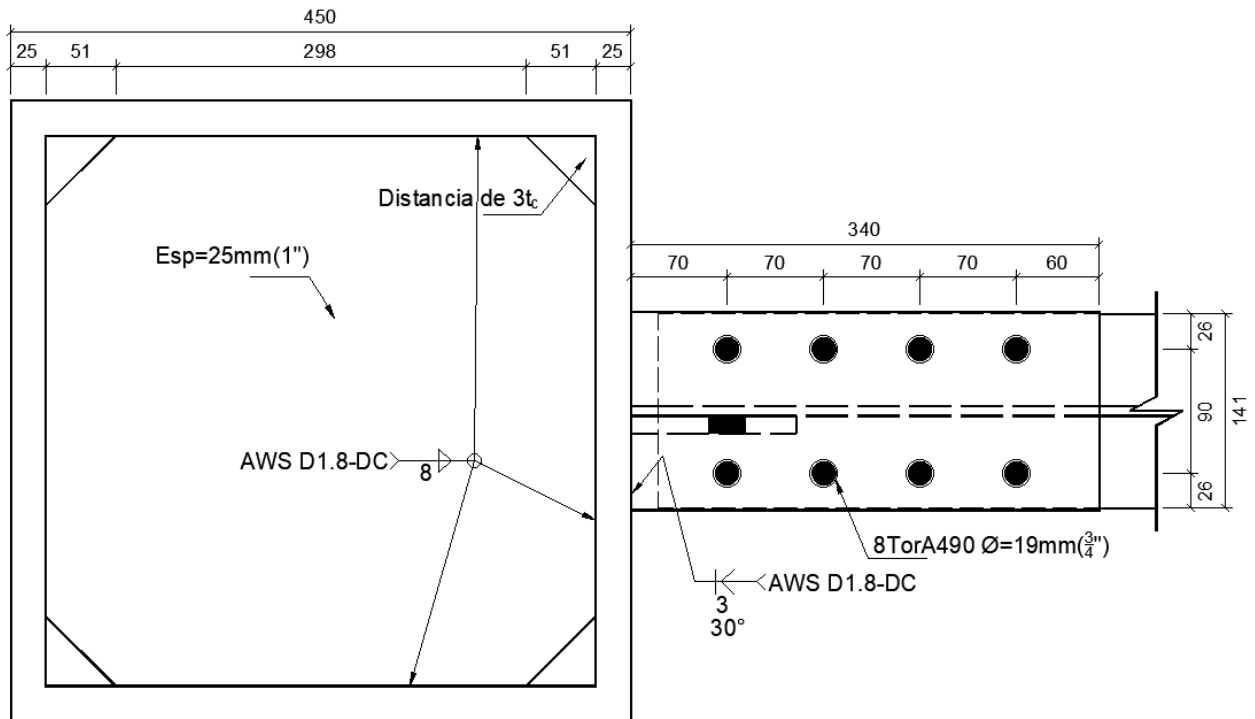


Figura 3-13. Conexión CCP-A, corte A-A, unidades: mm

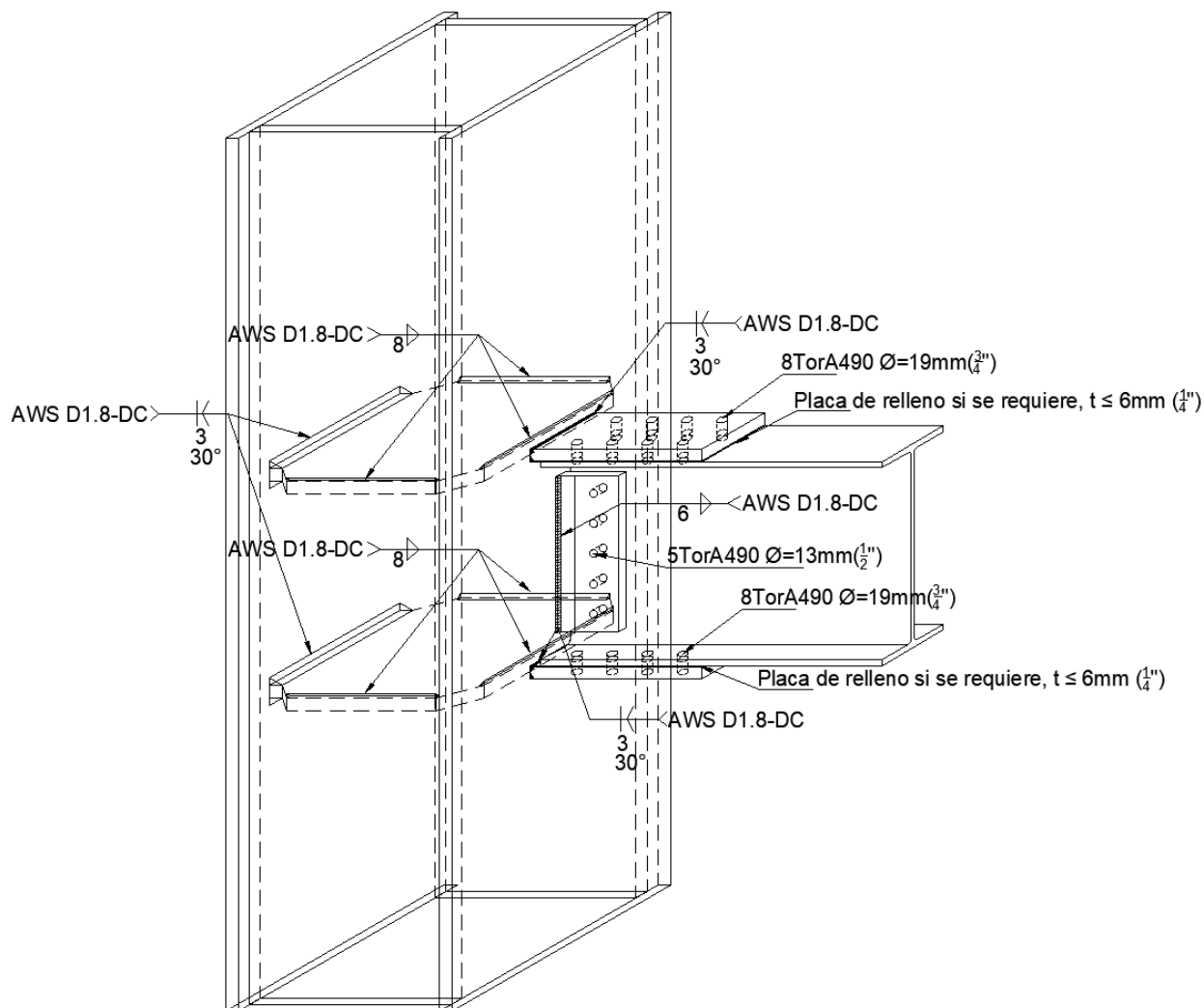


Figura 3-14. Conexión CCP-A, vista en isométrico, unidades: mm

La conexión CCP-S, al igual que la conexión CCP-A, corresponde a una conexión rígida para ensamble viga-columna con cubreplacas soldadas. La unión consiste en placas de acero ASTM A572 grado 50 con espesor de 25 mm (1 pulg.), las cuales se sueldan mediante una unión en T con la cara de la columna cajón con soldadura de ranura con penetración completa, y que se conectan a cada uno de los patines mediante soldadura de filete. Las cubreplacas superior e inferior tienen anchos diferentes, 127 y 160 mm, respectivamente, para facilitar la colocación de soldadura; la cubreplaca superior se conecta mediante soldadura longitudinal a sus costados y soldadura transversal con un espesor de 7 mm, mientras que la parte inferior únicamente recibe soldadura longitudinal a los costados con un espesor 9 mm. El alma de la viga se conecta a una placa de cortante mediante soldadura de filete con un espesor de 4 mm alrededor de la placa con el alma de la trabe, mientras esta placa de cortante ASTM A572 grado 50 con espesor de 16 mm (5/8 pulg.) se suelda a la columna con soldadura de filete doble con espesor de 5 mm. Las vistas del detalle de la conexión se muestran desde la figura 3-15 a la figura 3-17, mientras que la figura 3-18 presenta la vista en isométrico de la conexión.

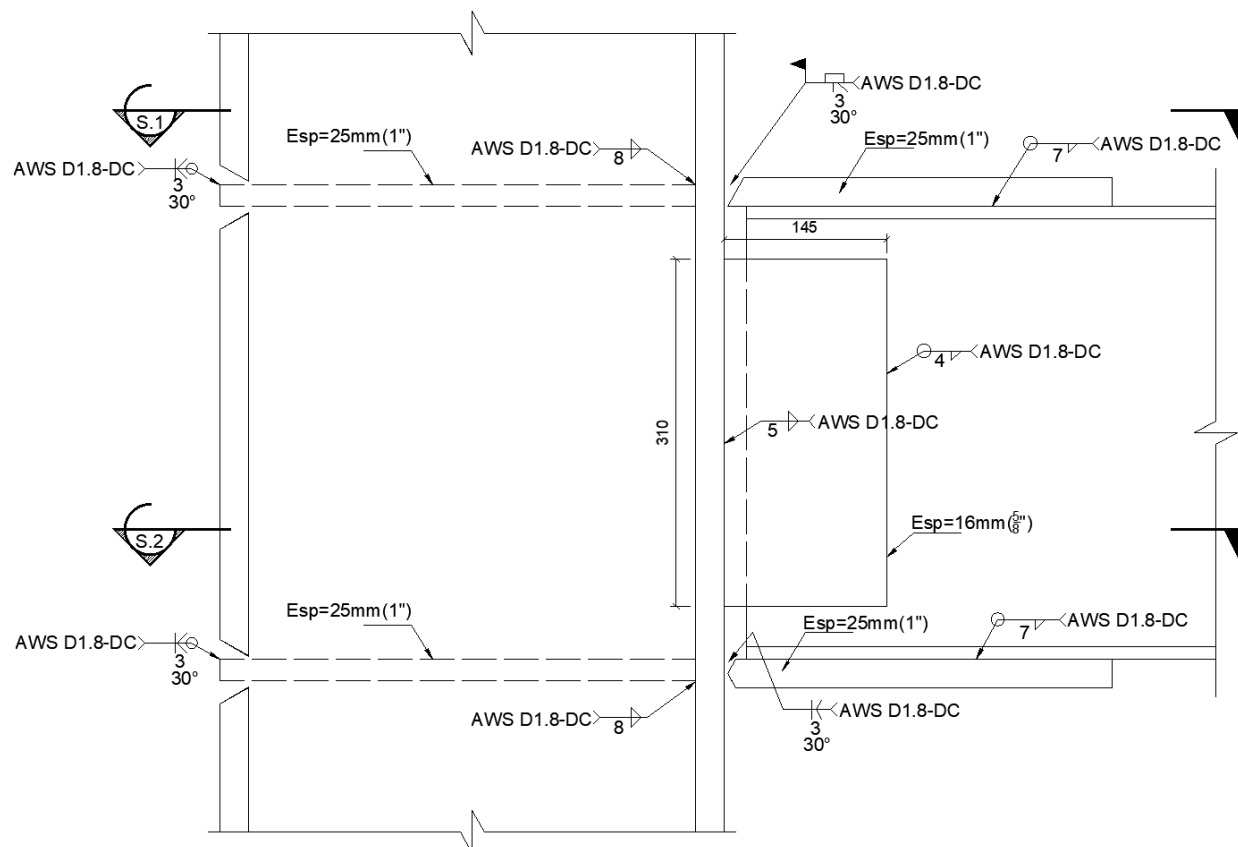


Figura 3-15. Conexión CCP-S, vista en alzado

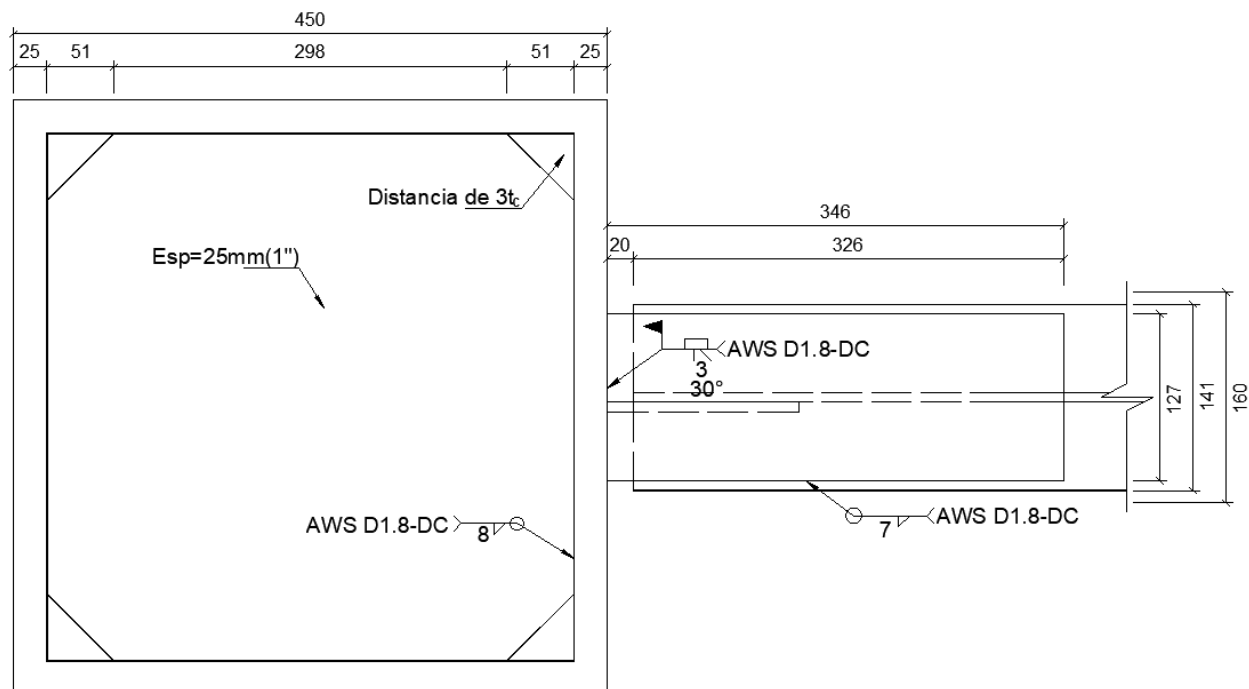


Figura 3-16. Conexión CCP-S, corte S.1, unidades: mm

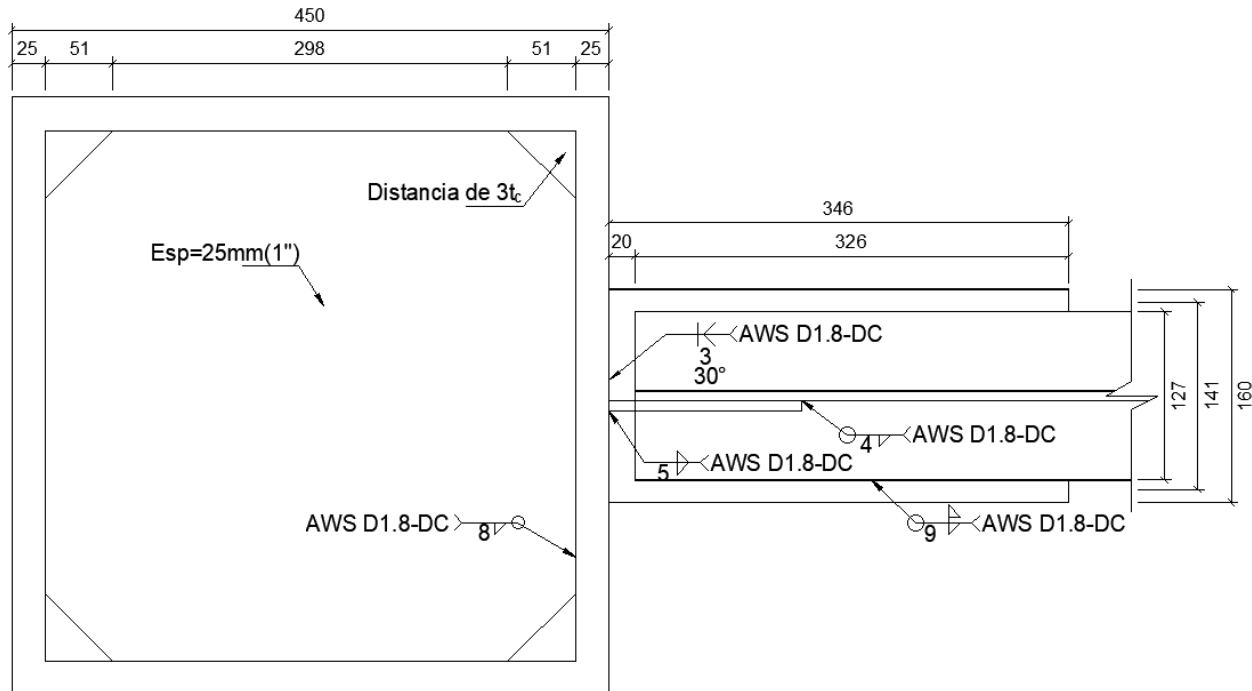


Figura 3-17. Conexión CCP-S, corte S.2, unidades: mm

Adicionalmente, las propuestas de conexión deben seguir una serie de recomendaciones para diseño del código AISC 358-16 (AISC 2016b). Las soldaduras de unión se plantean como soldaduras de demanda crítica, las cuales deben cumplir con los requisitos del Código de soldadura estructural AWS D1.1 y de su suplemento sísmico AWS D1.8. De acuerdo con el código, la colocación del depósito de soldadura de penetración completa podría utilizar una placa de respaldo para el procedimiento, por lo que, de acuerdo con la norma AISC 358-16, se puede remover el respaldo y se debe limpiar hasta encontrar el metal sano y colocar una nueva soldadura de filete que cumpla con los requisitos de dimensionamiento, o en su defecto, se permite mantener el elemento de respaldo siempre que se cumpla con los requisitos de soldadura adicional en los extremos de la placa.

Para el detallado de las cubreplacas de la conexión de tipo BFP (CCP-A), en el apartado 7.5.2, indica que, en caso de utilizar respaldo para la soldadura de penetración completa, este debe ser removido y se debe generar una limpieza en la zona hasta hallar metal sano y volver a soldar.

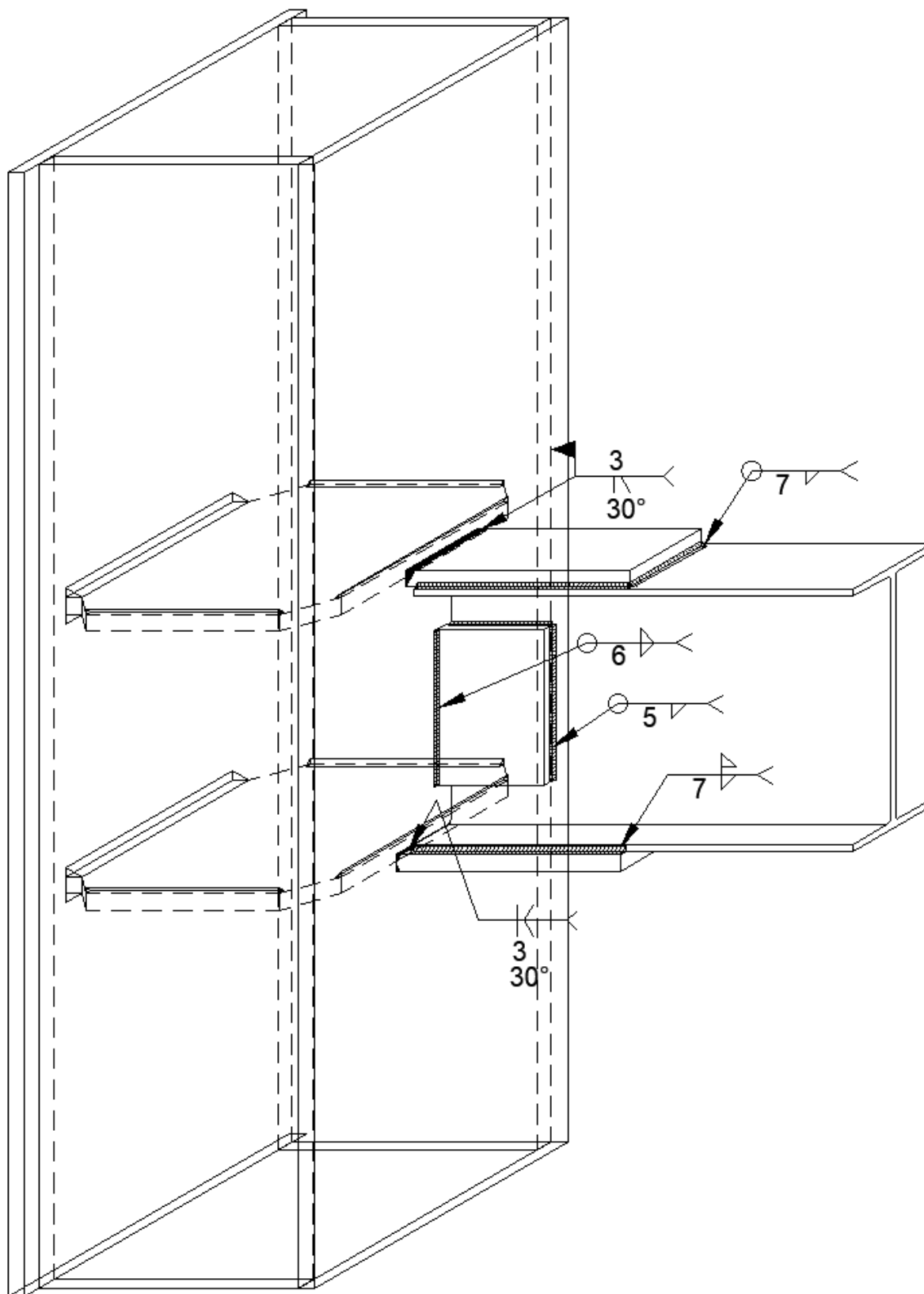


Figura 3-18. Conexión CCP-S, vista en isométrico, unidades: mm

4. ESTUDIO: CALIFICACIÓN DE CONEXIONES CON ANÁLISIS DE ELEMENTOS FINITOS

Para la validación y calificación de las conexiones diseñadas se siguieron los criterios establecidos en la sección K2 de las disposiciones sísmicas del AISC 341 (AISC 2016) sobre la calificación de conexiones, pero a través de simulaciones numéricas con análisis de elementos finitos en lugar de pruebas físicas.

Esta etapa se planteó para obtener información adicional que solo sería posible a través de una prueba experimental cíclica, y que difícilmente puede determinarse mediante cálculos sencillos, siendo de particular interés para el estudio la resistencia a flexión máxima y la capacidad de rotación que cada opción es capaz de proveer.

Para obtener la información, se utiliza como herramienta la técnica del elemento finito a través del software ABAQUS (Abaqus 2016) y una serie de criterios para la evaluación de resultados.

Durante esta sección se discute la metodología que se siguió para evaluar la resistencia de cada conexión mediante la técnica del elemento finito.

4.1 Protocolo de carga

Para la simulación numérica se aplica el protocolo de carga dinámico propuesto por la especificación AISC 341-16 (AISC 2016a) para la calificación de conexiones. La prueba consiste en construir o modelar una conexión con sus distintos miembros (i.e., columna y viga) con una longitud igual a la distancia entre el nodo y los respectivos puntos de inflexión de los miembros. La aplicación del protocolo de carga se hace controlando el desplazamiento vertical ubicado en el borde libre de la viga. En la columna se colocan apoyos articulados en los extremos superior e inferior para considerar sus puntos de inflexión, permitiendo el giro en el sentido de la aplicación de carga. La configuración de la prueba se ejemplifica en la figura 4-1.

De acuerdo con la especificación AISC 341-16 (AISC 2016a), la conexión para estructuras de marcos de acero intermedios o con ductilidad media debe de cumplir con un par requisitos mecánicos para permitir una falla dúctil mediante la generación de rótulas plásticas en las vigas, los cuales son:

- La conexión deberá ser capaz de soportar un ángulo de distorsión horizontal mínimo de 0.02 rad.
- El momento resistente de la conexión, determinado en la cara de la columna, debe alcanzar un valor mínimo del 80% del momento plástico ($0.80M_p$) del miembro trabe conectado a una distorsión de hasta 0.02 rad.

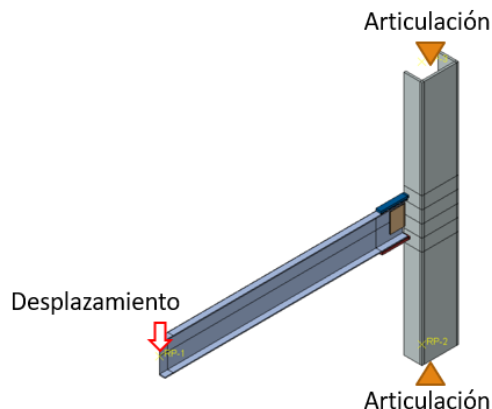


Figura 4-1. Esquema de protocolo de carga dinámica (AISC 2016b)

En lo que respecta a la aplicación del desplazamiento al extremo de la viga, se debe seguir un patrón en la evolución de la distorsión. El desplazamiento es incremental, y de acuerdo con el nivel de distorsión, puede oscilar en repeticiones de dos a seis ciclos. La figura 4-2 esquematiza la distorsión del protocolo de carga dinámico.

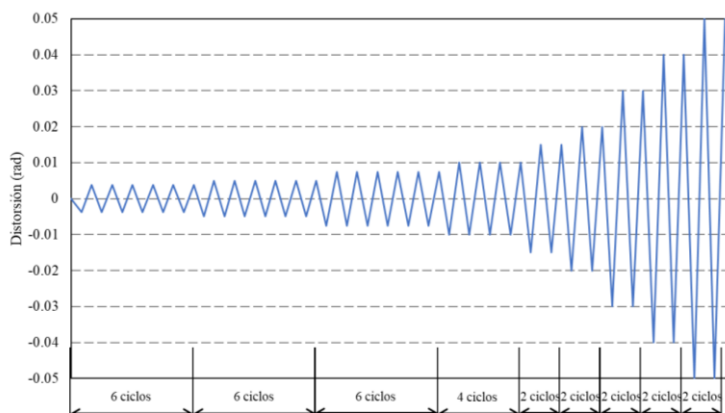


Figura 4-2. Protocolo de carga (AISC, 2016b)

Los primeros ciclos elásticos se aplican con seis repeticiones hasta una distorsión de 0.01, en donde se aplican cuatro ciclos, y a partir de una distorsión de 0.015 rad. se aplican 2 ciclos. La relación entre el número de ciclos y el nivel de distorsión se resumen, respectivamente, en la primera y segunda columna de la tabla 4-1.

Tabla 4-1. Protocolo de carga dinámica (AISC, 2016b)

No. de ciclos	Distorsión (rad)
6	0.00375
6	0.005
6	0.0075
4	0.01
2	0.015
2	0.02
2	0.03
2	0.04
2	0.05
2	0.06

4.2 Software

La simulación de elementos finitos se generó con el software Abaqus (Abaqus 2016), a través de la cual se realizó un modelo tridimensional de las conexiones CCP-A y CCP-S y fueron sometidas a un protocolo de carga dinámica, cuyas características se definen en AISC 341-16 (AISC 2016a). Las etapas principales del flujo de trabajo en ABAQUS se detallan en el diagrama de flujo presentado en la figura 4-3.

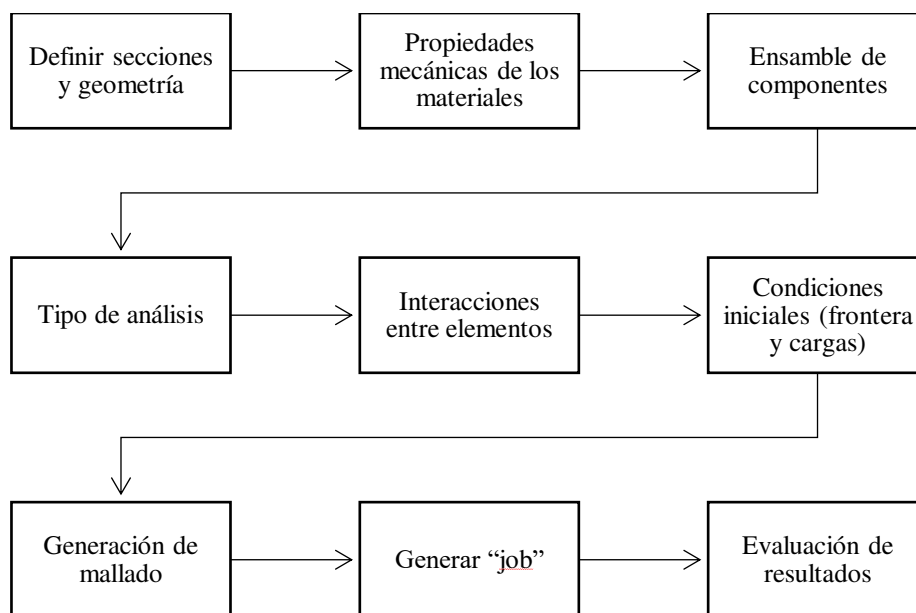


Figura 4-3. Flujo de trabajo para modelado en ABAQUS

A continuación, se describe de manera concisa cada etapa:

- Definir secciones y geometría: Se dibujan las secciones de cada componente de la conexión, las cuales pueden ser modeladas por medio de extrusión o como sólidos de revolución. Entre los elementos se hallan las columnas, traveses, placas de conexión, placas tipo diafragma y elementos de anclaje (tornillos o soldadura).
- Propiedades mecánicas de los materiales: En esta etapa se definen las características de cada material a través de los diagramas esfuerzo-deformación. El software empleado calcula la respuesta de los elementos haciendo uso de los diagramas esfuerzo-deformación “verdaderos”. Si se cuenta con las curvas “ingenieriles” se pueden utilizar las expresiones (4-1) y (4-2) para obtener los valores “reales” y colocarlos en las propiedades del material, representando adecuadamente las etapas elásticas y plásticas de cada material. Adicionalmente, el software tiene la libertad de representar la plasticidad del acero a través de otras definiciones; en la investigación se emplea la definición por parámetros de endurecimiento plástico combinado. En la investigación se utiliza los parámetros reportados por Morrison (2015) basados en la ley constitutiva de Chaboche (1989).

$$\varepsilon_r = \ln(1 + \varepsilon_i) \quad (4-1)$$

$$\sigma_r = \sigma_i(1 + \varepsilon_i) \quad (4-2)$$

- Ensamble de componente: Tras la definición de las componentes individuales, se debe proceder a la generación del arreglo geométrico de la estructura global. Para el caso de conexiones se debe tener especial cuidado en el acomodo, ubicación y distribución de los elementos, evitando el choque o separación de áreas.
- Tipo de análisis: La herramienta permite una variedad de análisis que consideran diversas variables en función del tipo de estudio que se seleccione. De acuerdo con el protocolo utilizado, se puede considerar como baja la velocidad de aplicación de desplazamiento, permitiendo ignorar los efectos inerciales asociados al movimiento, entrando en la categoría de prueba cuasi-estática. Esto permite el uso de un análisis estático de tipo implícito (Abaqus 2016), el cual ignora los efectos inerciales asociados.

- Interacciones entre elementos: Se debe indicar el tipo de interacción que se considerará entre los elementos, de acuerdo con el tipo de contacto que se generaría. Existen tres opciones: *tie*, friccionante y sin fricción. El primero consiste en seleccionar una superficie “maestra” y una superficie “esclava” según la rigidez, y presenta un comportamiento igual en la unión, utilizándose comúnmente para simular el comportamiento de una soldadura, mientras que las otras interacciones permiten indicar parámetros que tomen en cuenta el efecto friccionante entre materiales, a través del coeficiente estático y dinámico de fricción.
- Condiciones iniciales (frontera y cargas): Se definen las condiciones de borde en el modelo. Se aplican las condiciones de apoyo en los elementos de acuerdo con el protocolo de carga. En adición, se colocan restricciones a los costados que impidan el desplazamiento en dirección del eje “z” y giros alrededor de los ejes “x” y “y”, evitando una falla por pandeo flexotorsionante.
- Generación de mallado: Consiste en establecer el mallado de las partes que se crearon en el primer paso, que ayudan en el proceso de iteración para alcanzar la solución numérica para el análisis. Es recomendable tener cuidado en el patrón y tamaño del mallado, cuyas consecuencias radican en el tiempo de ejecución y la interrupción del proceso al no alcanzar la convergencia en la solución. Es igualmente deseable que se varíe la densidad de mallado en las zonas de mayor interés o importancia para la posterior evaluación de resultados.
- Generar *job*: Consiste en la ejecución del análisis con las condiciones previamente definidas para el proyecto. Se debe monitorear que las ecuaciones alcance divergencia o, en su defecto, modificar parámetros para solucionar los problemas.
- Evaluación de resultados: Tras realizar una simulación exitosa, se obtiene un modelo del cual se pueden extraer los resultados mecánicos del análisis. Para el estudio, es de mayor interés los desplazamientos y las fuerzas de reacción en el extremo libre de la conexión, así como los esfuerzos y deformaciones unitarias en los elementos de acero en la zona de la conexión.

4.3 Calibración

Dada la amplia gama de parámetros que pueden ser definidos a través del software ABAQUS (ABAQUS, 2016), en la investigación se consideró, como parte de la validación de resultados, una etapa para probar distintas combinaciones de las propiedades en el modelo de elemento finito para identificar la combinación de parámetros que arroja resultados que reflejan la realidad fidedignamente. Para lograr este objetivo, se utilizan los resultados reportados por Perea *et al.* (2019) para la conexión 1BI. Como se discutió en el apartado “*Conexiones de acero*”, se seleccionó esta conexión dado que su configuración es semejante a la conexión en estudio CCP-S, la cual consistente en una conexión rígida con cubreplacas soldadas. La figura 4-4 muestra el esquema de construcción de la conexión 1BI.

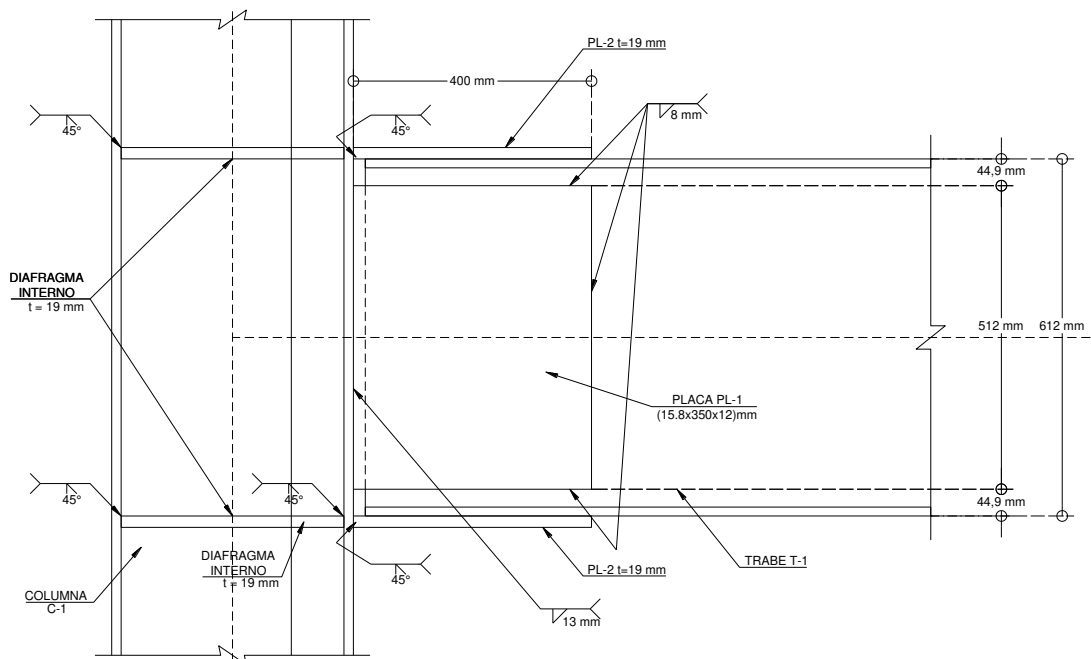


Figura 4-4. Esquema de conexión 1BI (Perea et al. 2019)

La figura 4-5 muestra la curva distorsión que se obtuvo experimentalmente para la conexión 1BI. Para lograr una calibración se buscaron el conjunto de parámetros que mejor ajustarán la estimación con elemento finito a lo calculado en la prueba real.

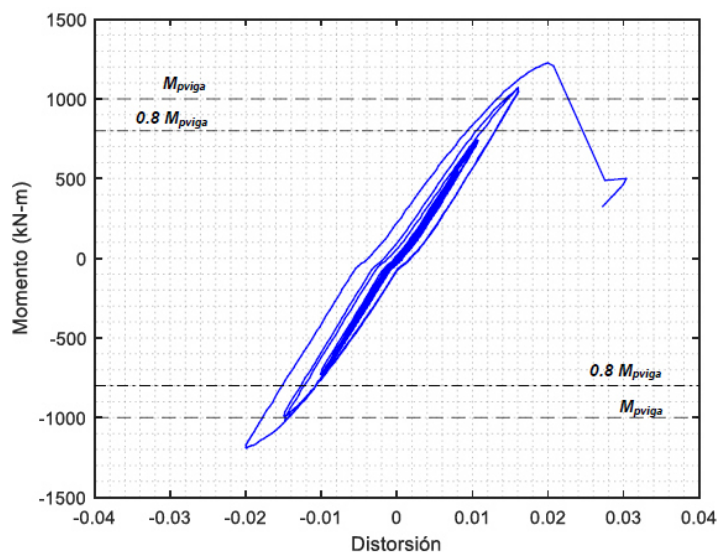


Figura 4-5. Curva momento-distorsión de conexión 1BI (Perea et al. 2019)

El proceso de calibración se concentró principalmente en dos aspectos: modelo de plasticidad del acero y la interacción del contacto entre elementos. Para modelar el comportamiento no lineal del acero se probaron los modelos bilineales elástico perfectamente plástico, bilineal con endurecimiento, Ramberg-Osgood (Ramberg y Osgood 1943) y el modelo de endurecimiento combinado de Chaboche (Chaboche 1989), cada uno adaptando las propiedades mecánicas de los aceros de la columna, viga y tornillos (en su caso). Por su

parte, la interacción entre los elementos se utilizaron contactos tipos “*tie*” que consisten en definir una superficie maestra y una esclava para emular el comportamiento de soldaduras, así como de tipo friccionante para simular el roce entre elementos tipo placa.

De acuerdo con los resultados, el modelo de plasticidad que mejor adapta su respuesta a lo reportado experimentalmente fue el modelo de endurecimiento combinado (Chaboche 1989), con una definición por parámetros empleando la adaptación de Morrison *et al.* (2015) y que se muestran en la tabla 2-2.

La Figura 4-6 muestra los resultados obtenidos de la calibración. La curva negra sólida es la curva obtenida de la prueba experimental reportada por Perea *et al.* (2019), mientras que la curva roja punteada es la aproximación obtenida en este trabajo mediante un análisis de elemento finito. Por medio de la variación de parámetros se alcanzó una diferencia de aproximadamente 5% entre el momento máximo alcanzado en el espécimen físico y la simulación numérica. Se determinó que el modelo que permitió tener la aproximación más cercana fue utilizar endurecimiento plástico combinado a través de los parámetros propuestos por Morrison (2015).

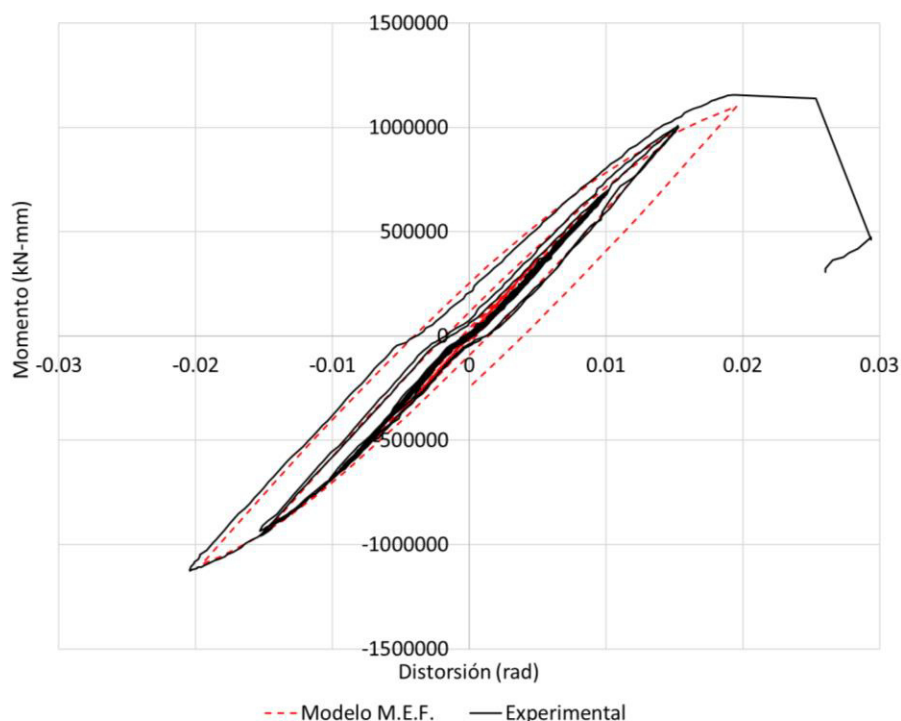


Figura 4-6. Calibración de conexión IBI, experimental vs elemento finito

De acuerdo con las gráficas momento-distorsión, la prueba real alcanzó valores de momento máximo y mínimo de +1,156.94 kN-m y -1,124.73 kN-m. Por su parte, la prueba numérica arrojó como valores de momento máximo y mínimo +1,101.12 kN-m y -1093.12 kN-m.

Además de obtener la curva momento-distorsión, se estudió el comportamiento del modelo de elemento finito buscando identificar las zonas con mayor concentración de esfuerzos y las regiones que incursionan en el rango inelástico. Perea *et al.* (2019) discuten los distintos modos de falla que se presentaron durante la prueba alrededor de las distintas componentes en la conexión. Los modos de falla se asociaron a la fluencia y pandeo local en patines de viga, fluencia en las cubreplacas, fractura del metal base entre cubreplaca y columna, fractura en soldadura de filete en diafragma interior.

La figura 4-7 muestra la distribución de esfuerzos, según el criterio de Von Mises, alrededor de la conexión. Se puede distinguir mediante el código de colores los elementos finitos sometidos a una mayor demanda, donde los colores azules indican una baja, o nula, presencia de esfuerzos, mientras que los tonos rojos indican una mayor concentración de estos. Se observa una gran acumulación de esfuerzos en las cubreplacas, en las esquinas adyacentes a la cara de la columna y alrededor de la placa del atiesador interno.

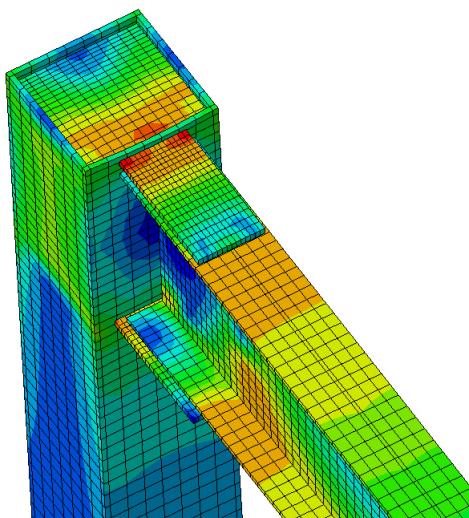


Figura 4-7. Distribución de esfuerzos en modelo de calibración

La distribución observada es congruente con uno de los modos de falla distinguidos en la prueba real. La figura 4-8 muestra la fractura que se presentó en la conexión IBI, específicamente en el metal base de la conexión entre la cubreplaca y la cara de la columna.



Figura 4-8. Fractura en metal base en conexión de cubreplaca en IBI (Perea et al. 2019)

4.4 Evaluación de conexión CCP-S

En este apartado se describen los pasos que se siguieron para realizar la simulación de la conexión CCP-S, así como los resultados de esta. Se obtiene la curva momento-distorsión de la conexión CCP-S a través de la aplicación del protocolo de carga dinámica presentado en la sección anterior. La figura 4-9 muestra algunas de las etapas del modelado de la conexión:

1. Generación de miembros y componentes del sistema de conexión. De manera similar a la conexión CCP-S, se tomó ventaja de la condición de simetría para modelar únicamente una mitad de la

conexión y lograr un ahorro en el trabajo computacional. Sin embargo, a diferencia de la conexión anterior, los elementos para CCP-A resultaron más complicadas por la presencia de barrenos y tornillos, cuyas geometrías no son rectas, haciendo uso elementos generados mediante sólidos de revolución.

2. Bajo la consideración de modelar únicamente la mitad de la conexión, se indicaron restricciones a los desplazamientos y giros laterales en el ensamble. Se limitan estos movimientos para asegurar la aparición de rótulas plásticas.
3. Generación del mallado en el arreglo. En la imagen se muestra una variación en la densidad de mallado, la cual se asigna una mayor concentración alrededor de la zona de conexión, especialmente en viga y cubreplacas.
4. Extracción de resultados del análisis. Se muestra la distribución de esfuerzos de acuerdo con el criterio de Von Mises. Para la obtención de la curva momento-distorsión, se deben extraer el desplazamiento en el borde libre de la viga y la fuerza de reacción en el sentido del desplazamiento. El desplazamiento se divide por la distancia entre el borde libre y la cara de la columna para obtener la distorsión y a multiplicar la fuerza de reacción por la misma distancia para obtener el momento en la cara de la columna.

En complemento a la metodología de modelaje y evaluación previamente descrita, se propuso la implementación de un criterio de falla para determinar el límite de la conexión. El objetivo del criterio de falla es la determinación del punto donde la simulación supera un estado límite y el modelo pierde confiabilidad. Perea *et al.* (2019) discuten los distintos modos de falla que se identificaron en la prueba de la conexión 1BI, siendo la fractura la causante de falla durante la prueba. Se comentó que la aparición de la fractura se asocia a la demanda a tensión que se somete la cubreplaca, por lo que se decide adoptar un criterio relacionado al nivel de esfuerzo en tensión presente en los elementos.

El criterio de falla propuesta se basa en los esfuerzos máximos a tensión que es capaz de soportar cada tipo de acero, es decir ASTM A572 G50 y ASTM A992 G50 para el caso de las placas de acero y los perfiles laminados, respectivamente, y ASTM A490 para el caso de los tornillos de uso estructural. Para determinar el punto de ruptura se emplean los diagramas esfuerzo-deformación de cada acero, los cuales se generan utilizando la propuesta de Sumner (2003), quien generó modelos de análisis de acero utilizando un modelo trilineal para la relación esfuerzo-deformación de los distintos tipos de acero, como se muestran en la figura 4-10. La curva superior se utiliza para definir las características del acero de placas y perfiles laminados, mientras que la curva inferior se emplea para el acero de tornillos de alta resistencia.

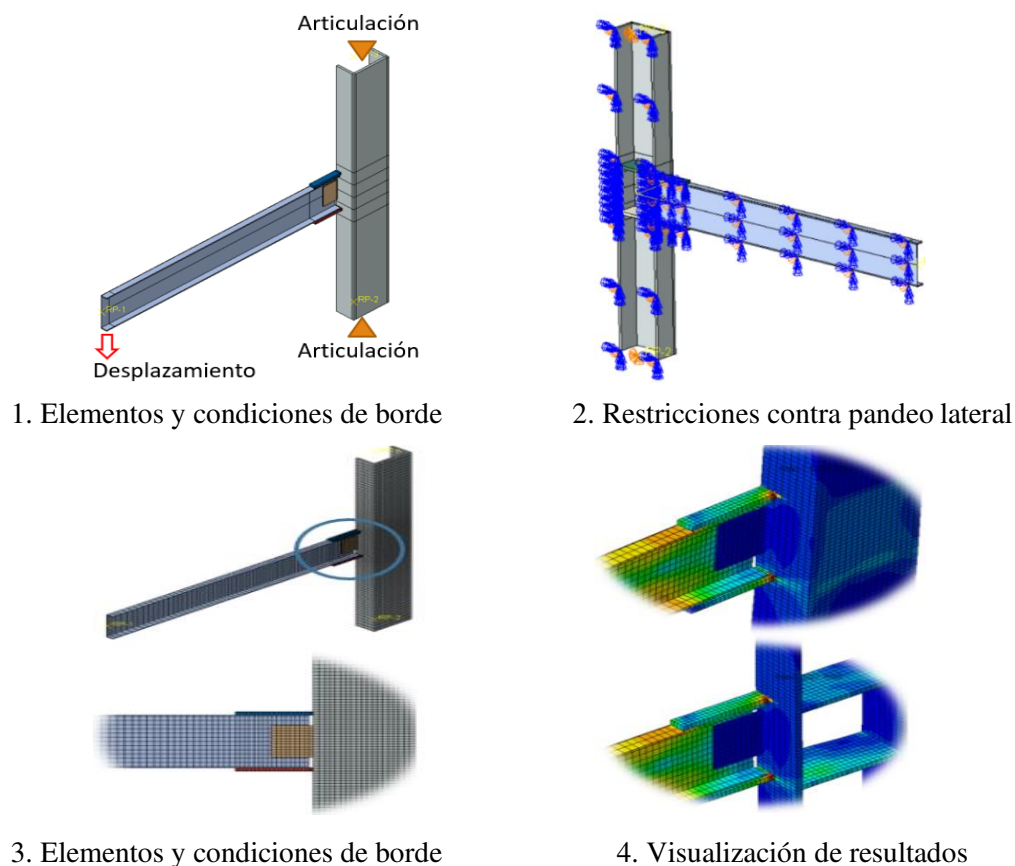


Figura 4-9. Modelo de elemento finito para conexión CCP-S

Cada curva requiere los valores del módulo de elasticidad, f_y y f_u para definir el diagrama de cada acero. Por el enfoque analítico de la investigación, se optó por utilizar los valores nominales que recomienda utilizar la norma técnica de Ciudad de México (NTC-Acero 2020), por lo que las curvas que se obtienen se consideran los valores “ingenieriles”. A partir de los parámetros se utilizan las tiene una serie de propuestas para el nivel de deformación esperado en función de la deformación unitaria de fluencia. En la siguiente tabla se presentan los valores que sirven para armar la curva esfuerzo-deformación de cada tipo de acero.

Tabla 4-2. Valores "ingenieriles" para cada tipo de acero

Acero	E MPa	F_y MPa	F_u MPa	ε_y mm/mm	$3.5\varepsilon_y$ mm/mm	$8\varepsilon_y$ mm/mm	$11\varepsilon_y$ mm/mm	$120\varepsilon_y$ mm/mm
A572	200000	345	450	0.0017	-	-	0.019	0.21
A992	200000	345	450	0.0017	-	-	0.019	0.21
A490	200000	900	1035	0.0045	0.016	0.036	-	-

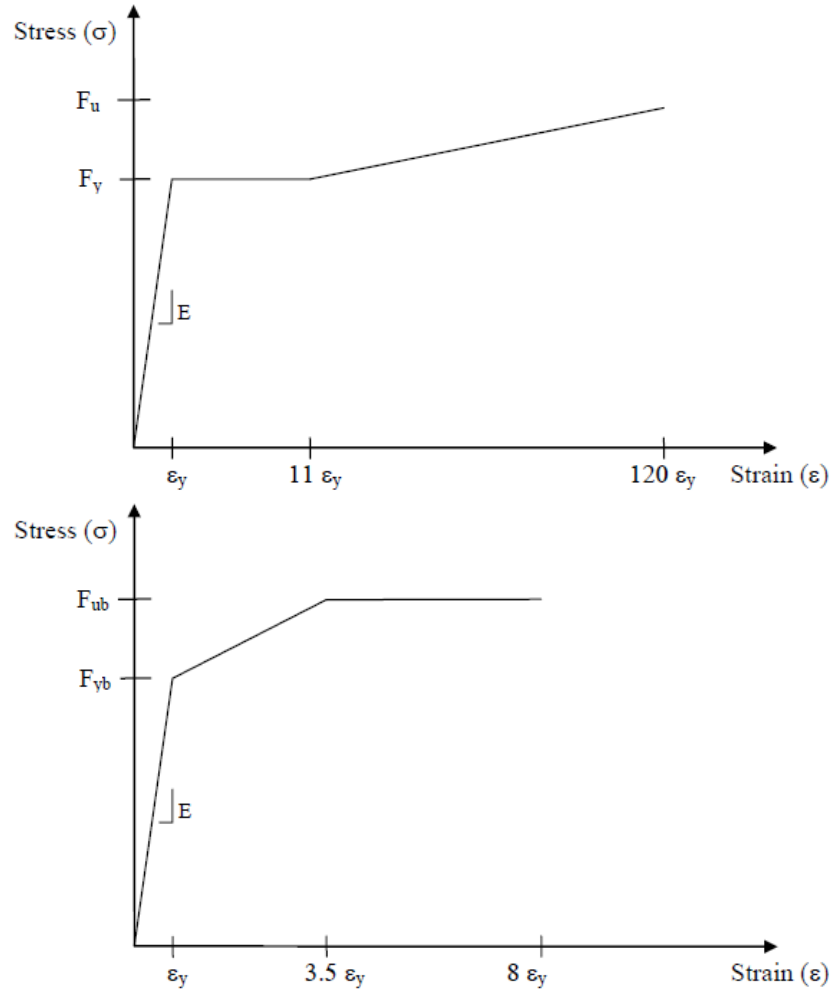


Figura 4-10. Curva trilineal esfuerzo-deformación para aceros (Sumner 2003)

Como la herramienta que se utilizó para el análisis de elemento finito utiliza los esfuerzos “reales” para la definición de materiales y la extracción, los valores de esfuerzo y deformación de cada acero debe ser operado mediante las ecuaciones (4-1) y (4-2) para realizar la conversión.

Se ejemplifica el uso de las ecuaciones para los valores máximos que pueden alcanzar los aceros. Para el caso del acero de placas (A-572 G50) y el acero de perfiles laminados (A-992 G50), se obtiene:

$$\epsilon_{rA572/A992} = \ln(1 + \epsilon_i) = \ln(1 + 0.207) = 0.188 \quad (4-3)$$

$$\sigma_{r572/A992} = \sigma_i(1 + \epsilon_i) = 450(1 + 0.188) = 534.6 \text{ MPa} \left(5,451 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) \quad (4-4)$$

$$\sigma_{r572/A992} = \sigma_i(1 + \epsilon_i) = 450(1 + 0.188) = 534.6 \text{ MPa} \left(5,451 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)$$

Mientras que el caso de los tornillos de alta resistencia (A490) se obtiene:

$$\epsilon_{rA490} = \ln(1 + \epsilon_i) = \ln(1 + 0.036) = 0.0354 \quad (4-5)$$

$$\sigma_{r572} = \sigma_i(1 + \varepsilon_i) = 1035(1 + 0.0354) = 1072 \text{ MPa} \left(10,931 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) \quad (4-6)$$

$$\sigma_{r572} = \sigma_i(1 + \varepsilon_i) = 1035(1 + 0.0354) = 1072 \text{ MPa} \left(10,931 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right)$$

En la figura 4-11 se comparan las curvas esfuerzo-deformación ingenieriles contra reales para los tipos de acero que se utilizan en la investigación.

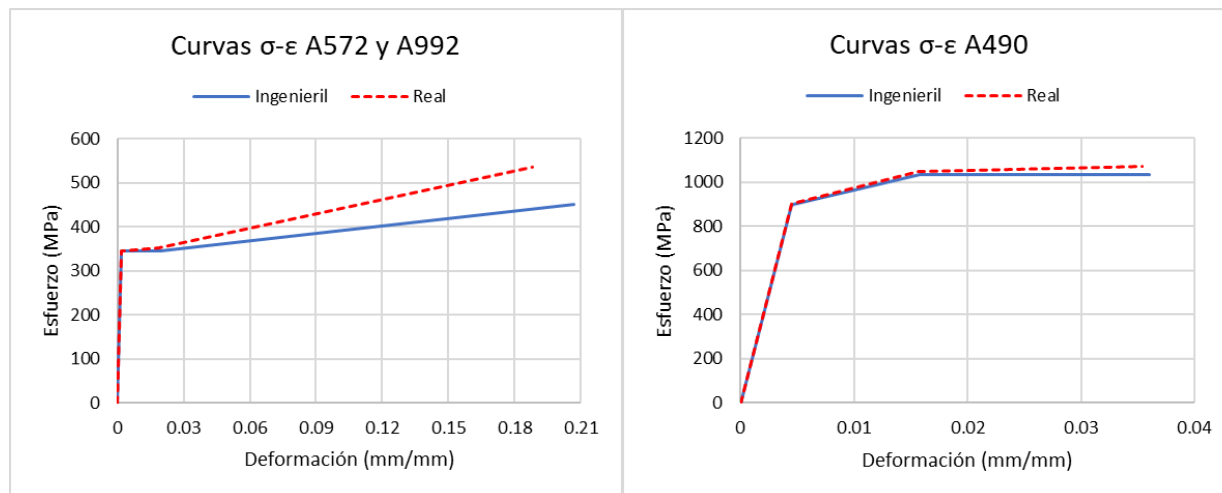


Figura 4-11. Curvas ingenieriles vs reales analíticas evaluadas para aceros. Adaptación de Sumner et al. (2003)

Con base en el proceso descrito, así como los criterios adoptados, se obtuvo la curva momento-distorsión para la conexión CCP-S, que se presenta en la figura 4-12 con una línea roja sólida. De forma adicional, en la misma curva se indica mediante una línea negra punteada el valor de M_p y con una línea roja punteada el valor de $0.80M_p$, que sirven para evaluar la posible calificación de la conexión propuesta.

La conexión CCP-S presenta un comportamiento elástico hasta una rotación de 0.0075 radianes para un momento resistente asociado de 285 kN-m. Posterior a este punto, se incursiona en el rango de deformaciones plásticas, presentando ciclos estables en ambas etapas. De acuerdo con el criterio de falla expuesto previamente, se identifica que el límite por esfuerzo se supera al término del segundo ciclo de rotaciones en 0.02 radianes, al tratar de iniciar el siguiente rango de distorsiones, por lo que presenta una capacidad a rotación limitada. Bajo esta consideración, se identificó el momento máximo resistente con un valor de 462 kN-m asociado a una rotación máxima de 0.02 radianes.

La configuración de CCP-S es capaces de superar $0.80 M_p$, 244 kN-m, desde la etapa elástica. El momento plástico de la trabe, 305 kN-m, es superado por la capacidad total de la conexión. El momento a flexión máxima resistente de la conexión es 51.4% mayor al momento plástico. De acuerdo con los resultados observados, y con base en los criterios requeridos por la norma AISC 341-16 (AISC 2016a), el uso de la conexión CCP-S puede calificar como apto para sistemas mediana ductilidad ($Q=3.0$).

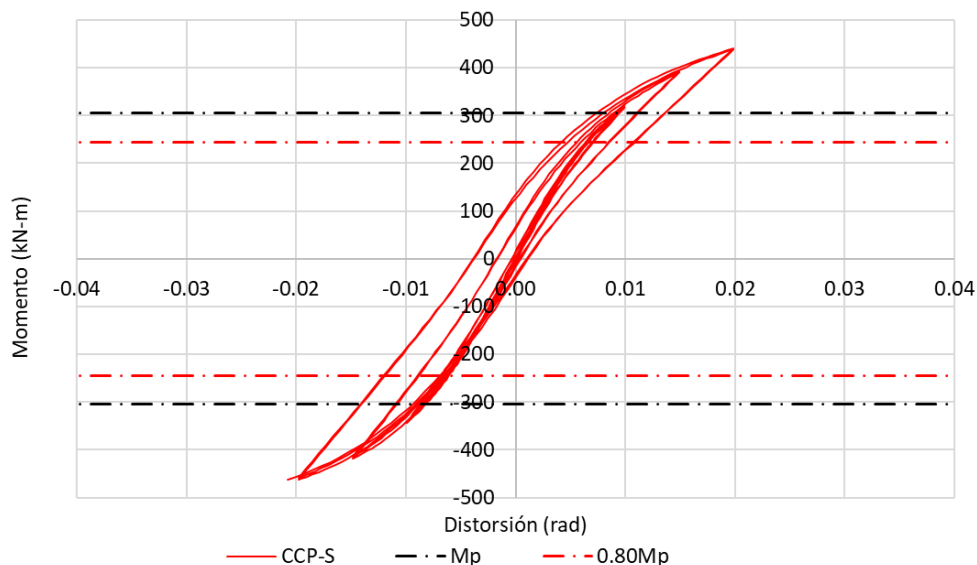


Figura 4-12. Curva momento-rotación de conexión CCP-S

4.5 Evaluación de conexión CCP-A

En este apartado se describen los pasos que se siguieron para realizar la simulación de la conexión CCP-S, así como los resultados de esta. Se obtuvo la curva momento-distorsión de la conexión CCP-A a través de la aplicación del protocolo de carga dinámica presentado en la sección anterior. La figura 4-13 muestra algunas de las etapas del modelado de la conexión:

1. Generación de partes y ensamble de la estructura. La principal diferencia respecto al modelo de la conexión CCP-S, es la presencia de barrenos en las cubreplacas, la placa de corte y los patines y alma de la trabe, afectando la configuración de cortes y mallado para evitar problemas de convergencia en los análisis. También la presencia de tornillos, los cuales para ser modelados se idealizan como una serie de cilindros para dibujar el vástago, la cabeza y la tuerca.
2. Ensamble de elementos e indicación de condiciones iniciales. Se colocaron restricciones al movimiento y giro lateral de los elementos para evitar fallas prematuras. Durante esta etapa se determinan las interacciones entre las placas y tornillos, modelando la presencia de soldaduras, la fricción entre placas y la fuerza de pretensión aplicada en los tornillos.
3. Generación del mallado en arreglo y elementos. De manera similar a la conexión CCP-S, se aplicó una condición de mallado que variará en densidad en las zonas de mayor interés, así como los elementos con mayor importancia. Se puede observar en la figura la generación de mallado para las placas con presencia de barrenos y los tornillos. El patrón de mallado debe idealizarse de tal manera que se eviten problemas durante la iteración.
4. Extracción de resultados. Para el caso de la conexión CCP-A, se presenta la distribución de esfuerzos, mostrando una concentración importante en los patines superior e inferior de la trabe dentro y fuera del área de la cubreplaca.

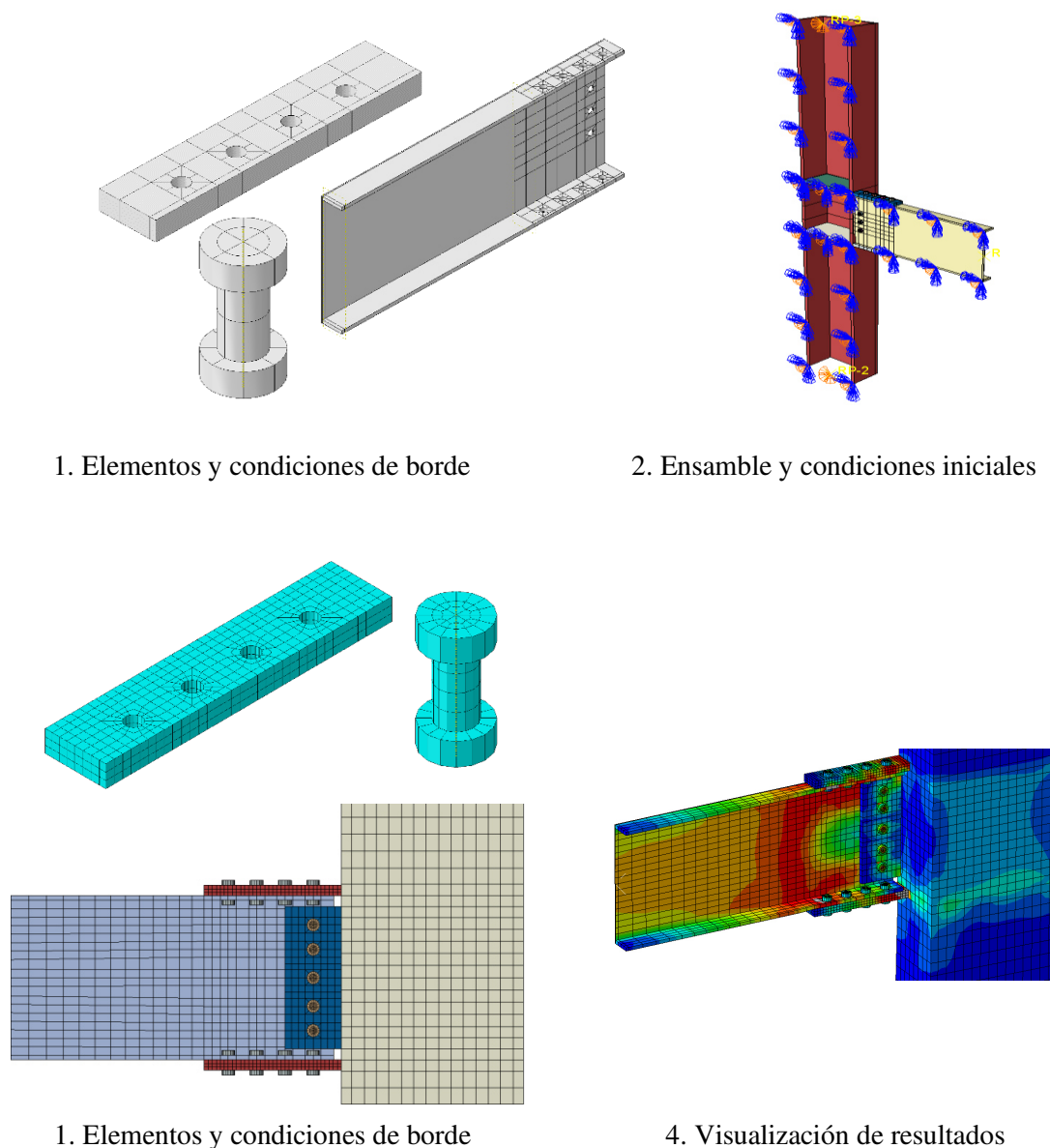


Figura 4-13. Modelo de elemento finito para conexión CCP-A

El análisis de la conexión CCP-A se realiza con el mismo criterio de falla, relacionado a la presencia de esfuerzos de tensión en algunos elementos finitos. La figura 4-11 hace alusión a las curvas esfuerzo-deformación de los tipos de acero utilizados para la conexión CCP-A; de manera específica, para las placas utilizadas en la conexión y la columna se utiliza acero A572 G-50, para la trabe se considera A992 G50 y para la tornillería se propone el uso de A490. Como se discutió en el apartado anterior, se considera que la curva momento-distorsión alcanza su límite a partir del momento en que el esfuerzo de tensión supera el valor máximo de la curva esfuerzo-deformación “real”.

Con base en el proceso descrito, así como los criterios planteados, se obtuvo la curva momento-distorsión a través de la técnica del elemento finito para la conexión CCP-A, que se presenta en la figura 4-14 con una línea azul sólida. De forma adicional, en la misma curva se indica mediante una línea negra punteada el

valor de M_p y con una línea roja punteada el valor de $0.80M_p$, que sirven para medir la calificación de la conexión propuesta.

La conexión CCP-A, como se comenta en apartados anteriores, corresponde a una conexión precalificada de la especificación AISC 358-16 (AISC 2016b), las cuales, por sus procesos de diseño y configuración, deberían de ser capaces de proveer un elevado nivel de ductilidad y resistencia. La gráfica momento-curvatura de la conexión CCP-A, obtenida a partir de la simulación mediante la técnica de elemento finito, se presenta en la figura 4-14.

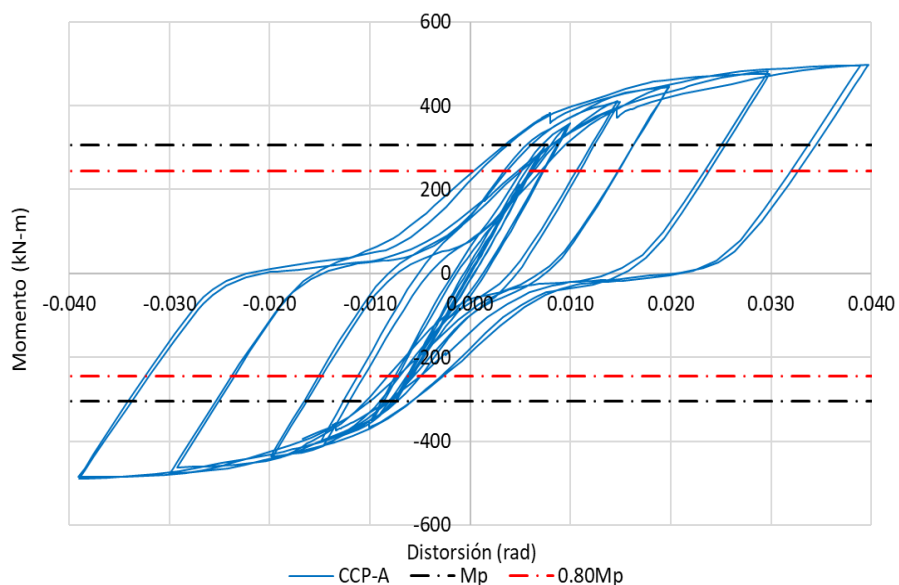


Figura 4-14. Curva momento-rotación de conexión CCP-A

La conexión CCP-A presenta un comportamiento elástico hasta una rotación máxima de 0.01 radianes alcanzando un momento a flexión de 358 kN-m. Al superar este límite, se incursiona en la etapa de deformaciones plásticas; ambas etapas presentan lazos de histéresis estables. Según el criterio de falla expuesto y utilizado, se detectó que el límite de la curva momento distorsión se alcanza al final del segundo ciclo de 0.04 radianes, mostrando una mejor capacidad de rotación en relación con la conexión CCP-S. Considerando dicho valor máximo de rotación, se identificó el momento máximo resistente con un valor de 499 kN-m y se presenta en la rotación de 0.04 radianes, es decir, no se presenta una degradación en la resistencia.

Al igual que la conexión CCP-S, la conexión CCP-A fue capaz de superar el $0.80M_p$ de la viga antes de iniciar el comportamiento plástico, y la capacidad máxima a flexión también es superior al valor total del M_p . El momento a flexión máximo resistente de la conexión CCP-A es 63.4% mayor al momento plástico. De acuerdo con los resultados observados, y con base en los criterios que establece la norma AISC 341-16 (AISC 2016a), la conexión CCP-A es apta para su uso en sistemas de marcos de acero de alta ductilidad ($Q=0.4$), como sugiere su precalificación.

5. EVALUACIÓN PROBABILISTA

En este capítulo se desarrolla el análisis probabilista de las conexiones en términos de la resistencia que son capaces de proveer las conexiones, así como la demanda a la que se ven sometidas bajo el escenario seleccionado. En la primera parte del capítulo, se discute sobre las variables que se emplean para la evaluación probabilista, es decir, la resistencia y demanda como valores promedio. En la segunda se detallan las propiedades probabilísticas, así como la obtención de las probabilidades de ocurrencia, condicionales e incondicionales.

5.1 Resistencia

En sistemas estructurales de acero se puede realizar un diseño riguroso de los miembros principales con el objetivo evitar fallas frágiles y aprovechar al máximo las propiedades del acero, sin embargo, una mala elección de conexiones podría causar fallas súbitas en el sistema. La resistencia de los miembros de acero depende en gran medida de la configuración de su conexión, siendo que un arreglo puede derivar en una mayor o incluso menor capacidad ante acciones cíclicas. Durante el capítulo anterior, se realizó una evaluación de las conexiones CCP-S y CCP-A, demostrando que pueden influir en la respuesta de un sistema.

Las conexiones CCP-S y CCP-A se diseñaron bajo los mismos criterios para conexiones precalificadas utilizando los mismos miembros trabe-columna, variando el sistema de unión entre soldado y atornillado. La respuesta de las conexiones presenta diferencias en términos de su resistencia a flexión y su capacidad de rotación. En la figura 5-1 se sobreponen las curvas momento-distorsión de las conexiones para observar las diferencias entre las capacidades de las conexiones.

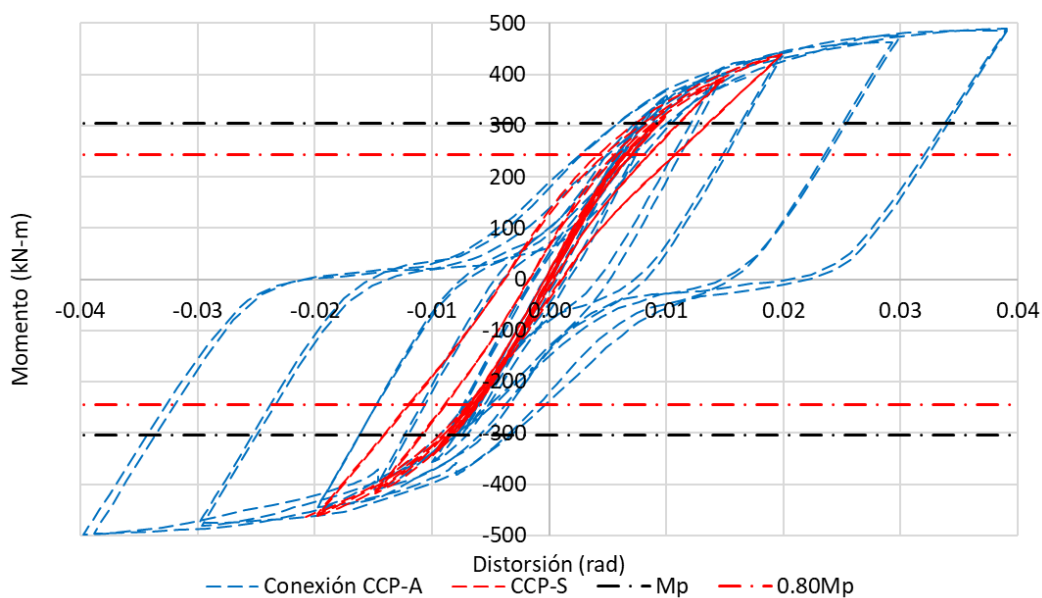


Figura 5-1. Comparación curvas momento-rotación para conexiones CCP-A y CCP-S

De acuerdo con la figura, la configuración atornillada, línea azul punteada, representa una mejor opción que la alternativa soldada, línea sólida roja, en términos mecánicos. En la tabla 5-1 se extraen los valores de momento y rotación de fluencia y último de las conexiones. Este conjunto de datos son empleados como los valores medios de resistencia para el proceso de simulación de Montecarlo.

Tabla 5-1. Respuesta mecánica de conexiones CCP-S y CCP-S

Conexión	M_Y kN-m	M_{Max} kN-m	θ_Y rad	θ_R rad
CCP-A	358	499	0.01	0.04
CCP-S	285	462	0.0075	0.02

5.2 Demanda

5.2.1 Acelerogramas

Por su ubicación, la Ciudad de México está expuesta a un elevado peligro sísmico, así mismo, por las propiedades geológicas del suelo, la infraestructura en la ciudad es vulnerable ante este tipo de acciones, siendo común que la demanda sísmica sea la principal sollicitación en el diseño estructural. Una manera de cuantificar estas demandas, así como evaluar sus posibles efectos en las estructuras, son los espectros de diseño y espectros de respuesta, los cuales se pueden trazar a partir de acelerogramas reales o sintéticos.

Un acelerograma es el registro de una señal que relaciona la aceleración debida a algún fenómeno con el tiempo; existen dos tipos de acelerograma, reales y sintéticos. Como su nombre indica, el primero se corresponde a la obtención de datos de acontecimientos reales en los que se cuenta con el registro, mientras que la segunda clase se genera de forma sintética, cuyo objetivo es simular la máxima respuesta probable de un sitio. Los espectros trazan la respuesta que genera un acelerograma relacionando alguna variable dinámica, como la aceleración, velocidad o desplazamientos, en función del periodo de un oscilador de un grado de libertad, es decir, permiten cuantificar la respuesta de un oscilador de acuerdo con el periodo.

El uso de los acelerogramas, como sus espectros de respuesta, es importante para representar el peligro sísmico al que una zona puede estar expuesta, y para determinar las fuerzas de diseño y niveles de seguridad requeridos en las estructuras. En este estudio se estudiaron acelerogramas de algunos eventos históricos y algunas variantes sintéticas con el objetivo de reflejar el peligro sísmico al que el edificio puede estar sujeto durante su ciclo de vida.

La selección de los registros consideró sismos históricos que, por su aceleración pico, su cercanía o sus propiedades dinámicas (periodo del suelo), representarán de manera acertada el peligro sísmico de la ubicación del estudio, sin embargo, se detectó una escasez de registros que coincidieran con la demanda presentada en el espectro de peligro uniforme, mostrado en la figura 3-6. Esta ausencia de datos se solventó mediante la inclusión de dos acelerogramas sintéticos. Es de particular interés el comportamiento de los acelerogramas sintéticos. SASID (SASID 2022) permite la generación de registros sintéticos basados en el espectro de peligro uniforme. Si bien estos registros no corresponden a un movimiento real exclusivo, su comportamiento representa el peligro sísmico de acuerdo con la reglamentación utilizada, por ello su uso es una herramienta para la evaluación del comportamiento estructural.

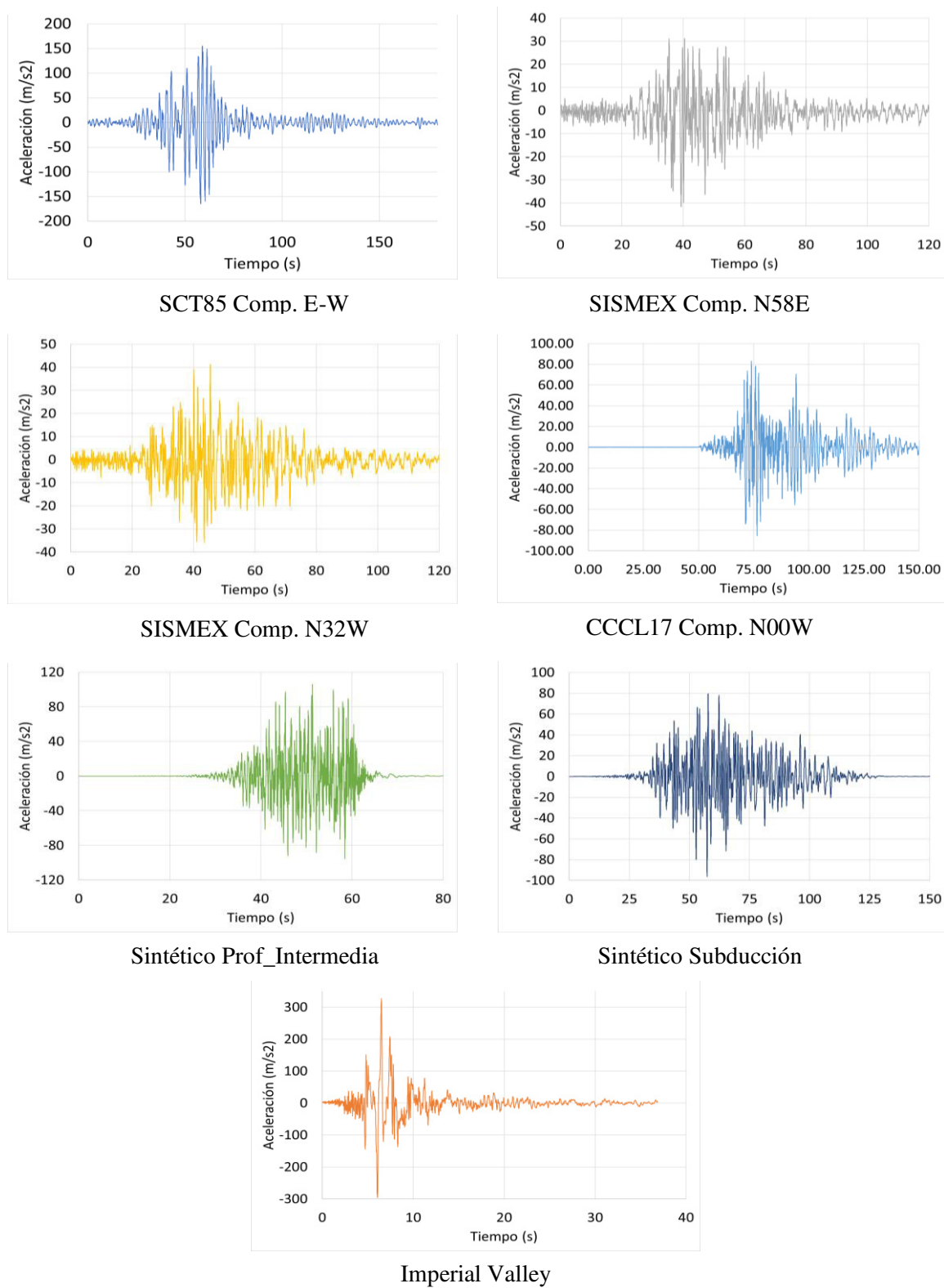


Figura 5-2. Acelerogramas en estudio

Se seleccionaron eventos reales registrados en algunas estaciones de Ciudad de México, correspondiente a los sismos del 19 de septiembre 1985 (estaciones SCT85 y SISMEX85), del 19 de septiembre de 2017 (estación CCCL17), un sismo internacional (Imperial Valley) y dos acelerogramas sintéticos, que simulan un sismo de profundidad intermedia y otro de subducción (S_Prof Intermedia y S_Subducción). La figura 5-2 presenta el conjunto de acelerogramas que se estudiaron para evaluar la respuesta del edificio. Las gráficas relacionan, en el eje de las abscisas, el tiempo (s) y, en las ordenadas, la aceleración (m/s^2).

El nivel de respuesta que es capaz de generar de cada acelerograma se cuantifica en forma de espectro de respuesta y se muestra en la figura 5-3. En el mismo gráfico se indica el periodo fundamental de la estructura mediante una línea vertical color negro. Se puede identificar que los acelerogramas que representan un mayor peligro para el edificio son, en orden descendente, Imperial Valley, el acelerograma sintético de subducción y el acelerograma sintético de profundidad intermedia.

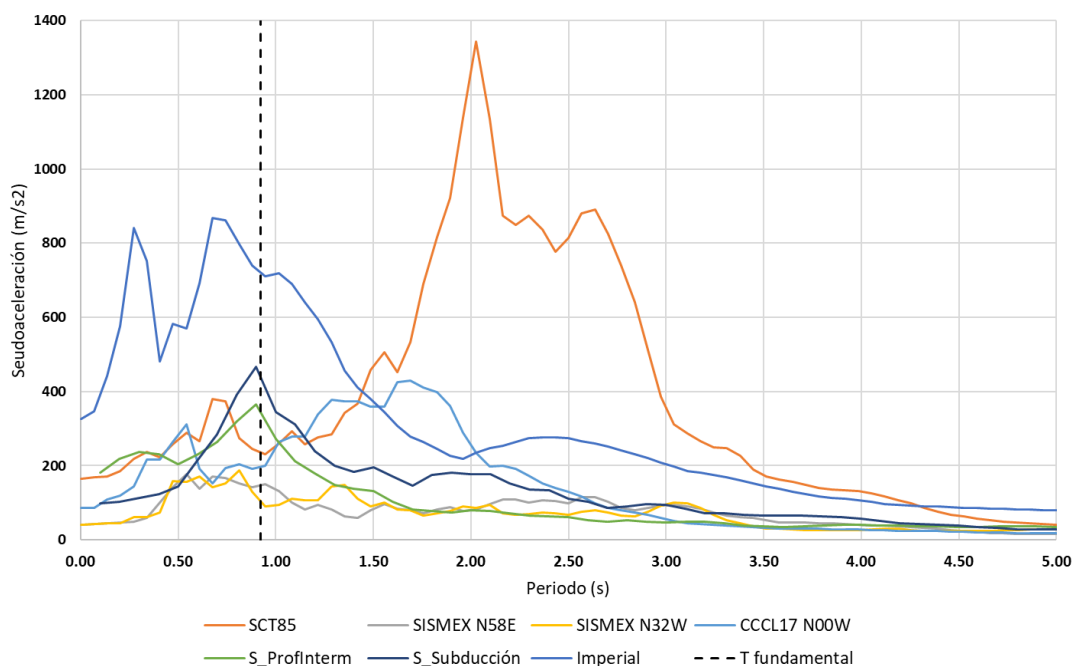


Figura 5-3. Espectros de respuesta

5.2.2 Análisis no lineal

Las técnicas convencionales de evaluación estructural consideran un análisis en el rango elástico-lineal de los materiales, miembros y sistemas, obteniendo resultados razonables para en términos de practicidad. Sin embargo, tomar en consideración el comportamiento no lineal de los materiales, así como los efectos geométricos de segundo orden, permite reconocer la evolución de daño y estudiar el estado de una estructura ante una demanda. Con el objetivo de estudiar la respuesta del edificio en estudio, se generó una serie de análisis inelásticos con los acelerogramas expuestos en el apartado anterior, tomando en cuenta las propiedades asociadas a cada tipo de conexión. La respuesta no lineal de la estructura se realiza a través del software Perform 3D (Perform3D 2021).

Dada la geometría y los análisis para el diseño convencional de la estructura, se detectó que el marco en el sentido X está sujeto a una mayor demanda por la acción sísmica. Con base en esto, se opta por estudiar el comportamiento de este marco mediante la ejecución de una serie de análisis dinámicos no lineales paso a paso con los registros seleccionados. El comportamiento no lineal de los miembros se caracteriza mediante

el uso de un modelo de plasticidad de tipo concentrado a través de rótulas plásticas, las que fueron definidas según los resultados del análisis de elemento finito.

El modelo de rótula plástica para la conexión CCP-S alcanza un momento de fluencia de 285 kN-m para una rotación de 0.0075 rad, mientras que el momento último se alcanza en 462 kN-m (47.1 tf-m) en una distorsión de 0.02 rad. Después de esa rotación se considera una falla en el modelo que provocaría una pérdida en la resistencia del elemento.

Para el modelo de rótula plástica de la conexión CCP-A se indica un momento de fluencia de 358 kN-m para una rotación de 0.01 rad, mientras que el momento máximo alcanzado es 499 kN-m (51 tf-m) para la distorsión de 0.03 rad. Adicionalmente, se consideró una meseta en el punto máximo de la rótula que va desde 0.03 rad hasta 0.04 rad. Después de dicha rotación se considera una falla súbita en la conexión, por lo que se indica una pérdida en la resistencia del miembro mediante una caída de la capacidad a flexión. En la figura 5-4 se muestran las curvas esqueleto trazadas a partir de los diagramas momento-rotación de las conexiones CCP-A y CCP-S.

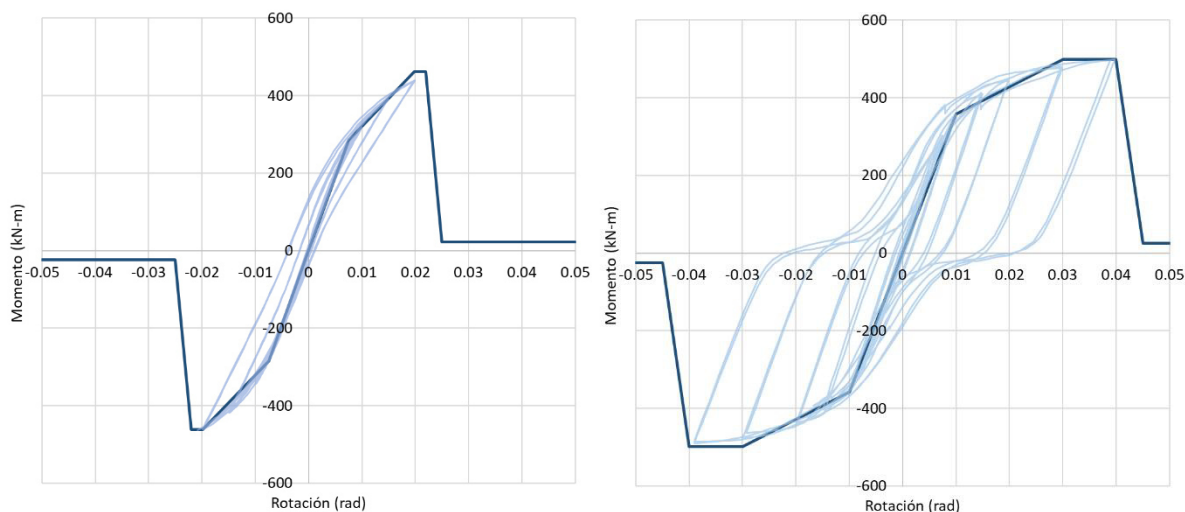


Figura 5-4. Representación de rótulas plásticas a partir de las curvas esqueleto (curva de histéresis), a la izquierda conexión CCP-S y a la derecha la conexión CCP-A

Con los modelos geométricos y las propiedades de plasticidad, se estudió la respuesta que provocó cada acelerograma. Se identificó que los acelerogramas que causan una mayor demanda y, por ende, una mayor incursión de la estructura en el rango plástico fue “Imperial Valley” y “Sintético de subducción”. Si bien ambos acelerogramas demostraron generar un elevado número de rótulas plásticas en distintos miembros tipo trabe, se optó por descartar el acelerograma de Imperial Valley, ya que se consideró la distancia y la fuente sísmica lo vuelven no representativo del tipo de riesgo sísmico en Ciudad de México.

La figura 5-5 muestra la evolución en la aparición de rótulas plásticas en el marco estudiado bajo la demanda del acelerograma sintético de tipo subducción. Las primeras rótulas se observan en los extremos de las trabes del segundo nivel para una escala de 0.90 del acelerograma, mientras que para una escala de 0.91 se observa una plastificación generalizada en todas las trabes del segundo nivel. Para una escala de 0.95 se distingue la aparición de las primeras rótulas del tercer nivel en los extremos, mientras que para una escala de 0.97 se observa la aparición de rótulas en todos los elementos tipo trabe del tercer nivel.

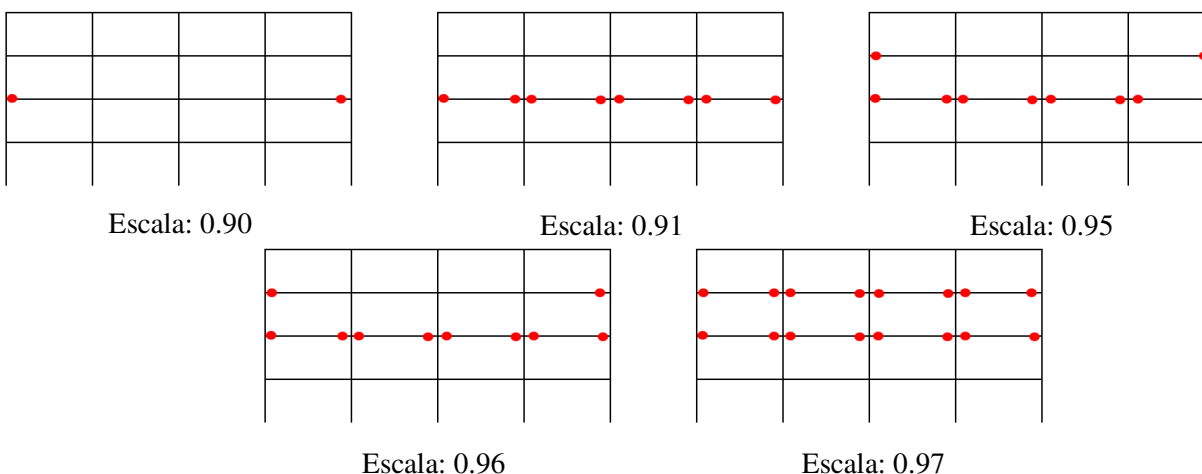


Figura 5-5. Evolución de rótulas plásticas para sismo sintético de subducción.

A partir de estas observaciones, se determinó que la aplicación del acelerograma sintético de subducción causa una falla global para el marco para la escala original. Una suposición que se toma en cuenta, dada la manera en que se genera el comportamiento inelástico, es que existe una simultaneidad en la aparición de rótulas plásticas que provocaría una falla súbita.

Para determinar el valor medio de la demanda se buscó en el modelo la rótula con mayor sollicitación a flexión y rotación para cada conexión. Los valores de demanda por flexión y rotación, obtenidos del análisis no lineal, son los siguientes:

Tabla 5-2. Demanda en conexiones

Conexión	M_{max} kN-m	θ_{max} rad
CCP-S	371.1	0.0135
CCP-A	368.4	0.0115

5.3 Evaluación Probabilista

La probabilidad de falla de un sistema, como se describió en el capítulo Confiabilidad y probabilidad de falla, está en función de varias incertidumbres inherentes de los miembros resistentes y de las acciones que interactuaran. Como describe la ecuación (2-9), la probabilidad de falla se divide en dos partes, que son la probabilidad condicional de falla, asociada a la probabilidad de que la resistencia sea superada dada una demanda, y la probabilidad de ocurrencia, asociada a la probabilidad de que se presente la acción que demanda en un tiempo específico. El producto de estas probabilidades arroja la probabilidad incondicional de falla, cuya expresión se presenta en la ecuación (5-1). Durante este apartado se estudian los valores probabilísticos de cada conexión, junto con las técnicas de evaluación.

$$P_{if} = P_{cf} * P_{oc} \quad (5-1)$$

5.3.1 Probabilidad condicional de falla

El caso más sencillo para la confiabilidad es cuando se tienen únicamente dos variables aleatorias no correlacionadas; en este estudio se utilizan como variables la resistencia y demanda de cada conexión bajo los estados límites de flexión y rotación, representadas mediante el margen de seguridad como función de

desempeño. El valor medio es representado con los valores máximos alcanzados de momento a flexión y rotación reportados en las curvas momento-distorsión, mientras que la demanda es descrita con los resultados extraídos del modelo de análisis no lineal para el acelerograma sintético de subducción.

Como se expuso en el segundo capítulo, la resistencia se modela mediante una distribución de probabilidad de tipo log-normal y para la demanda sísmica se emplea un modelo de distribución de tipo Gumbel. En el estudio se consideraron los coeficientes de variación reportados por Ravindra y Galambos (1978) y por Rosenblueth (1986) para la resistencia R y la demanda Q , respectivamente:

$$CV_R = 0.1 \quad (5-2)$$

$$CV_Q = 1/3 \quad (5-3)$$

Los valores de resistencia media R , demanda media Q y coeficientes de variación para cada alternativa de conexión se presentan en la tabla 5-3, mientras que los parámetros de distribución probabilista se compilan en la tabla 5-4.

Tabla 5-3. Parámetros para evaluar probabilidades de falla

Conexión	$R_{Flexión}$ kN-m	$R_{Ductilidad}$ rad	$R_{Flexión}$ kN-m	$R_{Ductilidad}$ rad	CV_R	CV_Q
CCP-S	462	0.02	371.1	0.0135	0.1	1/3
CCP-A	499	0.04	368.4	0.0115	0.1	1/3

Tabla 5-4. Parámetros de distribuciones de probabilidad

Distribución	Flexión				Rotación			
	Gumbel		Log-Normal		Gumbel		Log-Normal	
Parámetro	B_I	μ	ζ_Q	λ_Q	B_I	μ	ζ_Q	λ_Q
CCP-S	96.49	315.42	0.0998	6.131	0.0035	0.01147	0.0998	-3.917
CCP-A	95.79	313.12	0.0998	6.207	0.00299	0.00978	0.0998	-3.224

El estudio aplica técnicas de simulación que permiten estimar la probabilidad de falla a través de la generación de eventos aleatorios y cuantificar la cantidad de escenarios que superen la función de desempeño dada (escenarios de falla), siendo el cociente del número de escenarios de falla y el número total de escenarios simulados la probabilidad de falla. Entre mayor sea el número de escenarios simulados, será más confiable los resultados obtenidos. Para el estudio se generaron 40,000 simulaciones de la demanda contra la resistencia con los parámetros y valor medios discutidos. La tabla 5-5 muestra el resumen de los resultados obtenidos para la probabilidad condicional de falla por flexión y rotación:

Tabla 5-5. Probabilidad de falla condicional

Conexión	Escenarios i	Flexión		Rotación	
		$Q > R$	P_{cf}	$Q > R$	P_{cf}
CCP-S	40,000	8,551	21.38%	3,837	9.59%
CCP-A	40,000	5,949	14.87%	7	0.0175%

La conexión soldada, CCP-S, presentó una probabilidad condicional de falla de 21.38% y 9.59% para la demanda a flexión y la demanda por rotación, respectivamente, mientras que la alternativa atornillada, CCP-

A, presentó una probabilidad condicional de falla de 14.87% y 0.0175% para la demanda por flexión y demanda por rotación, respectivamente. De acuerdo con estos resultados, para ambas evaluaciones, la conexión CCP-S tiene una mayor probabilidad de falla que CCP-A. Para flexión, se observa que la probabilidad de falla de CCP-S es aproximadamente 1.5 veces la demanda de CCP-A, mientras que para la rotación esta relación es mucho mayor. Como la probabilidad de falla presente en la conexión atornillada es menor, se interpreta que esta alternativa provee un mayor nivel de seguridad.

5.3.2 Probabilidad condicional de reparación

De manera similar al apartado anterior, se puede estimar la probabilidad de falla de acuerdo con una función de desempeño dada en términos de la demanda y resistencia de las conexiones. Para el estudio, se toma como resistencia el valor del momento y rotación de fluencia asociado a las conexiones CCP-A y CCP-S partiendo de la hipótesis que se requieren reparaciones al superar este límite y cuyas magnitudes se obtienen de los diagramas momento-rotación. Los valores de demanda se mantienen sin modificaciones ya que se considera la ocurrencia del acelerograma de subducción, el cual se utilizó para el análisis de probabilidad de falla condicional de las conexiones.

A modo de resumen, la siguiente tabla muestra los valores de fluencia y coeficiente de variación para cada escenario y conexión:

Tabla 5-6. Parámetros para evaluar probabilidades de reparación

Conexión	$R_{\text{Flexión}}$ kN-m	$R_{\text{Ductilidad}}$ rad	$Q_{\text{Flexión}}$ kN-m	$Q_{\text{Ductilidad}}$ rad	CV_R	CV_Q
CCP-S	285.6	0.0075	371.1	0.0135	0.1	1/3
CCP-A	357.8	0.01	368.4	0.0115	0.1	1/3

Con los parámetros definidos, se repite la metodología haciendo uso de simulación de Montecarlo para evaluar la cantidad de escenarios donde se requiere reparación. Los resultados se muestran a continuación:

Tabla 5-7. Probabilidad de reparación condicional

Conexión	Escenarios i	Flexión		Rotación	
		$Q > R$	P_{cf}	$Q > R$	P_{cf}
CCP-S	40,000	29,557	73.89%	38,043	95.11%
CCP-A	40,000	18,915	47.29%	26,039	65.10%

5.3.3 Probabilidad de ocurrencia

Durante el apartado previo se estimaron las probabilidades condicionales de falla, es decir, que no se tomó en cuenta la probabilidad de que se presente el evento considera, o, en otras palabras, probabilidad de ocurrencia. Para estimar la probabilidad de ocurrencia se utilizan las expresiones (2-4) y (2-5), que describen la probabilidad de ocurrencia para un sismo con ciertas características, mediante un modelo de distribución de probabilidad de Poisson.

De acuerdo con SASID (SASID 2022), el acelerograma sintético generado para representar el peligro sísmico de la región considera un periodo de retorno de 250 años. En el estudio se considera que una estructura con las características de uso, ubicación e importancia tendrá un valor de ciclo de vida de 50 años, y se estudió la probabilidad de que ocurra, al menos, un evento sísmico con las características descritas

durante este periodo. De acuerdo con el modelo, la tasa media de ocurrencia será $\lambda_{\mu}=1/250=0.004$, y la probabilidad de ocurrencia queda definida como:

$$P_{oc}(n = 1) = \frac{(0.004 * 50)^1}{1!} e^{-0.004*50} = 0.1637 = 16.4\% \quad (5-4)$$

La probabilidad de ocurrencia para el evento, generado de manera sintética, es 16.4%. Este valor indica la probabilidad de que, durante el periodo útil de la estructura (50 años) se presente una aceleración con las características del acelerograma sintético empleado en el estudio cuyo periodo de retorno es de 250 años, y se hace la consideración de que se presente solo una vez durante este ciclo. Cabe resaltar que, si se modifican los parámetros de la estructura o del sismo, como un ciclo de vida más chico o largo, un periodo de retorno mayor o menor, así como una mayor cantidad de ocurrencias del movimiento, la probabilidad se vería afectada hacia un menor o mayor probabilidad de ocurrencia, modificando las probabilidades incondicionales en cada conexión. Finalmente, este valor de probabilidad permanece invariable en todas las evaluaciones probabilistas realizadas en este proyecto de investigación, dado que se utiliza el mismo acelerograma en todos los casos y no se alteran los parámetros.

Se evaluó la probabilidad de falla incondicional de cada caso con el producto de la probabilidad de ocurrencia (16.4%) y la probabilidad condicional, estimada mediante la simulación de Montecarlo); los resultados de la evaluación por falla se presentan en la tabla 5-8:

Tabla 5-8. Probabilidad incondicional de falla

Conexión	Flexión			Rotación		
	P_{fc}	P_o	P_{if}	P_{fc}	P_o	P_{if}
CCP-S	21.38%	16.40%	3.51%	9.59%	16.40%	1.57%
CCP-A	14.87%	16.40%	2.44%	0.0175%	16.40%	0.0029%

Los resultados son similares a los discutidos previamente para la probabilidad condicional de falla. La conexión atornillada representa una mejor opción en términos de probabilidad, tanto para la demanda por flexión y rotación. De manera análoga, se estima la probabilidad incondicional de reparación siguiendo el mismo proceso que para la falla. Los resultados se muestran en la tabla 5-9.

Tabla 5-9. Probabilidad incondicional de reparación

Conexión	Flexión			Rotación		
	P_{rc}	P_o	P_{ir}	P_{rc}	P_o	P_{ir}
CCP-S	73.89%	16.40%	12.12%	95.11%	16.40%	15.60%
CCP-A	47.29%	16.40%	7.76%	65.10%	16.40%	10.68%

6. EVALUACIÓN DE COSTOS

En este capítulo se desarrolla el proceso de evaluación de costos en términos de las probabilidades de falla y reparación a la demanda y resistencia de cada conexión, así como un conjunto de suposiciones que se detallan en cada sección. Este capítulo considera la evaluación de costos bajo el análisis de dos parámetros de desempeño: flexión y rotación.

Si bien ambos parámetros son representativos de la capacidad y del nivel de seguridad disponible en cada una de las conexiones estudiadas, se considera que una falla por rotación podría derivar en una magnitud de daños más grande. Con esta diferenciación se considera que el parámetro por rotación podría representar un estado de falla global, mientras que la flexión se puede utilizar como un parámetro de reparaciones. Para caracterizar esto, el análisis de costos se llevó bajo los siguientes supuestos:

- Bajo la flexión se estudian únicamente los costos de reparación del edificio, basados en la aparición de fallas locales en un escenario de excedencia en la capacidad a flexión de las conexiones. Esto deriva a la sola consideración de aquellos escenarios de daño en el edificio, que estén en función de la probabilidad de reparación.
- Bajo la rotación se considera un posible colapso en el edificio. La evolución de rótulas plásticas, observadas en el análisis no lineal, mostró que la formación de éstas se presenta en todo el entrepiso de manera casi simultánea. Esto deriva en la evaluación de todos los escenarios que involucran las probabilidades de reparación como la de falla de las conexiones.

La investigación contempló una serie de escenarios que pueden presentarse durante el ciclo de vida de una estructura, cuya selección se basó en investigaciones y expresiones desarrolladas con anterioridad en otra serie de estudios. De León (2007) propone una metodología donde se aplica una serie de expresiones analíticas que ayudan a estimar el costo esperado para el ciclo de vida, cuyo fundamento radica en obtener los costos por construcción y aquellos derivados de eventos que puedan afectar o dañar la estructura durante su ciclo de vida. La ecuación (6-1) muestra la expresión global para la evaluación de costos:

$$E[C_T] = E[C_i] + E[C_D] \quad (6-1)$$

Donde $E[C_T]$ es el costo total esperado para el ciclo de vida de un edificio, $E[C_i]$ es el costo inicial del edificio y $E[C_D]$ es el costo esperado por daños.

El costo inicial es un análogo del costo por construcción, el cual puede abarcar la totalidad de los miembros en la estructura principal, componentes no estructurales y el costo de contenidos. El costo por daños incluye los derivados por construcción, costos por daño como la reparación y/o rentabilidad (interrupción de servicios), lesiones y fatalidades; adicionalmente se adaptaron las expresiones para tomar en cuenta la influencia los costos de daño en contenidos y elementos no estructurales en función de la probabilidad de reparación. A su vez, los costos por daños deben ser multiplicados por una función de valor presente, permitiendo la transformación de los costos a su valor en tiempo presente. La siguiente expresión describe el costo esperado por daños (De León y Trueba 2020):

$$E[C_D] = PVF(E[C_r] + E[C_{ENE}] + E[C_{cont}] + E[C_{inj}] + E[C_{fat}]) \quad (6-2)$$

Donde $E[C_r]$ es el costo esperado por reparaciones y rentabilidad, $E[C_{inj}]$ es el costo esperado por lesiones, $E[C_{fat}]$ el costo esperado por fatalidades, $E[C_{cont}]$ es el costo esperado por daño en contenidos, $E[C_{ENE}]$ es el costo esperado por daños en elementos no estructurales (E.N.E.) y PVF es la función de valor presente.

Las ecuaciones utilizadas para los costos esperados, con excepción del costo inicial, están en función de las probabilidades de reparación o falla asociadas a cada tipo de conexión. En la siguiente tabla, en la primera columna, se presentan los escenarios de daños contemplados en esta investigación, la segunda columna muestra bajo que parámetro se emplea (*F* para flexión y *R* para rotación) y, finalmente, la tercera columna muestra en función de que probabilidad está la expresión, es decir si probabilidad de reparación o de falla.

Tabla 6-1. Escenarios de daño

Escenario	Parámetro	Probabilidad
Costo de E.N.E.	F / R	Reparación
Costo de reparación	F / R	Reparación
Costo de contenidos	R	Reparación
Costo fatalidades	R	Falla
Costo lesiones	R	Falla

Como se discutió al inicio del capítulo, la evaluación por flexión considera de manera exclusiva los escenarios de daño en el edificio, cuya expresión esté en función de la probabilidad de reparación, es decir que para este parámetro se estudian los costos en E.N.E. y el costo de reparación (reparación y rentabilidad). Por su parte, la rotación se estudia bajo todos los escenarios de daño, tanto en función de probabilidades de falla y reparación. La tabla 6-2 muestra los valores de probabilidades que utilizaron en el estudio de costos, los cuales se obtuvieron a través de la simulación de Montecarlo.

Tabla 6-2. Resumen de probabilidades de falla y reparación CCP-A y CCP-S

Conexión	Flexión	Rotación	
	P_r	P_r	P_f
CCP-A	7.76%	9.89%	0.0021%
CCP-S	12.12%	15.41%	1.12%

Las expresiones utilizadas para obtener los costos, así como las variables involucradas y sus resultados, se describen en los siguientes apartados.

6.1 Escenarios de costos esperados

6.1.1 Costo inicial

El costo inicial esperado hace referencia a la estimación del costo por construcción del edificio en su totalidad, es decir, se toma en cuenta las componentes estructurales, no estructurales y contenidos.

La partida estructural se divide en dos componentes, el valor de las miembros de la estructura resistente y el costo derivado del uso de uno u otro tipo de conexión. Para estimar el valor del primer componente se utilizó el *Tabulador General de Precios Unitarios* para el periodo “enero 2023” (Secretaría de Obras y Servicios 2023). Dicho tabulador es una herramienta de consulta emitida por el gobierno de la Ciudad de México, cuyo objetivo es brindar una base para la evaluación de costos aplicables en licitaciones y evaluación de proyectos y/o políticas públicas que requieran la estimación de costos de obras nuevas.

El tabulador se estructura en diversas partidas que componen una estructura; para fines de la investigación se extrajo, del apartado de *Estructura Metálica*, el concepto *EB12B*, cuya descripción se muestra a continuación:

“Suministro, fabricación, transporte y montaje de estructura metálica soldada y formada con perfiles laminados, incluye: los materiales, la mano de obra para el trazo, corte, presentación, armado, soldado, esmerilado, limpieza, aplicación de pintura anticorrosiva, la maquinaria, la herramienta y el equipo necesarios. Norma de Construcción de la Administración Pública de la Ciudad de México 3.01.02.015.”

El costo unitario recomendado asignado para este concepto es de \$78.82 MX por kilogramo.

El edificio de estudio (figura 3-2) cuenta con cuatro niveles, y el sistema se divide en siete y cinco marcos en el sentido X y en el sentido Y, respectivamente. El peso de los componentes se calcula mediante las longitudes y peso nominal de los perfiles (IMCA 2014) que componen la estructura primaria. En las siguientes tablas se desarrolla el cálculo del peso para traveses, vigas y columnas por cada nivel.

Tabla 6-3. Peso de miembros estructurales

Traveses							Columnas				
Perfil	W/m		L _{Unit}	N _{Marco}	L _{Total}	Peso _{Total}	Columnas por nivel				
W16x45	67.4	Borde x	32	2	64	4313.6	Dim	45x45x2.54	cm		
W16x36	53.7	Borde y	42	2	84	4510.8	Área	431.4	cm ²		
W16x31	46.2	Centro x	32	5	160	7392.0	Peso/m	339.1	kg/m		
W16x31	46.2	Centro y	42	3	126	5821.2	Ctd Col	35			
W12x26	38.7	Secund x	8	36	288	11145.6	Hcol	3	m		
W12x26	38.7	Secund y	7	36	252	9752.4	LCol _{Total}	105	m		
						Peso	42,936	kg/Nivel	Peso	35,602	kg/Niv

Tabla 6-4. Peso de estructura principal en edificio

Peso edificio	
Columnas	35.6 ton
Traveses	42.9 ton
Descalibre	5.0 %
Total	82.5 ton
Niveles	4
Peso total	329.9 ton

El peso total del sistema estructural es 329.9 ton. El precio unitario recomendado es \$78.82 MXN por kilogramo de acero. El costo por construcción de la estructura principal es \$25,999,517.12 MX o \$26.00 MDP (\$1.38 MDD).

Para la estimación del costo por construcción de las conexiones CCP-S y CCP-A se empleó un análisis de costos convencional. Se generó la cuantificación de los componentes de cada alternativa (placa, tornillos y/o soldadura), brindando un precio unitario a cada una de estos, el cual se extrajo de la base de datos “Construbase” de NEODATA (NEODATA 2023), y se somete a un proceso de análisis convencional de la práctica mexicana con costos de proveedores existentes. Los análisis de costos unitarios se anexan en el respectivo capítulo, en el apartado 9.1, para CCP-S y CCP-A.

De acuerdo con el análisis, el costo unitario estimado para el elemento CCP-A es de \$8,559.41 MXN, mientras que la alternativa soldada CCP-S alcanza un valor esperado de \$7,366.35 MXN; esto representa una diferencia del costo por conexión de alrededor del 16%. En el edificio se tiene un total de 304 conexiones CCP-A o CCP-S, valor con el que se cuantifica el costo de construcción. El costo del uso de la

conexión atornillada, CCP-A, en el edificio da un total de \$2,602,060.64 MXN, mientras que el uso de su variante soldada, CCP-S, tendría un valor de \$2,239,370.40 MXN.

Un aspecto que no se consideró de a profundidad en la investigación son algunas particularidades constructivas y de montaje propias de cada tipo de conexión. En el documento “*Cost Considerations for Steel Moment Frame Connections*” (Hassett y Putkey 2002) se discuten aspectos importantes para las conexiones precalificadas en FEMA 350; entre las configuraciones descritas se hallan la alternativa atornillada (BFP) del estudio y una variante de la conexión soldada, muy semejantes entre sí.

A continuación, se mencionan algunos de los aspectos más destacados de la conexión tipo *Bolted Flange Plate* (BFP) en distintos aspectos. En términos de la fabricación, se debe considerar los trabajos adicionales de barrenos sobredimensionados en la cubreplaca superior y en la placa de corte. Un aspecto desfavorable es el montaje de las cubreplacas que debe realizarse de forma precisa para ajustar con los orificios de la viga. Durante el proceso de transporte se presenta un mayor espacio utilizado por esta conexión dada la longitud de las cubreplacas, que conlleva así mismo un mayor cuidado para evitar pandeos en estos elementos. Estos cuidados se extrapolan a la etapa de montaje. Finalmente, se menciona que utilizar placas de relleno podría implicar mucho tiempo, y que lo óptimo sería no contar con presencia de soldadura en campo, dado que se aplicó en taller, reduciendo el impacto de pruebas de control y calidad.

Al respecto de la conexión soldada, el documento escrito por Hassett y Putkey (2002) detallan una serie de características y propiedades geométricas y constructivas que deben considerarse durante el proceso de fabricación, transporte y montaje de la conexión tipo *Welded Flange Plate* (WFP). En términos del diseño, se tiene consideraciones más estrictas en cuanto a dimensiones de algunos elementos placa, así mismo se hace énfasis en el diseño del espacio para el depósito de soldadura de penetración completa en la cubreplaca, dado que podría complicarse la remoción de la placa de respaldo si se realiza la soldadura en campo, o en su defecto, si se genera en taller se debe tener cuidado durante la instalación ya que no se permite la utilización de placas de relleno. Durante la etapa de transporte y montaje se deben tener las mismas precauciones que la conexión atornillada ya que la configuración de las cubreplacas es semejante y su extensión las vuelve vulnerables a sufrir pandeos. La principal diferencia entre las conexiones se identifica en la soldadura, ya que esta conexión se plantea como soldable en campo, implicando una mayor preparación de los soldadores, así como un mayor cuidado en la preparación y revisión posterior de la misma. Bajo esta perspectiva, los requerimientos de revisión en pruebas de control y calidad decantan en mayores costos para el valor final de cada conexión, un costo que se podría contemplar en otro concepto de costos unitarios, pero queda fuera del alcance de esta investigación.

El costo total de la construcción se calcula mediante la suma de los costos de la estructura principal y el costo de la conexión empleada. El desglose de estos costos se muestra en la tabla 6-5.

Tabla 6-5. Costo de estructura principal

	Costo CCP-A	Costo CCP-S
Estructura MDP	\$26.00	\$26.00
Conexión MDP	\$2.60	\$2.24
Costo Total MDP	\$28.60	\$28.24
Costo Total MDD	\$1.52	\$1.50

Con la evaluación de costos asociados a la etapa constructiva realizada, se desarrolló la evaluación de costos para elementos no estructurales (ENE) y contenidos, la cual siguió la propuesta de Taghavi y Miranda (2003). Realizaron una serie estudios paramétricos para calcular la distribución de porcentajes en el costo total de una construcción entre los elementos estructurales y no estructurales, según el uso de éste. Cabe resaltar que los elementos no estructurales muestran un mayor o menor impacto el costo final en función del uso de la edificación, sin embargo, en la generalidad de los casos, éstos representan un mayor costo en el valor final que los miembros estructurales. La figura 6-1 presenta la distribución de costos recomendada por Taghavi y Miranda (2003) para tres usos de edificio. Como se discutió en apartados anteriores, se propuso un uso de oficinas para el edificio del estudio.

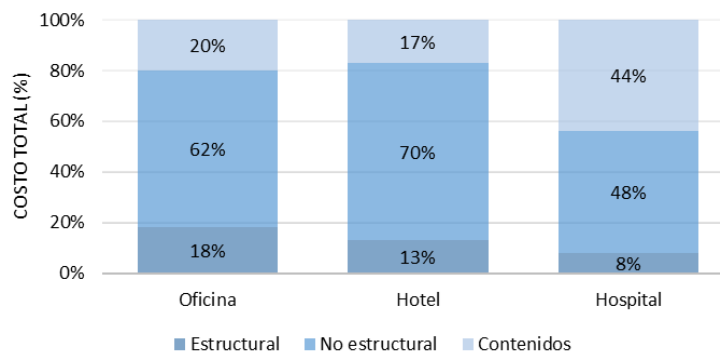


Figura 6-1. Distribución de costo final (Taghavi y Miranda 2003)

De acuerdo con la propuesta, los costos totales, para un edificio de oficinas, se distribuyen en 18%, 62% y 20% entre el valor de los componentes estructurales, los E.N.E. y los contenidos. El costo de las componentes no estructurales (E.N.E. y contenidos) se estima en función del costo del sistema estructural, y mediante la distribución porcentual se estima los costos finales. El costo inicial del edificio, según el tipo de conexión empleada, se presenta en la tabla 6-6.

Tabla 6-6. Costo inicial C_i

	Conexión CCP-A		Conexión CCP-S	
	MDP	MDD	MDP	MDD
Estructura S/C	\$26.00	\$1.38	\$26.00	\$1.38
Contenidos	\$28.89	\$1.53	\$28.89	\$1.53
ENE	\$89.55	\$4.75	\$89.55	\$4.75
Conexión	\$2.60	\$0.14	\$2.24	\$0.12
Costo inicial C_i	\$147.04	\$7.80	\$146.68	\$7.79

6.1.2 Costo esperado por daño en elementos no estructurales

En esta sección se detalla el proceso para estimar el costo esperado por daño en E.N.E. Este escenario de daños se estudió para los dos parámetros: flexión y rotación. La expresión utilizada para evaluar el costo se muestra a continuación:

$$E[C_{cont}] = (C_{ENE})P_r \quad (6-3)$$

Donde E_{ENE} representa el costo de los elementos no estructurales y P_r es la probabilidad de falla asociada a cada conexión. La expresión que se emplea es un producto dos variables, el costo de los elementos no estructurales y la probabilidad de reparación, el cual es una cuantificación del nivel de seguridad para cada tipo de conexión. El costo para los elementos no estructurales y las probabilidades de reparación se obtuvieron en las secciones anteriores.

Las siguientes tablas muestra los costos esperados por daño en elementos no estructurales. La tabla 6-7 muestra los costos esperados por daño en E.N.E. para el análisis a flexión, es decir, la suposición de reparaciones en el edificio, mientras que la tabla 6-8 muestra los resultados para el análisis por rotación.

Tabla 6-7. Costo esperado por daño en ENE, escenario de reparación (flexión)

Conexión	C_{ENE} MXN	P_r %	$E[C_{ENE}]$ MXN	$E[C_{ENE}]$ USD
CCP-A	\$89,553,892	7.76%	\$6,944,904	\$368,625
CCP-S	\$89,553,892	12.12%	\$10,852,230	\$576,021

El costo esperado por daños en elementos no estructurales, para la flexión, fue de \$6.94 MDP (\$0.37 MDD) y 10.85 MDP (\$0.58 MDD) para CCP-A y CCP-S, respectivamente.

Tabla 6-8. Costo esperado por daño en ENE, escenario de falla (rotación)

Conexión	C_{ENE} MXN	P_r %	$E[C_{ENE}]$ MXN	$E[C_{ENE}]$ USD
CCP-A	\$89,553,892	10.68%	\$9,560,505	\$507,458
CCP-S	\$89,553,892	15.60%	\$13,967,721	\$741,386

Para la evaluación por rotación los costos esperados fueron \$9.56 MDP (\$0.51 MDD) y \$13.97 MDP (\$0.74 MDD) para las alternativas.

6.1.3 Costo esperado por reparaciones

En esta sección se desarrolla el análisis para los costos asociados a reparaciones, que se dividen en aquellos derivados de reparación en conexiones y rentabilidad (interrupción) del edificio. Este escenario de daños se estudia para los dos parámetros del estudio, flexión y rotación. La ecuación que describe el costo esperado por reparaciones es:

$$E[C_r] = (C_r + C_{bi})P_r \quad (6-4)$$

Donde C_r es el costo asociado a reparaciones, C_{bi} es el costo por pérdidas de rentabilidad y P_r es la probabilidad de reparación asociado a cada conexión y estado límite. La expresión anterior es el producto de la suma de los costos por daños y rentabilidad con la probabilidad de reparación.

En los siguientes párrafos se describe la metodología utilizada para estimar el costo por reparaciones en las conexiones y el costo por pérdidas en rentabilidad, así mismo se discuten las consideraciones tomadas para cada análisis. Para fines de ilustrar de forma más sencilla los costos, se describe el procedimiento para obtener ambos valores de manera independiente multiplicados por su probabilidad de reparación.

6.1.3.1 Costo de daño en conexiones

Conforme a lo descrito en el apartado Análisis no lineal, la evolución de las rótulas plásticas se presenta de manera cuasi-simultánea en el segundo y tercer nivel del edificio, dando un total de 16 rótulas por marco. El edificio cuenta con 5 marcos similares en esa dirección, y asumiendo un comportamiento semejante para todos los marcos con las mismas características, se contabiliza un total de 80 conexiones que podrían presentar daños.

La metodología propuesta para estimar el costo por daños implica cuantificar el número de conexiones que pueden presentar daños y multiplicar por el costo de reparación. Ante una falta de datos experimentales, o evidencia en campo, se simplificó el costo de reparaciones de cada conexión asumiendo que el costo unitario de construcción sería el mismo costo de reparación.

Una manera de distinguir el daño esperado, con base en la configuración de la conexión y sus capacidades mecánicas, es a través de un factor F_{rep} que multiplique el costo de reparación de las conexiones dañadas. Dado el mayor margen de seguridad que puede proveer la conexión atornillada, así como considerar que CCP-A es más sencilla de reparar o sustituir, se opta por proveer a CCP-A de un factor de reparación, F_{rep} , menor que a CCP-S. La siguiente tabla muestra los factores que se consideran para cada conexión según el estado límite evaluado:

Tabla 6-9. Factor de reparación, F_{rep} , para daño en conexiones

	F_{Rep_CCP-A}	F_{Rep_CCP-S}
Flexión	1	3
Rotación	2	6

Para la evaluación por flexión, o escenarios de reparaciones, se considera que la conexión CCP-A no requerirá intervenciones mayores y, en caso de requerirlo, su costo de reparación será inferior. Por el contrario, la alternativa soldada requeriría una mayor cantidad de trabajos para la inspección, remoción y posterior instalación de elementos de reparación. Para la evaluación por rotación, o escenario de colapso, se consideró un valor mayor en el factor de reparación, el cual se duplica respecto al factor utilizado en flexión, con lo que se busca plasmar el mayor peligro que implica una falla por este parámetro.

El costo de las conexiones CCP-A y CCP-S es \$8,559.41 MXN y \$7,366.35, respectivamente, cuyo análisis se desarrolla en el anexo y se discute al inicio del capítulo. Las siguientes tablas presentan los costos asociados al daño en las conexiones para los parámetros de flexión y rotación, donde C_r es el producto del número de conexiones dañadas, el factor de reparación y el costo unitario de la conexión, y la última columna es producto de C_r por la probabilidad de reparación.

Tabla 6-10. Costo esperado por reparación, escenario de reparación (flexión)

Conexión	N_{OConex}	F_{rep}	Costo MXN	C_r MXN	P_r %	$[C_r][P_r]$ MXN	$[C_r][P_r]$ USD
CCP-A	80	1	\$8,559	\$684,753	7.76%	\$53,103	\$2,819
CCP-S	80	3	\$7,366	\$1,767,924	12.12%	\$214,239	\$11,371

Tabla 6-11. Costo esperado por reparaciones en conexión, escenario de falla (rotación)

Conexión	N_{OConex}	F_{rep}	Costo MXN	C_r MXN	P_r %	$[C_r][P_r]$ MXN	$[C_r][P_r]$ USD
CCP-A	80	2	\$8,559	\$1,369,506	10.68%	\$146,204	\$7,760
CCP-S	80	6	\$7,366	\$3,535,848	15.60%	\$551,486	\$29,272

6.1.3.2 Costo por interrupción

El procedimiento para evaluar el costo por interrupción, o rentabilidad, consiste en cuantificar las pérdidas derivadas de suspender las actividades económicas en el edificio. La ecuación (6-5) se utiliza para estimar el costo de pérdidas:

$$C_{bi} = L_R T \quad (6-5)$$

Donde L_R es el costo de renta mensual y T es el número de meses que permanecen suspendidas las actividades comerciales.

El valor de renta mensual se estima mediante la búsqueda del valor promedio de renta en la zona de estudio, cuya ubicación es la alcaldía Benito Juárez, en Ciudad de México. Por medio del sitio web “Inmuebles 24” (Inmuebles 24 2023), sitio web especializado en venta y renta de inmuebles en diversos estados de México, entre ellos Ciudad de México, se extrajeron diversos costos de renta por m² en la alcaldía Benito Juárez para edificios con características similares al del estudio. Se determinó que el costo promedio de renta actualmente² es de \$300.00 MXN (\$15.92 USD) por m², para edificios destinados a uso de oficinas. El área total de renta para el inmueble son 4,032 m² (tres niveles de oficinas), lo que representa una renta mensual (L_R) de \$1,209,600.00 MXN (\$64,203.82 USD).

El grado de confiabilidad que cada conexión brinda se representa a través del número de meses que, se supone, podrían suspender actividades ante los posibles daños. De manera semejante al factor de reparación, F_{rep} , utilizado para la evaluación de costos por daños, se propone una distinta cantidad de meses de suspensión, T , de acuerdo con la configuración, el tipo de inspección y tiempo de reparación que implica cada alternativa. La tabla 6-12 muestra los meses de suspensión, T , supuestos para cada caso:

Tabla 6-12. Meses de suspensión

	T_{CCP-A}	T_{CCP-S}
Flexión	1	3
Rotación	2	4

Con los datos definidos, se estima el costo por pérdidas de rentabilidad del edificio para los estados límites de flexión y rotación. La tabla 6-13 muestra los costos esperados por rentabilidad para el análisis por flexión, mientras que la tabla 6-14 resumen los costos esperados para el análisis por rotación:

² 5 de marzo de 2023

Tabla 6-13. Costo esperado por rentabilidad, evaluación por flexión

Conexión	L_R MXN	T Meses	C_{bi} MXN	P_r %	$[C_{bi}][P_r]$ MXN	$[C_{bi}][P_r]$ USD
CCP-A	\$1,209,600	1	\$1,209,600	7.76%	\$93,804	\$4,979
CCP-S		3	\$3,628,800	12.12%	\$439,742	\$23,341

Tabla 6-14. Costo esperado por rentabilidad, evaluación por rotación

Conexión	L_R MXN	T Meses	C_{bi} MXN	P_r %	$[C_{bi}][P_r]$ MXN	$[C_{bi}][P_r]$ USD
CCP-A	\$1,209,600	2	\$2,419,200	10.68%	\$258,267	\$13,708
CCP-S		4	\$4,838,400	15.60%	\$754,645	\$40,055

La suma de las componentes estudiadas, reparación en conexiones y rentabilidad, es el costo esperado por reparaciones, $E[C_r]$. El costo esperado por reparaciones, para el estado límite por flexión, se muestra en la tabla 6-15:

Tabla 6-15. Costo esperado por reparaciones, $E[C_r]$, evaluación por flexión

Conexión	Daños MXN	Rentabilidad MXN	$E[C_r]$ MXN	$E[C_r]$ USD
CPP-A	\$53,102.6	\$93,804.5	\$146,907.1	\$7,797.61
CPP-S	\$214,238.8	\$439,741.6	\$653,980.4	\$34,712.34

El costo esperado por reparaciones, para el estado límite por flexión, se muestra en la tabla 6-16:

Tabla 6-16. Costo esperado por reparaciones, $E[C_r]$, evaluación por rotación

Conexión	Daños MXN	Rentabilidad MXN	$E[C_r]$ MXN	$E[C_r]$ USD
CPP-A	\$146,204.3	\$258,266.5	\$404,470.8	\$21,468.73
CPP-S	\$551,486.2	\$754,645.2	\$1,306,131.5	\$69,327.57

6.1.4 Costo esperado por daño en contenidos

En esta sección se estudian los costos esperados por daño en los contenidos; así mismo, a partir de esta evaluación se consideró únicamente el estado límite de rotación según los supuestos discutidos al inicio del capítulo, donde se detallaron las bases. Se asume que, en caso de presentarse el escenario, la totalidad de los contenidos estaría en riesgo, por lo que el valor de los contenidos se considera en su totalidad.

La evaluación de daño en contenidos se realiza mediante la siguiente expresión:

$$E[C_{cont}] = (C_{cont})P_r \quad (6-6)$$

Donde C_{cont} es el costo estimado para los contenidos y P_r es la probabilidad de reparación. La expresión empleada es semejante a la utilizada en la evaluación de costos para elementos no estructurales; el resultado se obtiene mediante el producto de dos parámetros, el costo de contenidos, que es igual para ambas alternativas, y su respectiva probabilidad de reparación.

Al igual que el costo de elementos no estructurales, el valor de los contenidos se obtuvo al inicio del subcapítulo con la misma metodología basado en los porcentajes propuestos por Taghavi y Miranda (2003). A continuación, en la tabla 6-17, se presentan los resultados de los costos esperados por daño en contenidos:

Tabla 6-17. Costo esperado por contenidos, evaluación en rotación

Conexión	C_{Cont} MXN	P_r %	$E[C_{ENE}]$ MXN	$E[C_{ENE}]$ USD
CCP-A	\$28,888,352	10.68%	\$3,084,034	\$163,696
CCP-S	\$28,888,352	15.60%	\$4,505,716	\$239,157

El costo esperado por daño en contenidos es \$3.08 MDP (\$0.16 MDD) y \$4.51 MDP (\$0.24 MDD) para las alternativas CCP-A y CCP-S.

6.1.5 Costo esperado por fatalidades

En este apartado se estudia el escenario asociado al costo esperado por fatalidades. La metodología propuesta consiste en estimar el número de fatalidades probable y proponer un valor para cada fatalidad. Las expresiones (6-7) y (6-8) son una propuesta (De León 2007) que permiten estimar el costo esperado por fatalidades, $E[C_{fat}]$, y el número de fatalidades esperadas, N_D , respectivamente:

$$E[C_{fat}] = (C_{1L})(N_D)(P_f) \quad (6-7)$$

$$N_D = 45.48 + 5.53 \left(\frac{A_T}{1000} \right)^2 \quad (6-8)$$

Donde C_{1L} es el costo correspondiente a una pérdida humana, N_D es el número esperado de fatalidades, P_f es la probabilidad de falla y A_T es el área total del edificio.

Para el valor por pérdida humana, C_{1L} , se consideró utilizar el concepto de vida estadística (VSL). Este valor no trata de referir el valor de una vida humana o una persona, sino que funciona como un término económico que cuantifica la disposición a pagar por ciertas reducciones en el riesgo de muerte, la cual se emplea como métrica para transformar esta disposición a un monto monetario, ayudando a las evaluaciones costo-beneficio en políticas públicas o proyectos que estudian una reducción en el riesgo a morir. Estos estudios se realizan alrededor del mundo con el objetivo de ajustar este valor con las paramétricas del país en cuestión; a nivel nacional se cuenta con una serie de estudios (INECC 2017; De Lima 2020). La investigación utilizó la propuesta desarrollada por De Lima (2020), donde estimó el VSL para las condiciones particulares de México aplicando metodologías propuestas y utilizadas a nivel internacional, proponiendo un VSL de \$210,880 USD (3,972,979.20 MXN).

El número de decesos esperados, N_D , de acuerdo con la expresión utilizada, está en función del área total del edificio. Se toma como área la superficie de tres niveles (aquellos donde se tendrían actividades de oficina) cuyas dimensiones en planta son 32.0x42.0 m., dando un área total de 4032.0 m². El número de decesos esperados es $N_D=45.48+5.53(4032/1000)^2=135.4 \approx 136$ decesos.

Los valores propuestos para C_{1L} y N_D se usan en ambas conexiones, haciendo que la única diferencia radique en el valor de probabilidad de falla. En ese sentido, los niveles de probabilidad de falla por rotación son muy distintos para CCP-A y CCP-S. La tabla 6-18 muestra los resultados de costo esperado por fatalidades para las conexiones.

Tabla 6-18. Costo esperado por fatalidades, escenario de falla (rotación)

Conexión	C_{1L} MXN	N_D	P_f %	$E[C_{fat}]$ MXN	$E[C_{fat}]$ USD
CCP-A	\$3,972,979	136	0.0029%	\$15,507	\$823
CCP-S			1.57%	\$8,500,017	\$451,169

La conexión CCP-A presenta un costo esperado de \$0.01 MDP (\$0.0008 MDD), mientras que CCP-S muestra un costo de \$6.05 MDP (0.54 MDD).

6.1.6 Costo esperado por lesiones

En este apartado se estudia el costo esperado por lesiones, cuya expresión utilizada corresponde a una propuesta por De León (2007). Existe poca información para obtener el valor de ciertas componentes, por lo que se discuten algunos supuestos que se tomaron en cuenta para la evaluación. A continuación, se muestra la expresión utilizada:

$$E[C_{inj}] = C_{1l}(N_{inj})P_f \quad (6-9)$$

Donde C_{1l} es el costo por persona lesionada, N_{inj} es el número de lesionados esperado y P_f la probabilidad de falla de cada conexión.

Ante la escasez de expresiones que permitan estimar el número de lesionados esperados para un evento sísmico en Ciudad de México, se propone una cantidad esperada a partir de la relación de muertes-lesiones observada durante el sismo de Puebla del 19 de septiembre de 2017. De acuerdo con Criaes, J., y Mota (2019), este evento dejó cifras de 369 muertos y 7,000 heridos a nivel nacional. El cociente del número de heridos y muertos muestra una relación de $7,000/369=18.97$, o de manera porcentual, 1897.0%. Como se presentó en el apartado anterior, el número de fatalidades esperado, N_D , es de 136 decesos, por lo que al multiplicar este valor por la relación obtenida para el sismo de 2017 se estima que el número de lesionados sería $136*18.97=2,579.92 \approx 2,580$ lesionados.

Para el costo por persona lesionada, C_{1l} , se utilizó un valor de \$125,000 MXN (\$6,634.82 USD) tomando en cuenta las diversas posibilidades, desde lesiones menores hasta personas que requieren atención mayor durante un tiempo prolongado. Se enfatiza que existe una falta de propuestas para el valor estadístico de lesiones en México. La tabla 6-19 muestra los costos esperados por lesiones para las alternativas de conexión.

Tabla 6-19. Costo esperado por lesiones, escenario de falla (rotación)

Conexión	C_{1l} MXN	N_{inj}	P_f	$E[C_{fat}]$ MXN	$E[C_{fat}]$ USD
CCP-A	\$125,000.00	2,580	0.0029%	\$9,256	\$491
CCP-S			1.57%	\$5,073,344	\$269,286

6.1.7 Función de valor presente

La función de valor presente (FVP) es una expresión que permite evaluar el costo de daño o falla de los diversos escenarios de daños en términos del valor presente, permitiendo una comparación entre todos los costos asociados al ciclo de vida. La expresión utilizada en esta investigación es la siguiente:

$$FVP = (1 - \exp(-rT))/r \quad (6-10)$$

Donde r es la tasa anual de descuento y T es la vida útil del edificio. Estas variables serán representadas con unidades de años. Si bien la norma no especifica un número mínimo de años para el ciclo de vida de estructuras de acero, se consideró un periodo de 50 años, similar al valor propuesto para estructuras de concreto (NTC-Concreto 2017). El valor de la tasa anual se obtiene con la ecuación:

$$r = i/(1 + i) \quad (6-11)$$

Donde i representa la tasa de interés anual. En el siglo actual, México ha mostrado una alta variación en la tasa de interés anual, en particular para el año 2023 ésta ha sido afectada por diversos sucesos internacionales. Con el objetivo de proponer una tasa de interés que se apegue lo más posible a la realidad, se extrajo del periódico Expansión (Expansión 2023) la evolución histórica de las tasas de interés en México. Esta base de datos generó una recopilación desde 2008 de las tasas de interés en México. La siguiente figura presenta la evolución de la tasa de interés:

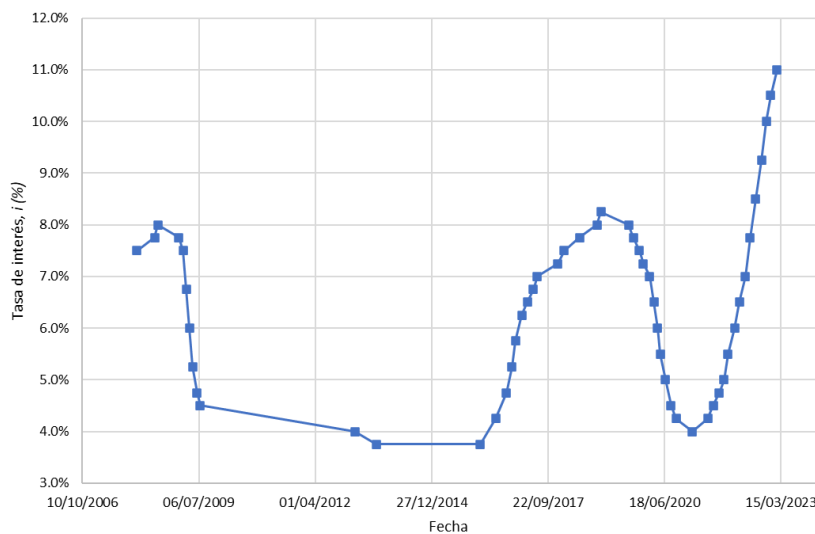


Figura 6-2. Evolución de la tasa de interés en México (Expansión 2023)

Mediante los datos recopilados, y con fines de la investigación, se evaluó el valor promedio de la tasa anual de interés. El resultado arroja un valor de i promedio de 6.47%; este dato se utiliza para la evaluación de la FVP. De acuerdo con esta tasa, el valor de la tasa anual de descuento se estima como:

$$r = \frac{i}{1 + i} = \frac{6.47\%}{1 + 6.47\%} = 6.07\% \quad (6-12)$$

El valor de la FVP, por ende, es:

$$FVP = \frac{1 - e^{-(6.07\%)(50)}}{6.07\%} = 15.67 \quad (6-13)$$

El valor calculado para la FVP multiplica los costos por daños, es decir, los costos esperados por E.N.E, reparaciones, rentabilidad, contenido, lesiones y fatalidades.

6.2 Costo total esperado durante el ciclo de vida por flexión

Se desarrolló un análisis utilizando las probabilidades de reparación asociadas al estado límite por flexión, considerando que esta capacidad es un indicador del grado de reparación que podría generarse ante un evento sísmico. Este supuesto solo consideró el estudio los escenarios de costo inicial, el costo por reparación (daños en conexiones y rentabilidad) y los daños en elementos no estructurales. Todos los costos esperados evaluados para este parámetro están en función de la probabilidad de reparación.

Se presenta a continuación un resumen de los costos evaluados previamente, los cuales son multiplicados por el valor de FVP estimado, y se suman para hallar el costo total esperado durante el ciclo de vida.

Tabla 6-20. Costo total esperado, evaluación por flexión

Costos	FVP	Conexión CCP-A			Conexión CCP-S		
		MDP	MDD	Porcentaje	MDP	MUSD	Porcentaje
<i>Edificio</i>	15.67	\$147.04	\$7.80	56.95%	\$146.68	\$7.79	44.85%
<i>E.N.E.</i>		\$108.86	\$5.78	42.16%	\$170.10	\$9.03	52.01%
<i>Rentabilidad</i>		\$1.47	\$0.08	0.57%	\$6.89	\$0.37	2.11%
<i>Reparación conexión</i>		\$0.83	\$0.04	0.32%	\$3.36	\$0.18	1.03%
$E[C_T]$		\$258.2	\$13.7	100.00%	\$327.0	\$17.4	100.00%
$E[C_T]/[C_i]$		175.60 %			222.96 %		

De acuerdo con los resultados, ambas conexiones presentan un sobrecoste con base al costo inicial, sin embargo, la conexión atornillada es una mejor opción de acuerdo con la metodología utilizada para el análisis por flexión. La conexión atornillada alcanza un costo total esperado de \$258.2 MDP (\$13.7 MDD) respecto al costo inicial de \$147.04 MDP (\$7.80 MDD), lo cual representa un cociente del 175.6%. La conexión soldada obtiene un valor total esperado de \$327.0 MDP (\$17.4 MDD) respecto al costo inicial de \$146.68 MDP (\$7.79 MDD), lo que representa un cociente del 222.96%.

6.3 Costo total esperado durante el ciclo de vida por rotación

Se desarrolló una evaluación utilizando la rotación como parámetro de falla, considerando esta capacidad como un el estado límite que podría generar daños graves o, incluso, el colapso del edificio al no poseer una reserva de deformación extra. Para este escenario, fueron evaluados todos los escenarios de costos esperados, tanto los que están en función de la probabilidad de reparación como la probabilidad de falla.

Se presenta a continuación un resumen de los costos evaluados previamente, los cuales son multiplicados por el valor de FVP estimado, y se suman para hallar el costo total esperado durante el ciclo de vida.

Tabla 6-21. Costo total esperado, evaluación por rotación

Costos	FVP	Conexión CCP-A			Conexión CCP-S		
		MDP	MDD	Porcentaje	MDP	MUSD	Porcentaje
<i>Edificio</i>	15.67	\$147.0	\$7.80	41.78%	\$146.7	\$7.79	21.93%
<i>Fatalidades</i>		\$0.24	\$0.01	0.07%	\$132.7	\$7.04	19.83%
<i>Lesiones</i>		\$0.15	\$0.01	0.04%	\$79.52	\$4.22	11.89%
<i>Contenidos</i>		\$48.34	\$2.57	13.73%	\$70.63	\$3.75	10.56%
<i>E.N.E.</i>		\$149.9	\$7.95	42.58%	\$218.9	\$11.62	32.73%
<i>Rentabilidad</i>		\$4.05	\$0.21	1.15%	\$11.83	\$0.63	1.77%
<i>Reparación conexión</i>		\$2.29	\$0.12	0.65%	\$8.64	\$0.46	1.29%
E[C _T]		\$352.0	\$18.7	100.00%	\$668.9	\$35.5	100.00%
	E[C_T]/[C_i]	239.36%			456.02%		

Se observa que existe un salto en el valor del costo esperado respecto a los costos asociados a la flexión. De manera similar a la evaluación anterior, la conexión atornillada representa una mejor alternativa sobre la conexión soldada en términos del costo esperado para su ciclo de vida. La conexión atornillada alcanza un costo total esperado de \$352.0 MDP (\$18.7 MDD) respecto al costo inicial de \$147.04 MDP (\$7.80 MDD), lo cual representa un cociente del 239.36%. La conexión soldada obtiene un valor total esperado de \$668.9 MDP (\$35.5 MDD) respecto al costo inicial de \$146.68 MDP (\$7.79 MDD), lo que representa un cociente del 456.02%.

7. DISCUSIÓN DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES

7.1 Discusión de resultados

7.1.1 Conexiones

El estudio se enfocó en la evaluación de la respuesta mecánica de dos alternativas de conexión y su posterior evaluación costo-beneficio en términos probabilísticos. Las alternativas estudiadas fueron dos variantes de una conexión con cubreplacas, una atornillada y otra soldada. El proceso de diseño se basó en las recomendaciones de la especificación de conexiones precalificadas AISC 358-16 (AISC 2016b), cuya capacidad de las conexiones se realiza para el momento plástico probable de la trabe y su efecto en la cara de la columna. La implementación de la metodología de diseño va enfocada en la generación de propuestas de conexión con mayor grado de seguridad que sean capaces de proveer una respuesta dúctil.

A partir del proceso de diseño se obtuvieron las conexiones CCP-A y CCP-S, mostradas en la figura 7-2, que son las alternativas atornillada y soldadas, respectivamente.

Como se presenta en los anexos, el análisis de costos unitarios de las conexiones indica un costo estimado de \$8,559.41 MXN y \$7,366.35 para CCP-A y CCP-S, respectivamente. En términos constructivos, la conexión atornillada es 16.2% más costosa que la conexión soldada. Como se mostró en la tabla 6-5, el costo total de los miembros estructurales fue de \$26.00 MDP (\$1.38 MDD), mientras que el uso de la conexión CCP-A, tendría un valor de \$2.60 MDP (\$0.14 MDD) y el uso de la conexión CCP-S tendría un costo de \$2.24 MDP (\$0.12 MDD). Respecto al costo total, la implementación de CCP-A tendría un impacto del 9.10% en el costo final de la estructura resistente, mientras que el uso de CCP-S representaría un 7.93% del costo final.

El criterio de selección convencional, tanto para conexiones, miembros o sistemas estructurales, se fundamenta en hallar la solución que minimice el costo de construcción y cumpla con los requisitos de demanda. En este sentido, la conexión con cubreplacas soldadas, CCP-S, representaría la opción adecuada y se podría determinar su uso sobre la conexión atornillada, CCP-A.

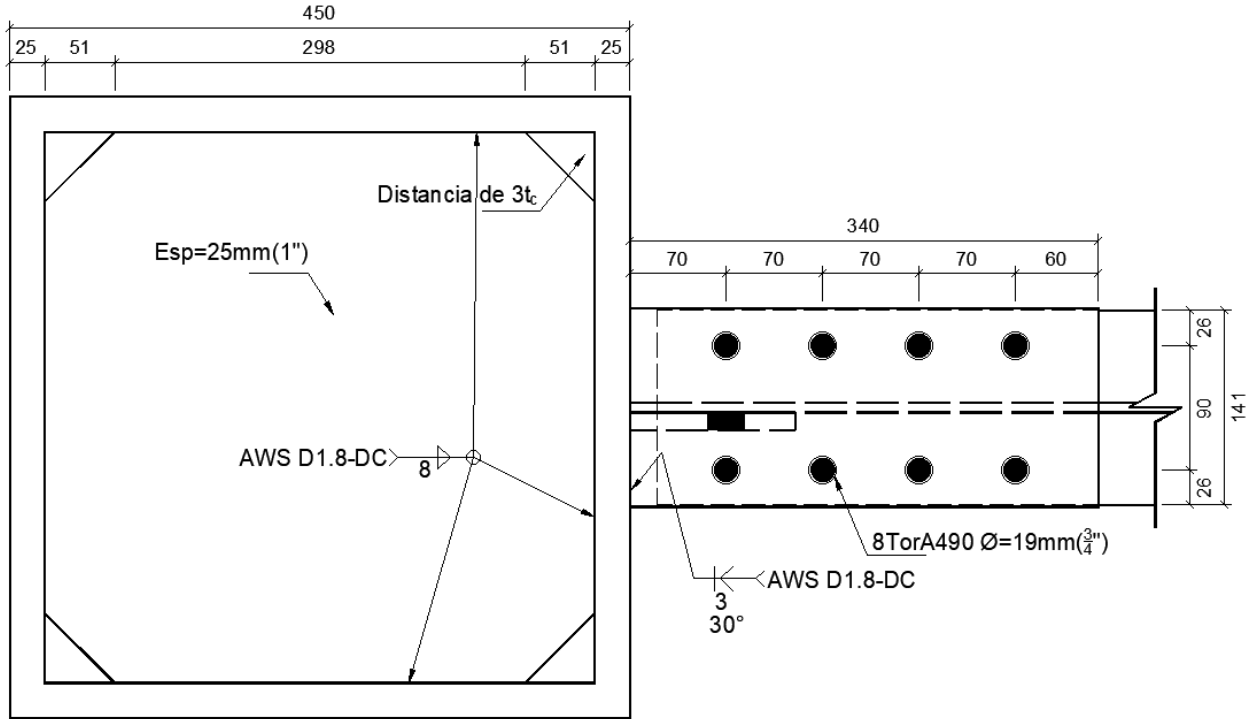


Figura 7-1. Conexiones CCP-A, unidades: mm

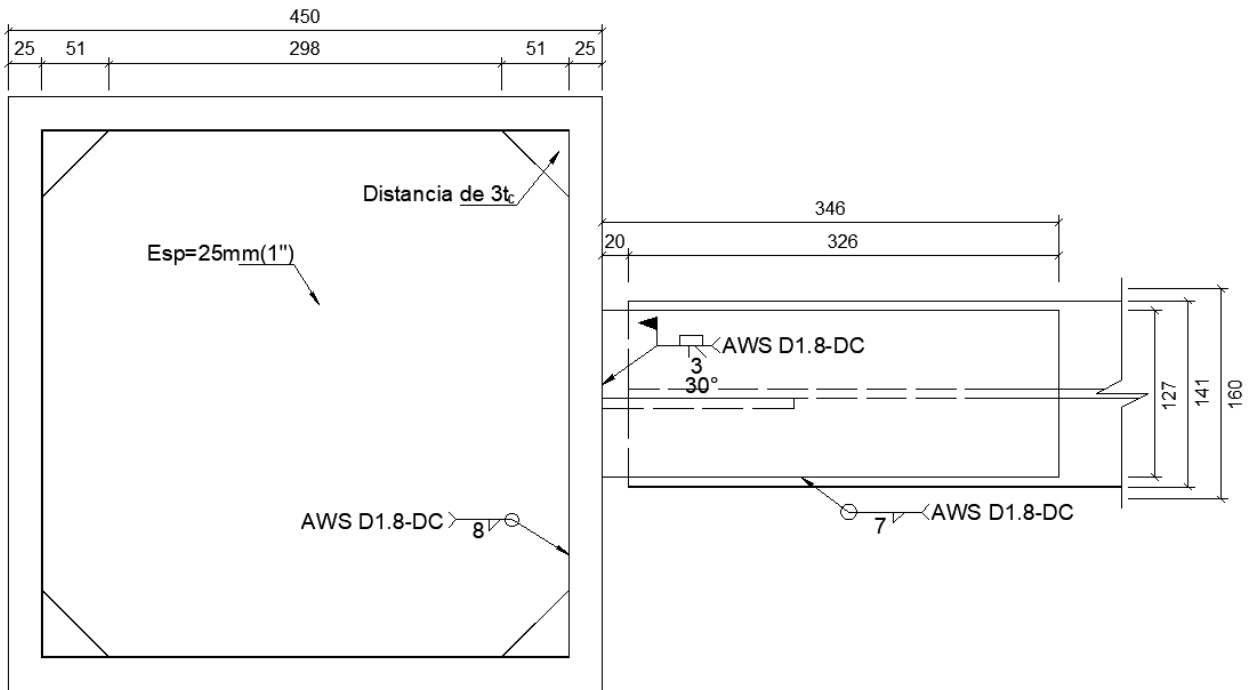


Figura 7-2. Conexiones CCP-S, unidades: mm

7.1.2 Validación de las conexiones con análisis de elemento finito

Si bien la investigación desarrolló sus diferentes etapas bajo un enfoque analítico, se optó por evaluar las conexiones a través del uso de la técnica del elemento finito bajo un protocolo de carga dinámico. La validación de los modelos estuvo acompañada de una etapa de calibración haciendo uso de distintos modelos de plasticidad, geometrías y características del software utilizado, de manera semejante a lo que discuten Sifuentes y Perea (2017). Como resultado de la calibración, se obtuvo una curva momento-rotación de la simulación, la cual, al ser comparada contra la curva de un modelo real, se observó un nivel de semejanza razonable.

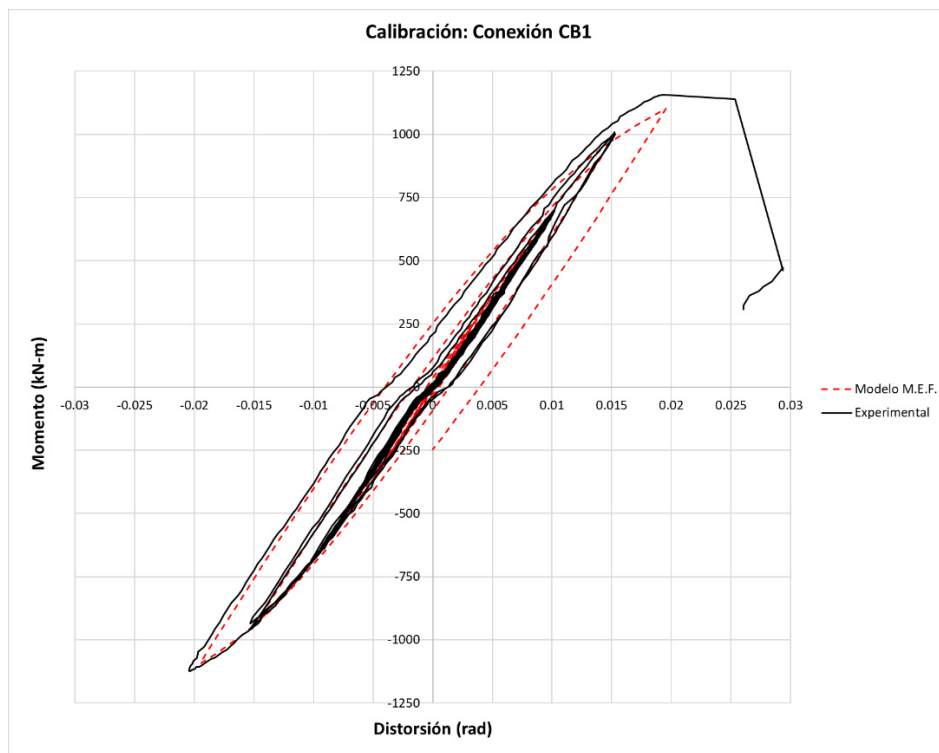


Figura 7-3. Calibración de conexión IBI

El error calculado es 4.82% y 2.81% para los momentos máximo y mínimo, respectivamente. Se consideró que el porcentaje de error era adecuado al no superar el 5.00%, además el valor máximo del error se presentó en el momento máximo, el extremo donde la conexión real mostró una falla.

El criterio empleado para determinar el límite máximo de la curva momento-distorsión de las conexiones CCP-S y CCP-A, descrito en el apartado 4.4, presenta un enfoque empírico, que está basado en la determinación de valores máximos de esfuerzo y deformación unitaria de los materiales que componen la conexión de acero estructural, y la detección del instante en que estos se alcanzan, o superan, en el modelo de elemento finito para considerar su término. En ambos modelos de conexiones se utilizó dicho criterio para determinar la máxima capacidad de las conexiones. Para las dos situaciones se identificaron modos de falla semejantes a los discutidos durante pruebas experimentales.

El estudio de las conexiones CCP-S y CCP-A permitió estimar su capacidad máxima y, de este modo, poder comparar su comportamiento con el reportado en la literatura para conexiones con configuraciones similares. De acuerdo con lo reportado por otras investigaciones (Perea et al. 2019; Del Campo y Gómez

2010) las conexiones con cubreplaca soldadas tienden a presentar fallas a una distorsión de, aproximadamente, 0.02 rad, acompañado de ruptura o modos de falla que causan un cese a las pruebas de manera súbita, habilitando su uso en estructuras de mediana ductilidad (IMF). Por su parte, de acuerdo con los comentarios del anexo 1 de la especificación AISC 358-16 (AISC 2016b), una conexión de cubreplacas atornilladas es capaz de alcanzar los requisitos sísmicos de conexiones para estructuras de acero de alta ductilidad (SMF), además de mencionar que los modos de falla rara vez se presentan como fracturas, sino que las pruebas han logrado alcanzar distorsiones de, hasta, 0.06 rad.

La figura 7-4 muestra las curvas momento-rotación que se obtuvieron de la simulación de elemento finito. Los detalles del proceso y las características de los modelos se discutieron en el apartado 0

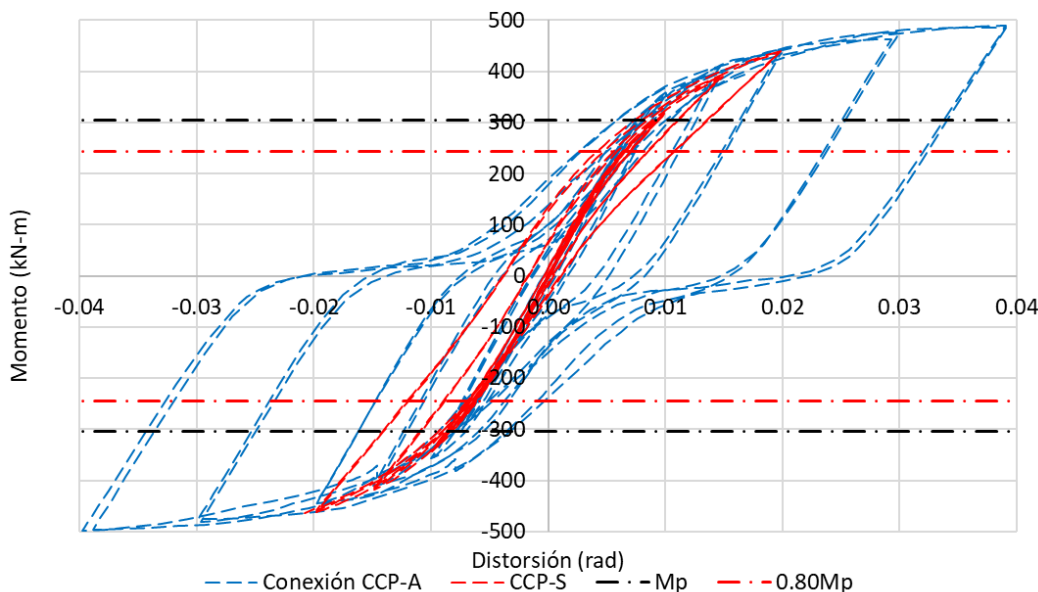


Figura 7-4. Curvas momento-rotación

Las curvas momento-rotación, según los parámetros y criterios considerados, demuestran un trazo que se ajusta al comportamiento esperado para conexiones de este tipo. Se identificó que la conexión CCP-S alcanzaba su capacidad de distorsión máxima en 0.02 rad., mientras que CCP-A se presentó el límite en 0.04 rad. Si bien, investigaciones previas han discutido que la configuración de CCP-A, tipo B.F.P., puede resistir distorsiones más elevadas, otros estudios (Perea et al. 2019; Sifuentes y Perea 2017) sugieren que los modelos de conexiones de elemento finito alcanzan un grado de confiabilidad aceptable hasta distorsiones de 0.04 rad., dado que más allá de ese valor el nivel de plastificación en el material es muy alto para alcanzar una correcta representación numérica.

En la figura 7-5 se muestran las regiones con mayor concentración de esfuerzos para la conexión CCP-S. A través de un código de colores se presenta la distribución de esfuerzos en los elementos de la conexión, donde el color azul representa poca, o nula, presencia de esfuerzos, mientras que los colores rojos son una alta concentración de esfuerzos. Adicionalmente, se coloca un color gris que, de acuerdo con el criterio de Von Mises, indica cuando se supera cierto límite de esfuerzos en el elemento finito.

En la figura se observa una concentración de esfuerzos en las cubreplacas, en las esquinas adyacentes a la cara de la columna. Se presenta una región gris en ambas cubreplacas, inferior y superior; debido a momento generado por el desplazamiento, en la parte inferior se presenta un esfuerzo de compresión mientras que en la cubreplaca superior se presenta un esfuerzo de tensión. Como se comentó en el apartado de la calibración,

se observa un modo de falla semejante a la prueba real, que podría ser causado por una fractura en la zona entre la cubreplaca y la cara de columna.

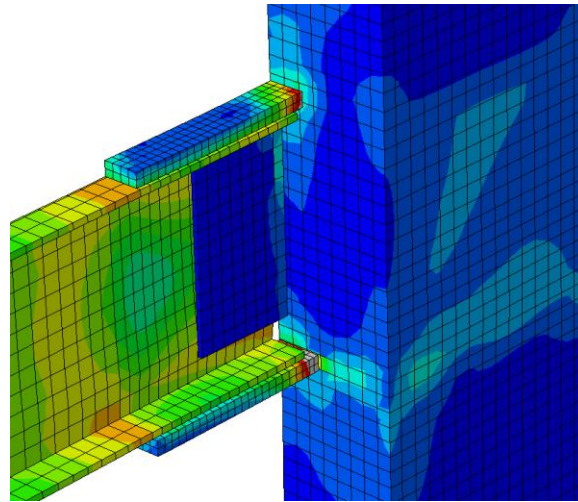


Figura 7-5. Esfuerzos en conexión CCP-S

La figura 7-6 muestra la concentración de esfuerzos en la conexión atornillada, CCP-A. Para esta conexión, se observó que la mayor cantidad de esfuerzos presente en la cubreplaca se generó alrededor de los barrenos y en el vástago de los tornillos más alejados a la cara de la columna. La cubreplaca superior, sometida a tensión en el momento de la prueba, mostró una región que superaba el valor máximo de esfuerzos, mientras que la cubreplaca inferior no alcanzó el límite a compresión. El tornillo con mayor concentración de esfuerzos se mostró próximo a superar el estado límite de esfuerzos de manera casi simultánea que la placa. Se puede argumentar que un posible modo de falla para la conexión CCP-A sería al aplastamiento en tornillos o desgarre de la placa.

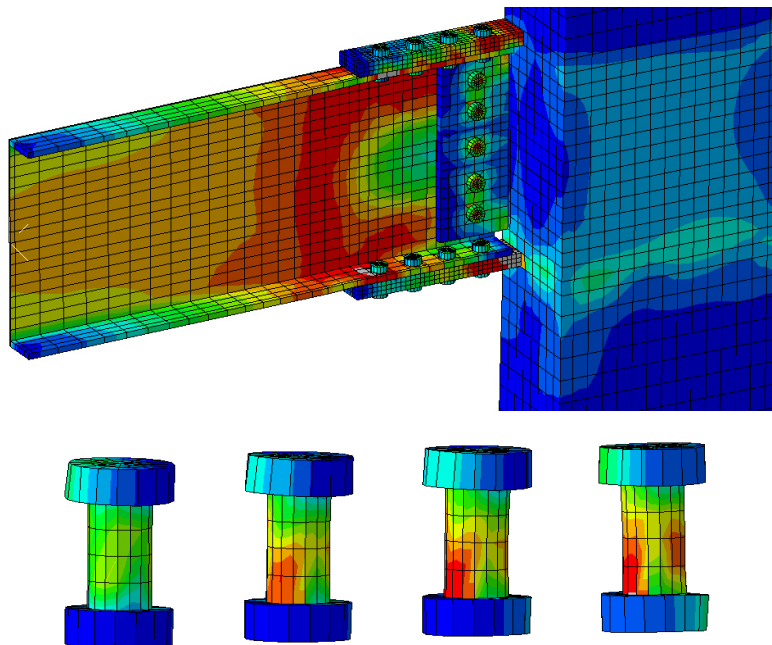
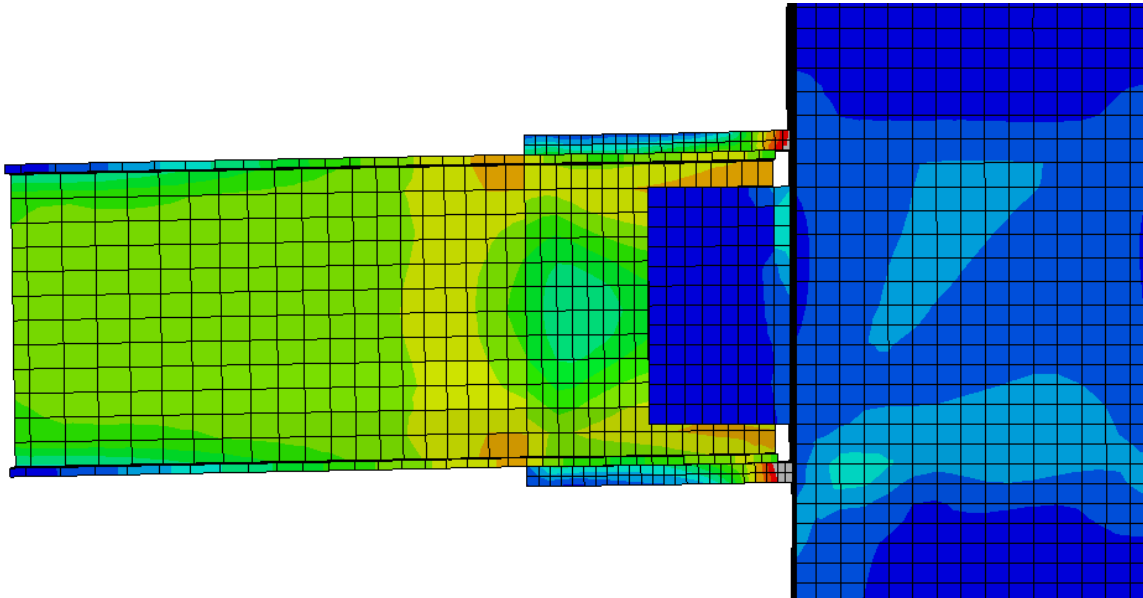
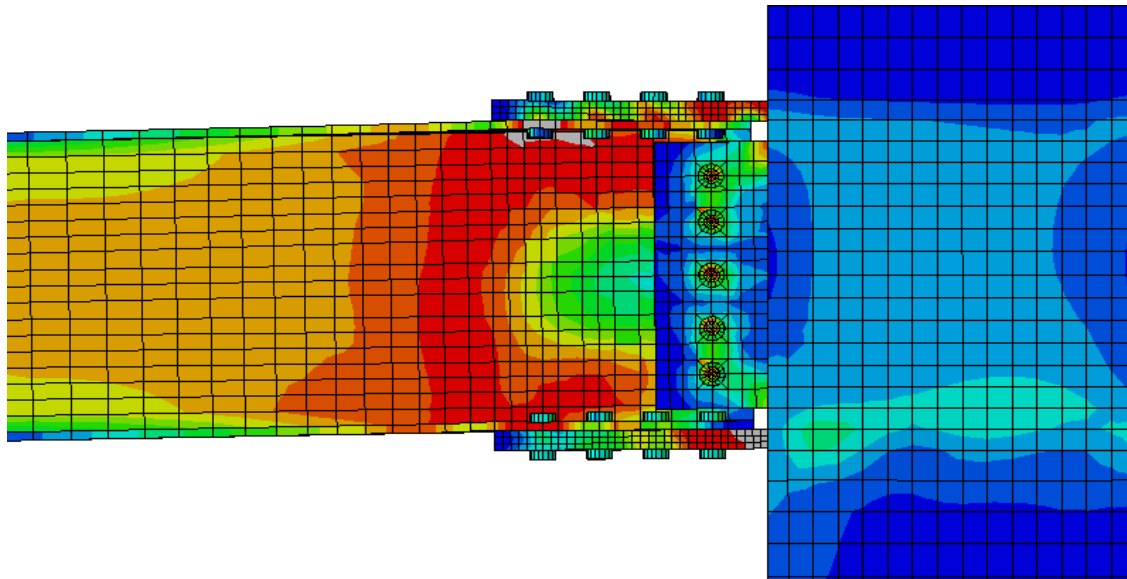


Figura 7-6. Concentración de esfuerzos en conexión CCP-A

Otro aspecto importante que se puede estudiar gracias a la implementación del elemento finito es la distribución de esfuerzos en la viga para cada conexión. La figura 7-7 muestra los esfuerzos presentes en las travesas en el momento donde alcanza su esfuerzo límite a tensión algún elemento en la configuración. Se puede observar que para la conexión CCP-S los esfuerzos presentes en la viga se concentran en el patín superior e inferior, favoreciendo la aparición de rótulas plásticas y validando que la zona protegida se encuentra al borde de la cubreplacas. En la conexión atornillada se distingue una distribución de esfuerzos favorable donde la mayor parte se concentra en los patines de la viga, y los dos puntos con mayor demanda (regiones grises) se ubica en los tornillos más alejados de la cara de la columna, coincidiendo con el punto donde se espera la generación de la articulación plástica.



a. Conexión CCP-S



b. Conexión CCP-A

Figura 7-7. Distribución de esfuerzos en viga

Ambas conexiones son capaces de desarrollar un comportamiento deseable en la viga, sin embargo, por la mayor capacidad a rotación de la conexión CCP-A, se logra una mayor incursión en el comportamiento plástico de la viga para esta alternativa de conexión.

De acuerdo con los resultados observados, la rotación máxima de la alternativa soldada, calculada a través de la simulación de elemento finito, se encuentra en un rango aproximado a los niveles reportados de manera experimental por otros estudios, semejante a lo discutido por Perea *et al.* (2019), que concluyeron que su modelo de conexión con cubreplacas soldadas alcanzó una rotación máxima de 0.02 rad. Por su parte, durante la etapa final de la curva se presentó una acumulación de esfuerzos en la esquina de la cubreplaca, coincidiendo con lo descrito por Perea *et al.* (2019), que podría generar una posterior fractura en el metal base. Adicionalmente, también discutieron el desprendimiento entre la cara de la columna y el atiesador interno por medio de la soldadura que, aunque se observó un efecto similar durante la prueba de elemento finito, no se distinguió una excedencia en la magnitud de los esfuerzos en esta región para el caso.

El comportamiento experimental de la conexión atornillada se discute con detenimiento en los artículos de Schneider y Teeraparb Wong (2002) y Sato *et al.* (2008), además en los apéndices del código AISC 358-16 (AISC 2016b) se mencionan los modos de falla observados comúnmente para una configuración atornillada de tipo BFP. En términos generales, se discute que frecuentemente se distingue una acumulación de esfuerzos en los tornillos y barrenos de las cubreplacas más alejados de la cara de la columna, generando modos de falla por aplastamiento o desgarre en la región, aunque las pruebas no se ven impedidas de continuar por este modo de falla, permitiendo alcanzar niveles superiores de rotación de hasta 0.06 rad. Así mismo, se ha reportado que la capacidad a flexión de este modelo de conexión puede alcanzar valores hasta 70% mayores al momento plástico de la viga de la prueba. El código AISC 358-16 remarca que una conexión precalificada debe ser capaz de alcanzar niveles de distorsión de al menos 0.04 rad., por lo que los resultados de la curva momento-distorsión para CCP-A se corresponden adecuadamente con dicho requisito de rotación y flexión mínima que debe presentar.

Si bien existe la posibilidad de generar modelos de elemento finito más complejos que contemplen la fractura y daño en elementos finitos, así como la presencia de esfuerzos residuales e imperfecciones geométricas, el criterio adoptado para determinar las capacidades máximas reportadas en laboratorios arroja resultados que se asemejan a lo visto en pruebas experimentales, y cumplen con los requisitos de diseño de conexiones precalificadas para edificios de mediana ductilidad.

7.1.3 Evaluación de costos

Para la evaluación de costos se estudió una serie de escenarios que pudieran presentarse durante el ciclo de vida de la estructura. La tabla 7-1 agrupa los escenarios considerados y las expresiones que se utilizaron para la evaluación. Con excepción del daño en elementos no estructurales y contenidos, se cuenta con propuesta para estimar la magnitud de los daños para cada escenario.

Tabla 7-1. Resumen de escenarios para evaluación de costos

Escenario	Ecuación
Costo esperado	$E[C_T]=E[C_i]+ E[C_D]$
Costo inicial	$E[C_i]=\text{Costo inicial}$
Costo de daños	$E[C_D]=FVP(E[C_r]+ E[C_{fat}]+E[C_{inj}]+ E[C_{cont}]+ E[C_{ENE}])$
Costo E.N.E.	$E[C_{ENE}]=(\text{ElemNoEstruct}) P_r$
Costo reparación	$E[C_r]=(C_r+C_{bi}) P_r$
Costo de contenidos	$E[C_{cont}]=(\text{Contenidos}) P_r$
Costo fatalidades	$E[C_{fat}]=C_{1L}(N_D) P_f$
Costo lesiones	$E[C_{inj}]=C_{1I}(N_{in}) P_f$

Las probabilidades de reparación y falla fueron fundamentales para estimar los costos esperados totales de cada alternativa. Como se detalló en el apartado 5.3, se utilizó la técnica de simulación de Montecarlo para estimar las probabilidades de reparación y falla con base en la resistencia y demanda como variables.

Las probabilidades de reparación, bajo el estado límite por flexión, son de 12.12% y 7.76% para CCP-S y CCP-A, respectivamente, es decir, la conexión soldada es 1.56 veces más probable que necesite reparaciones que la conexión atornillada, para el sismo utilizado. En tanto que, bajo el estado límite de rotación, las probabilidades de reparación son 15.60% y 10.68% para CCP-S y CCP-A, por lo tanto, la conexión soldada es 1.46 veces más probable que ocupe reparaciones bajo este parámetro. El comportamiento probabilista de las conexiones es congruente para ambos parámetros

Por su parte, las probabilidades de falla para las conexiones CCP-S y CCP-A, bajo el estado límite por rotación, son 1.12% y 0.0021%, respectivamente, cuyo cociente indica que la conexión soldada es 500 veces más probable que falle que la conexión atornillada. La utilización de probabilidad de falla bajo el parámetro por flexión se omitió en la evaluación de costos esperados por flexión, dado que en la investigación no se consideró como un valor representativo de la falla de las conexiones.

Tabla 7-2. Probabilidades de reparación y falla

	Flexión		Rotación	
	P_{rep}	P_{falla}	P_{rep}	P_{falla}
CCP-S	11.41%	2.71%	15.41%	1.12%
CCP-A	6.79%	1.77%	9.89 %	0.0021%

Para todos los casos la conexión CCP-A presentó un mejor comportamiento probabilista que la conexión CCP-S, es entonces que la configuración atornillada demuestra poseer un mejor desempeño que la conexión soldada y, por ende, es capaz de proveer un mayor nivel de seguridad en términos de probabilidad de reparación y falla.

Una limitante fue la evaluación de costo inicial de las conexiones CCP-S y CCP-A, dado que se obtuvo a través de un análisis de costos unitarios convencional, dejando de lado una perspectiva más detallada del costo en transporte, montaje e inspección posterior. Como se discutió en el capítulo correspondiente, existen distintos aspectos asociados a cada conexión que pueden generar diferencias de costos e incertidumbres asociadas a los procesos constructivos de cada conexión, desde retrasos durante la etapa de montaje hasta el riesgo de no alcanzar los valores de diseño dada una mala inspección de estas.

7.1.3.1 Evaluación por flexión

La evaluación por flexión fue llevada a cabo únicamente con escenarios de daño del edificio y que estuvieran en función de la probabilidad de reparación. Esto redujo los escenarios evaluados a los costos esperados por daño en E.N.E., reparación en conexiones y rentabilidad para este parámetro. Las siguientes gráficas muestran el costo de la estructura, el costo inicial, los costos esperados por daño y el costo total para el ciclo de vida de las conexiones CCP-S y CCP-A.

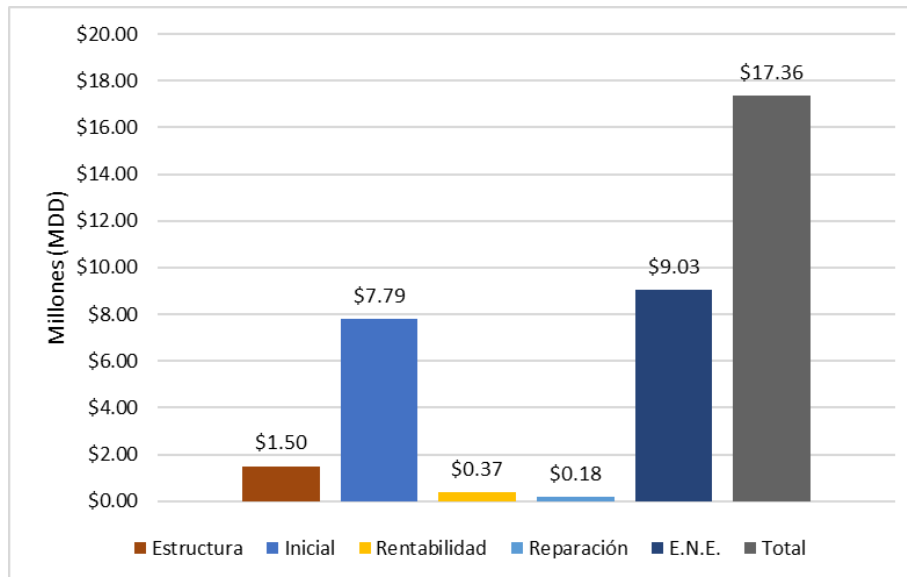


Figura 7-8. Costos esperados para CCP-S (flexión)

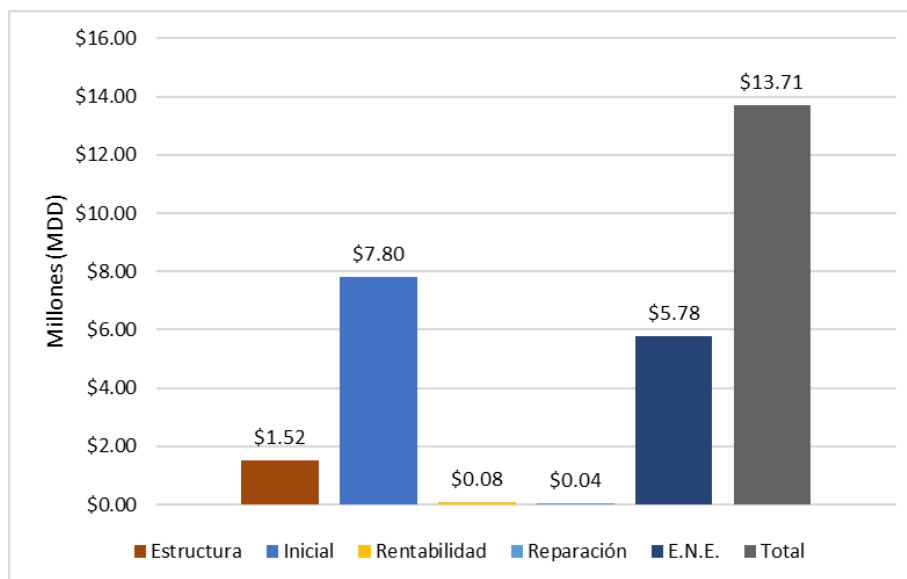


Figura 7-9. Costos esperados para CCP-A (flexión)

La distribución porcentual de los costos esperados para el uso de CCP-S se muestra en la figura 7-10 y para el uso de CCP-A en la figura 7-11. Bajo los supuestos considerados, la distribución de costos esperados muestra un patrón semejante en ambas conexiones para la evaluación de reparaciones en el edificio. El costo asociado a daños en elementos no estructurales muestra la mayor influencia en el costo final de los

escenarios por daños, representando un 52.01% y 42.16% del costo total esperado en el ciclo de vida para el uso de CCP-S y CCP-A, respectivamente. Los costos de rentabilidad y reparación de conexiones representan un porcentaje pequeño, siendo 3.14% y 0.89% del costo total esperado para CCP-S y CCP-A.

Tabla 7-3. Relación de costos esperados (flexión)

	Estructura C_{est} MDD	Inicial C_i MDD	$E[CT]$ MDD	$E[CT]/C_i$ MDD	$E[CT]/C_{est}$ MDD
CCP-S	\$1.50	\$7.79	\$17.36	2.23	11.57
CCP-A	\$1.52	\$7.80	\$13.71	1.75	9.02

La suma de los escenarios de daño para cada edificio son 55.15% y 43.05% del costo esperado, en contraste, el costo inicial representa el 44.85% y el 56.95% para CCP-S y CCP-A. Es importante notar que, para la alternativa atornillada, el costo inicial es mayor a los costos por daños esperados, mientras que en la variante soldada el costo inicial es desplazado a representar menos de la mitad del costo total esperado, mostrando la influencia de las probabilidades de reparación para cada conexión.

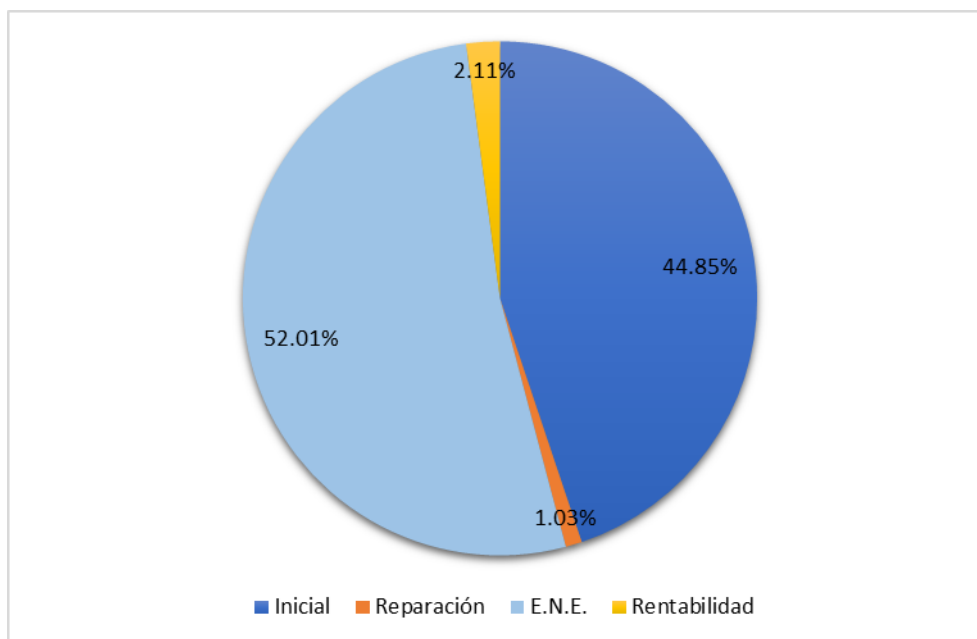


Figura 7-10. Distribución de costos esperado para CCP-S (flexión)

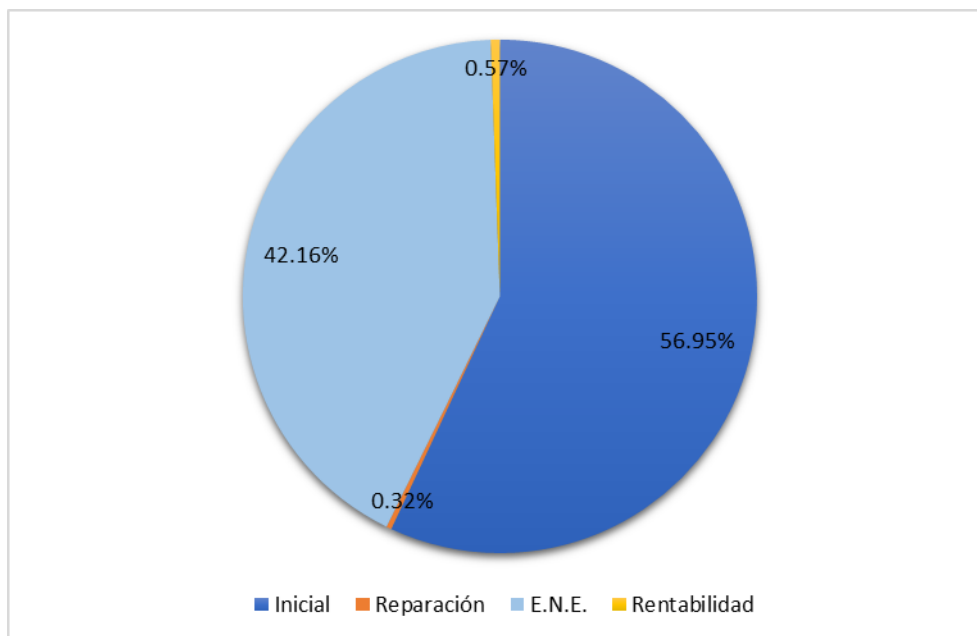


Figura 7-11. Distribución de costos esperados para CCP-A (flexión)

La siguiente tabla muestra un resumen y comparación de los efectos generados del uso de la conexión soldada y la alternativa atornillada. El costo inicial de la conexión atornillada es mayor que la conexión soldada, sin embargo, el costo total esperado en el ciclo de vida resulta mayor para la variante soldada.

En la sexta columna se muestra el cociente del costo total esperado de la conexión soldada y el de la conexión atornillada, que para las hipótesis planteadas en esta sección por reparación (flexión), se halla que el uso de la conexión soldada es 1.27 veces más costoso bajo este parámetro.

Por otro lado, en la séptima columna se indican los costos por daños esperados, mientras que en la octava columna se presenta el cociente de las conexiones soldada y atornillada para estos costos. En este sentido, se observa que los daños para la conexión soldada son 1.62 veces mayores a los daños del uso de la conexión atornillada. Este valor paramétrico permite decir que, aunque se tenga estimación de costos, esta relación de costos por daño se podría mantener, lo que se puede ajustar al estimar los costos iniciales de la estructura.

Tabla 7-4. Resumen de costos de daños, hipótesis de reparación

	P_{ir} %	C_{est} MDD	C_i MDD	$E[C_T]$ MDD	Cociente $E[C_T]$ CCP-S/CCP-A	Daño MDD	Cociente daño CCP-S/CCP-A
CCP-A	7.80%	\$1.52	\$7.80	\$13.7	1.27	\$5.90	1.62
CCP-S	12.1%	\$1.50	\$7.79	\$17.4		\$9.61	

Con base en los resultados para la evaluación por reparaciones, la conexión atornillada representa una mejor solución que la conexión soldada, en términos del costo total esperado durante el ciclo de vida.

7.1.3.2 Evaluación por rotación.

La evaluación por rotación fue llevada a cabo únicamente considerando todos los escenarios de daño, tanto aquellos que están en función de la probabilidad de reparación como en función de probabilidad de falla. Los escenarios tomados en cuenta son el costo inicial, rentabilidad, reparación en conexiones, daño en

E.N.E. y contenidos, lesiones y fatalidades. Las siguientes gráficas muestran los costos de la estructura, el costo inicial, los costos esperados por daños y el costo total para el ciclo de vida de las conexiones CCP-S y CCP-A.

Las siguientes figuras muestran la comparación de los costos involucrados en la evaluación las alternativas CCP-A y CCP-S considerando el modo de falla por rotación. La primera columna presenta el costo de la estructura principal, las siguientes columnas el costo de los distintos escenarios (inicial, por fatalidades, lesiones, rentabilidad, reparación, contenidos y elementos no estructurales) y la última indica el costo esperado para el ciclo de vida.

El costo esperado en el ciclo de vida para el edificio con la alternativa CCP-S es de \$35.50 MDD, mientras que el uso de la alternativa CCP-A alcanza un costo esperado de \$18.68 MDD. Para la alternativa CCP-S, el costo esperado en el ciclo de vida es 5.56 veces el costo inicial y 23.67 veces el costo de la estructura principal, mientras que para CCP-A estas relaciones disminuyen, siendo el costo esperado 2.39 veces el costo inicial y 12.30 veces el costo de la estructura principal. El costo total esperado para el ciclo de vida de la conexión soldada es 90.04 % mayor que el reportado para la conexión atornillada.

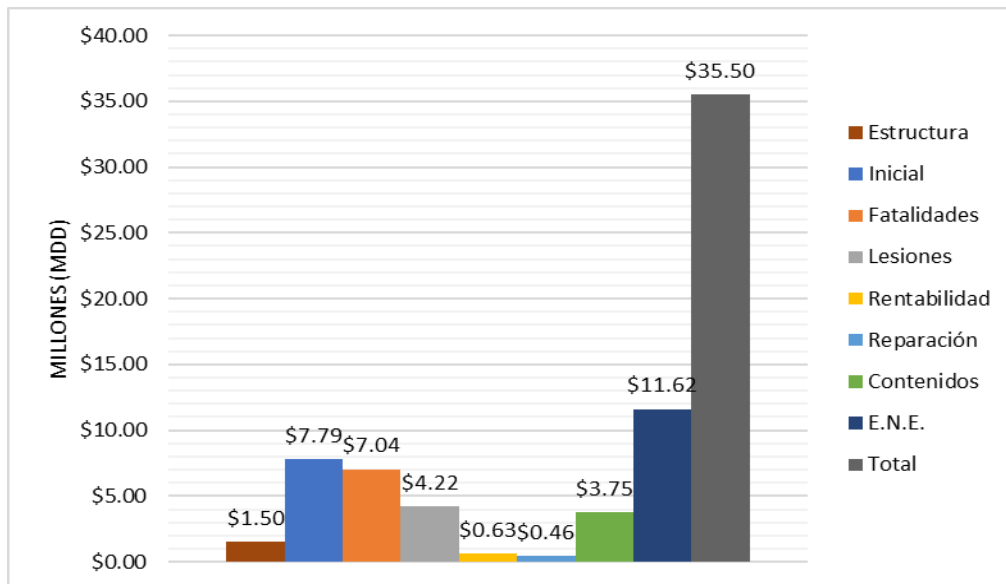


Figura 7-12. Costos esperados para CCP-S (rotación)

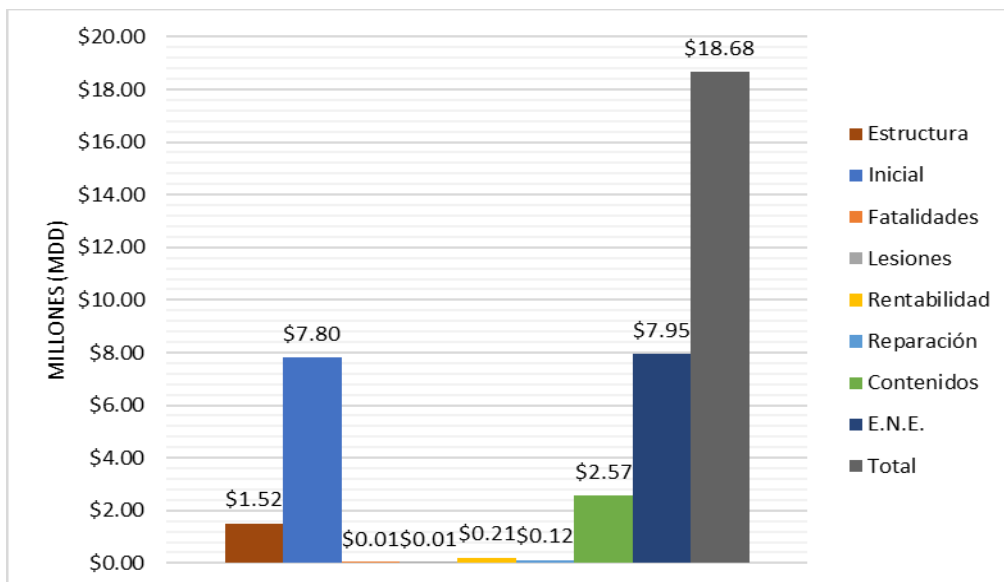


Figura 7-13. Costos esperados para CCP-A (rotación)

La distribución porcentual de los costos esperados para el uso de CCP-S se muestra en la figura 7-14 y para el uso de CCP-A en la figura 7-15. La distribución para las conexiones muestra diferencias en cuanto a que costos tienen mayor o menor magnitud, así como el orden de impacto.

La suma de los escenarios de daño para cada edificio son 78.07% y 58.22% del costo esperado, en contraste, el costo inicial representa el 21.93% y el 41.78% para CCP-S y CCP-A. En esta evaluación, utilizando la rotación como parámetro del estado límite, aunado a la consideración de una mayor cantidad escenarios de pérdidas, los costos iniciales tienden a reducir su impacto en el costo total esperado. En particular, para la conexión soldada, la representación del costo inicial baja a menos de una cuarta parte del costo total esperado.

Tabla 7-5. Relación de costos esperado (rotación)

	C_{est} MDD	C_i MDD	$E[CT]$ MDD	$E[CT]/C_i$	$E[CT]/C_{est}$
CCP-S	\$1.50	\$7.79	\$35.50	4.56	23.67
CCP-A	\$1.52	\$7.80	\$18.68	2.39	12.29

La conexión CCP-S muestra una distribución porcentual marcada entre los distintos escenarios, mostrando una contribución importante de los escenarios de fatalidades y lesiones. El mayor porcentaje de participación lo tienen aquellos escenarios asociados a la probabilidad de reparación (E.N.E. 32.73%, contenidos 10.56%, rentabilidad 1.77% y reparación 1.29%) con el 46.35% del costo total esperado, mientras que los escenarios asociados a la probabilidad de falla (fatalidades 19.83% y lesiones 11.89%) representan el 31.72% y finalmente, relegado hasta el final, el costo inicial con 21.93%. En ese sentido se resalta la importancia de los escenarios de fatalidades y lesiones al tener una participación considerable en la evaluación del costo total esperado.

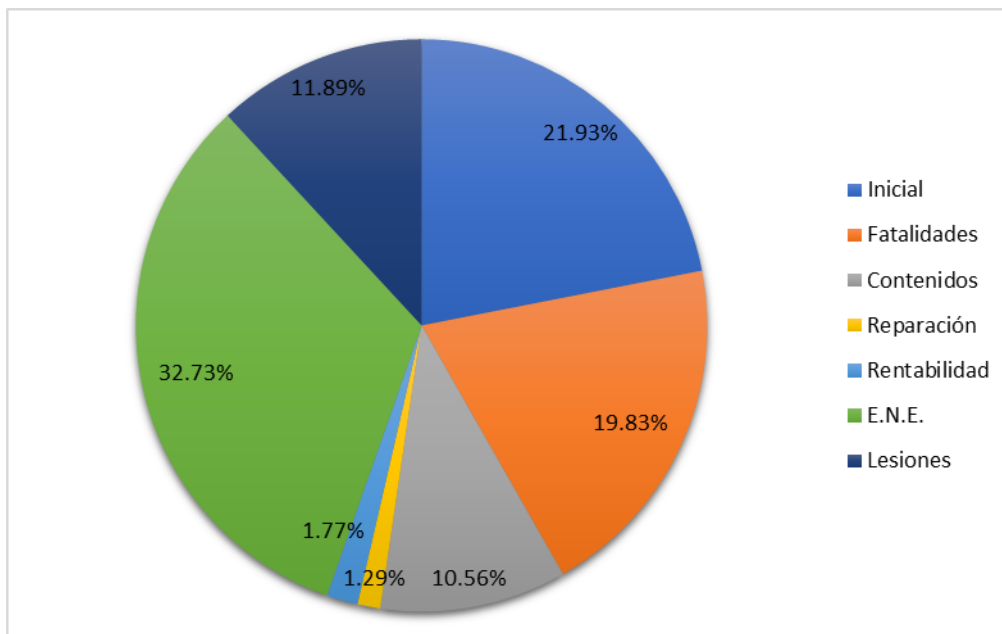


Figura 7-14. Distribución de costos esperado para CCP-S (rotación)

Para la conexión CCP-A se observa el mayor porcentaje de participación en los escenarios asociados a la probabilidad de reparación (E.N.E. 42.58%, contenidos 13.73%, rentabilidad 1.15% y reparación 0.65%) con el 58.11% del costo esperado, seguido del costo inicial con 41.78% y finalmente los escenarios asociados a la probabilidad de falla (fatalidades 0.07% y lesiones 0.04%) con un 0.11%. Los porcentajes de los E.N.E. y el costo inicial son muy cercanos entre sí, a diferencia de la revisión por flexión, donde se inclina el peso de participación hacía el costo inicial, por lo que al incluir el valor por contenidos en la evaluación los costos por daños tienden a superar el costo inicial de la construcción. Por su parte, los escenarios de fatalidades y lesiones, a pesar de ser incluidos en la evaluación, tienen una escasa, o casi nula, participación en el costo esperado.

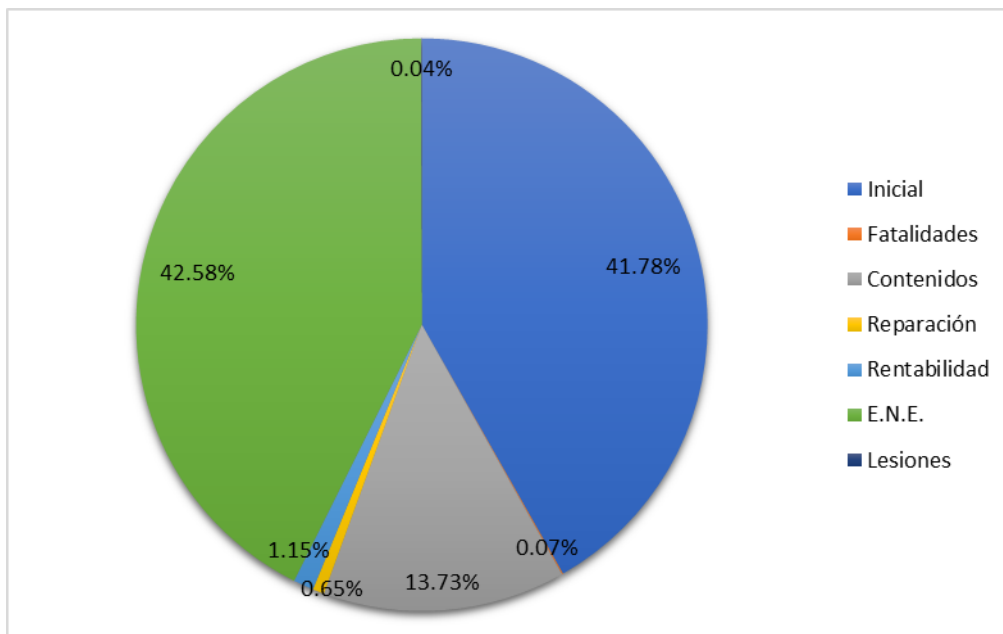


Figura 7-15. Distribución de costos esperado para CCP-A (flexión)

Las siguientes tablas muestran un resumen y comparación de los efectos generados del uso de la conexión atornillada y la alternativa soldada para los costos por daño materiales y el valor de lesiones y fatalidades en la primera y segunda tabla, respectivamente. El comportamiento del costo total esperado durante el ciclo de vida es semejante al observado en la hipótesis de reparación.

En la séptima columna de ambas columnas se muestra el cociente del costo total esperado de la conexión soldada y el de la conexión atornillada, que para las hipótesis planteadas en esta sección por falla (rotación), se halla que el uso de la conexión soldada es 1.89 veces más costoso que la solución atornillada.

En la octava y novena columna se muestran los costos por daño y valor de lesiones del uso de cada variante, en la tabla 7-6 y tabla 7-7. Para los daños materiales, el costo de la variante soldada es 2.54 veces más costoso que la solución atornillada, mientras que el costo humano de la conexión soldada es 563 veces el costo para la variante atornillada.

Tabla 7-6. Resumen de costos de daño, hipótesis de falla

	P_{ir} %	P_{if} %	C_{est} MDD	C_i MDD	$E[C_T]$ MDD	Cociente $E[C_T]$ CCP-S/CCP-A	Daño MDD	Cociente daño CCP-S/CCP-A
CCP-A	10.7%	0.003%	\$1.52	\$7.80	\$18.7	1.89	\$10.9	2.54
CCP-S	15.6%	1.57%	\$1.50	\$7.79	\$35.5		\$27.7	

Tabla 7-7. Resumen de costos de lesiones y fatalidades, hipótesis de falla

	P_{ir} %	P_{if} %	C_{est} MDD	C_i MDD	$E[C_T]$ MDD	Cociente $E[C_T]$ CCP-S/CCP-A	Lesión MDD	Cociente daño CCP-S/CCP-A
CCP-A	10.7%	0.003%	\$1.52	\$7.80	\$18.7	1.89	\$0.02	563
CCP-S	15.6%	1.57%	\$1.50	\$7.79	\$35.5		\$11.26	

De manera similar a la sección previa, la última columna presenta valores paramétricos entre el valor de daños esperados del uso de la conexión atornillada y soldada. Este ejercicio permite realizar un ajuste en los costos iniciales considerando distintos valores y extensión de daños, que arrojaría resultados a cada situación particular.

Con base en los resultados para la evaluación de falla, la conexión atornillada representa una mejor solución que la conexión soldada, en términos del costo total esperado durante el ciclo de vida.

En la evaluación de costos las expresiones para estimar los costos asociados a fatalidad y lesiones están en función de la probabilidad de falla de cada conexión. Para la conexión atornillada, la probabilidad de falla estimada es del 0.0029%, prácticamente nula, generando un efecto donde los escenarios de fatalidades y lesiones tuvieron un peso muy reducido en el costo total esperado. Por su parte, para la variante soldada se estimó un valor de probabilidad de falla de 1.57%, que, aunque podría argumentarse que es una probabilidad de falla pequeña, conllevó a que la estimación de costos por fatalidades y lesiones generará un mayor impacto en el costo esperado para la conexión soldada.

En la conexión soldada el costo por fatalidades y lesiones fueron elevados, más ninguno de estos llegó a ser el más alto de los costos por daños, relegándolos al segundo y cuarto lugar respectivamente. El estudio empleó el concepto de valor de vida estadística (De Lima 2020) para asignar un costo por fatalidad ya que se consideró adecuado para la evaluación costo-beneficio, sin embargo, otras investigaciones (De León 2007; De León et al. 2013) han propuesto valores de C_{IL} distintos, lo que podría causar un efecto diferente en la distribución de los costos finales para cada alternativa. Aunque se modifique el valor por fatalidad, no se considera que existiera una diferencia sustancial en el costo esperado para la alternativa CCP-A dado que la probabilidad de falla, que está en función del tipo de conexión, no se modificaría y continuaría siendo un valor muy próximo a cero.

En términos generales, y de manera análoga al análisis por flexión, la conexión CCP-A representa una mejor alternativa sobre la variante soldada en términos de costos totales esperados durante el ciclo de vida para la evaluación por rotación.

7.2 Conclusiones

Dada la naturaleza de la toma de decisiones en el campo del diseño estructural, que comúnmente está en función del costo por construcción, el diseñador, constructor o propietario podrían tener un sesgo sobre la mejor alternativa de conexión para un edificio. En la investigación se optó por aplicar una metodología para evaluar la relación costo-beneficio de dos propuestas de conexión, con el objetivo de ampliar los criterios de selección e identificar la que representará una mejor alternativa en términos del costo esperado durante el ciclo de vida. Las conexiones en estudio tienen una configuración con cubreplacas soldadas y atornilladas.

Bajo un contexto de costes constructivos, la conexión soldada, CCP-S, es una mejor opción que la conexión atornillada, CCP-A, dado que su costo de fabricación y montaje es inferior al costo de la conexión CCP-A en, aproximadamente, 17%. Utilizar la conexión CCP-S en las 304 conexiones del edificio generaría un costo total de \$2,239,370.40 MXN (\$118,862.55USD), mientras que la implementación de la conexión CCP-A generaría un costo de \$2,239,370.40 (\$138,113.62 USD), lo que significaría un ahorro de \$362,690.24 MXN (\$19,251.07 USD) si se utiliza la alternativa soldada. La conexión soldada sería la opción seleccionada bajo criterios convencionales.

Las conexiones fueron modeladas mediante la técnica de elemento finito, a través de la cual se estudió su capacidad a flexión y rotación bajo un protocolo de carga dinámico. La conexión CCP-A presentó mayor resistencia a flexión y una mayor capacidad de giro que la conexión CCP-S. La capacidad máxima a flexión y rotación de la conexión CCP-A fue 499 kN-m y 0.04 rad, mientras que la conexión CCP-S alcanzó una capacidad de 462 kN-m y 0.02 rad. La capacidad a flexión de la conexión atornillada es 8% mayor que la conexión soldada, mientras que la relación de la capacidad a rotación de la conexión atornillada es el doble de la conexión soldada. La conexión CCP-S cumple con los requisitos de uso en edificio de acero de mediana ductilidad, mientras que se avala el uso de CCP-A para edificio de alta ductilidad.

La sobrecapacidad en la conexión atornillada sobre la conexión soldada repercute en las probabilidades de reparación y falla. Se emplearon técnicas de simulación (simulación de Montecarlo) para estimar las probabilidades de falla para cada conexión, utilizando el margen de seguridad como función de desempeño. Las probabilidades de falla de la conexión CCP-A son 2.44% y 0.0029% para los estados límite de flexión y rotación, respectivamente. Por su parte, la conexión CCP-S tiene probabilidades de falla asociadas de 3.51 % y 1.57% para los mismos estados límite. La probabilidad de falla por flexión en la conexión soldada fue 43.8% mayor que para la conexión atornillada, mientras que para el estado límite por rotación la probabilidad de falla en la conexión soldada fue 500 veces mayor que para la conexión atornillada.

Las probabilidades de falla para cada conexión muestran diferencias importantes que, para la evaluación de costos, provocan diferencias en los costos esperados para el ciclo de vida. En la figura 7-16 se muestran los distintos costos evaluados para las conexiones. Cada conexión se representa mediante el uso de un color, correspondiendo las tonalidades azules a la conexión CCP-A y las tonalidades rojas a la conexión CCP-S.

La primera sección de columnas representa el costo de la estructura principal según el uso de la alternativa de la conexión, la segunda sección es el costo inicial del edificio incluyendo elementos no estructurales y contenidos, la tercera sección es el costo total esperado bajo el contexto de reparaciones utilizando únicamente probabilidad de reparación para flexión y la cuarta sección es el costo total esperado utilizando las probabilidades de reparación y falla de rotación. Para cada sección el costo esperado tiende a incrementar conforme se consideró un mayor número de escenarios.

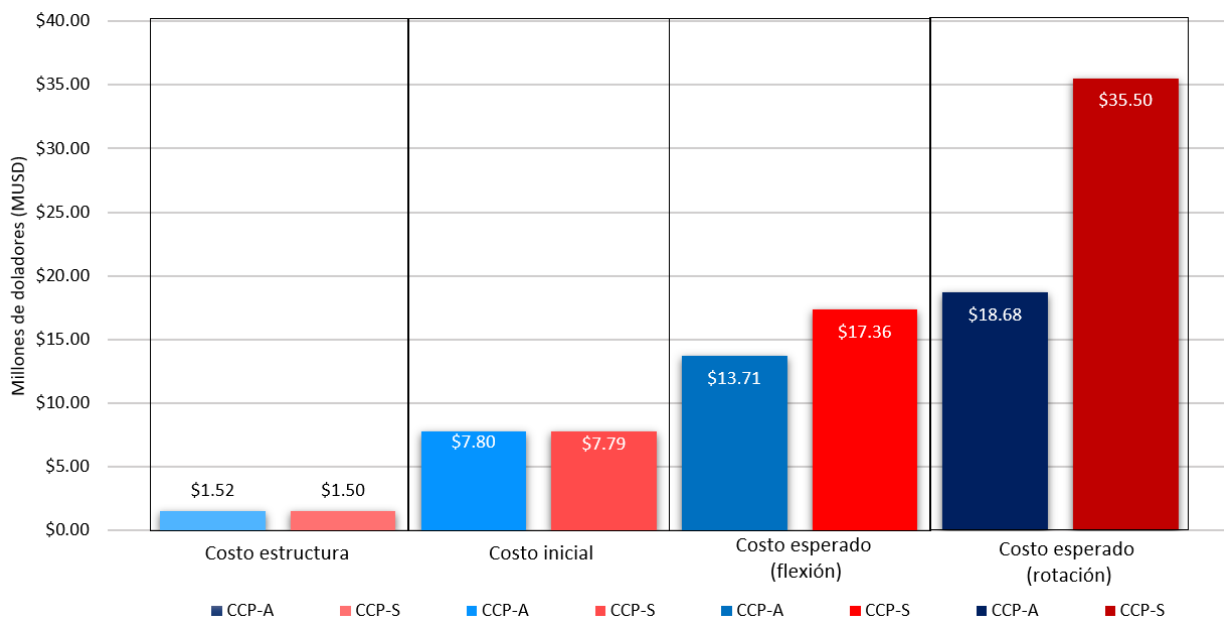


Figura 7-16. Costos esperados durante el ciclo de vida

Un aspecto fundamental para el costo total esperado bajo la rotación fue la influencia de los escenarios de fatalidades y lesiones. La probabilidad de falla de CCP-A fue muy próxima a cero, por lo que estos escenarios no tuvieron repercusión importante en el coste final, causando que el costo total esperado de CCP-A fuera apenas el 52.6% del costo total esperado de CCP-S. Para ambas evaluaciones del costo esperado, la conexión soldada alcanzó un costo mayor que la alternativa soldada. Con esto se puede concluir que la conexión atornillada representa una mejor alternativa en términos del costo total esperado durante el ciclo de vida, a pesar de tener un costo de construcción mayor.

Se observó que la utilización de una conexión con mayor capacidad mecánica, tanto a flexión como rotación, disminuye los costos esperados en el ciclo de vida. Bajo los escenarios seleccionados, se observó que CCP-A tenía un menor costo esperado que la conexión CCP-S. De acuerdo con la hipótesis planteada, la mejor solución fue la alternativa CCP-A, y esta debía reducir la probabilidad de falla en un 20% y el costo total esperado en el ciclo de vida en un 30%, respecto a la solución seleccionada con criterios convencionales, es decir, CCP-S. Se puede concluir que la hipótesis se cumplió y que la utilización de CCP-A provee un menor costo bajo una evaluación costo-beneficio que considere distintos escenarios durante el ciclo de vida del edificio.

Más investigaciones requieren ser realizadas para tratar de identificar relaciones entre el nivel de seguridad y los costos esperados, así como ampliar el catálogo de conexiones estudiadas y disponibles para detectar aquellas soluciones que representen una mejor alternativa.

7.3 Futuras investigaciones

La actual escasez de expresiones para estimar los costos de pérdidas, así como la magnitud de daños, impide la correcta valoración de riesgo en estructuras. Una parte de las investigaciones actuales debe enfocarse en la propuesta, calibración y validación de expresiones paramétricas para la estimación de pérdidas y cantidad de daños en un edificio ante eventos naturales. Así también, la actualización de bases de datos sobre daños y pérdidas de sismos “recientes” abonará al desarrollo de metodologías para evaluación de riesgo o análisis costo-beneficio.

La mayor limitación en las ecuaciones empleadas para los distintos escenarios es la escasez de expresiones para estimar el costo total asociado a daños, así como la magnitud de estos. Este estudio parte de la premisa de que todo el contenido y elementos no estructurales están expuestos a posible daño, por lo que futuras investigaciones pueden enfocarse en el desarrollo de estudios paramétricos para mejorar las estimaciones en el costo y cantidad de pérdidas. Así mismo, la generación de estudios que consideren los costos asociados a cada conexión con mayor detalle, limitando los escenarios a aquellos con mayor impacto de las conexiones, permitiría tener una visión más detallada sobre el comportamiento costo-beneficio de las conexiones.

El desarrollo de pruebas experimentales debe ir acompañada del estudio de modelos de elemento finito, y viceversa, con el objetivo de validar las observaciones, así como la calibración de la técnica. Se pueden lograr el desarrollo de propuestas y metodologías para evaluar conexiones mediante la técnica del elemento finito y permitir la realización de simulaciones que implementen modelos de daño, plasticidad y de fractura más complejos, así como la posterior evaluación de modelos que implementen los esfuerzos residuales e imperfecciones geométricas y contrastar los resultados contra la ausencia de estos parámetros.

Expandir la aplicación de esta metodología en edificios con otras geometrías, así como otros sistemas constructivos, apoyará a encontrar y validar la utilización de una configuración de conexión sobre otra. Se debe estudiar la influencia de la capacidad mecánica de los elementos en el costo esperado de los edificios para comprobar que puede existir una correlación entre el nivel de seguridad y la disminución del costo esperado. Un área de oportunidad es la adopción de acelerogramas reales para la metodología, modificando las propiedades dinámicas de la estructura, o generando marcos paramétricos que coincidan con el periodo dominante de los acelerogramas estudiados para la evaluación costo-beneficio.

Se puede ampliar el número de conexiones estudiadas para determinar si existe una diferencia entre conexiones precalificadas de otras configuraciones, o entre conexiones no precalificadas. Es de particular interés la propuesta de otras configuraciones de conexión soldada entre columnas tipo cajón y trabes IR, que pudiesen alcanzar valores de seguridad superiores, sin representar un incremento considerable en la construcción. Adicionalmente, la metodología se puede ampliar a la utilización de parámetros de evaluación a estados límite de falla globales, como la distorsión de entrepiso o la fuerza cortante basal, en este sentido se puede trabajar con límites de costo de reparación que den un sentido más práctico a la toma de decisiones.

8. BIBLIOGRAFIA

- Abaqus. (2016). *"Abaqus: Analysis user's manual."* Fremont, CA, USA: Dassault Systèmes.
- AISC. (2016a). *"AISC 341-16, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings."* Chicago, IL.: American Institute of Steel Construction Inc.
- AISC. (2016b). *"AISC 358-16, Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications."* Chicago, IL.: American Institute of Steel Construction Inc.
- Ang, A. H., y Tang, W. H. (2007). *"Probability concepts in engineering: Emphasis on applications to civil and environmental engineering."* John Wiley & Sons Incorporated.
- Ang, A. S., y De León, D. (1997). "Determination of optimal target reliabilities for design and upgrading of structures." *Structural Safety*, 19(1), 91-103.
- Biondini, F., y Frangopol, D. M. (2016). "Life-cycle performance of deteriorating structural systems under uncertainty." *Journal of Structural Engineering*, 142(9), F4016001.
- Bruneau, M., Uang, C.-M., y Sabelli, R. (2011). *"Ductile Design of Steel Structures."* McGrawHill.
- Chaboche, J. L. (1989). "Constitutive equations for cyclic plasticity and cyclic viscoplasticity." *International Journal of Plasticity*, 247-302.
- Chen , C. C., Lin, C. C., y Lin, C. H. (2006). "Ductile moment connections used in steel column-tree moment-resisting frames." *Journal of Constructional Steel Research*, 793-801.
- Cinitha , A., Umesha, P., y Nagesh, R. (2012). "A Rational approach for fundamental period of low and medium rise steel building frames." *International Journal of Modern Engineering Research (IJMER)*, 3340-3346.
- CIRES. (2022, 11 21). *Tipos de suelo en el Distrito Federal y Zona Metropolitana*. Retrieved from <https://n9.cl/ycc15>
- Computers and Structures, I. (2021, 01 18). *SAP2000*. Retrieved from <https://www.csiamerica.com/>
- Cook, R., Malkus, D., Plesha, M., y Witt, R. (2001). *"Concepts and applications of finite element analysis."* JHON WILEY & SONS, INC.
- Criales, J., y Mota, J. (2019, septiembre 19). *"Las heridas del 19-S que perduran dos años después."* Retrieved from El País: https://elpais.com/internacional/2019/09/19/mexico/1568849168_246330.html
- Crisafulli, F. (2018). *"Diseño sismorresistente de construcciones de acero."* Asociación Latinoamericana del Acero.
- De la Colina, J. (2008). *"Introducción al método del elemento finito: un enfoque para la ingeniería estructural."* Universidad Autónoma del Estado de México.
- De León, D. (2007). "Cost-Benefit Ratios for Risk Mitigation on Structures in Mexico." (ESIME-IPN, Ed.) *Científica*, 11(3), 107-111.
- De León, D., Reyes, A., y Cheng, Y. (2013). "Probabilistic assessment of connections for steel buildings on seismic zones." *Journal of Constructional Steel Research*, 15-20.

- De León, D., y Trueba, J. C. (2020). "Comparación entre 3 tipos alternativos de conexión en un edificio de acero bajo cargas sísmicas." *Ingeniería, investigación y tecnología*.
- De Lima, M. (2020). "The value of a statistical life in Mexico." *Journal of Environmental Economics and Policy*, 140-166.
- Del Campo, I., y Gómez, A. (2010). "Estudio experimental de conexiones de acero a momento de vigas I con columna rectangular HSS." *XVII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*.
- Deylami, A., y Toloukian, A. (2011). "Effect of geometry of vertical rib plate on cyclic behavior of steel beam to built-up box column moment connection." *Procedia Engineering*, 3010-3018.
- Expansión. (2023, Febrero 10). *Aumentan los tipos de interés en México*. Retrieved from Expansión: <https://datosmacro.expansion.com/tipo-interes/mexico>
- FEMA. (2022). *"User Manual."* Washington, DC: Department of Homeland Security.
- Gašić, V., Arsić, A., y Zrnić, N. (2021). "Strength of extended stiffened end-plate bolted joints: Experimental and numerical analysis." *Structures*, 77-89.
- Ghobadi, M., Mazroi, A., y Ghassemieh, M. (2009). "Cyclic response characteristics of retrofitted moment resisting connections." *Journal of Constructional Steel Research*, 586-598.
- Gholami, M., Deylami, A., y Tehranizadeh, M. (2013). "Seismic performance of flange plate connections between steel beams." *Journal of Constructional Steel Research*, 36-48.
- Ghosn, M., Frangopol, D., McAllister, T., Shah, M., Diniz, S., Ellingwood, B., . . . Zhao, X. L. (2016). "Reliability-based performance indicators for structural members." *Journal of Structural Engineering*.
- Goel, R., y Chopra, A. (1997). "Period formulas for moment-resisting frame buildings." *Journal of Structural Engineering*, 1454-1461.
- Hassett, P., y Putkey, J. (2002). "Cost Considerations for Steel Momento Frame Connections." *Steel TIPS*.
- Hosseinpour, V., Saeidi, A., Nollet, M. J., y Nastev, M. (2021). "Seismic loss estimation software: A comprehensive review of risk assessment steps, software development and limitations." *Engineering Structures*, 232, 111866.
- IDEA StatiCa. (2017). *IDEA StatiCa*. Retrieved from <https://www.ideastatica.com/>
- IMCA. (2014). *"Manual de construcción en acero."* LIMUSA.
- INECC. (2017). *"Estimación del valor de una vida estadística en México: un estudio de valoración contingente. Informe final."* Instituto Nacional de Ecología y Cambio Climático (INECC): México
- Inmuebles 24. (2023, Marzo 30). *Inmuebles 24*. Retrieved from <https://www.inmuebles24.com/>
- Instituto de Geofísica. (2023, 04 14). *SSN México*. Retrieved from Servicio Sismológico Nacional: <http://www.ssn.unam.mx/>
- Jesús, H., Perea, T., y Varela, J. (2020). "Comportamiento de la conexión tipo árbol con placa extremo extendida a partir de análisis con elementos finitos." *Ingeniería*.

- Kahandawa, R., Domingo, N., Chawynski, G., y Uma, S. R. (2020). "Factors impacting post-earthquake damage repair cost estimations." *International Journal of Disaster Resilience in the Built Environment*, 12(1), 29-49.
- Kaufmann, E. (1997). "Dynamic Tension Tests of Simulated Moment Resisting Frame Weld Joints." *Structural Steel Education Council, American Institute*.
- Krejsa, M., y Marek, P. (1999). "Transition from deterministic to probabilistic structural steel reliability assessment with special attention to stability problems." *In proceedings of 6th international colloquium on stability and ductility of steel structures*, 19-26.
- Lu, L.-W., Ricles, J. M., Mao, C., y Fisher, J. W. (2000). "Critical issues in achieving ductile behaviour of welded moment connections." *Journal of Constructional Steel Research*, 325-341.
- McCormac, J., y Csernak, S. (2012). "*Diseño de estructuras de acero*." Alfaomega.
- Meli, R. (2014). "*Diseño estructural*." México: LIMUSA.
- Morrison, M., Schweizer, D., y Hassan, T. (2015). "An innovative seismic performance enhancement technique for steel building moment resisting connections." *Journal of Constructional Steel Research*, 34-46.
- NEODATA. (2023, Enero 14). *NEODATA: Construbase*. Retrieved from <https://neodata.mx/construbase>
- Nowak, A., y Collins, K. (2000). "*Reliability of Structures*." McGrawHill.
- NTC-Acero. (2020). "*Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero*." México: Gobierno de la Ciudad de México.
- NTC-Concreto. (2017). "*Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*." México: Gobierno de la Ciudad de México.
- NTC-Sismo. (2020). "*Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*." México: Gobierno de la Ciudad de México.
- Perea, T., Jesús, H., Kurata, F., y León, R. (2019). "Experimental testing of H beam – to – HSS column connections." *12th Pacific Structural Steel Conference*.
- Perea, T., y Mendoza, A. (2012). "Evaluación de columnas de sección cruciforme armadas de dos perfiles de acero IR." *Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural*.
- Perea, T., y Mendoza, A. (2012). "Evaluación de columnas de sección cruciforme armadas de dos perfiles de acero IR." *XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*.
- Pérez-Gavilán, J. J., Aguirre, J., y Ramírez, L. (2018). "Sismicidad y seguridad estructural en las construcciones: lecciones aprendidas en México." *Salud Pública de México*, 11.
- Pérez-Gavilán, J. J., Aguirre, J., y Ramírez, L. (2018). "Sismicidad y seguridad estructural en las construcciones: Lecciones aprendidas en México." *Salud Pública de México*, 60(Supl.1), 41.
- Perform3D. (2021). Windows. California, USA: Computers and Structures, Inc.
- Project SAC. (2021, septiembre 06). *PROJECT SAC*. Retrieved from <http://www.sacsteel.org/project/index.html>

- Radmehr, M., y Homami, p. (2020). "The seismic reliability analysis of moment resisting frames with bolted end-plate connection." *Journal of Constructional Steel Research*.
- Ramberg, W., y Osgood, W. (1943). "Description of stress-strain curves by three parameters." *National Advisory Committee for Aeronautics*.
- Ravindra, M. K., y Galambos, T. V. (1978). "Load and Resistance Factor Design for Steel." *Journal of the Structural Division*.
- Ravindra, M., y Galambos, T. (1978). "Load and resistance factor design for steel." *Journal of the Structural Division*, 1337-1353.
- Ricles, J. M., Mao, C., Lu, L. W., y Fisher, J. W. (2003). "Ductile details for welded unreinforced moment connections subject to inelastic cyclic loading." *Engineering Structures*, 667-680.
- Rosenblueth, E. (1986). "Optimum reliabilities and optimum design." *Structural Safety*, 69-83.
- SASID. (2022, 04 21). *Aplicación Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo de la Ciudad de México (NTCDS-CDMX)*. Retrieved from <https://sasid.unam.mx/webNormasCDMX/>
- Sato, A., Newell, J., y Uang, C. M. (2008). "Cyclic behavior and seismic design of bolted flange plate steel moment connections." *Engineering Journal*, 221-232.
- Schneider, S., y Teeraparbwong, I. (2002). "Inelastic behavior of bolted flange plate connections." *Journal of Structural Engineering*, 492-500.
- Secretaría de Obras y Servicios. (2023). *Tabulador General de Precios Unitarios 2023*. Gobierno de la Ciudad de México: Ciudad de México
- Sifuentes, J. A., y Perea, O. T. (2017). "Calibración de una conexión de acero con placa extremo atiesada con el método de elementos finitos."
- Sumner, E. (2003). *Unified design of extended end-plate moment connections subject to cyclic loading*. Ph.D. Thesis. Advisor: Thomas Murray. Dept. of Civil and Env. Engineering, Virginia Polytechnic Institute. Blacksburg, VA, USA.
- Taghavi, S., y Miranda, E. (2003). *Response Assessment of nonstructural building elements*. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley: Berkeley, CA.
- Tapia, E., Santiago, A., Bobadilla, H., y Chávez, M. (2020). "Comportamiento de conexiones de marcos de acero ante demandas sísmicas." *Revista de ingeniería sísmica*, 37-55.
- Tapia, E., y Tena, A. (2001). "Comparación de los efectos observados en estructuras con marcos de acero durante los sismos de México (1985), Northridge (1994) y Kobe(1995) y su impacto en las normas de diseño para estructuras metálicas del rcdf-2001." *XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Guadalajara, Jalisco
- Tapia-Hernández, E., y García-Carrera, J. (2019). "Comportamiento de estructuras de acero durante los sismos de septiembre de 2017." *Revista de Ingeniería Sísmica*, 36-52.
- Thai, H. T., Uy, B., Kang, W. H., y Hicks, S. (2016). "System reliability evaluation of steel frames with semi-rigid connections." *Journal of Constructional Steel Research*, 29-39.

- Ting, L. C., Shanmugam, N., y Lee, S. (1991). "Box-column to I-beam connections with external stiffeners." *Journal of Constructional Steel Research*, 209-226.
- Torres-Ramos, I., y Roldán-Rodríguez, B. (2019). "Distribución de Gumbel: Antecedentes y aplicación." *Miscelánea Matemática*, 111-125.
- UN-ISDR. (2004). *Terminology: Basic terms of disaster risk reduction*. Retrieved from Priority Areas to Implement Disaster Risk Reduction: <https://www.unisdr.org/2004/wcdr-dialogue/terminology.htm>
- Van Westen, C. J., Alkema, D., Damen, M. C., Kerle, N., y Kingma, N. C. (2011). "*Multi-hazard risk assessment*." United Nations University–ITC School on Disaster Geoinformation Management.
- Yılmaz, O., Bekiroğlu, S., Alemdar, F., Arslana, G., Sevima, B., y Ayvaz, Y. (2019). "Experimental investigation of bolted stiffened end-plate and bolted flange-plate connections." *Latin American Journal of Solids and Structures*.
- Youssef, N., Bonowitz D, y Gross , J. (1995). "*A survey of steel moment-resisting frame buildings affected by the 1994 Northridge earthquake. NISTIR 5625*," National Institute of Standards and Technology
- Yu, , Y., Man, M., Zhang, C., y Ding, F. (2020). "Seismic performance and working mechanism of innovate bottom-flange-bolted type through-diaphragm connections." *In Structures*, 1601-1615.
- Zhang, H., Ellingwood, B. R., y Rasmussen, K. J. (2014). "System reliabilities in steel structural frame design by inelastic analysis." *Engineering structures*, 341-348.
- Zhang, Z., y Shu, X. (2015). "An Overview of Experimental Research on the Welded Joints between NointernalDiaphragm Square/Rectangular Tubular Columns and H-Beams." *The Open Construction and Building Technology Journal*, 200-209.

9. ANEXOS

9.1 Análisis de costos unitarios conexiones CCP-S y CCP-A

Clave: EST-AC-CPS		Unidad: pza				
Conexión soldable CP-S (Trabe-Columna) con 2 Cubreplacas de acero A-572 G50 de 1" (25 mm) de espesor, sección de 346 x 127 mm, 1 Placa de corte de acero A-572 G50 de 5/8" (16 mm) de espesor, sección de 185 x 240 mm y 2 Placas de continuidad de acero A-572 G50 de 1" (25 mm) de espesor, sección de 425 x 399 mm; Incluye: cortes, escotado, esmerilado, aplicación de soldadura E 7018 de 1/8", limpieza de escoria, armado, maniobras, traslados, carga, descarga, acarreos, montaje, nivelación, mano de obra calificada. equino v herramienta.		Cantidad:	304.00			
		Precio unitario:	7,366.35			
		Total	2,239,370.40			
C	Clave	Descripción	Unidad	Cantidad	Costo unitario	Total
Materiales						
	AS-PLACA-G50	Placa de acero al carbón A-572 G-50	kg	97.510000	40.29	3,928.68
	DISC DESBASTE	Disco Desbaste para metal	pza	1.000000	56.00	56.00
	AACE-0298	Soldadura eléctrica electrodo 7018 de 1/8"	kg	3.350000	62.22	208.44
Total de Materiales						4,193.12
Mano de Obra						
+	MOCU-016	Cuadrilla No 16 (1Soldador calificado + 1Ayudante montador y soldador)	jour	1.037271	1,551.61	1,609.44
Total de Mano de Obra						1,609.44
Herramienta						
	FACHEME	Herramienta menor	(%)mo	0.030000	1,609.44	48.28
	HESEG-001	Porcentaje de equipo de seguridad	(%)mo	0.020000	1,609.44	32.19
Total de Herramienta						80.47
Equipo						
H	AMAIN-010	Soldadora marca Lincoln modelo SAE 300	hr	1.900000	120.45	228.86
H	EQ-OXICORTE	Equipo infra smith equipo silver star eqp-48-2 incluye 1tanque para gas acetileno y 1tanque para oxigeno industrial	hr	0.400000	360.88	144.35
H	AMAPE-035	Grúa Link Belt RTC-08030 serie II, capacidad 30 ton, longitud de la pluma 4 secciones 27.84 m	hr	0.002220	1,054.17	2.34
Total de Equipo						375.55
Costo directo						6,258.58
Indirectos de oficina						187.76
Indirectos de campo						250.34
Subtotal						6,696.68
Utilidad						669.67
Subtotal						7,366.35
Precio unitario						7,366.35
(* SIETE MIL TRESCIENTOS SESENTA Y SEIS PESOS 35/100 M XN *)						

Análisis de precios unitarios						
Clave: EST-AC-CPA					Unidad: pza	
Conexión atornillada CP-A (Trabe-Columna) con: 1) 2 Cubreplacas de acero A-572 G50 de 1" (25 mm) de espesor, sección de 340 x 144 mm con 8 barrenos de 13/16" para para tornillos estructurales AST A490 de 3/4" x 1 3/4"; Incluye: tuercas hexagonales A-194 de 3/4", rondanas planas estructurales F-436 de 3/4" y fabricación de barrenos en viga IPR; 2) 1 Placas de corte de acero A-572 G50 de 5/8" (16 mm) de espesor, sección de 140 x 240 mm con 3 barrenos de 11/16" para tornillos estructurales ASTM A490 de 5/8" x 1 3/4"; Incluye: tuercas hexagonales A-194 de 5/8", rondanas planas estructurales F-436 de 5/8" y fabricación de barrenos en viga IPR; 3) 2 Placas de continuidad de acero A-572 G50 de 1" (25 mm) de espesor, sección de 425 x 399 mm. El precio también incluye: cortes, escotado, esmerilado, aplicación de soldadura E 7018 de 1/8" en uniones de placas a columna, limpieza de escoria, armado, maniobras, traslados, carga, descarga, acarreos, montaje, nivelación, mano de obra calificada, equipo y herramientas				Cantidad: 304.00		
				Precio unitario: 8,559.41		
				Total 2,602,060.64		
C	Clave	Descripción	Unidad	Cantidad	Costo unitario	Total
Materiales						
	AS-PLACA-G50	Placa de acero al carbón A-572 G-50	kg	95.800000	40.29	3,859.78
	TE490-16X25	Tornillo estructural ASTM A 490 de 5/8" x 1 1/2" de longitud	pza	3.000000	6.40	19.20
	TE490-19X38	Tornillo estructural ASTM A 490 de 3/4" x 1 1/2" de longitud	pza	16.000000	10.90	174.40
	TU2H16	Tuerca hexagonal 2H A-194 de 5/8" (16 mm)	pza	3.000000	3.20	9.60
	TU2H19	Tuerca hexagonal 2H A-194 de 3/4" (19 mm)	pza	16.000000	6.90	110.40
	ROPLF43616	Rondana plana estructura F-436 de 5/8" (16 mm)	pza	3.000000	0.90	2.70
	ROPLF43619	Rondana plana estructura F-436 de 3/4" (19 mm)	pza	16.000000	1.05	16.80
	AACE-0298	Soldadura eléctrica electrodo 7018 de 1/8"	kg	2.710000	62.22	168.62
	DISC DESBASTE	Disco Desbaste para metal	pza	1.000000	56.00	56.00
Total de Materiales						4,417.50
Mano de Obra						
	+ MOCU-016	Cuadrilla No 16 (1Soldador calificado +1Ayudante montador y soldador)	jor	1.110743	1,551.61	1,723.44
Total de Mano de Obra						1,723.44
Herramienta						
	FACHEME	Herramienta menor	(%)mo	0.030000	1,723.44	51.70
	HESEG-001	Porcentaje de equipo de seguridad	(%)mo	0.020000	1,723.44	34.47
Total de Herramienta						86.17
Equipo						
	H AMAIN-010	Soldadora marca Lincoln modelo SAE 300	hr	1.900000	120.45	228.86
	H AMAPE-035	Grúa Link Belt RTC-08030 serie II, capacidad 30 ton, longitud de la pluma 4 secciones 27.84 m	hr	0.002220	1,054.17	2.34
	H EQ-OXICORTE	Equipo infra smith equipo silver star eqp-48-2 incluye 1tanque para gas acetileno y 1tanque para oxígeno industrial	hr	0.400000	360.88	144.35
Total de Equipo						375.55
Auxiliares						
	+ AUX-BA-13/16	Fabricación de barreno de 13/16 de diámetro en trabe metálica para tornillo	pza	16.000000	35.99	575.84
	+ AUX-BA-11/16	Fabricación de barreno de 11/16 de diámetro en trabe metálica para tornillo	pza	3.000000	31.24	93.72
Total de Auxiliares						669.56
Costo directo						7,272.22
Indirectos de oficina					3.0000%	218.17
Indirectos de campo					4.0000%	290.89
Subtotal						7,781.28
Utilidad					10.0000%	778.13
Subtotal						8,559.41
Precio unitario						8,559.41
(* OCHO MIL QUINIENTOS CINCUENTA Y NUEVE PESOS 41/100 MXN *)						