

**UNIVERSIDAD LAICA “ELOY ALFARO” DE MANABÍ**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

TESIS DE GRADO  
PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:  
INGENIERO CIVIL

**TÍTULO:**

“CONEXIONES DE PÓRTICOS ESPECIALES RESISTENTES A  
MOMENTOS (SMF) EN EL ECUADOR, Y PROPUESTA ANALÍTICA  
PARA SU MODELAMIENTO EN EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL”

**AUTOR:**

ZAMBRANO CHICA CARLOS AGUSTÍN.

**DIRECTOR DE TESIS:**

ING. DARÍO PÁEZ CORNEJO MSc.

**CODIRECTOR DE TESIS:**

ING. PABLO ENRIQUE CAIZA SÁNCHEZ PhD.

**2015**

MANTA – ECUADOR

## **CERTIFICACIÓN DEL TUTOR DE TESIS**

**Ing. Darío Páez, MSc.** Docente de la Carrera de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí.

### **CERTIFICA:**

Que la presente Tesis de Grado titulada, “CONEXIONES DE PÓRTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTOS (SMF) EN EL ECUADOR, Y PROPUESTA ANALÍTICA PARA SU MODELAMIENTO EN EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL”, ha sido exhaustivamente revisada en varias sesiones de trabajo, se encuentra lista para su presentación y apta para su defensa.

Las opiniones y conceptos vertidos en esta Tesis de Grado son fruto del trabajo, perseverancia y originalidad del autor: Sr. Carlos Agustín Zambrano Chica, siendo de su exclusiva responsabilidad.

---

Ing. Darío Páez Cornejo Msc.

**Director de Tesis**

## **DECLARACIÓN DE AUTORÍA**

DECLARO QUE:

El presente trabajo de investigación denominado “CONEXIONES DE PÓRTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTOS (SMF) EN EL ECUADOR, Y PROPUESTA ANALÍTICA PARA SU MODELAMIENTO EN EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL”, ha sido desarrollado en base una investigación adecuada, respetando derechos de propiedad intelectual de terceros, aplicando las respectivas citas y referencias en este documento, por lo que este trabajo es de mi autoría.

En integridad de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad, y alcance científico del proyecto de grado en mención.

---

ZAMBRANO CHICA CARLOS AGUSTÍN

## **DEDICATORIA**

Dedico este logro a mis padres Antonio Zambrano y Francisca Chica, que siempre me han brindado su apoyo incondicional y que me han guiado a lo largo de todas las etapas de mi vida, siendo mi apoyo y ejemplo, por sembrar en mí los valores que se necesitan para triunfar en la vida.

A mis hermanos Javier y Diego, a mis cuñadas Yolanda y Gloria, y a mis sobrinos Mathias, Scarleth y Lucas, que me dieron su apoyo, cariño, y por darme la confianza necesaria para alcanzar mis convicciones y victorias.

A mis amigos y compañeros, quienes han compartido conmigo sus experiencias y conocimientos durante estos 5 años, los cuales han hecho de esta experiencia una de las más especiales.

**Zambrano Chica Carlos Agustín**

## **AGRADECIMIENTO**

Agradezco a Dios por darme la oportunidad de alcanzar esta meta en mi vida, por ser quien ha bendecido y ha guiado cada uno de mis pasos, pues con el todo es posible y me ha permitido lograr unas de mis metas.

Quiero agradecer a mis padres por darme la educación, gracias a ellos he podido culminar esta etapa de mi vida, gracias por creer en mí y por estar a mi lado alentándome y brindándome su cariño y apoyo incondicional.

A cada uno de mis profesores, quienes han compartido sus conocimientos profesionales, en especial quiero agradecer al Dr. Pablo Caiza y al Ing. Darío Páez, quienes me han brindado todo su apoyo y han compartido conmigo sus conocimientos y experiencias a lo largo del desarrollo de este proyecto.

A mis amigos quiero agradecerles por darme la oportunidad de formar parte de sus vidas, con ellos he vivido gratas experiencias, que quedaran grabadas en mi mente para siempre.

**Zambrano Chica Carlos Agustín**

## RESUMEN

El proyecto de tesis denominado “CONEXIONES DE PÓRTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTOS (SMF) EN EL ECUADOR, Y PROPUESTA ANALÍTICA PARA SU MODELAMIENTO EN EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL”, se presenta como una guía para el diseño y modelamiento de las conexiones viga-columna de edificaciones aporticadas de acero resistentes a momento en el Ecuador. Este documento contiene los procedimientos para el diseño de conexiones viga-columna de edificaciones aporticadas de acero resistentes a momento. Adicionalmente se presentan las discrepancias al modelar el nudo de la unión viga-columna como rígido (hipótesis básica de la teoría de las estructuras), que en las estructuras de acero antes mencionadas no es aplicable, ya que el nudo es flexible. Por lo tanto se propone un modelo analítico para modelar el nudo como rígido, que es lo que comúnmente se asume en el análisis de estructural, el mismo se lo obtenido a partir del modelo de Krawinkler en el rango elástico, esto se lo realiza de esta forma, debido a que, si el nudo (zona de panel) se comporta en el rango elástico, la rigidez de la misma no cambia, por lo cual se cumpliría la hipótesis de nudo rígido. Luego el modelo analítico propuesto y las propiedades obtenidas del mismo se las ingresa en el programa ETABS 2015 (Programa de Análisis Tridimensional Extendido y diseño de Edificaciones), con el fin de comparar los resultados obtenidos con los del modelo de Krawinkler en el rango elástico y de esta manera validar los resultados. De esta forma, los modelos tradicionales, que suponen al nudo rígido, pueden ser usados con seguridad. Finalmente con los resultado obtenidos en esta investigación, se realizan conclusiones importantes sobre la modelación del nudo de la unión viga-columna en las estructuras aporticadas de acero resistentes a momento.

## ABSTRACT

The thesis project called "CONNECTIONS FRAMES RESISTANT SPECIAL MOMENTS (SMF) IN ECUADOR, AND ANALYTICAL PROPOSAL FOR MODELING IN THE STRUCTURAL ANALYSIS", is presented as a guide for the design and modeling of beam-column connections of buildings steel portal frames resistant to time in Ecuador. This document contains procedures for the design of beam-column of framed buildings resistant steel moment connections. Additionally discrepancies in modeling the knot beam-column joint as rigid (basic assumptions of the theory of structures) in the steel structures above does not apply are presented, as the knot is flexible. Therefore an analytical model is proposed to model the knot as hard, that is what is commonly assumed in the structural analysis, the same as obtained from the model Krawinkler in the elastic range, this is what makes this manner, because, if the node (panel area) behaves in the elastic range, the rigidity thereof is not changed, so the assumption is fulfilled fixed joint. Then the proposed analytical model and the properties obtained are the same ETABS 2015 enters the program, in order to compare the results obtained with the model Krawinkler in the elastic range and thus validate the results. Thus, the traditional models, representing the fixed joint can be used safely. Finally, with the results obtained in this research, important conclusions about modeling knot beam-column joint in the framed structures of steel moment resisting performed.

## ÍNDICE DE CONTENIDO

<b>CERTIFICACIÓN DEL TUTOR DE TESIS .....</b>	<b>ii</b>
<b>DECLARACIÓN DE AUTORÍA.....</b>	<b>iii</b>
<b>DEDICATORIA.....</b>	<b>iv</b>
<b>AGRADECIMIENTO .....</b>	<b>v</b>
<b>RESUMEN .....</b>	<b>vi</b>
<b>ABSTRACT.....</b>	<b>vii</b>
<b>ÍNDICE DE CONTENIDO.....</b>	<b>viii</b>
<b>ÍNDICE DE TABLAS .....</b>	<b>xii</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS .....</b>	<b>xiii</b>
<b>INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>1</b>
<b>CAPÍTULO I.....</b>	<b>9</b>
<b>IMPORTANCIA DEL ACERO ESTRUCTURAL.....</b>	<b>9</b>
1.1    Importancia del Estudio .....	9
1.2    Comportamiento del Acero Estructural .....	10
1.2.1    Curva Esfuerzo-Deformación .....	12
1.2.2    Propiedades Mecánicas del Acero .....	14
1.2.3    Efectos que Influyen en las Propiedades Mecánicas del Acero.....	18
1.2.4    Aceros Estructurales Usados en el Ecuador en Edificios de Acero.....	20



1.3	Especificaciones Cargas y Métodos de Diseño.....	20
1.3.1	Especificaciones.....	20
1.3.2	Cargas .....	21
1.3.3	Métodos de Diseño .....	22
<b>CAPÍTULO II .....</b>		<b>26</b>
<b>ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN Y FLEXO-COMPRESIÓN .....</b>		<b>26</b>
2.1	Elementos Sometidos a Flexión y Corte (Vigas).....	26
2.1.1	Comportamiento de Vigas en Flexión .....	26
2.1.2	Modos de Fallas de Vigas en Flexión.....	28
2.1.3	Etapas de Comportamiento Bajo las Cuales Pueden Fallar las Vigas .....	30
2.1.4	Arriostamiento Lateral de Vigas y Compacidad de Vigas .....	32
2.1.5	Expresiones que Definen la Resistencia a la Flexión en Vigas para que se Desarrolle la Plastificación.....	41
2.1.6	Comportamiento de Vigas en Cortante.....	44
2.1.7	Ejemplo de Aplicación.....	47
2.2	Elementos Sometidos a Flexo-Compresión (Columnas) .....	50
2.2.1	Comportamiento de Columnas Sometidas a Flexo-Compresión.....	50
2.2.2	Modos de Falla de Columnas en Flexo-Compresión.....	51
2.2.3	Etapas de Comportamiento Bajo las Cuales Pueden Fallar las Columnas .....	54
2.2.4	Etapas de Comportamiento Bajo las Cuales Pueden Fallar las Columnas .....	56

2.2.5	Análisis de Primer y Segundo Orden.....	60
2.2.6	Métodos de Análisis por Estabilidad .....	62
2.2.7	Ejemplo de Aplicación.....	68
<b>CAPÍTULO III.....</b>		<b>72</b>
<b>CONEXIONES DE PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO (SMF).....</b>		<b>72</b>
3.1	Conexiones de Pórticos Especiales Resistentes a Momento.....	72
3.1.1	Conexiones Soldadas .....	73
3.1.2	Conexiones Apernadas .....	93
3.1.3	Tipos de Conexiones Usadas Antes del Sismo de Northridge.....	103
3.1.4	Daños Causados Durante el Sismo de Northridge.....	105
3.1.5	Causas de Fallas Encontradas por The SAC Steel Project .....	107
3.1.6	Estrategias de Diseño de Conexiones Viga-Columnas Post-Northridge .....	108
3.1.7	Requerimientos y Procedimientos para el Diseño de Conexiones Precalificada Viga-Columna .....	113
<b>CAPÍTULO IV.....</b>		<b>150</b>
<b>ANÁLISIS DE RESULTADOS.....</b>		<b>150</b>
4.1	Modelo Analítico de Krawinkler. ....	150
4.2	Análisis Comparativos Considerando al Nudo Rígido y Flexible. ....	153
4.2.1	Análisis Estático Equivalente. ....	156
4.2.2	Análisis Modal Espectral. ....	159

4.2.3	Comparación Entre Periodos de Vibración. ....	162
4.3	Modelo Analítico Propuesto. ....	163
4.3.1	Rigidez de los Resortes.....	164
<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>		<b>173</b>

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1. Factores de Resistencia.....	25
Tabla 3.1. Recubrimiento y Tipo de Corriente del Electrodo.....	76
Tabla 3.2. Esfuerzo Nominal de Conectores y Partes Roscadas. ....	95
Tabla 4.1. Dimensiones de la Estructura de Análisis. ....	153
Tabla 4.2. Valores para Calcular el Cortante Basal. ....	156
Tabla 4.3. Derivas de Piso en X.....	157
Tabla 4.4. Derivas de Piso en Y.....	157
Tabla 4.5. Derivas de Piso en X.....	160
Tabla 4.6. Derivas de Piso en Y.....	160
Tabla 4.7. Periodos del Modo Fundamental. ....	162
Tabla 4.8. Resultados de Análisis.....	169
Tabla 4.9. Derivas de Piso en X.....	171
Tabla 4.10. Derivas de Piso en Y.....	171

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Equipo de Tracción Uniaxial.....	10
Figura 1.2. Elongación del Elemento de Acero. ....	11
Figura 1.3. Curva Esfuerzo-Deformación del Acero. ....	12
Figura 1.4. Elemento Sometido a Cargas Cíclicas.....	16
Figura 1.5. Elemento Sometido a Carga de Penetración. ....	17
Figura 1.6. Prueba de Impacto de Charpy. ....	17
Figura 1.7. Esfuerzos Residuales de Tensión y Compresión.....	18
Figura 2.1. Zona Comprimida y Traccionada en la Viga. ....	26
Figura 2.2. Pandeo Lateral-Torsional de Viga.....	27
Figura 2.3. Pandeo Local en el Alma o Patín de la Viga.....	28
Figura 2.4. Pandeo Lateral-Torsional en Viga.....	29
Figura 2.5. Comportamiento Elástico de la Viga.....	30
Figura 2.6. Comportamiento Inelástico de la Viga. ....	31
Figura 2.7 .Comportamiento Plástico de la Viga.....	31
Figura 2.8. Arriostramiento Lateral Puntual de la Viga. ....	33
Figura 2.9. Arriostramiento Lateral Continuo de la Viga.....	36
Figura 2.10. Arriostramiento Lateral Puntual Inadecuado de la Viga. ....	38
Figura 2.11. Relación Ancho-Espesor de Perfiles Laminados en Caliente y Armados.....	40
Figura 2.12. Distribución Esfuerzo Cortante en Viga. ....	44
Figura 2.13. Zona Comprimida y Traccionada en la Columna. ....	50
Figura 2.14. Columna Flexo-Comprimida Biaxialmente. ....	51
Figura 2.15. Pandeo Local en el Alma o Patín de la Columna. ....	52

Figura 2.16. Pandeo Lateral-Torsional en la Columna.....	52
Figura 2.17. Pandeo por Flexión en la Columna. ....	53
Figura 2.18. Comportamiento Elástico de la Columna.....	54
Figura 2.19. Comportamiento Inelástico de la Columna. ....	55
Figura 2.20. Comportamiento Plástico de la Viga.....	56
Figura 2.21. Relación Ancho-Espesor de Perfiles Laminados en Caliente y Armados.....	59
Figura 2.22. Equilibrio en Análisis de Primer Orden. ....	60
Figura 2.23. Equilibrio en Análisis de Segundo Orden. ....	61
Figura 2.24. Carga Nocional.....	64
Figura 2.25. Carga Nocional.....	66
Figura 2.26. Efecto P-Delta. ....	67
Figura 3.1. Proceso de soldadura SMAW.....	74
Figura 3.2 Descripción de la Identificación del Electrodo. ....	75
Figura 3.3. Polaridad Directa.....	77
Figura 3.4. Polaridad Invertida. ....	77
Figura 3.5. Efectos de la Polaridad y del Tipo de Corriente.....	78
Figura 3.6. Escoria Atrapada Entre Cordones de Soldadura. ....	80
Figura 3.7. Escoria Solidifica en las Orillas del Cordón de Soldadura. ....	81
Figura 3.8. Escoria Atrapada en el Cordón de Soldadura.....	82
Figura 3.9. Porosidad en la Soldadura. ....	82
Figura 3.10. Socavación en el Metal Base.....	83
Figura 3.11. Figuración en el Metal base y Metal de Aporte. ....	84
Figura 3.12. Fusión y Penetración Incompleta. ....	85
Figura 3.13. Expansión y Contracción de la Soldadura.....	86

Figura 3.14. Distorsión Producida por Esfuerzos Internos.....	86
Figura 3.15. Esfuerzos Residuales por Distorsión.....	87
Figura 3.16. Descripción del Tipo de Uniones Entre Elementos Estructurales.....	88
Figura 3.17. Descripción de Soldadura de filete.....	89
Figura 3.18. Descripción de los Tipos de Soldadura de Ranura.....	90
Figura 3.19. Soldadura de Ranura Doble.....	91
Figura 3.20. Soldadura de Penetración Completa.....	91
Figura 3.21. Soldadura de Penetración Parcial.....	92
Figura 3.22. Soldadura de Tapón y de Muesca.....	92
Figura 3.23. Perno.....	93
Figura 3.24. Tuerca.....	96
Figura 3.25. Arandela.....	97
Figura 3.26. Falla por Tracción del Perno.....	101
Figura 3.27. Falla por Corte del Perno.....	101
Figura 3.28. Falla por Aplastamiento del Perno.....	101
Figura 3.29. Fractura por Tensión de las Placas.....	102
Figura 3.30. Deslizamiento por Cortante de las Placas.....	102
Figura 3.31. Deslizamiento por Cortante de las Placas.....	102
Figura 3.32. Detalle Típico de Conexiones Usadas Antas del Sismo de Northridge.....	103
Figura 3.33. Fallas Producidas Tras el Sismo de Northridge.....	106
Figura 3.34. Ubicación de Rotulas Plásticas en Vigas.....	109
Figura 3.35. Propuestas Iniciales de Reforzamiento de Conexión Viga-Columna.....	110
Figura 3.36. Propuesta de Debilitamiento de la Viga.....	111

Figura 3.7. Bosquejo de Conexiones Precalificadas de AISC 358-10: a) Conexión de Patín Soldado Sin Refuerzo y Alma Soldada (WUF-W); (b) Conexión de Placa Empernada (BFP); c) Conexión de Sección de Viga Reducida (RBS); d) Conexión de Placa Extrema Empernada Sin Rigidizar (BUEP) y rigidizada (BSEP); e) Conexión Kaiser con Soporte Atornillado (KBB). .....	112
Figura 3.38. Descripción de Conexión WUF-W. ....	113
Figura 3.39. Requerimientos de Vigas y Columnas para Conexión WUF-W.....	115
Figura 3.40. Cortantes en Rotulas Plásticas de Viga. ....	117
Figura 3.41. Momentos de Viga en Cara de Columna.....	119
Figura 3.42. Momentos Debido a la Columna. ....	120
Figura 3.43. Cortante en la Columna. ....	121
Figura 3.44. Momentos en las Caras de la Columna. ....	123
Figura 3.45. Momentos Transformados en Fuerzas. ....	124
Figura 3.46. Conexión WUF-W. ....	128
Figura 3.47. Descripción de Conexión RBS.....	133
Figura 3.48. Requerimientos de Vigas y Columnas para Conexión RBS. ....	135
Figura 3.49. Dimensiones de la Sección Reducida.....	136
Figura 3.50. Conexión RBS.....	144
Figura 4.1. Modelo de Krawinkler.....	151
Figura 4.2. Configuración en Planta de la Estructura de Análisis. ....	154
Figura 4.3. Estructura de Análisis.....	155
Figura 4.4. Método Estático Equivalente.....	156
Figura 4.5. Comparación Entre Derivas de Piso.....	158
Figura 4.6. Comparación Entre Derivas de Piso.....	158



Figura 4.7. Método Estático Equivalente.....	159
Figura 4.8. Comparación Entre Derivas de Piso.....	161
Figura 4.9. Comparación Entre Derivas de Piso.....	161
Figura 4.10. Comparación Entre Periodos.....	162
Figura 4.11. Modelo de Zona de Panel Propuesto.....	163
Figura 4.12. Dimensiones de la Placa.....	165
Figura 4.13. Dimensiones del Angulo.....	166
Figura 4.14. Forma de Modelamiento.....	167
Figura 4.15. Estructura de Análisis Modelo Propuesto.....	172

## INTRODUCCIÓN

Pórticos de acero resistentes a momento son, en su forma más simple, los ensambles de vigas y columnas, con las vigas conectadas rígidamente a las columnas. La resistencia a las fuerzas laterales se proporciona principalmente por el desarrollo de momentos de flexión y fuerzas de corte en los elementos del pórtico y las uniones. En virtud de la rigidez de las conexiones viga-columna, un pórtico a momento no puede desplazarse lateralmente sin que se flexionen las vigas y columnas. Por tanto, la rigidez a flexión y la resistencia de los elementos del pórtico es la fuente primaria de la rigidez lateral y resistencia de todo el pórtico.

Pórticos de acero resistentes a momento son muy utilizados en regiones de alta sismicidad, debido a que son sistemas estructurales muy dúctiles, y de versatilidad arquitectónica. No hay elementos de arriostramiento presentes que bloquean aberturas de la pared, proporcionando mayor flexibilidad para la utilización del espacio.

Un pórtico de acero resistente a momento está formado de tres componentes básicos: vigas, columnas y zonas de panel viga-columna. Las vigas abarcan la distancia libre de la cara de la columna a cara de la columna, y las columnas se dividen en una parte libre, y una región de zona de panel. La zona de panel es la porción de la columna contenida dentro de la región de la unión, en la intersección de una viga y una columna.

En el análisis estructural tradicional, pórticos resistentes a momento a menudo se modelan como representaciones lineales de elementos horizontales y verticales, con las líneas que se intersectan en los nodos sin dimensiones. Estos modelos no consideran explícitamente la región zona de panel, y proporcionan un cuadro incompleto del comportamiento de un pórtico a momento.

Con la finalidad de incorporar en el análisis de estructuras el comportamiento de la zona de panel, para de esta manera obtener resultados similares a lo que se van a observar en la realidad, se hará una recapitulación de las características más importantes del acero como material, en su uso como elemento estructural y elemento de control de daño. De esta forma se tendrá una base para profundizar el comportamiento de las conexiones que como ya se indicó es la clave para obtener resultados analíticos estructurales similares a los reales.

El proyecto de tesis se divide en cuatro capítulos: Importancia del Acero Estructural, Elementos Sometidos a Flexión y Flexo-Compresión, Conexiones de Pórticos Resistentes a Momento, y Análisis de Resultados.

En el Capítulo I y II se revisarán varios temas que contribuirán significativamente a la fundamentación teórica del estudio de las conexiones de pórticos especiales resistentes a momento, los cuales son: propiedades del acero estructural, elementos sometidos a flexión y corte (vigas), elementos sometidos a flexo-compresión (columnas).

En el Capítulo III se estudiará de manera detallada las conexiones de pórticos resistentes a momentos para de esta manera entender los factores que influyen en el diseño de la misma, lo cual es de gran importancia para que estas se comporten de manera adecuada ante la acción sísmica.

En el capítulo IV se estudiará un modelo analítico que toma en cuenta la flexibilidad del nudo (Modelo de Krawinkler), para luego realizar análisis comparativos considerando que el nudo es y no es flexible. Esto se lo realiza con el fin de ver cómo los resultados de análisis estructural varían con esas consideraciones. Finalmente se propondrá un modelo analítico para modelar el nudo como rígido, que es lo que comúnmente se asume en el análisis de estructural, el mismo se lo obtenido a partir del modelo de Krawinkler en el rango elástico,

esto se lo realiza de esta forma, debido a que, si el nudo (zona de panel) se comporta en el rango elástico, la rigidez de la misma no cambia, por lo cual se cumpliría la hipótesis de nudo rígido. Luego el modelo analítico propuesto y las propiedades obtenidas del mismo se las ingresa en el programa ETABS 2015, con el fin de comparar los resultados obtenidos con los del modelo de Krawinkler en el rango elástico y de esta manera validar los resultados.

## ANTECEDENTES

El correcto desempeño de un pórtico de acero resistente a momento depende del comportamiento de cada uno de los elementos que lo compone (vigas, columnas, y zonas de panel viga-columna).

El 17 de enero de 1994, un sismo de magnitud 6,7 azotó la zona Ángeles. El epicentro del sismo fue en Northridge en el valle de San Fernando, a 32 km Noroeste del centro de Los Ángeles. Los daños estructurales y no estructurales en edificios de hormigón e infraestructura eran generalizados y considerables, pero no hubo reportes de daños significativos en las estructuras de acero después del sismo. Inspectores, así como equipos de reconocimiento enviados por diversas sociedades de ingeniería y centros de investigaciones solo pudieron informar daños visibles no obstruidos por elementos no estructurales, debido a esto se descartó la presencia de daño crítico. Sin embargo meses después al sismo, ingenieros descubrieron por casualidad daños importantes en las conexiones viga-columna. Los daños en las conexiones fueron encontradas en edificios de varios vanos y alturas (1 a 27 pisos), incluidos nuevos edificios en construcción.

El descubrimiento de estas fallas inesperadas que se produjeron para un sismo que no era el más fuerte que podía ocurrir en Norte América obligó a la comunidad de ingeniería estructural a reexaminar sus diseños, detallamientos, y prácticas de construcción en pórticos de acero. Amplias tareas de investigación se iniciaron por parte de la Agencia Federal de Manejo de Emergencias (FEMA) en conjunto con la Oficina de Servicios de Emergencia de California (OES), las cuales crearon un proyecto de investigación al que denominaron The SAC Steel Project, que fueron conformados por la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC), el Consejo de Tecnología Aplicada (ATC) y el Consorcio de

Universidades para la Investigación en Ingeniería Sísmica (CURE), con el objetivo de investigar las causas de los daños en las conexiones, para poder luego desarrollar técnicas y diseños que minimicen los daños en las conexiones viga-columna.

En la mayoría de los pórticos de acero resistentes a momento en el Ecuador se siguen cometiendo los mismos errores que causaron graves daños en la estructuras de Norte America en 1994. No se toma mayor importancia a los estudios que se realizaron para prevenir las fallas antes mencionadas, por este motivo en mi investigación voy a tratar el diseño y detallamiento de las conexiones de pórticos resistentes a momento, para que así halla un documento de referencia donde los profesionales puedan acudir para entender la causas de los daños, y de la misma manera vean como se realiza el diseño y detallamiento de las conexiones. Además se va incorporar en el análisis el efecto de la zona de panel, para de esta manera obtener resultados similares a los que se van a presentar en la realidad.

Los temas que voy a tratar en mi tesis para lograr el objetivo antes mencionado son los siguientes:

- ✚ Propiedades del Acero Estructural.
- ✚ Elementos Sometidos a Flexión y Corte (Vigas).
- ✚ Sometidos a Flexo-Compresión (Columnas).
- ✚ Conexiones Apernadas y Soldadas.
- ✚ Conexiones Viga-Columna a Momento.
- ✚ Modelos Analíticos para la Conexión Viga- Columna.

## JUSTIFICACIÓN

En cualquier tipología de construcción, sea esta de hormigón, acero o compuesta, el principal objetivo que se pretende alcanzar, es que la estructura se comporte en la realidad de acuerdo a las idealizaciones que se hicieron en los análisis. Las consideraciones iniciales de los análisis se pueden ver afectadas por diversos factores como: diseños o construcciones inadecuadas.

Las estructuras aporticadas de acero resistentes a momento, son una de las tipologías más usadas para la construcción de edificios de acero en el Ecuador, ya que el país está ubicado en una zona de alta sismicidad, y estos son sistemas estructurales muy dúctiles.

En el análisis estructural tradicional, pórticos resistentes a momento a menudo se modelan las vigas y columnas como líneas, y al nudo como un punto bajo la hipótesis de nudo rígido, lo cual en este tipo de estructuras no es cierto, porque el nudo es flexible. Debido a esto, en el presente proyecto de investigación se propone un modelo analítico para idealizar al nudo como rígido, y con el cual se obtienen las dimensiones de dos elementos que le permiten al mismo comportarse rígidamente, y de esta manera los resultados de los análisis sean representativos de los que se presenten en la realidad.

## **FORMULACIÓN DEL PROBLEMA**

El inadecuado modelamiento, así como el diseño y detallamiento de las conexiones de pórticos resistentes a momento, originan que el desempeño del mismo sea inadecuado, ya que es a través de la conexión que se transmiten los esfuerzos entre vigas y columnas, por lo cual los resultados idealizados en el análisis no serían los representativos de su comportamiento en la realidad.

## **OBJETO**

Las conexiones de pórticos de acero resistentes a momento.

## **CAMPO**

Estructuras.

## **OBJETIVOS**

### **Objetivo General**

Investigar el diseño y detallamiento de las conexiones de pórticos de acero resistentes a momento para prevenir daños estructurales, e incorporar el efecto de la zona de panel en el análisis de estructuras, para así obtener resultados similares a los que se obtienen en la realidad.

### **Objetivo Específico**

- Conocer en forma general el proceso de diseño de las conexiones.
- Modelar el comportamiento de la zona de panel.
- Comparar resultados analíticos con y sin la zona de panel.
- Proponer modelo analítico para la zona de panel.



## **HIPÓTESIS**

El correcto diseño, detallamiento y el modelamiento de la zona de panel logrará obtener resultados analíticos representativos a los de la realidad.

## **VARIABLES**

### **Variable Dependiente**

El comportamiento de las conexiones de pórticos resistentes a momento.

### **Variable Independiente**

El modelamiento, diseño y detallamiento de las conexiones de pórticos resistentes a momento.

## **MÉTODOS Y MATERIALES**

### **MÉTODOS**



Para la presente investigación se aplicara el siguiente método:

#### **Método Cuasi-Experimental**

El diseño de estas experimentaciones se fundamenta, por lo regular, en pruebas de comparación de promedios estadístico, análisis de varianzas, medianas, o frecuencias; cuando se sospecha que pueden existir diferencias entre dos grupos antes del tratamiento, se pueden comparar estos de forma preliminar y, de encontrarse diferencias significativas se emplea el análisis de la covarianza (Ramírez, 2005).

### **MATERIALES**

Para el desarrollo de la tesis se emplean:

-  El software ETABS 2015.
-  Documentación correspondiente a estructuras de acero.

## **CAPÍTULO I**

### **IMPORTANCIA DEL ACERO ESTRUCTURAL**

#### **1.1 Importancia del Estudio**

Debido a la gran resistencia del acero, es posible construir elementos estructurales relativamente esbeltos. Los desplazamientos y giros en estas estructuras son importantes y producen efectos de segundo orden que la inestabilizan. Además existen simplificaciones de los modelos estructurales que aquí no se aplican, tales como nudos rígidos. En efecto, el tomar en cuenta la flexibilidad real de los nudos produce cambios significativos en el comportamiento esperado de las estructuras, sobre todo ante cargas sísmicas. En los análisis no lineales es también importante definir los estados límites de ocupación inmediata, daño controlado, seguridad de vida y prevención de colapso. En el Ecuador no se presta mayor atención a estos temas del análisis y diseño estructural, debido a su relativa complejidad y al hecho de que las estructuras de acero no están difundidas. Sin embargo, la construcción de las plataformas gubernamentales, y en general, nuevas estructuras de acero de dimensiones notables, ha relevado la necesidad de estudiarlas.

En esta tesis primero se hará una recapitulación de las características más importantes del acero como material, en su uso como elemento estructural y elemento de control de daño. De esta forma se tendrá una base para profundizar el comportamiento de las conexiones que como ya se indicó es la clave para obtener resultados analíticos estructurales similares a los reales.

## 1.2 Comportamiento del Acero Estructural

En la actualidad el acero es el metal más utilizado para fines estructurales porque combina alta resistencia, tanto en tensión como en compresión, gran rigidez (módulo de elasticidad elevado), y facilidad de fabricación, con un precio relativamente bajo. Las propiedades mecánicas de los aceros son las características más importantes para su aplicación en estructuras, debido a que el diseño y la fabricación de este tipo de estructuras se basan en su conocimiento, por este motivo a continuación se van a describir la obtención de la propiedades mecánicas más relevantes.

Algunas de las propiedades mecánicas del acero se las obtiene al someter a una pieza de acero a un ensayo de tracción uniaxial, el mismo que consiste en aplicarle a esta una fuerza de tensión axial progresiva, lo cual provoca que la pieza se alargue longitudinalmente y se adelgace transversalmente hasta alcanzar la fractura de la misma. En la Figura 1.1 se ilustra el equipo que se utiliza para realizar el ensayo, y en la Figura 1.2 se describe el proceso del ensayo.



Figura 1.1. Equipo de Tracción Uniaxial.

(Fuente: Creative Commons.)



Figura 1.2. Elongación del Elemento de Acero.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

Como se puede observar en la Figura 1.2 la fuerza de tensión progresiva alarga y adelgaza la sección transversal de la pieza. De lo cual se calculan las deformaciones  $\epsilon$  que el elemento experimenta por la carga en tensión progresiva, que es igual a el alargamiento longitudinal  $\Delta L$  dividido para su longitud inicial  $L$  ( $\epsilon = \frac{\Delta L}{L}$ ), de la misma manera podemos obtener los esfuerzos  $\sigma$  que se producen en el elemento, que son iguales a las fuerzas de tensión progresiva aplicada  $T$  dividida por su sección transversal  $A$  ( $\sigma = \frac{T}{A}$ ).

### 1.2.1 Curva Esfuerzo-Deformación

La curva esfuerzo-deformación se la obtiene expresando en forma gráfica los esfuerzos  $\sigma$  y deformaciones  $\epsilon$  que se producen en el elemento al someterlo a las fuerzas de tensión progresivas, como se indicó anteriormente. Esta nos permite observar el comportamiento y definir algunas de las propiedades mecánicas de un elemento de acero. La curva esfuerzo-deformación se presenta en la Figura 1.3.

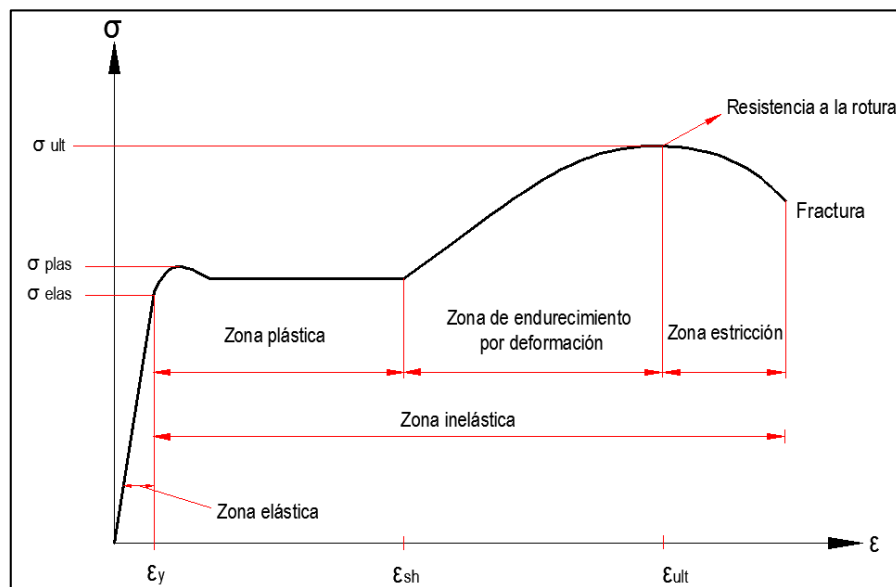


Figura 1.3. Curva Esfuerzo-Deformación del Acero.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

A continuación se van a describir las zonas de la curva esfuerzo-deformación que se indican en la Figura 1.3.

- 1. Zona Elástica:** es la zona inicial en la que los esfuerzos y las deformaciones están relacionados linealmente entre sí. En esta zona se observa, que si en un elemento se producen esfuerzos, y estos no superan el esfuerzo elástico, este podrá regresar a su estado original después de la deformación, definiéndose así el límite de deformación de esta zona, denominado límite elástico.
- 2. Zona plástica:** es la zona donde se producen deformaciones considerables a esfuerzos constantes. En esta zona se observa, que si en un elemento se producen esfuerzos que superan el límite elástico de deformación, el elemento no podrá regresar a su estado original después de la deformación. No obstante el comportamiento de esta zona es deseado, porque se producen grandes deformaciones en el elemento, lo que da aviso del estado en el que se encuentra el mismo. A este comportamiento del material se le denomina ductilidad.
- 3. Zona de endurecimiento por deformación:** es la zona donde hay incrementos de deformaciones y de esfuerzos. Al terminar esta zona el elemento ya no es capaz de resistir más esfuerzos y, gradualmente disminuyen los mismos.
- 4. Zona de estricción:** es la zona donde disminuyen los esfuerzos y llevan al elemento a la fractura, debido a que hay una gran disminución de la sección transversal.

Para elementos sujetos a fuerzas de compresión el comportamiento de la curva esfuerzo-deformación es aproximadamente igual que el de los elementos sujetos a esfuerzos de tensión, siempre y cuando la esbeltez del espécimen sea lo suficientemente pequeña para que no ocurra el pandeo antes de que alcance su resistencia.

## 1.2.2 Propiedades Mecánicas del Acero

A continuación se van a presentar las propiedades mecánicas obtenidas de la curva esfuerzo-deformación de la Figura 1.3.

### **Módulo de elasticidad $E$**

De la zona elástica se puede obtener el módulo de elasticidad  $E$  o también llamado módulo de deformación elástica, el cual es la relación que existe entre el esfuerzo y la deformación en zona elástica y se define como la pendiente de esta zona. Por consiguiente, el módulo de elasticidad puede calcularse mediante la siguiente expresión:

$$E = \frac{\sigma_{elastica}}{\epsilon_{elastica}} \quad (1.1)$$

El módulo de elasticidad indica la pendiente de zona elástica. Para todos los aceros estructurales, el módulo de elasticidad puede ser tomado como 200000 MPa (29000ksi) (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2012).

### **Módulo de endurecimiento por deformación $E_{sh}$**

De la zona de endurecimiento por deformación se obtiene el módulo de endurecimiento por deformación  $E_{sh}$ , el cual se define como la pendiente de esta zona. El valor del módulo de endurecimiento por deformación es casi 1/50 el módulo de elasticidad, o aproximadamente 6700 MPa (970ksi) para aceros estructurales al carbono (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2012).

### **Coefficiente de Poisson $\mu$**

El coeficiente de Poisson,  $\mu$ , es la relación que existe entre la deformación unitaria transversal  $\Delta H$  y la deformación unitaria longitudinal  $\Delta L$  que experimenta el elemento. Por consiguiente, el coeficiente de Poisson puede calcularse mediante la siguiente expresión:

$$\mu = \frac{\Delta H}{\Delta L} \quad (1.2)$$

El valor de la relación de Poisson puede ser tomado como 0.30 para el rango elástico y 0.50 para el rango plástico (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2012).

### **Módulo Rigidez o Módulo de Elasticidad al Esfuerzo Cortante $G$**

Es la relación entre el esfuerzo cortante y la deformación unitaria por cortante, dentro del rango elástico, este valor se lo obtiene a partir de la relación de Poisson y del Módulo de Elasticidad, la expresión que lo define es la siguiente:

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \quad (1.3)$$

El módulo de rigidez  $G$  usualmente se trabaja con el valor correspondiente a  $\mu = 0.30$ , para el cual  $G = 77000 \text{ MPa}$ . (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2012)

De someter a otros tipos de cargas a un elemento se obtiene otras propiedades del acero las cuales se indican a continuación.



## **Fatiga**

Cuando un elemento estructural o una junta están sujetos a cargas de intensidad variable repetitivas, durante un número elevado de veces, puede presentarse la fractura bajo magnitudes de carga menores. A este fenómeno se le conoce como fatiga.

La falla por fatiga consiste en la fractura del material, bajo esfuerzos relativamente reducidos, después de un número suficientemente grande de aplicaciones de la carga, que pueden o no incluir cambios de signo en los esfuerzos, lo cual hace que el elemento se debilite por estar sometido a esfuerzos variables, generando de esta manera pequeñas grietas que con cada ciclo de carga y descarga aumentan llevando al elemento a la fractura, es una desventaja del acero. En la Figura 1.4 se describe la explicación anterior.



Figura 1.4. Elemento Sometido a Cargas Cíclicas.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

## **Dureza**

Es la resistencia que opone un material a la deformación permanente (plástica) en su superficie, es decir la resistencia que opone un material a ser rayado o penetrado. En los ensayos mecánicos se utiliza un penetrador sobre la superficie del material, sobre el que se ejerce una carga perpendicular a la superficie del material de ensayo. En la Figura 1.5 se describe la explicación anterior.

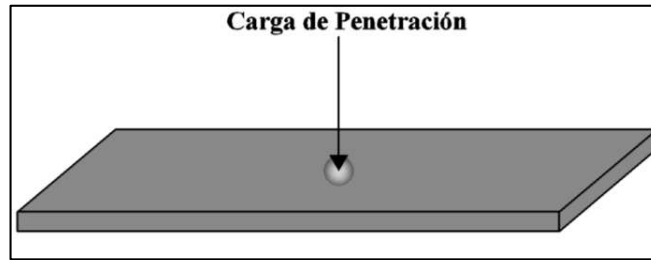


Figura 1.5. Elemento Sometido a Carga de Penetración.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

### **Tenacidad**

Es la medida de energía por unidad de volumen necesaria para deformar un cuerpo hasta el momento de la fractura. Esta propiedad tiene importancia especial en el diseño sismo resistente. Se utiliza la prueba de impacto Charpy para determinar la capacidad que tiene un acero para absorber energía hasta llegar a la fractura, en la Figura 1.6 se describe la prueba de Charpy.

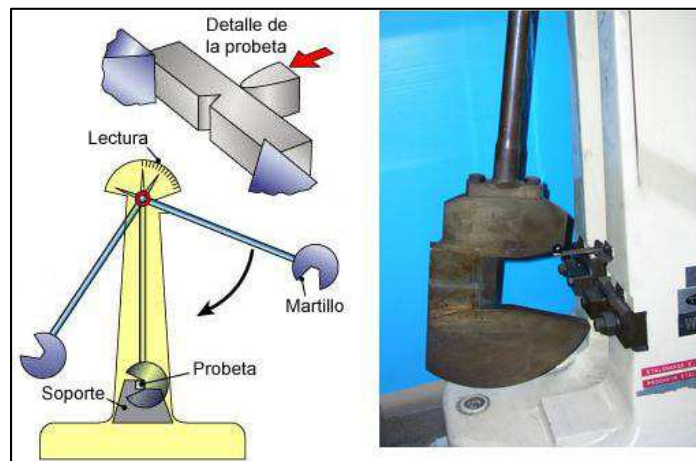


Figura 1.6. Prueba de Impacto de Charpy.

(Fuente: Creative Commons.)

### 1.2.3 Efectos que Influyen en las Propiedades Mecánicas del Acero

#### Esfuerzos residuales

En general, todos los miembros estructurales de acero están sometidos a esfuerzos internos producidos por las deformaciones permanentes durante el proceso de fabricación y laminación, principalmente a causa del enfriamiento irregular del acero desde la temperatura de laminación hasta la del ambiente. Estos esfuerzos internos de tensión y compresión reciben el nombre de esfuerzos residuales, y su magnitud y distribución dependen de varios factores: geometría de la sección transversal del miembro, procesos de laminación, proceso de soldadura, condiciones de enfriamiento y tratamiento térmico posterior. El efecto de los esfuerzos residuales es el de modificar el diagrama esfuerzo-deformación de los miembros estructurales reales con respecto al obtenido en probetas de material. En la Figura 1.7 se ilustra lo descrito en el párrafo anterior.

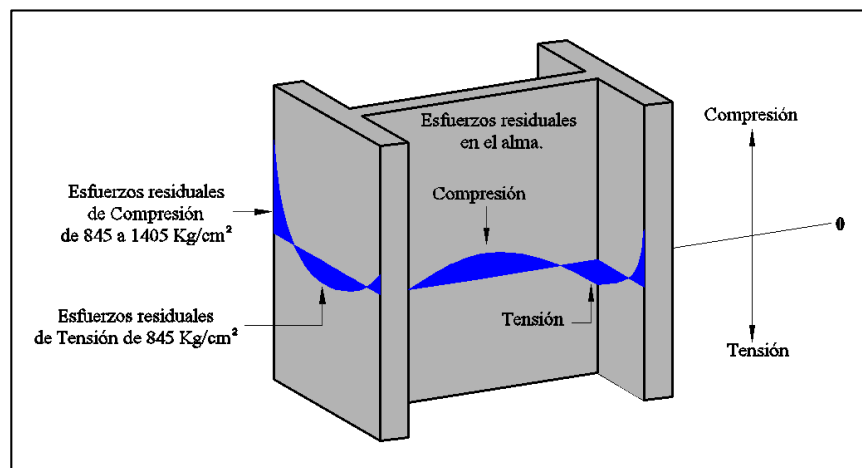


Figura 1.7. Esfuerzos Residuales de Tensión y Compresión.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

### **Efecto de bajas temperaturas**

A temperaturas normales el acero estructural posee una gran cantidad de absorción de energía y la falla es dúctil, pero cuando comienza a descender la temperatura su comportamiento va de dúctil a frágil, a partir de una temperatura denominada temperatura de transición. Esto se debe a que las bajas temperaturas (0°F), hacen que el acero entre en proceso de endurecimiento, volviéndolo muy rígido. Al volverse rígido se produce la fractura que se da con poca o ninguna deformación plástica. Es decir, esta falla ocurre sin ningún aviso del material.

### **Efecto de altas temperaturas**

Si bien el acero es un material incombustible; cuando se somete a una temperatura alta la curva esfuerzo deformación deja de ser lineal. A medida que se incrementa la temperatura las propiedades mecánicas del acero se reducen drásticamente, esto se debe a que las altas temperaturas (más de 425°C), hacen que el acero entre en un proceso de ablandamiento, con lo cual este material empieza a perder sus propiedades, reduciendo el módulo de elasticidad, el esfuerzo de fluencia y el esfuerzo último, con lo cual la resistencia disminuye drásticamente.

#### **1.2.4 Aceros Estructurales Usados en el Ecuador en Edificios de Acero**

En el Ecuador el acero estructural más común y utilizado para estructuras aporticadas de acero es el ASTM A36, el ASTM (American Society for Testing Materials) son las normas que establecen las tolerancias máximas para los perfiles de acero, la letra A significa que son aceros al carbono y el número indica el esfuerzo a la fluencia del material.

✚ **ASTM A36:** es un acero al carbono que tiene un esfuerzo a la fluencia mínimo de 36ksi (250MPa), una densidad de 7850kg/m<sup>3</sup> y un límite de rotura mínimo de 58ksi (410MPa) siempre y cuando los perfiles, barras y placas tengan espesores menores de 8plg (203.2mm); para elementos con espesores mayores de 8plg el esfuerzo de fluencia es de 32ksi (220MPa) y el límite de rotura es de 58ksi (410MPa)

### **1.3 Especificaciones Cargas y Métodos de Diseño**

#### **1.3.1 Especificaciones**

Las especificaciones son normas desarrolladas por un grupo de expertos en un campo específico de estudio y tiene la finalidad de establecer requerimientos para su correcta aplicación. En estructuras de acero las normas que rigen en el diseño de estas son el AISC (Instituto Americano de Construcción de Acero), las cuales han sido adoptadas por nuestro código NEC 2014 (Normas Ecuatorianas de la Construcción). Estas especificaciones contienen las cargas de diseño, esfuerzos de diseño, tipo de construcción, calidad de materiales y otros factores, además de procedimientos y guías específicas para el diseño de sus miembros y conexiones estructurales, las mismas que se actualizan continuamente en base a los nuevos conocimientos que se vayan adquiriendo.

### 1.3.2 Cargas

En el diseño de una estructura se debe estimar de manera precisa las cargas que van a actuar en ella durante el periodo para el cual haya sido diseñado. Estas pueden dividirse en tres tipos:

- ✚ Cargas Muertas.- carga relacionada con el peso propio de los elementos estructurales y no estructurales que van a estar presente en la estructura como: vigas, columnas, losas, muro de corte, mampostería, cielo raso, tuberías, etc.
- ✚ Cargas vivas.- carga relacionada con la operación y uso de la estructura. Su peso es resultado de la actividad humana, es decir, son las cargas en la etapa de construcción y ocupación, entre las cuales tenemos: personas, materiales usados, maquinarias, muebles, estanterías, closets, etc.
- ✚ Cargas del Ambiente.- son las cargas impuestas a la estructura por el ambiente como: viento, nieve, hielo, lluvia y sismos, éstas varían de acuerdo a la situación geográfica de la zona y se diseña para soportar las cargas ambientales que existan en el sitio donde se va a implantar la estructura.

### **1.3.3 Métodos de Diseño**

Las especificaciones del AISC acogidas por el NEC 2014, establece como método de diseño al LRFD (Diseño por Factores de Carga y Resistencia). Este método se basa en conceptos de estados límites, es decir, describe una condición en la que una estructura o alguna parte de ella dejan de cumplir la función para la que fueron diseñados. Los estados límites pueden dividirse en dos tipos.

#### **Estado límite de resistencia**

Se basa en la seguridad de la estructura contra cargas extremas que se puedan producir durante su vida útil. Define situaciones en que la estructura sufre daños que alteran su capacidad para resistir nuevas acciones, dentro de este estado límite se encuentra fallas por cortante, flexión, carga axial o cualquier combinación de estos efectos.

#### **Estado límite de servicio**

Se basa en requerimientos de funcionalidad de la estructura bajo cargas normales de servicio, definen situaciones en que la estructura muestra deflexiones, vibraciones de las vigas así como daños en los elementos no estructurales.

Debido a lo dicho anteriormente para que la estructura responda bajos estos estados límites, las cargas que actúan en ella deben ser multiplicadas por factores de cargas que tomen en cuenta las variaciones de cargas en el tiempo, incertidumbres acerca de la ubicación de la carga e idealizaciones de diseño que se tienen en el análisis estructural.

A continuación se van a presentar los factores de carga usados por la metodología LRFD en las combinaciones de carga.

### **Combinaciones de Carga Factoradas**

1.4 *DL*

1.2 *DL* + 1.6 *LL* + 0.5 *RL*

1.2 *DL* + 1.0 *LL* + 1.6 *RL*

1.2 *DL* + 1.6 *LL* + 0.5*SL*

1.2 *DL* + 1.0 *LL* + 1.6 *SL*

0.9 *DL* ± 1.6 *WL*

1.2 *DL* + 1.6 *RL* ± 0.8 *WL*

1.2 *DL* + 1.6 *LL* ± 0.5 *RL* ± 1.6 *WL*

1.2 *DL* + 1.6 *SL* ± 0.8 *WL*

1.2 *DL* + 1.0 *LL* ± 0.5 *SL* ± 1.06 *WL*

0.9 *DL* ± 1.0 *EL*

1.2 *DL* + 1.0 *LL* ± 0.2 *SL* ± 1.0 *EL*

Dónde:

*DL*: Carga Muerta.

*LL*: Carga Viva.

*RL*: Carga de Lluvia.

*SL*: Carga de Granizo.

*WL*: Carga de Viento.

*EL*: Carga de Sísmica.



Teniendo en cuenta las combinaciones de cargas anteriores y aplicándolas a las cargas que se tienen en Ecuador, para el análisis se han obtenido las siguientes combinaciones:

$$1.4 CM$$

$$1.2 CM + 1.6 CV$$

$$1.2 CM + 1.0 CV$$

$$1.2 CM + 1.0 CV \pm EQX$$

$$1.2 CM + 1.0 CV \pm EQY$$

$$0.9 CM \pm EQX$$

$$0.9 CM \pm EQY$$

Dónde:

*CM*: Carga Muerta.

*CV*: Carga Viva.

*EQX*: Fuerza lateral en sentido X.

*EQY*: Fuerza lateral en sentido Y.

## Factores de resistencia

La resistencia de un elemento estructural se puede ver afectada por ciertas incertidumbres como:

- ✚ Variaciones en las propiedades mecánicas de los materiales.
- ✚ Variaciones en las dimensiones debidas al proceso de laminado.
- ✚ Variaciones en el montaje.

Estas incertidumbres se deben a que en el cálculo teórico se asume que no hay ningún tipo de deficiencia en los materiales, ni en el proceso de montaje. Por este motivo a las resistencias obtenidas teóricamente hay que multiplicarlos por factores que disminuyan la resistencia, para así tomar en cuenta las imperfecciones que se pueden producir. En la Tabla 1.1 se muestran los factores de resistencia.

Tabla 1.1. Factores de Resistencia.

<b>Caso</b>	<b>Estado Limite de Resistencia</b>	<b>Factores de Resistencia</b>
Miembros Traccionados	Fluencia en el área neta	0.90
	Ruptura en el área neta	0.75
Miembros Comprimidos	Pandeo Flexional	0.90
	Pandeo Flexional o Flexo-torsional	0.90
	Pandeo Local	0.90
Miembros Flexionados	Plastificación	0.90
	Pandeo lateral torsional	0.90
	Pandeo local de ala	0.90
	Pandeo local del alma	0.90
Miembros sometidos a corte	Fluencia por corte	0.90
	Pandeo del alma	0.90

(Fuente: AISC 360-10)

## CAPÍTULO II

### ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN Y FLEXO-COMPRESIÓN

#### 2.1 Elementos Sometidos a Flexión y Corte (Vigas)

Las vigas son elementos diseñados para resistir cargas transversales y para transmitirlos a los elementos en los que se va a apoyar. Debido a que las cargas en estos elementos están aplicadas a lo largo del eje longitudinal de los mismos, o debido a la aplicación de momentos en sus extremos, éstas están sometidas a esfuerzos de flexión y corte.

Por razones que se discutirán más adelante, los perfiles W son los más eficientes para ser utilizados como vigas en estructuras aporticadas de acero, y serán lo que se traten en esta Tesis como vigas.

##### 2.1.1 Comportamiento de Vigas en Flexión

Los esfuerzos de flexión generan en la parte superior de la viga una zona de compresión y en la parte inferior una zona de tracción, en la Figura 2.1 se ilustra las zonas producidas por los esfuerzos de flexión.

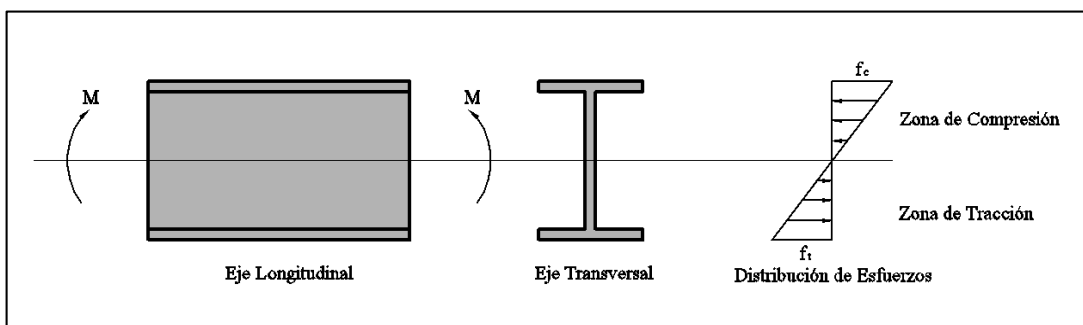


Figura 2.1. Zona Comprimida y Traccionada en la Viga.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

Debido a que el esfuerzo de flexión genera esfuerzos de compresión en la parte superior de la viga, esta tiende a pandearse lateralmente a causa de su esbeltez. Pero al mismo tiempo, los esfuerzos de tensión en la parte inferior de la viga se oponen a este pandeo, razón por la cual el pandeo lateral va acompañado de torsión. Se le conoce como pandeo lateral torsional. En la Figura 2.2 se ilustra el pandeo lateral-torsional de la viga.

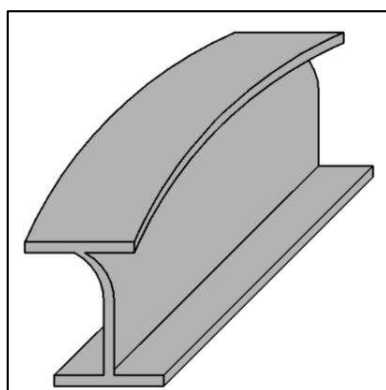


Figura 2.2. Pandeo Lateral-Torsional de Viga.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

Debido a lo dicho anteriormente y a otras razones que se explicaran a continuación, las vigas pueden fallar de varias maneras.

## 2.1.2 Modos de Fallas de Vigas en Flexión

Existen tres posibles modos de falla mediante la cual una viga sometida a flexión dejaría de cumplir la función para la cual fue diseñada, y se describen de manera detallada a continuación:

### 2.1.2.1 Pandeo Local en el Alma o Patín de la Viga

Este tipo de falla sucede debido al esfuerzo de compresión que se genera en la fibra superior de la viga. Este esfuerzo puede causar inestabilidad en el alma o en el patín de la zona comprimida, produciendo una deformación en ese sector, como se muestra en la Figura 2.3.

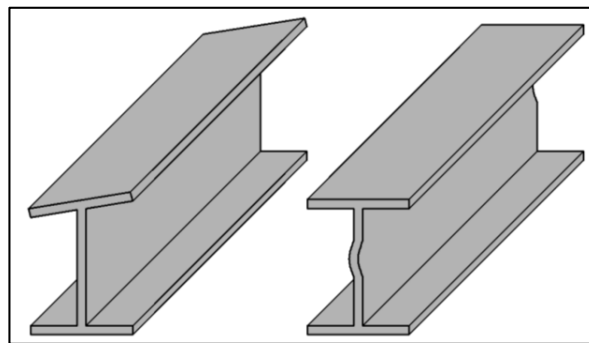


Figura 2.3. Pandeo Local en el Alma o Patín de la Viga.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

### 2.1.2.2 Pandeo Lateral-Torsional

Este tipo de falla sucede debido al esfuerzo de compresión que se genera en la fibra superior de la viga. Este esfuerzo causa inestabilidad en toda la zona comprimida, produciendo una deformación lateral en ese sector. Pero, debido a que en la fibra inferior se producen esfuerzos de tracción, éstas se oponen a la deformación lateral, causando un efecto

de torsión. Como ya se indicó a este tipo de falla se le denomina pandeo lateral-torsional. En la Figura 2.4 se ilustra el pandeo lateral-torsional de la viga.

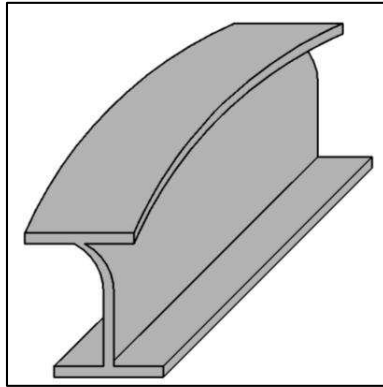


Figura 2.4. Pandeo Lateral-Torsional en Viga.  
(Elaboración: Agustín Zambrano)

### 2.1.2.3 Plastificación Completa de la Sección

Este tipo de falla sucede cuando la sección alcanza una distribución de esfuerzos plásticos, lo cual provoca que la misma falle de manera global.

Dependiendo de cuándo ocurra la falla en la viga, se tienen tres posibles etapas de comportamiento en la que se puede presentar la falla, las cuales se presentarán de manera detallada a continuación:

## 2.1.3 Etapas de Comportamiento Bajo las Cuales Pueden Fallar las Vigas

### 2.1.3.1 Comportamiento Elástico

Ocurre cuando el elemento falla antes de alcanzar el esfuerzo de fluencia, esto se produce debido a la inestabilidad local del patín o del alma, lo cual ocurre porque las secciones no son compactas o no están soportadas lateralmente. En la Figura 2.5 se ilustra el diagrama de esfuerzo que indica que la viga falla elásticamente.

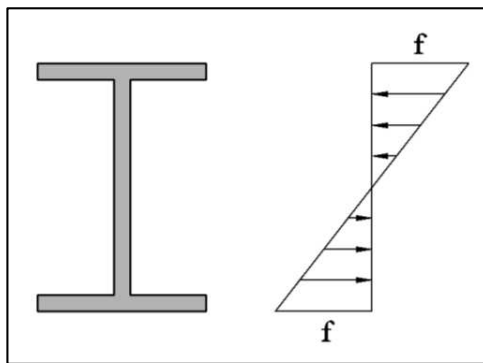


Figura 2.5. Comportamiento Elástico de la Viga.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

### 2.1.3.2 Comportamiento Inelástico

Ocurre cuando el elemento falla después de alcanzar el esfuerzo de fluencia en algunas partes de la sección. Esto se produce debido a la inestabilidad local del patín o del alma de la viga por lo cual no alcanza la distribución de esfuerzos plástico en toda la sección, lo cual ocurre porque las secciones no son compactas o no están arriostradas lateralmente. En la Figura 2.6 se ilustra el diagrama de esfuerzo que indica que la viga falla inelásticamente.

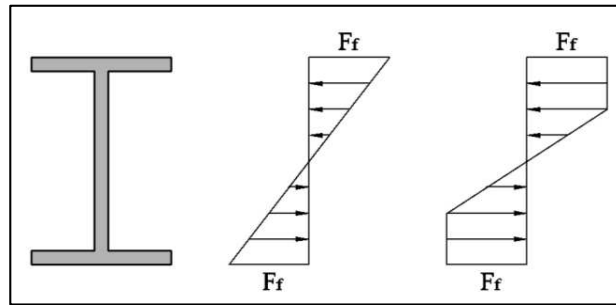


Figura 2.6. Comportamiento Inelástico de la Viga.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

### 2.1.3.3 Comportamiento Plástico

Ocurre cuando en el elemento no se presenta inestabilidad, es decir que la viga tiene un soporte lateral adecuado y que es compacta, por lo cual alcanza una distribución de esfuerzos plásticos en toda su sección hasta que ya no sea capaz de soportar más esfuerzo y falle. En la Figura 2.7 se ilustra el diagrama de esfuerzo que indica que la viga falla plásticamente.

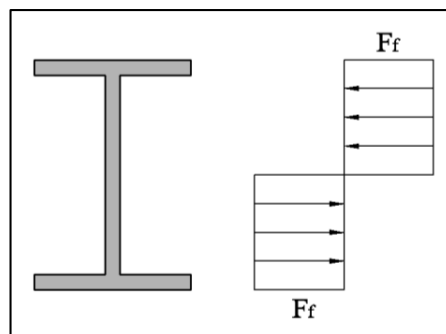


Figura 2.7 .Comportamiento Plástico de la Viga.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

De lo dicho anteriormente se llega a la conclusión que la resistencia a flexión de la viga depende de la compacidad de la sección y del arriostramiento lateral que se le proporcione a la misma, por esta razón a continuación se van a tratar estos dos temas a detalle.



#### **2.1.4 Arriostramiento Lateral de Vigas y Compacidad de Vigas**

Son elementos que se usan como soportes laterales en vigas para restringir el efecto de pandeo lateral-torsional. Para que el arriostramiento lateral sea efectivo en su totalidad, tanto la rigidez como la resistencia del arriostramiento deben ser adecuadas para evitar el pandeo lateral-torsional de la sección. La longitud del arriostramiento depende de las dimensiones de la sección transversal de la viga y de su esfuerzo de fluencia.

De acuerdo a lo dicho anteriormente la función del arriostramiento lateral es:

- ✚ Prevenir el desplazamiento lateral de la fibra comprimida.
- ✚ Prevenir la torsión de la sección transversal.

El soporte lateral de vigas se clasifica en dos categorías, dependiendo de la distancia entre los arriostramientos, como se explica a continuación.

##### **2.1.4.1 Vigas Con Arriostramiento Lateral Adecuado**

Para que a una viga se la considere adecuadamente arriostrada, tanto la rigidez como la resistencia del arriostramiento lateral en la zona comprimida de la viga, deben evitar el pandeo lateral-torsional. Es decir, deben estar colocados a intervalos suficientemente cercanos para asegurar que la viga no falle por inestabilidad. Si la misma alcanza una distribución de esfuerzos plásticos en toda la sección, estas vigas fallarán plásticamente.

Los arriostramientos laterales en vigas pueden ser puntuales o continuos.

### Arrostramiento Lateral Puntual

Los arriostramientos laterales puntuales son aquellos que se proporcionan a ciertos intervalos mediante miembros como largueros, viguetas, vigas u otros elementos estructurales rigidizantes, transversales al elemento que se está soportando. En la Figura 2.8 se ilustra el arriostramiento que se emplean con mayor frecuencia en los sistemas aperticados.

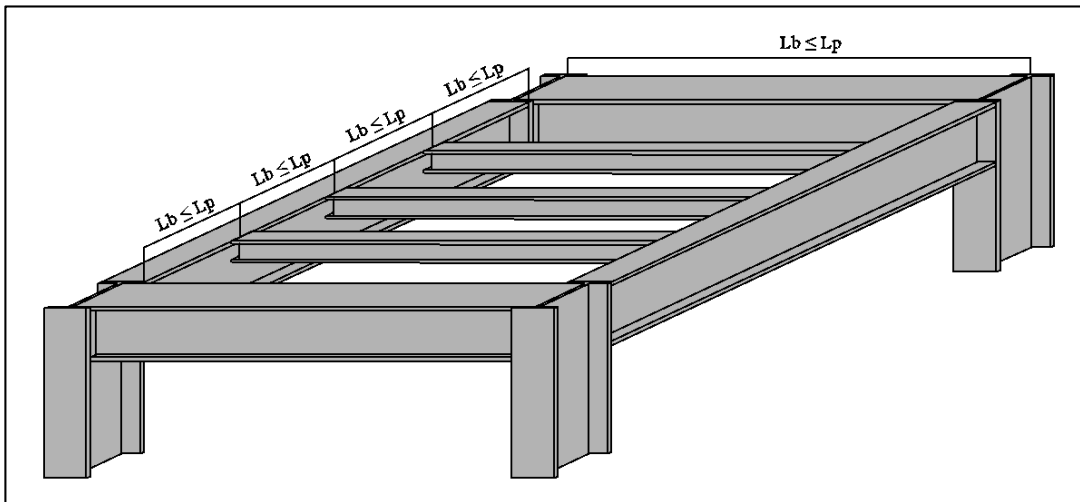


Figura 2.8. Arrostramiento Lateral Puntual de la Viga.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

A continuación se presentan las expresiones que se deben cumplir para proporcionar un arriostramiento lateral adecuado.

La longitud requerida entre arriostramientos laterales es:

$$L_b \leq L_p \quad (2.1)$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (2.2)$$

Dónde:

$E$ : Módulo de elasticidad del acero = 200000MPa.

$I_y$ : Momento de inercia fuera del plano, mm<sup>4</sup>.

$L_b$ : Longitud no soportada o entre arriostramiento laterales, mm.

$L_p$ : Longitud límite entre soportes laterales para la falla plástica, mm.

$r_y$ : Radio de giro de la sección alrededor del eje menor, mm.

La resistencia requerida del arriostramiento es:

$$M_{rb} = \frac{0.024 M_r L}{n C_b L_b} \quad (2.3)$$

Dónde:

$C_b$ : Factor de modificación por pandeo lateral-torsional para diagramas de momento no uniformes cuando ambos extremos del segmento están arriostrados.

$L_b$ : Longitud no soportada o entre arriostramiento laterales, mm.

$L$ : Longitud del tramo, mm.

$M_r$ : Resistencia a la flexión requerida, N-mm.

$n$ : Número de puntos arriostrados dentro del tramo  $L$ .

La rigidez requerida del arriostramiento es:

$$B_{Tb} = \frac{B_T}{\left(1 - \frac{B_T}{B_{sec}}\right)} \quad (2.4)$$

$$B_T = \frac{1}{\phi} \left( \frac{2.4 L M_r^2}{n E I_y C_b^2} \right); \phi = 0.75 \quad (2.5)$$

$$B_{sec} = \frac{3.3 E}{h_o} \left( \frac{1.5 h_o t_w^3}{12} + \frac{t_{st} b_s^3}{12} \right) \quad (2.6)$$

$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \quad (2.7)$$

Si  $B_{sec} < B_T$ , el valor de  $B_{Tb}$  es negativo, lo que indica que el arriostramiento de la viga no será efectivo debido a que la rigidez distorsional del alma es inadecuada.

Dónde:

$M_{max}$ : Valor absoluto del momento máximo en el segmento no arriostrado, N-mm.

$M_A$ : Valor absoluto del momento en el primer cuarto del segmento no arriostrado, N-mm.

$M_B$ : Valor absoluto del momento en el centro del segmento no arriostrado, N-mm.

$M_C$ : Valor absoluto del momento en el tercer cuarto del segmento no arriostrado, N-mm.

$b_s$ : Ancho del rigizador, para rigizadores de un solo lado (usar dos veces el ancho del rigizador individual para pares de rigizadores, mm).

$t_w$ : Espesor del alma de la viga, mm.

$t_{st}$ : Espesor del rigizador del alma, mm.

$B_T$ : Rigidez total del sistema de arriostramiento, N-mm/rad.

$B_{sec}$ : Rigidez distorsional del alma, incluyendo el efecto de rigizadores transversales del alma, si los hay, N-mm/rad.

Los demas terminos fueron definidos previamente.

### Arriostramiento Lateral Continuo

Los arriostramientos laterales continuos son aquellos que se proporcionan de manera continua mediante elementos como: una losa de hormigón embebida en el patín de compresión de la viga, conectores de corte soldados al patín de la viga, y estos embebidos en la losa de hormigón, o mediante una lámina acanalada de acero soldada en el patín de compresión de la viga, que mediante la acción de la losa de hormigón permite que esta proporcione un arriostramiento continuo. En la Figura 2.9 se ilustra el arriostramiento que proporciona una losa de hormigón.

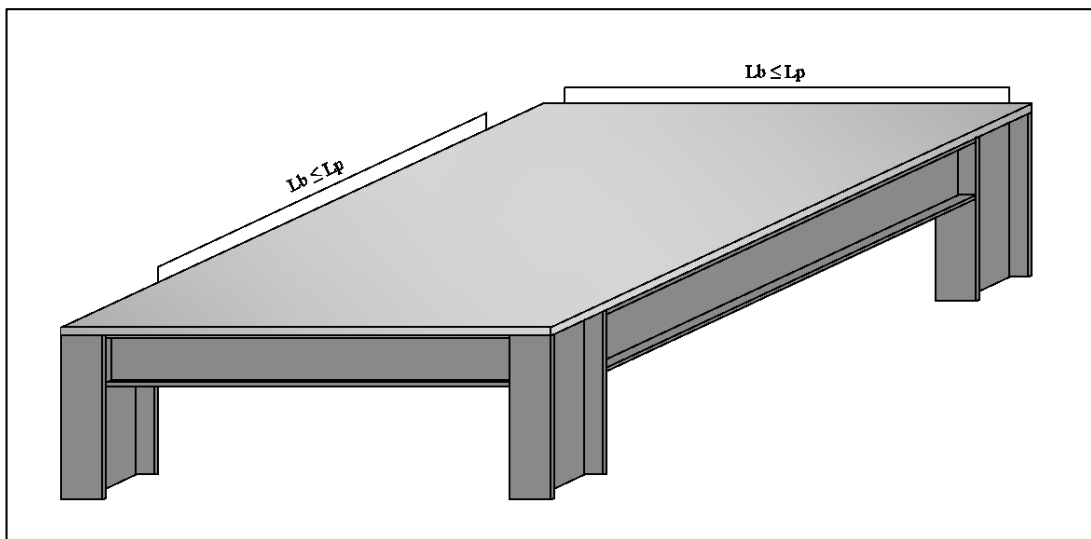


Figura 2.9. Arriostramiento Lateral Continuo de la Viga.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

A continuación se presentan las expresiones que se deben cumplir para proporcionar un arriostramiento lateral adecuado.

Para arriostramientos continuos, las ecuaciones de arriostramiento puntual deben ser empleadas con las siguientes modificaciones:

✚  $\frac{L}{n} = 1$

✚  $L_b$  deberá ser tomada igual a la máxima longitud no arriostrada permitida para la viga basada en la resistencia requerida a flexión,  $M_r$ .

✚ La rigidez distorsional del alma debe ser considerada como:  $B_{sec} = \frac{3.3 E t_w^3}{12 h_o}$

En los soportes laterales continuos es prudente considerar que algunos de los conectores de corte o la soldadura en las láminas acanaladas no estuvieran bien colocados, por lo cual no proporcionarían arriostramiento adecuado para las vigas, por este motivo en la presente Tesis se va asumir de manera conservadora que la losa de hormigón no proporciona ningún tipo de arriostramiento.

#### 2.1.4.2 Vigas Con Arriostramiento Lateral Inadecuado

En estas vigas los soportes o arriostramientos están colocados a intervalos grandes, por lo cual no poseen el suficiente arriostramiento para evitar que la viga falle por inestabilidad, dependiendo de qué tan alejados estén los arriostramiento la viga fallará elásticamente o inelásticamente. En la Figura 2.10 se ilustra el arriostramiento de un sistema aperticado, en el cual se puede observar que la longitud entre arriostramiento lateral es mayor a la requerida.

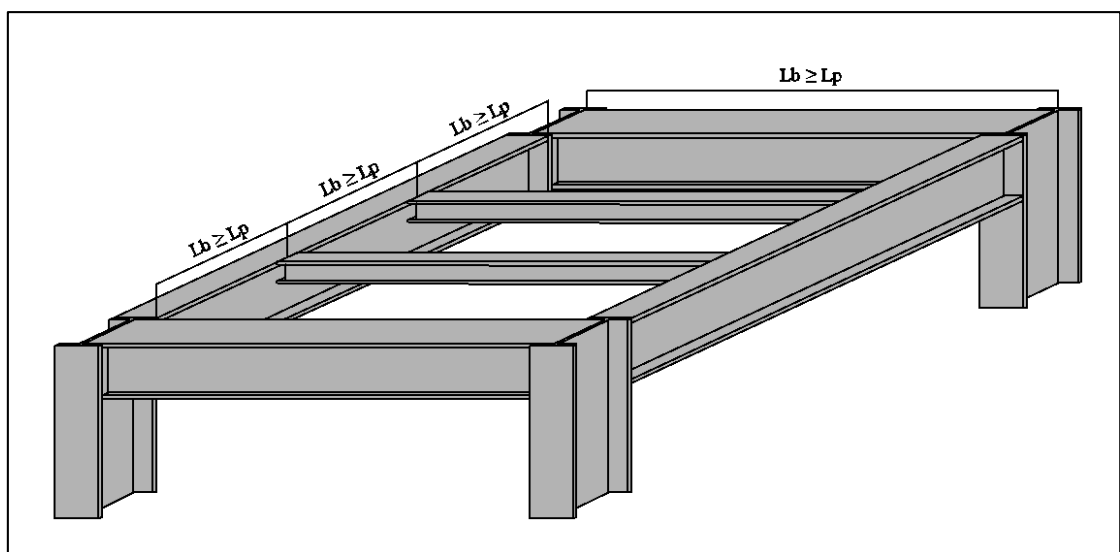


Figura 2.10. Arriostramiento Lateral Puntual Inadecuado de la Viga.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

Además de que las vigas tengan arriostramiento lateral adecuado para que de esta manera no fallen por pandeo lateral torsional, también los elementos que la componen, como los patines y alma deben ser lo suficientemente fuertes, para que a través de éstos se puedan distribuir los esfuerzos que se generan en la viga y así no permitir que estos se concentren en ciertas zonas haciéndola fallar localmente.

A continuación se van a explicar las definiciones de secciones compactas, no compactas, y esbeltas, para de esta manera entender cómo evitar las fallas locales en las vigas.

#### **2.1.4.3 Compacidad de Vigas**

La compacidad de una viga es la fortaleza que tienen los elementos que la componen para resistirse al pandeo, de acuerdo a esto las secciones se pueden clasificar en compactas, no compactas, y esbeltas.

##### **Secciones Compactas**

Son aquellas con un perfil suficientemente fuerte para que sea capaz de desarrollar una distribución total de esfuerzos plásticos antes de pandearse, es decir con relaciones ancho/espesor bajas.

##### **Secciones No Compactas**

Son aquellas en que el esfuerzo de fluencia puede alcanzarse en algún elemento del miembro, antes de alcanzar la falla por pandeo, es decir con relaciones ancho/espesor intermedias.

##### **Secciones Esbeltas**

Son aquellos que se pandearan elásticamente antes de que el esfuerzo de fluencia se alcance en cualquier parte de la sección, relaciones ancho/espesor altas ( $b/t$ ).



Con el objeto de analizar y restringir la aparición del pandeo local en los perfiles, las normas establecen valores límites de la relación ancho-espesor donde pueden aparecer problemas de inestabilidad local, en la Figura 2.11 se presentan las relaciones ancho espesor para los perfiles en forma de I, que en la presente tesis son considerados como vigas.







Tipo de Sección	Descripción del Elemento	Ejemplo	Relación Ancho-Espesor ( $\lambda$ )	Límite de Relación Ancho Espesor de Elementos a Compresión		
				Compacto ( $\lambda_p$ )	No Compacta ( $\lambda_r$ )	Esbelta ( $\lambda_s$ )
Formas I Doblemente Simétricas	Flexo-Compresión de Patines de Forma I Laminados		$\frac{b_f}{2t_f}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	No hay relación limite
	Flexo-Compresión de Patines de Forma I Armados		$\frac{b_f}{2t_f}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95 \sqrt{\frac{K_c E}{F_L}}$	No hay relación limite
	Compresión Axial Solo en Patines de Formas I Laminadas		$\frac{b_f}{2t_f}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	No hay relación limite
	Compresión Axial Solo en Patines de Formas I Armaadas		$\frac{b_f}{2t_f}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.64 \sqrt{\frac{K_c E}{F_L}}$	No hay relación limite
	Flexión en el alma		$\frac{h}{2t_w}$	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	Relación limite para vigas (E/F <sub>y</sub> , 260) No hay Limites Para Columnas y Apoyos
	Compresión Axial en el Alma		$\frac{h}{2t_w}$	NA	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	Relación limite para vigas (E/F <sub>y</sub> , 260) No hay Limites Para Columnas y Apoyos

Figura 2.11. Relación Ancho-Espesor de Perfiles Laminados en Caliente y Armados.

(Fuente: AISC 360-10)

A continuación se van a presentar expresiones dadas por especificación AISC 360-10 para determinar la resistencia a flexión de las vigas, para que éstas alcancen la plastificación en toda la sección. Cabe recalcar que el AISC 360-10 también presenta expresiones para determinar la resistencia a flexión cuando los elementos no son compactos o no están arriostrados adecuadamente, pero por razones que se presentarán en el Capítulo 3 en la presente Tesis se requiere que las vigas plastifiquen en toda la sección.

## 2.1.5 Expresiones que Definen la Resistencia a la Flexión en Vigas para que se Desarrolle la Plastificación

### 2.1.5.1 Resistencia a Flexión

Para que las vigas alcancen la plastificación en toda su sección, es decir, desarrollen el momento de plastificación  $M_p$ , éstas deben ser compactas y tener arriostramiento lateral adecuado.

Cumpliendo lo anteriormente dicho a cabalidad, el momento de flexión máximo que una viga puede soportar para desarrollar la plastificación en toda su sección se lo puede calcular con la siguiente expresión:

$$M_p = F_y Z_x \quad (2.8)$$

$$M_n = M_p \quad (2.9)$$

Dónde:

$M_p$ : Momento de plastificación de la sección, N-mm.

$Z_x$ : Modulo plástico de la sección con respecto al eje de flexión, mm<sup>3</sup>.

$F_y$ : Esfuerzo de fluencia de la sección, MPa.

Debido a las imperfecciones del material y a la incorrecta manipulación de los perfiles de acero en obra, la capacidad a flexión de una viga se ve afectada por un factor de reducción de resistencia a la flexión  $\Phi_b$ , entonces el momento de flexión máximo que una viga puede soportar se lo puede calcular con la siguiente expresión:

$$M_u = \Phi_b M_n \quad (2.10)$$

Dónde:

$M_u$ : Momento último de resistencia a la flexión.

$\Phi_b$ : Factor de reducción de resistencia a la flexión = 0.90

Para que la expresión anterior pueda ser aplicada la sección debe ser compacta y estar también arriostrada lateralmente de forma adecuada, para lo cual se deben cumplir las expresiones que se muestran a continuación.

#### 2.1.5.2 Relación ancho-espesor

$$\lambda \leq \lambda_p \quad (2.11)$$

La relación ancho-espesor del patín de la viga debe satisfacer la siguiente expresión:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (2.12)$$

La relación ancho-espesor del alma de la viga debe satisfacer la siguiente expresión:

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (2.13)$$

### 2.1.5.3 Arriostramiento Lateral

El arriostramiento lateral debe satisfacer las siguientes expresiones:

La longitud requerida entre arriostramientos laterales es:

$$L_b \leq L_p \quad (2.14)$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (2.15)$$

La resistencia requerida del arriostramiento es:

$$M_{rb} = \frac{0.024 M_r L}{n C_b L_b} \quad (2.16)$$

La rigidez requerida del arriostramiento es:

$$B_{Tb} = \frac{B_T}{\left(1 - \frac{B_T}{B_{sec}}\right)} \quad (2.17)$$

$$B_T = \frac{1}{\phi} \left( \frac{2.4 L M_r^2}{n E I_y C_b^2} \right); \phi = 0.75 \quad (2.18)$$

$$B_{sec} = \frac{3.3 E}{h_o} \left( \frac{1.5 h_o t_w^3}{12} + \frac{t_{st} b_s^3}{12} \right) \quad (2.19)$$

$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \quad (2.20)$$

Si  $B_{sec} < B_T$ , el valor de  $B_{Tb}$  es negativo, lo que indica que el arriostramiento de la viga no será efectivo debido a que la rigidez distorsional del alma es inadecuada.

### 2.1.6 Comportamiento de Vigas en Cortante

Al flexionarse la viga aparecen esfuerzos debido al cambio de longitud de sus fibras longitudinales, los esfuerzos de compresión en la fibra superior, hacen que estas se acorten, mientras que la de la fibra inferior hacen que se alargue, debido a esto una fibra tiende a deslizarse contra la otra, a este efecto se lo conoce como esfuerzo cortante. En la Figura 2.12 se ilustra la distribución de esfuerzos cortantes en la sección I que en la presente Tesis es considerada como viga.

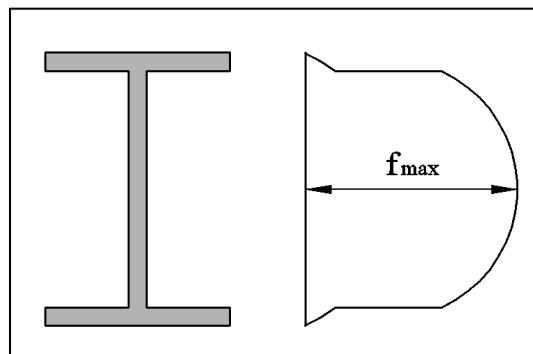


Figura 2.12. Distribución Esfuerzo Cortante en Viga.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

Como se dijo anteriormente las vigas están sometidas a esfuerzos cortantes, los cuales son de dos tipos:

- ✚ Cortantes Longitudinales.
- ✚ Cortantes Transversales.

### **Cortantes Longitudinales**

Ocurre debido a la flexión de la viga, la que ocasiona cambios de dimensiones en las fibras longitudinales, el valor más grande del cortante horizontal ocurre en el eje neutro.

### **Cortantes transversales**

En este tipo de esfuerzo cortante una parte de la viga tiende a deslizarse con respecto a la otra.

Los esfuerzos cortantes son máximos bajos cargas concentradas y reacciones en los apoyos. Los esfuerzos cortantes pueden generar problemas de fluencia o pandeo por flexión en el alma, y las cargas concentradas pueden producir fluencia local y/o aplastamiento del alma, o generar problemas de pandeo lateral en el alma.

Mientras el alma sea estable, es decir, mientras no ocurran inestabilidades resultantes del esfuerzo cortante o una combinación de cortante y esfuerzos de flexión, la fuerza cortante  $V_n$  de la sección está basada en el esfuerzo de fluencia por cortante, que es lo que se requiere para que la viga alcance su máxima capacidad a flexión, es decir la viga alcance el momento de plastificación.

La expresión que se usa para determinar la resistencia a cortante para que la viga desarrolle su máxima capacidad a flexión se calcula con las ecuaciones 2.21 y 2.22

$$V_u = \phi v V_n \quad (2.21)$$

$$V_n = 0.60 F_y A_w C_v \quad (2.22)$$

Dónde:

$V_u$ : Cortante último.

$\Phi_v$ : Factor de reducción de resistencia por cortante = 0.90

$A_w$ : Area del alma

$C_v$ : Coeficiente por cortante.

Para que la expresión anterior pueda ser aplicada, en la sección no deben ocurrir inestabilidades por cortante, para lo cual se debe cumplir la ecuación 2.23.

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \quad (2.23)$$

### 2.1.7 Ejemplo de Aplicación

Determinar si la viga W24X76, con una  $L = 30\text{ft}$ , es adecuada para resistir los momentos y cortantes a las que estará sometida.

#### Datos

$$M_u = -273 \text{ Kip} - \text{ft} \quad V_u = 33.8 \text{ Kips}$$

Propiedades Geométricas.

$$\begin{aligned} d &= 23.9 \text{ in} & b_f &= 8.99 \text{ in} & t_f &= 0.68 \text{ in} & t_w &= 0.44 \text{ in} & r_y &= 1.92 \text{ in} \\ S_x &= 176 \text{ in}^3 & Z_x &= 200 \text{ in}^3 & E &= 29000 \text{ ksi} & F_y &= 50 \text{ ksi} & F_u &= 65 \text{ ksi} \end{aligned}$$

#### Solución

#### Verificación de la Compacidad de las Vigas Mediante la Relación ancho-espesor

$$\lambda \leq \lambda_p$$

La relación ancho-espesor del patín de la viga debe satisfacer la siguiente expresión:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{8.99 \text{ in}}{2(0.68 \text{ in})} \leq 0.30 \sqrt{\frac{29000 \text{ ksi}}{50 \text{ ksi}}}$$

$$6.61 \leq 7.22 \quad \mathbf{OK.}$$



La relación ancho-espesor del alma de la viga debe satisfacer la siguiente expresión:

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{21.56 \text{ in}}{0.44 \text{ in}} \leq 2.45 \sqrt{\frac{29000 \text{ ksi}}{50 \text{ ksi}}}$$

$$49 \leq 59 \quad \mathbf{OK}$$

### **Verificación del Arriostramiento Lateral**

El arriostramiento lateral debe satisfacer las siguientes expresiones:

La longitud requerida entre arriostramientos laterales es:

$$L_b \leq L_p$$

$$L_b = \frac{30 \text{ ft}}{5} \rightarrow L_b = 6 \text{ ft}$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \rightarrow L_p = 1.76 (1.92 \text{ in}) \sqrt{\frac{29000}{50}} \rightarrow L_p = 6.78 \text{ ft}$$

$$6 \leq 6.78 \quad \mathbf{OK}$$

### Verificación de la Resistencia a Flexión

$$M_u \leq \Phi_b M_n$$

$$\Phi_b M_n = 0.9 F_y Z_x \rightarrow \Phi_b M_n = 0.9 (50 \text{ kips})(200 \text{ in}^3)$$

$$\Phi_b M_n = 9000 \text{ kip in} = 750 \text{ Kip ft}$$

$$M_u \leq \Phi_b M_n$$

$$273 \text{ Kip ft} \leq 750 \text{ Kip ft} \quad \mathbf{OK}$$

### Verificación de la Resistencia a Cortante

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$V_n = 0.60 F_y t_w h$$

$$\phi_v V_n = 0.9[0.60(50 \text{ ksi})(0.44 \text{ in})(21.56 \text{ in})] = 256.13 \text{ kips}$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$33.8 \text{ kips} \leq 256.13 \text{ kips} \quad \mathbf{OK}$$

## 2.2 Elementos Sometidos a Flexo-Compresión (Columnas)

Las columnas son elementos que forman partes de estructuras de acero, las cuales están sometidas a cargas verticales y horizontales, debido a esto, las columnas se encuentran sometidas a esfuerzos de flexión y compresión.

Por razones que se discutirán más adelante, los perfiles W, cruciformes, y en caja, laminados o armados son los que se tratan en esta Tesis como columnas.

### 2.2.1 Comportamiento de Columnas Sometidas a Flexo-Compresión

Los esfuerzos de flexo-compresión generan en la columna una zona comprimida y una traccionada, al igual que en las vigas, con la diferencia que la carga axial en la columna hace que los esfuerzos de compresión en la zona comprimida sean mayores que en la zona traccionada, como se muestra en Figura 2.13

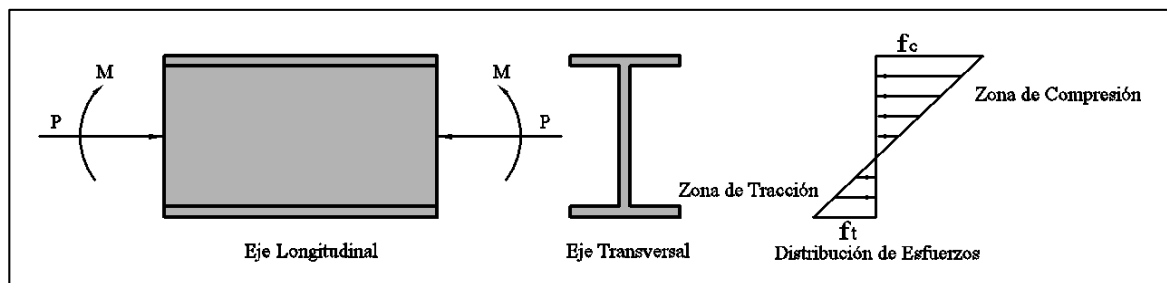


Figura 2.13. Zona Comprimida y Traccionada en la Columna.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

Al igual que en las vigas, debido a las zona comprimida y traccionada de la columna, ésta tiende a pandear latero-torsionalmente, con la diferencia, de que las columnas están sometidas a flexión biaxial, es decir, los momentos flexionantes actúan en dos sentidos de análisis x e y, como se muestra en la Figura 2.14.

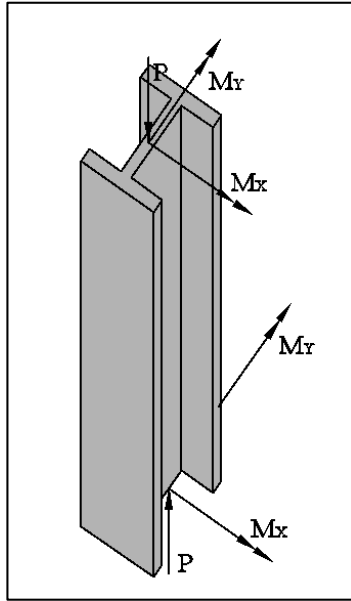


Figura 2.14. Columna Flexo-Comprimida Biaxialmente.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

Debido a lo dicho anteriormente, y a otras razones que se explicarán a continuación, las columnas pueden fallar de varias maneras.

## 2.2.2 Modos de Falla de Columnas en Flexo-Compresión

Existen cinco posibles modos de falla mediante la cual una columna sometida a flexo-compresión dejaría de cumplir la función para la cual fue diseñada, las cuales se describen de manera detallada a continuación.

### 2.2.2.1 Pandeo Local en el Alma o Patín de la Columna

Este tipo de falla sucede debido al esfuerzo de compresión que se genera en la columna, este esfuerzo puede causar inestabilidad en el alma o en el patín de la zona comprimida, produciendo una deformación en ese sector, como se muestra en la Figura 2.15.

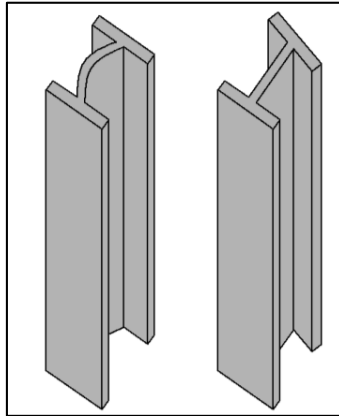


Figura 2.15. Pandeo Local en el Alma o Patín de la Columna.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

### 2.2.2.2 Pandeo Lateral Torsional

Este tipo de falla sucede debido al esfuerzo de compresión que se genera en la columna. Este esfuerzo causa inestabilidad en toda la zona comprimida, produciendo una deformación lateral en ese sector, pero debido a que la zona tracción se opone a la deformación lateral, se produce un efecto de torsión, por lo cual a este tipo de falla se le denomina pandeo lateral-torsional. En la Figura 2.16 se ilustra el pandeo lateral-torsional de la columna.

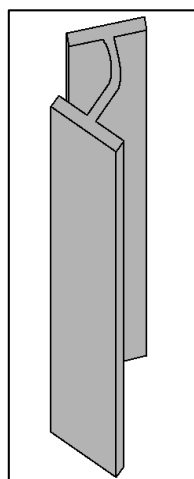


Figura 2.16. Pandeo Lateral-Torsional en la Columna.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

### 2.2.2.3 Pandeo por Flexión

Este tipo de falla se debe a que la carga axial que puede soportar la columna ha sido superada, por lo cual el elemento se deforma lateralmente. En la Figura 2.17 se ilustra el pandeo por flexión de la columna.

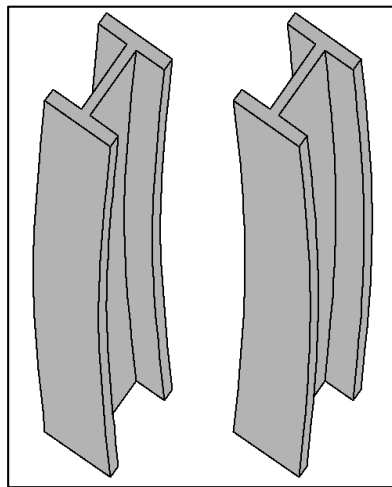


Figura 2.17. Pandeo por Flexión en la Columna.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

### 2.2.2.4 Pandeo Flexo-Torsional

Este tipo de falla puede producirse solo en columnas con secciones transversales asimétricas, como lo son aquellas que tiene un eje de simetría (canales, te estructurales, ángulos dobles o simples, y en aquellos con ningún eje de simetría (ángulos individuales desiguales). Los tipos de configuraciones antes nombradas no deben ser usados como columna porque no tienen la estabilidad suficiente para mantenerse rectos ante las cargas aplicadas causando una falla por torsión o por una combinación de torsión y flexión, las cuales son indeseables.

### 2.2.2.5 Plastificación Completa de la Sección

Este tipo de falla no sucede por inestabilidad en la sección, si no por el contrario, debido a que no existe la misma, por lo cual se da una distribución de esfuerzos plásticos en toda la sección.

Dependiendo de cuando ocurra la falla en la columna, se tienen tres posibles etapas de comportamiento en la que se puede presentar la falla, las cuales se presentaran de manera detallada a continuación.

## 2.2.3 Etapas de Comportamiento Bajo las Cuales Pueden Fallar las Columnas

### 2.2.3.1 Comportamiento Elástico

Ocurre cuando el elemento falla antes de alcanzar el esfuerzo de fluencia, esto se produce debido a la inestabilidad local del patín, del alma, o de todo el elemento, lo cual ocurre porque las secciones no son compactas, o la carga axial que puede soportar la columna ha sido superada, en la Figura 2.18 se ilustra el diagrama de esfuerzo que indica que la columna falla elásticamente.

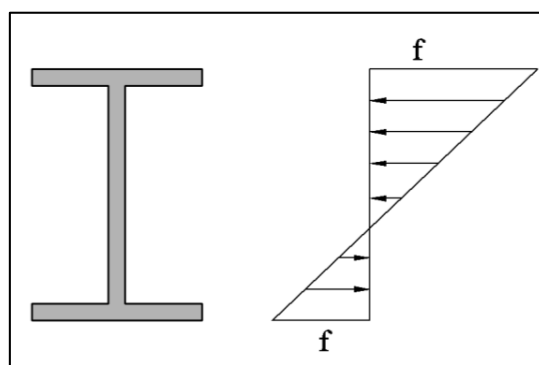


Figura 2.18. Comportamiento Elástico de la Columna.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

### 2.2.3.2 Comportamiento Inelástico

Ocurre cuando el elemento falla después de alcanzar el esfuerzo de fluencia en algunas partes de la sección, esto se produce debido a la inestabilidad local del patín, del patín y del alma, o de todo el elemento, por lo cual no alcanza la distribución de esfuerzos plásticos en toda la sección, lo cual ocurre porque las secciones no son compactas o la carga axial que puede soportar la columna ha sido superada. En la Figura 2.19 se ilustra el diagrama de esfuerzo que indica que la columna falla inelásticamente.

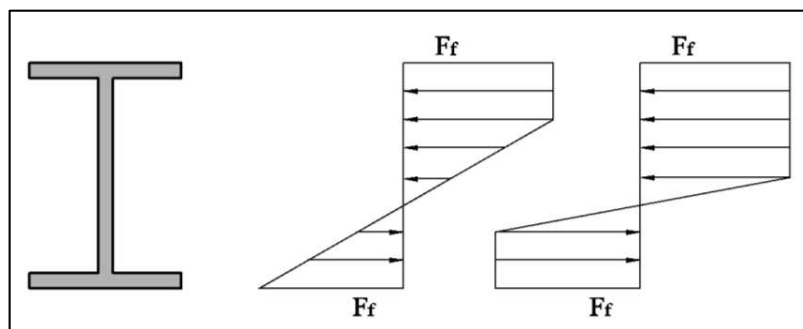


Figura 2.19. Comportamiento Inelástico de la Columna.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

### 2.2.3.3 Comportamiento Plástico

Ocurre cuando en el elemento no se presenta inestabilidad, es decir, que la columna es compacta, y la carga axial que puede soportar la columna no ha sido superada, por lo cual la misma alcanza una distribución de esfuerzos plásticos en toda la sección hasta que la misma ya no sea capaz de soportar más esfuerzo y pandee por flexión mostrando una falla dúctil, en la Figura 2.20 se ilustra el diagrama de esfuerzo que indica que la columna falla plásticamente.



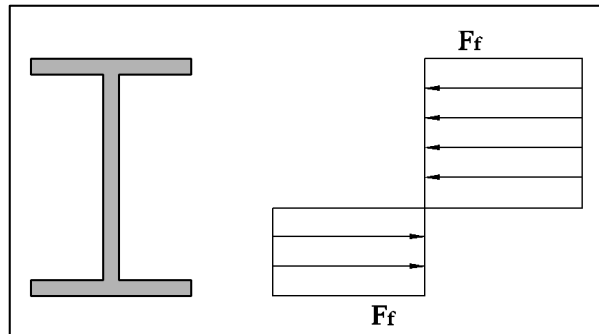


Figura 2.20. Comportamiento Plástico de la Viga.  
(Elaboración: Agustín Zambrano)

De lo dicho anteriormente se llega a la conclusión que la resistencia a flexión-compresión de la columna depende de la compacidad de la sección y de que la carga que puede soportar no sea superada, por esta razón a continuación se presentan las expresiones para que la columna alcance la distribución de esfuerzos plástico en su sección.

#### 2.2.4 Etapas de Comportamiento Bajo las Cuales Pueden Fallar las Columnas

Existen dos expresiones que se utilizan para el diseño de los elementos sometidos a flexo-compresión, una está dada para una carga axial pequeña, mientras que la otra para una carga axial grande. Si la carga axial es pequeña, el término de la carga axial es reducido, en cambio si la carga axial es grande, el término de flexión se reduce ligeramente, estas dos expresiones se presentan a continuación:

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad \text{Para } \frac{P_r}{P_c} \geq 0.2 \quad (2.24)$$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad \text{Para } \frac{P_r}{P_c} < 0.2 \quad (2.25)$$

Las ecuaciones de interacción implican que las componentes de la sección transversal, es decir, alas y alma de la sección, sean lo suficientemente compactas, para que así la sección

pueda resistir el momento de plastificación  $M_p$ , las expresiones que definen compacidad de un elemento flexo-comprimido se muestran en la Figura 2.21.

En las ecuaciones de interacción 2.26 y 2.27 está presente el término  $P_c$ , el cual es la igual a:

$$P_c = \phi_c P_n \quad (2.26)$$

$$P_n = A_g F_{cr} \quad (2.27)$$

El término  $F_{cr}$  de la ecuación 2.27 es el esfuerzo crítico bajo el cual la columna pandeará en flexión, y se determina a partir de las ecuaciones 2.28 y 2.29.

$$F_{cr} = 0.685 \frac{F_y}{F_e} F_y \quad \text{Si } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \quad (2.28)$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad \text{Si } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{o } \frac{F_y}{F_e} > 2.25 \quad (2.29)$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kl}{r}\right)^2} \quad (2.30)$$

Satisfaciendo que la resistencia a la compresión disponible  $P_c$  sea mayor que la resistencia a la compresión requerida determinada en el análisis  $P_r$ , y que los componentes de la sección de la columna sean compactos, es decir, que  $\lambda \leq \lambda_p$ , cumpliendo esto el elemento alcanza la distribución de esfuerzos plástico en toda su sección.

Dónde:

$P_c$ : Resistencia a la compresión disponible.

$P_n$ : Resistencia a la compresión nominal.

$P_r$ : Resistencia a la compresión requerida.

$F_{cr}$ : Esfuerzo crítico de pandeo.

$F_e$ : Esfuerzo de Euler.

$M_c$ : Resistencia a la flexión disponible.

$M_r$ : Resistencia a la flexión requerida.

Como se vio en la ecuación de interacción 2.24 y 2.25 es necesario determinar la resistencia a la compresión requerida  $P_r$ , y la resistencia a la flexión requerida,  $M_r$ , lo cual se lo hace mediante el análisis de estructuras. Comúnmente se hacen análisis lineales para determinar ( $P_r$  y  $M_r$ ), lo que no es muy correcto, debido a que durante el sismo las columnas se desplazan, generando efectos secundarios que no fueron considerados para el diseño de los elementos, lo que tiende a inestabilizar a la estructura. Además de lo anteriormente dicho hay otros tipos de efectos que afectan a la estabilidad de la estructura, como lo son: imperfecciones geométricas, esfuerzos residuales e incertidumbre en la rigidez y resistencia de los elementos.








Relación Ancho Espesor Límite de Elementos en Compresión para la Clasificación de las Secciones Elementos Sometidos a Flexión con o sin fuerza axial						
Tipo de Sección	Descripción del Elemento	Ejemplo	Relación Ancho-Espesor ( $\lambda$ )	Límite de Relación Ancho Espesor para Elementos en Compresión		
				Compacto ( $\lambda_p$ )	No Compacta ( $\lambda_r$ )	Esbelta ( $\lambda_s$ )
Formas I Doblemente Simétricas	Flexo-Compresión de Patines de Forma I Laminados		$\frac{b_f}{2t_f}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	No hay relación límite
	Flexo-Compresión de Patines de Forma I Armados		$\frac{b_f}{2t_f}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95 \sqrt{\frac{K_c E}{F_L}}$	No hay relación límite
	Compresión Axial Solo en Patines de Formas I Laminadas		$\frac{b_f}{2t_f}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	No hay relación límite
	Flexión en el alma		$\frac{h}{t_w}$	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	Relación límite para vigas mínimo(0.40E/Fy, 260) No hay Límites Para Columnas y Apoyos
Formas en Caja	Flexión o Compresión Axial Bajo el principal eje de Flexión		$\frac{b}{t}$	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	No hay relación límite
	Flexión en el Alma		$\frac{h}{t}$	$2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	No hay relación límite
Formas en Tubo	Flexo-Compresión		$\frac{D}{t}$	$0.07 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.31 \frac{E}{F_y}$	$0.45 \frac{E}{F_y}$

Figura 2.21. Relación Ancho-Espesor de Perfiles Laminados en Caliente y Armados.

(Fuente: AISC 360-10)

A continuación se va a explicar en qué consiste un análisis lineal o también conocido como análisis de primer orden, y por qué éste no captura los efectos que inestabilizan a la estructura.

## 2.2.5 Análisis de Primer y Segundo Orden

### 2.2.5.1 Análisis Elástico o de Primer Orden

El análisis elástico o de primer orden es un análisis lineal basado en la hipótesis del comportamiento elástico lineal de los materiales y en la consideración del equilibrio sobre la estructura sin deformar. Entonces el desplazamiento del pórtico no afecta el reparto de esfuerzos internos, de manera que no toma en cuenta la posible existencia de inestabilidad en los elementos, en la Figura 2.22 se ilustra en que consiste este análisis.

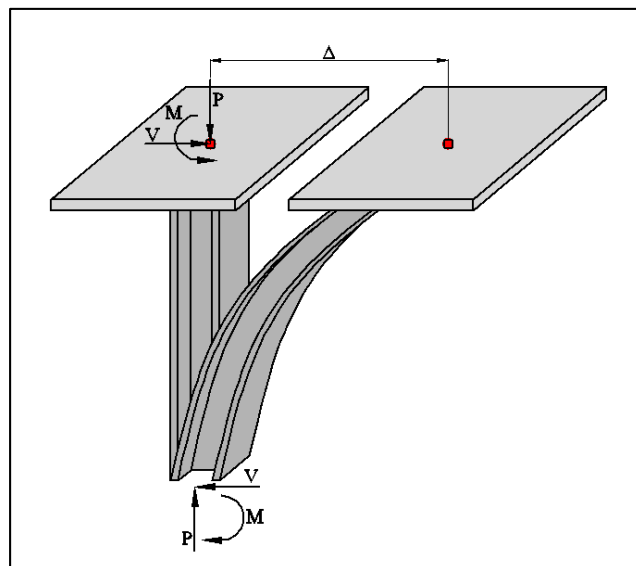


Figura 2.22. Equilibrio en Análisis de Primer Orden.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

Come se vio en la Figura 2.22, el equilibrio se tomó en la estructura no deformada sin considerar el efecto de la masa desplazada, la cual en realidad produce un momento adicional igual  $P\Delta$ , el que incrementará los esfuerzos internos de la estructura. Por este motivo se explicará la importancia de realizar un análisis donde se realice el equilibrio sobre la estructura deformada, al que se le denomina análisis de segundo orden.

### 2.2.5.2 Análisis No Lineal Geométrico o de Segundo Orden

En el análisis de segundo orden, el equilibrio se formula sobre la estructura deformada. Este tipo de análisis toma en cuenta los momentos producidos por las fuerzas de los extremos de la barras combinados con los desplazamientos que se han producido en dichas barras. Si estos desplazamientos son los de los extremos de la barras, se les denomina efecto  $P\Delta$ . En la Figura 2.23 se ilustra en que consiste este análisis.

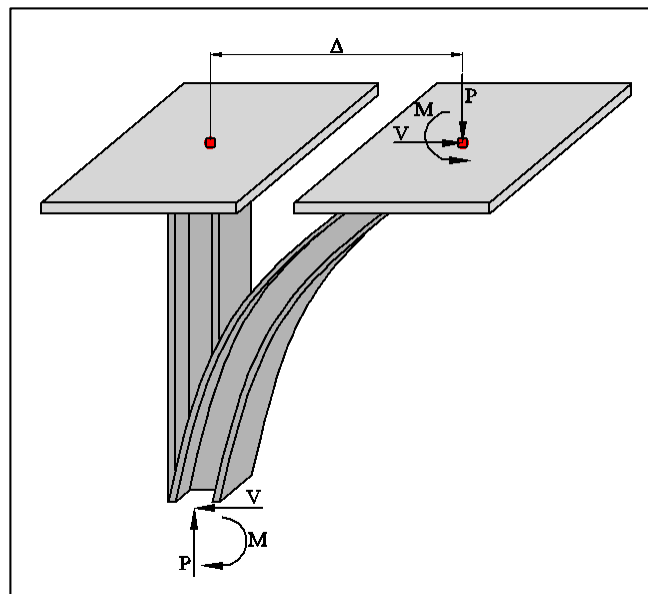


Figura 2.23. Equilibrio en Análisis de Segundo Orden.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

Debido a la inestabilidad causada por los efectos  $P\Delta$ , imperfecciones geométricas, y esfuerzos residuales, se deben realizar análisis que consideren todos estos efectos en la estabilidad de los elementos de la estructura. A continuación se explicaran los métodos de análisis estipulados por el AISC.

## 2.2.6 Métodos de Análisis por Estabilidad

La especificación AISC 360-10 establece tres métodos para el análisis por estabilidad.

- ✚ Método de análisis directo
- ✚ Método primer orden
- ✚ Método de la longitud efectiva

En la presente Tesis se va a tratar únicamente el método de análisis directo debido a que el método de primer orden y el de la longitud efectiva tienen limitaciones para su aplicabilidad, y el AISC 360-10 los tiene en su apéndice como métodos alternativos.

### 2.2.6.1 Método de Análisis Directo

Este método considera los efectos desestabilizadores asociados con las imperfecciones geométricas, efectos  $P\Delta$ , y los efectos de los esfuerzos residuales en la reducción de la rigidez miembro.

A continuación se van a presentar las expresiones con las que se consideran en el análisis los efectos desestabilizadores, para de esta manera obtener la resistencia requerida para realizar el diseño de los elementos.

### 2.2.6.2 Resistencia Requerida del Método de Análisis Directo

Para determinar las resistencias requeridas en el análisis se debe tener en cuenta las siguientes consideraciones.

#### Imperfecciones geométricas

Los efectos de las imperfecciones geométricas se consideran mediante la aplicación de cargas nocionales,  $N_i$ , bajo las condiciones que se indican a continuación:

- ✚ Cuando la relación  $\Delta_2/\Delta_1 \leq 1.70$ , las cargas nocionales se aplican solo a las combinaciones de cargas gravitacionales
- ✚ Cuando  $\Delta_2/\Delta_1 \geq 1.70$ , las cargas nocionales se aplican a las combinaciones de cargas gravitacionales y laterales.

Las cargas nocionales se la obtienen mediante la siguiente expresión:

$$N_i = 0.002 \alpha Y_i \quad (2.31)$$

Dónde:

$N_i$ : Fuerza lateral ficticia aplicada en el nivel i.

$Y_i$ : Carga gravitacional aplicada en el piso i.

$\Delta_1$ : Desplazamiento de primer orden.

$\Delta_2$ : Desplazamiento de segundo orden.

$\alpha = 1$  (LRFD)



El coeficiente 0.002 en la ecuación 2.31, con la que se calculan las cargas nomenclales se basan en una imperfección inicial por desplome del entrepiso  $\Delta i = h/500$ . En la Figura 2.24 de describe lo explicado.

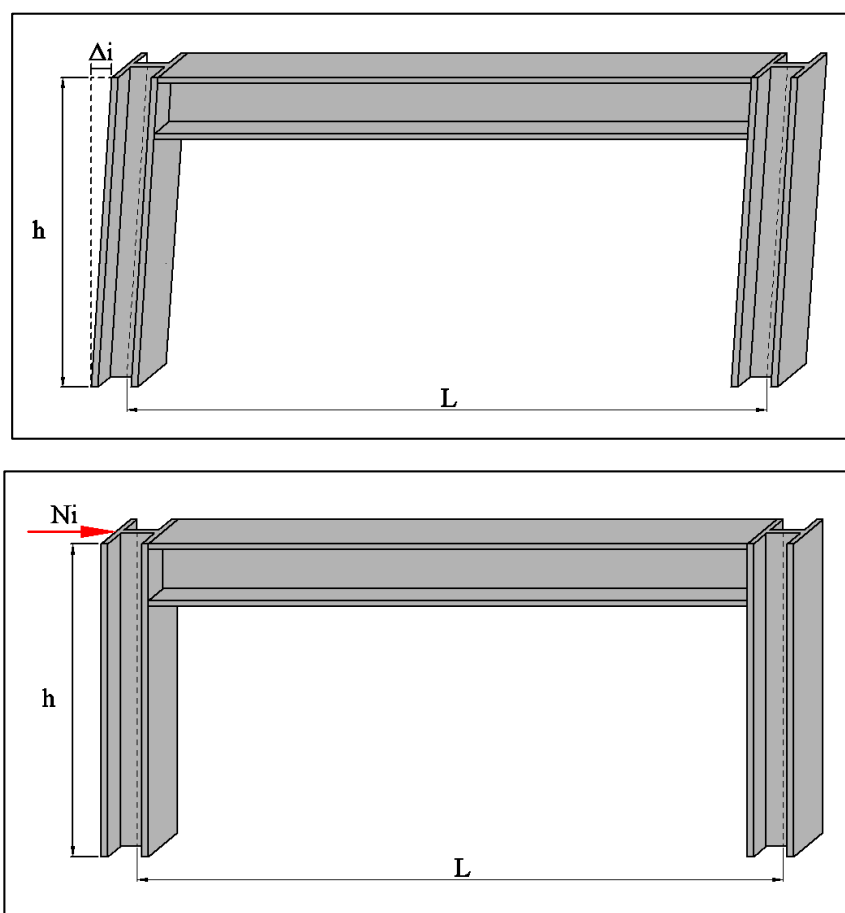


Figura 2.24. Carga Nomenclal.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

### Reducción de Rigidez

Se usa una rigidez reducida a la flexión y axial para considerar la influencia de los esfuerzos residuales y tener en cuenta la incertidumbre de la resistencia y la rigidez sobre los efectos de segundo orden.

Reducción de rigidez a flexión:

$$EI^* = 0.80 \tau_b EI \quad (2.32)$$

Reducción de rigidez a axial:

$$EA^* = 0.80 EA \quad (2.33)$$

El factor 0.80 se aplica a todas las rigideces que contribuyan a la estabilidad de la estructura, donde A es el área de la sección transversal del elemento.

El factor  $\tau_b$  se aplica en la rigidez a flexión de todos los miembros cuya rigidez a flexión se considere que contribuye a la estabilidad de la estructura. En la ecuación 2.34, se presentan las expresiones para determinarlo.

$$\tau_b = \begin{cases} 1 & \text{Si } \frac{\alpha P_r}{P_y} \leq 0.50 \\ 4 \left[ \frac{\alpha P_r}{P_y} \left( 1 - \frac{\alpha P_r}{P_y} \right) \right] & \text{Si } \frac{\alpha P_r}{P_y} > 0.50 \end{cases} \quad (2.34)$$

#### **Dónde:**

$I$ : Momento de inercia con respecto al eje de pandeo.

$P_r$ : Resistencia a la compresión axial requerido.

$P_y$ : Resistencia a la fluencia axial, igual a:  $A * F_y$

$\tau_b$ : Factor que depende del nivel de esfuerzo axial en el miembro.

$\alpha = 1$  (LRFD)

Se permite el uso de  $\tau_b = 1$  para todos los miembros si la carga teórica  $N_i$  se incrementa 0.001, con lo cual la expresión de la carga nocial es igual a:

$$N_i = 0.003 \alpha Y_i \quad (2.35)$$

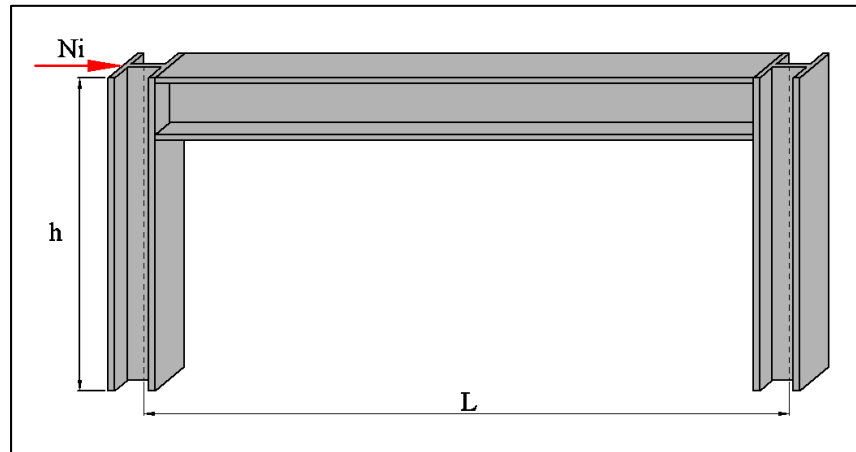


Figura 2.25. Carga Nocial.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

## Efecto P-Δ

El desplazamiento lateral de una estructura genera momentos vuelco denominado P-Delta, se le da este nombre debido a que es el producto de los pesos de los pisos por sus desplazamientos. En la Figura 2.26 se describe una de las maneras de cómo se puede incorporar el efecto P-Delta en el análisis estructural.

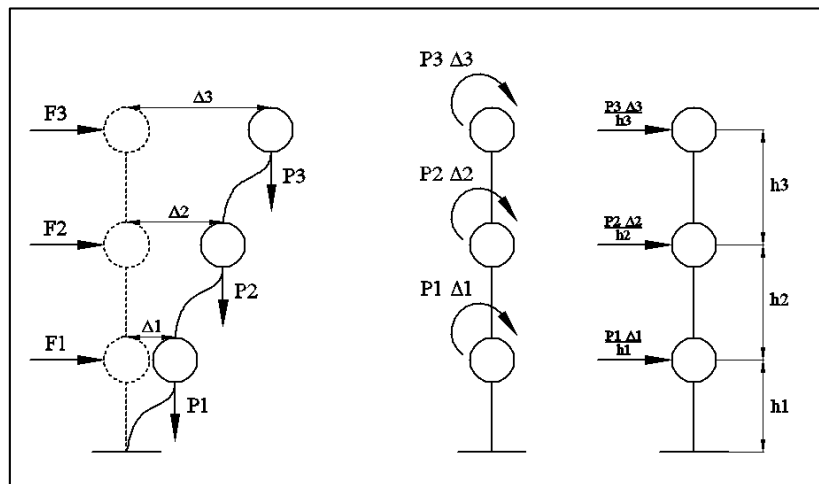


Figura 2.26. Efecto P-Delta.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

Como se puede apreciar en la Figura 2.26 el momento puede ser sustituido por una fuerza cortante  $\frac{P_i \Delta_i}{h_i}$ , la cual si es multiplicada por la altura de piso  $h_i$ , se obtiene el momento  $P_i \Delta_i$ .

Las fuerzas cortantes que sustituyen a los momentos producen nuevos desplazamiento a la estructura y por ende nuevas fuerzas en todos sus elementos.

La forma de incorporar en el análisis estos efectos, es realizando un análisis de primer orden, para de esta manera obtener la deformaciones. Con las cuales determinamos los cortantes que suplen a los momentos de vuelco, y éstos incorporarlos al vector de carga de la estructura.

### 2.2.7 Ejemplo de Aplicación.

Determinar si la columna W14X176, con una L= 14ft, es adecuada para resistir los momentos, cortantes, y axiales a las que estará sometida.

#### Datos

$$P_u = 249 \text{ Kip} \quad V_u = 32 \text{ Kips} \quad M_u = -298 \text{ Kip} - \text{ft}$$

Propiedades Geométricas y Mecánicas.

$$\begin{array}{llll} d = 15.2 \text{ in} & b_f = 15.7 \text{ in} & t_f = 1.31 \text{ in} & t_w = 0.83 \text{ in} \\ r_y = 4.02 \text{ in} & r_x = 6.43 \text{ in} & I_x = 2140 \text{ in}^4 & I_y = 838 \text{ in}^4 \\ A = 51.8 \text{ in}^2 & S_x = 218 \text{ in}^3 & Z_x = 320 \text{ in}^3 & F_y = 50 \text{ ksi} \\ F_u = 65 \text{ ksi} & \frac{h}{t_w} = 13.7 & \frac{b_f}{2t_f} = 5.99 & k_{des} = 1.91 \text{ in} \end{array}$$

#### Solución

#### Verificación de la Compacidad de las Columnas Mediante la Relación ancho-espesor

$$\lambda \leq \lambda_p$$

La relación ancho-espesor del patín de la columna debe satisfacer la siguiente expresión:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{15.7 \text{ in}}{2(1.31 \text{ in})} \leq 0.30 \sqrt{\frac{29000 \text{ ksi}}{50 \text{ ksi}}}$$

$$5.99 \leq 7.22 \quad \mathbf{OK.}$$

La relación ancho-espesor del alma de la columna debe satisfacer la siguiente expresión:

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 0.93C_a) \quad \text{Para: } C_a \leq 0.125 \quad C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$$

$$C_a = \frac{249 \text{ kips}}{0.90 (50 \text{ ksi})(51.8 \text{ in}^2)} = 0.107$$

$$13.7 \leq 2.45 \sqrt{\frac{29000 \text{ ksi}}{50 \text{ ksi}}} [1 - 0.93(0.107)]$$

$$13.7 \leq 53.13 \quad \mathbf{OK}$$

### Verificación de la Resistencia a la Compresión

$$P_u \leq \phi_c P_n \quad P_n = A_g F_{cr}$$

$$F_{cr} = 0.685 \frac{F_y}{F_e} F_y \quad \text{Si } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad \text{Si } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{o } \frac{F_y}{F_e} > 2.25$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kl}{r}\right)^2}$$

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{1(14 \text{ ft})(12 \text{ in/ft})}{6.43 \text{ in}} = 26.1 \quad \frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{1(14 \text{ ft})(12 \text{ in/ft})}{4.02 \text{ in}} = 41.8$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{29000}{50}} = 113.43 \quad \frac{F_y}{F_e} = \frac{50 \text{ ksi}}{\frac{\pi^2 (29000)}{(41.8)^2}} = 0.305$$

$$F_{cr} = 0.685 \frac{F_y}{F_e} F_y \quad F_{cr} = 0.685^{0.305} (50) = 44.55 \text{ ksi}$$

$$249 \text{ kips} \leq 0.90 (51.8)(44.55)$$

$$249 \text{ kips} \leq 2076.921 \text{ kips} \quad \mathbf{OK}$$

### Verificación de la Resistencia a Flexión

$$L_b \leq L_p$$

$$L_b = 14 \text{ ft}$$

$$L_p = 1.76 r \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 1.76 (6.43 \text{ in}) \sqrt{\frac{29000}{50}} = 272.544 \text{ in} \rightarrow L_p = 22.712 \text{ ft}$$

$$L_p = 1.76 (4.02 \text{ in}) \sqrt{\frac{29000}{50}} = 170.393 \text{ in} \rightarrow L_p = 14.199 \text{ ft}$$

$$14 \text{ ft} \leq 14.199 \text{ OK}$$

$$M_u \leq \Phi_b M_n$$

$$\Phi_b M_n = 0.9 F_y Z_x \rightarrow \Phi_b M_n = 0.9 (50 \text{ ksi})(320 \text{ in}^3)$$

$$\Phi_b M_n = 14400 \text{ kip in} = 1200 \text{ Kip ft}$$

$$M_u \leq \Phi_b M_n$$

$$298 \text{ Kip ft} \leq 1200 \text{ Kip ft OK}$$

### Verificación de la Resistencia a Flexo-Compresión

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad \text{Para } \frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad \text{Para } \frac{P_r}{P_c} < 0.2$$

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{249 \text{ kips}}{2076.921 \text{ kips}} = 0.119$$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{249 \text{ kips}}{2(2076.921 \text{ kips})} + \left( \frac{298 \text{ kip ft}}{1200 \text{ kip ft}} + 0 \right) \leq 1.0$$

$$0.308 \leq 1.0 \quad \mathbf{OK}$$

### Verificación de la Resistencia a Cortante

$$V_u \leq \phi v V_n$$

$$V_n = 0.60 F_y t_w h$$

$$\phi v V_n = 0.9 [0.60 (50 \text{ ksi}) (0.83 \text{ in}) (11.371 \text{ in})] = 254.824 \text{ kips}$$

$$V_u \leq \phi v V_n$$

$$32 \text{ kips} \leq 254.824 \text{ kips} \quad \mathbf{OK}$$



## CAPÍTULO III

### CONEXIONES DE PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO (SMF)

#### 3.1 Conexiones de Pórticos Especiales Resistentes a Momento

En este capítulo se estudian las conexiones de pórticos espaciales resistentes a momento precalificadas por el AISC 358-10, pero primero se tratan las conexiones apernada y soldadas, esto se debe a que las conexiones de pórticos espaciales resistentes a momento precalificadas por el AISC 358-10 son de tipo mixtas, es decir, apernadas y soldadas.

El estudio de las conexiones precalificadas que se presentan a continuación se enfoca en los siguientes aspectos:

- ✚ Conexiones Soldadas.
- ✚ Conexiones Apernadas.
- ✚ Tipos de Conexiones Usadas Antes del Sismo de Northridge.
- ✚ Daños Causados Durante el Sismo de Northridge.
- ✚ Causas de Fallas Encontradas por The SAC Steel Project.
- ✚ Estrategias de Diseño de Conexiones Viga-Columnas Post-Northridge para Nuevos Edificios.
- ✚ Procedimientos de diseño de Conexiones Viga-Columna Precalificada.

Se han elegido los siguientes temas por que contribuyen significativamente al entendimiento del diseño de las conexiones viga-columna en edificaciones aporticadas de acero.

### 3.1.1 Conexiones Soldadas

Las uniones soldadas se las realiza mediante un proceso en el cual los elementos de acero se unen por medio del calentamiento y fundición de su material, al que se le puede añadir un material de aporte para facilitar y mejorar la unión entre los elementos, a este proceso se le denomina soldadura.

El proceso de soldadura puede fragilizar el material del acero localizado en los alrededores de la misma. Esto se debe, a que esta porción de metal no se funde, pero experimenta altas temperaturas que le originan cambios micro estructurales durante la solidificación de la soldadura, a esto se la conoce como la zona afectada por el calor (ZAC).

La constitución del ZAC puede depender del contenido metalúrgico del metal base y de la velocidad de enfriamiento del metal. Generalmente, si el enfriamiento es demasiado rápido, el metal en el ZAC se convertirá en una capa de martensita dura y frágil que es altamente susceptible a la fisuración en presencia de aumentos o concentraciones de tensión. Para evitar la introducción de martensita frágil en el ZAC, se recomienda generalmente precalentar el metal base a una temperatura especificada antes del proceso de soldadura.

La AWS (Sociedad Americana de Soldadura) en la Sección 3, aprueba el uso de cuatro procesos de soldadura, sin la necesidad de realizarles pruebas de calificación para hacerlas aplicables, siempre que se cumplan sus requerimientos.

- ✚ Soldadura por Arco Metálico Protegido (SMAW).
- ✚ Soldadura por Arco Sumergido (SAW).
- ✚ Soldadura de Arco Metálico con Gas (GMAW).
- ✚ Soldadura de Arco con Núcleo Fundente (FCAW).

El proceso SMAW es el método recomendado por la AWS de acuerdo al tipo de acero usado el país para edificios, acero A36, debido a esto y a que es usado comúnmente, en la presente tesis se va a tratar únicamente de este procedimiento.

### 3.1.1.1 Soldadura por Arco Metálico Protegido (Shielded Metal Arc Welding, SMAW)

Es un proceso en el que a través de un electrodo recubierto se hace circular corriente eléctrica, para que así, al momento de estar en contacto con los elementos a unir se produzca un cortocircuito entre ellos, fundiendo el electrodo y el metal base.

El electrodo recubierto es una varilla de metal encerrada en un polvo. La varilla conduce la corriente eléctrica y suministra material de aportación a la unión. La cobertura del electrodo estabiliza el arco eléctrico (chispa generada por la corriente del electrodo al estar en contacto con los elementos de unión), y protege el metal derretido de los gases de la atmósfera, mediante gases y escoria que se generan cuando el recubrimiento se descompone por el calor del arco. La escoria se remueve mediante un cepillo metálico después del enfriamiento de la soldadura, en la Figura 3.1 se describe el proceso SMAW.

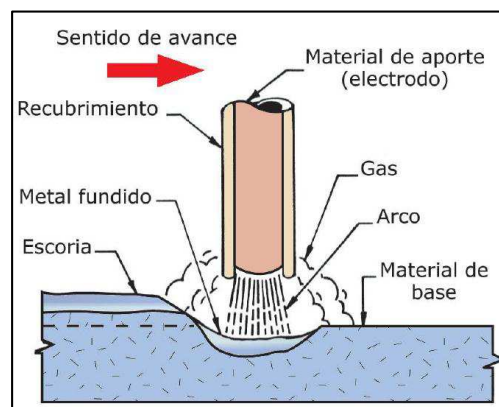


Figura 3.1. Proceso de soldadura SMAW.

(Fuente: [www.drweld.com](http://www.drweld.com))

El metal del electrodo (metal de aporte) usado deberá tener características similares a las del metal del elemento a unir (metal base), para que así no se vean afectadas las propiedades mecánicas de la soldadura, conservando la continuidad de la unión.

Además de lo dicho anteriormente para la elección del electrodo se debe tener en cuenta la posición en que se va a emplear y el tipo de corriente. Esto se debe a que el material de que esta hecho su recubrimiento (polvo de envoltura) puede hacer que la soldadura se solidifique de forma rápida o lenta, y también puede hacer variar el flujo de la corriente. Debido a esto la AWS ha normalizado su utilización.

Los electrodos recubiertos usados en el proceso SMAW, son catalogados por la AWS de la siguiente manera: E60XX, E70XX, E80XX, E90XX, E100XX y E110XX, su significado se describe en la Figura 3.2.

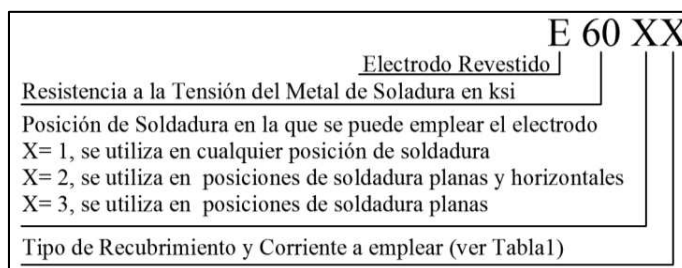


Figura 3.2 Descripción de la Identificación del Electrodo.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

En la Tabla 3.1 se indica el recubrimiento y tipo de corriente del electrodo.

Tabla 3.1. Recubrimiento y Tipo de Corriente del Electrodo.

<b>X</b>	<b>Tipo de Recubrimiento</b>	<b>Tipo de Corriente</b>	<b>Penetración</b>
0	Celulósico, Sodio	CCPI	Profunda
1	Celulósico, Potasio	CA o CCPI	Profunda
2	Sodio, Titanio	CA o CCPD	Media
3	Potasio, Titanio	CA o CC ambas polaridades	Ligera
4	Polvo de hierro, Titanio	CA o CC ambas polaridades	Ligera
5	Bajo hidrogeno, Sodio	CCPI	Media
6	Bajo hidrogeno, Potasio	CA o CDCPI	Media
7	Óxido de hierro, Polvo de hierro	CA o CCPD	Media
8	Bajo hidrogeno, Polvo de hierro	CA o CCPI	Media

(Fuente: AWS 2010)

El significado de las abreviaciones que se presentan en la Tabla 3.1 son las siguientes:

CC: Corriente Continua o Directa, CA: Corriente Alterna, PI: Polaridad Invertida, PD: Polaridad Directa.

A continuación se describen los términos relativos a la corriente que se emplea en el proceso SMAW, haciendo hincapié a los efectos que estos pueden generar.

### **Corriente Continua (CC)**

Es la corriente eléctrica que fluye de forma constante en una dirección de polo negativo o positivo. La polaridad define la dirección del flujo de la corriente en el circuito de soldadura.

Si el cable del porta-electrodo es conectado es conectado al polo negativo (-) de la fuente de poder y el cable a tierra al polo positivo (+), el circuito es denominado Polaridad Directa (PD). Cuando la corriente se ajusta de esta manera el calor se concentra en el electrodo, haciendo que este se funda más rápido que el metal base. Esto produce velocidades de soldeo más rápidas, en la Figura 3.3 se describe la polaridad Directa.



Figura 3.3. Polaridad Directa.

(Fuente: [www.drweld.com](http://www.drweld.com))

Si el cable del porta-electrodo es conectado al polo positivo (+) de la fuente de poder y el cable a tierra la polo negativo (-), el circuito es denominado Polaridad Invertida (PI). Cuando la corriente se ajusta de esta manera el calor se concentra en el en el metal base, haciendo que este se funda más rápido que el electrodo. Esto produce mayor profundidad de penetración de la soldadura, ya que el metal base se funde más rápido que el electrodo, en la Figura 3.4 se describe la polaridad Invertida.

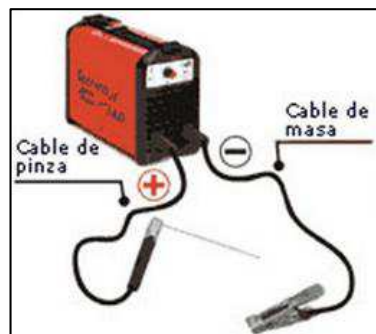


Figura 3.4. Polaridad Invertida.

(Fuente: [www.drweld.com](http://www.drweld.com))

### Corriente Alterna (CA)

La corriente alterna (CA) es aquella donde el flujo de la corriente va y viene a intervalos regulares o en ciclos. Si se utiliza corriente alterna, se puede obtener un balance entre la profundidad de penetración y la geometría del cordón. En una máquina de corriente alterna no es posible diferenciar los cables por sus conexiones de porta-electrodos y pinzas porque la electricidad fluye por ellos alternado su sentido o dirección.

En la Figura 3.5 se observan los efectos que generan la polaridad y el tipo de corriente en una unión soldada.

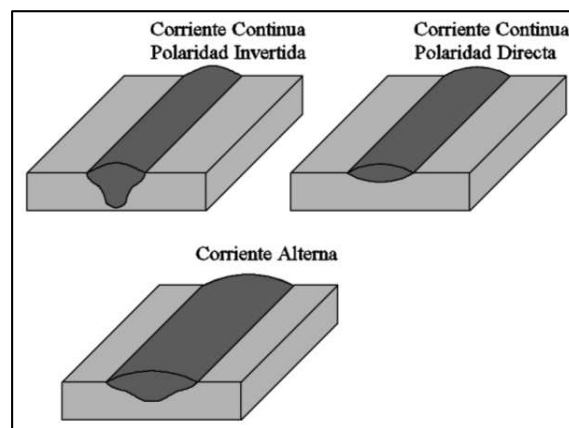


Figura 3.5. Efectos de la Polaridad y del Tipo de Corriente.

(Fuente: [www.drweld.com](http://www.drweld.com))

Es necesario que se sigan las recomendadas de la AWS para el uso de los electrodos, puesto a que los componentes químicos de su recubrimiento pueden hacer variar los efectos de la polaridad, para así obtener los resultados satisfactorios que se esperan: buena penetración, aspecto uniforme del cordón y excelente resistencia de la junta soldada.

Los niveles de corriente usados en el proceso de soldadura deben mantenerse dentro de un rango seguro, debido a las dimensiones de los electrodos (longitud y diámetro), puesto que si la corriente se eleva demasiado, la resistencia eléctrica del electrodo provoca demasiado calentamiento a lo largo de su longitud, lo cual a su vez produce un sobrecalentamiento del recubrimiento del electrodo. Este sobrecalentamiento hace que los ingredientes del recubrimiento reaccionen entre sí o se oxiden, evitando su posterior funcionamiento, también se puede consumir parte del metal base. Si la corriente empleada es muy baja el proceso de soldadura no alcanzará el punto de fusión del material.

Las corrientes que se usan regularmente en el proceso SMAW varían entre 30 y 300 A y 15 a 45 V. La selección de los parámetros de energía adecuados depende de los metales que se van a soldar, del tipo y longitud del electrodo, así como de la profundidad de penetración de la soldadura requerida.

Para conocer más detalles sobre el amperaje y voltaje a usar, ver la siguiente referencia:  
[Especificación AWS A.1]

A continuación se describen los posibles defectos que afectan la resistencia de la soldadura.



### 3.1.1.2 Defectos que se Generan en el Proceso SMAW

Se consideran defectos a toda discontinuidad cuyo tamaño, forma y ubicación constituyan un peligro para el funcionamiento idóneo de la soldadura.

Los defectos encontrados en el proceso de soldadura SMAW se describen a continuación:

#### **Inclusiones de Escoria**

Son sólidos no metálicos que se encuentran atrapados en el metal de soldadura, o entre el metal de soldadura y el metal base, pueden ser de formas alargadas y globulares. Las causas que las pueden generar son las siguientes:

#### Remoción incompleta de la escoria

La remoción incompleta de la escoria se produce cuando no se retira la escoria de manera adecuada, o cuando es necesario depositar varios cordones de soldadura para formar la unión, y en la primera capa no se retira la escoria de manera adecuada, ver explicación en Figura 3.6.

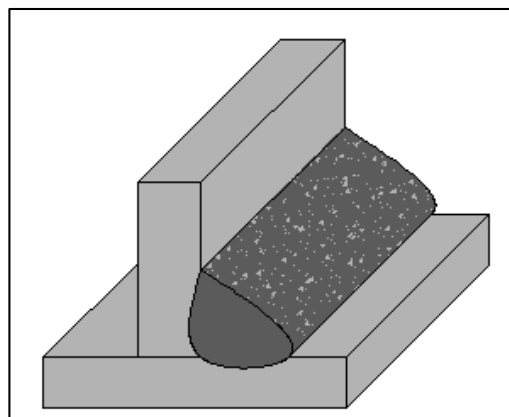


Figura 3.6. Escoria Atrapada Entre Cordones de Soldadura.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

### Separación Amplia entre Piezas a Soldar

Cuando la separación entre las piezas a soldar es muy amplia, se necesitara de un cordón demasiado ancho, lo que le permite a la escoria solidificarse en las orillas del cordón, ver explicación en Figura 3.7.

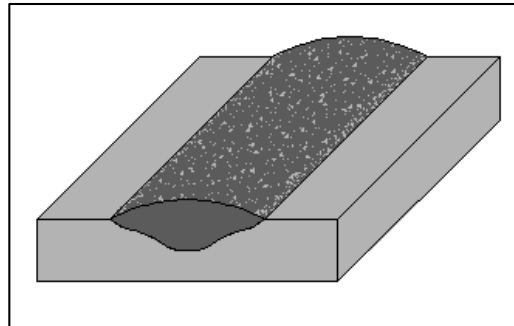


Figura 3.7. Escoria Solidifica en las Orillas del Cordón de Soldadura.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

### Movimiento Erróneo del Electrodo

La escoria puede quedar atrapada cuando se presentan las siguientes situaciones al usar el electrodo:

- ✚ Cuando el electrodo se mueve muy rápido, puede suceder que en ciertas zonas del cordón no exista calor por el tiempo suficiente, y el metal del pozo (metal base + metal de aporte) solidifique antes que la escoria pueda llegar a la superficie, ver explicación en figura8.
- ✚ Cuando en el proceso de soldado se mueve el electro hacia atrás, se depositara metal sobre la escoria que se encuentra ya solidificada.

- ✚ Cuando se acumula escoria delante del electrodo, debido a la incorrecta posición del mismo, se depositara metal del electrodo sobre la escoria ya solidificada, ver explicación en Figura 3.8.

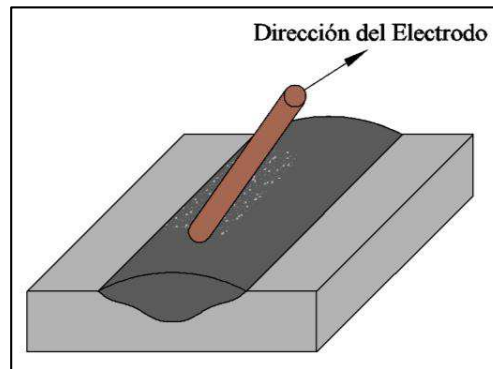


Figura 3.8. Escoria Atrapada en el Cordón de Soldadura.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

### Porosidad

Son pequeños agujeros que se generan debido a gases que no alcanzan a escapar del pozo de fundición, los cuales son liberados durante el enfriamiento del metal, ver explicación en Figura 3.9.

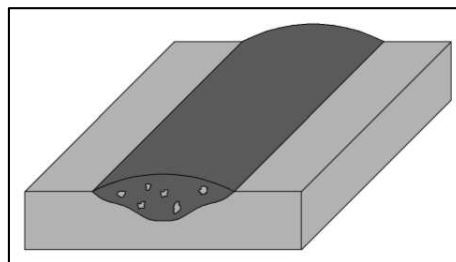


Figura 3.9. Porosidad en la Soldadura.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

Esto sucede por las siguientes razones: Contaminación de la superficie del metal base, Presencia de hidrogeno y oxígeno, Excesiva corriente eléctrica, Excesiva rapidez de avance del electrodo

### **Socavación**

Es una ranura que se presenta en el metal base, se produce cuando no se aplica suficiente material de aporte, o cuando este se aplica incorrectamente, ver explicación Figura 3.10.

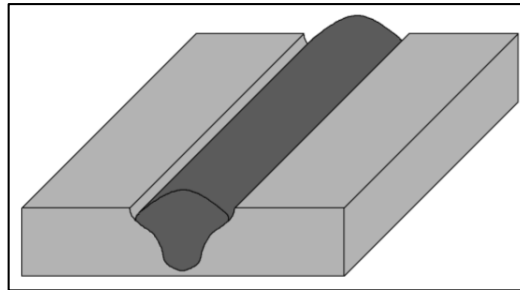


Figura 3.10. Socavación en el Metal Base.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

Este defecto puede ser causado por: corriente excesiva, velocidad de avance del electrodo inadecuada, posición de electro.

Descripción más detallada se encuentra en la siguiente referencia:  
[<http://www.uca.edu.sv/facultad/clases/ing/m210034/doc4.pdf>]

## Grietas

Las grietas son fisuras que se producen en el metal de aportación o en el metal base, ver explicación en Figura 3.11.

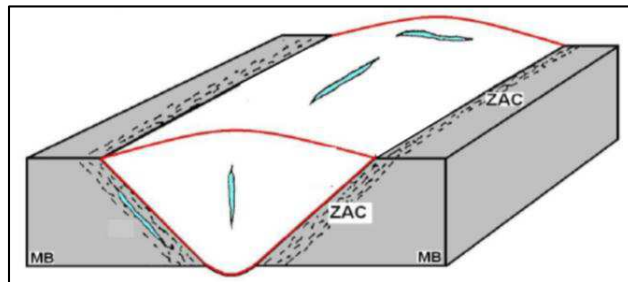


Figura 3.11. Figuración en el Metal base y Metal de Aporte.

(Fuente: [www.drweld.com](http://www.drweld.com))

El agrietamiento puede deberse a los siguientes factores:

### Contracciones térmicas

Se debe al enfriamiento de la soldadura posterior al proceso de soldado, produciendo esfuerzos en el cordón que tienden a fisurarlo.

### Presencia de hidrógeno en el metal base

La introducción de hidrógeno en la fusión o en las zonas afectadas por el calor aumenta el riesgo de fragilización, si el enfriamiento es demasiado rápido, el gas de hidrógeno no tiene tiempo suficiente para escapar y queda atrapado a una alta presión dentro del acero, con el riesgo de que las micro-grietas se desarrollen.

### **Fusión y Penetración Incompleta**

La fusión incompleta es la falta de unión entre el metal de soldadura y la cara del metal base, mientras que la falta de penetración es defecto en el cual parte del metal de la soldadura no se alcanzó a fundir completamente, quedando vacíos sin llenar, ver explicación en Figura 3.12.

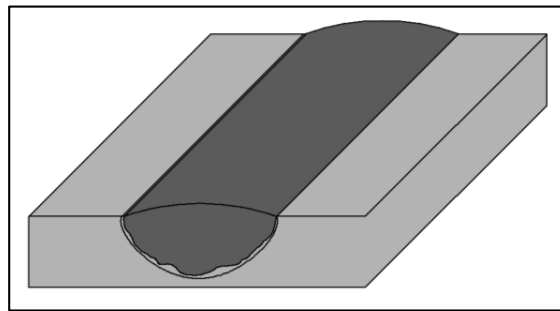


Figura 3.12. Fusión y Penetración Incompleta.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

La fusión y penetración incompleta puede ser causada por: velocidad de soldado rápida, presencia de escoria y óxidos, e insuficiente aporte de calor entre el metal base y el metal de aporte en la zona de soldadura no les permite llegar a su punto de fusión, por lo cual no se produce una unión sólida, ni tampoco se llenan todos los espacios de la unión.

Descripción más detallada se encuentra en la siguiente referencia:  
[<http://www.uca.edu.sv/facultad/clases/ing/m210034/doc4.pdf>]

## Distorsión

Es la deformación que experimenta la soldadura debido a la contracción y expansión, se generan por el calentamiento y posterior enfriamiento de la misma, lo que causa que se produzcan esfuerzos internos una vez que se halla solidificado, ver explicación en Figura 3.13.

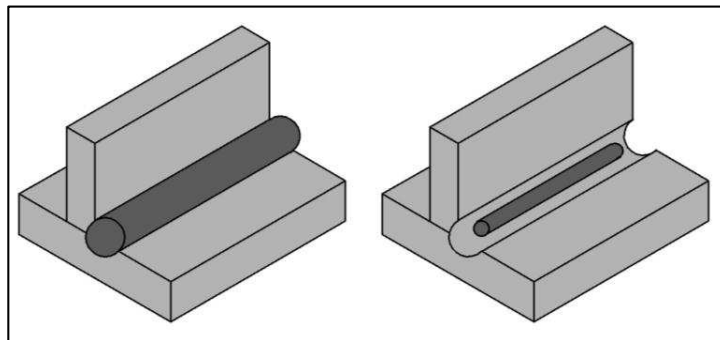


Figura 3.13. Expansión y Contracción de la Soldadura.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

Cuando las piezas soldadas son delgadas y no pueden soportar dichos esfuerzos, estas pierden su geometría original, ver explicación en Figura 3.14.

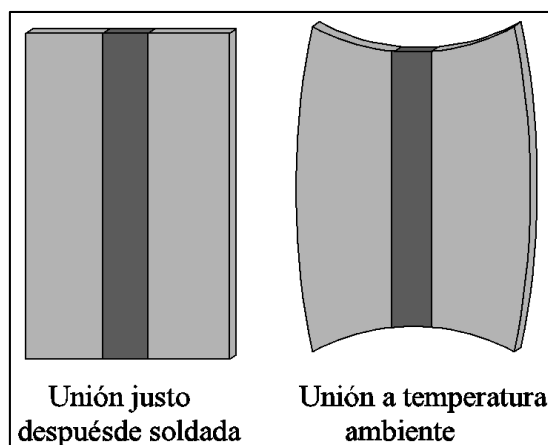


Figura 3.14. Distorsión Producida por Esfuerzos Internos.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

Cuando las piezas a unir son suficientemente gruesas, estas pueden absorber los esfuerzos generados durante el enfriamiento del cordón y el metal base. A estos esfuerzos se les llama esfuerzos residuales, ver explicación en Figura 3.15.

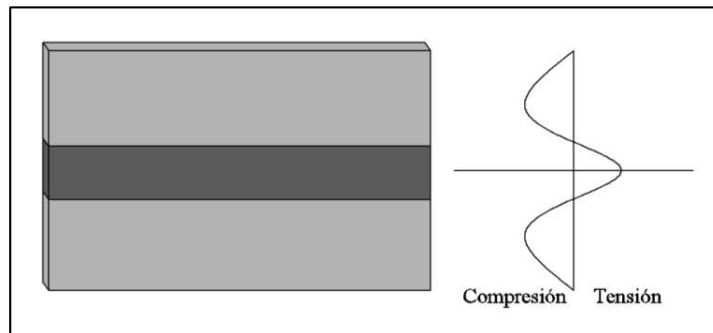


Figura 3.15. Esfuerzos Residuales por Distorsión.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

Todos los defectos anteriormente dichos se pueden evitar siguiendo las siguientes recomendaciones.

- ✚ Utilizar la posición e inclinación del electrodo recomendada para el tipo de unión que se desea realizar.
- ✚ Limpiar adecuadamente el metal base
- ✚ Remover la humedad de las superficies a soldar.
- ✚ Utilizar amperajes recomendados para el electrodo.
- ✚ Precalentar el metal base.
- ✚ Llevar velocidades de soldadura adecuada.



### 3.1.1.3 Tipos de Uniones Soldadas y Soldaduras

#### Tipos de Uniones Soldadas

Una unión es la forma en que se conectan dos o más elementos estructurales, existen cinco formas diferentes en las que se pueden realizar, las cuales se describen en la Figura 3.16.


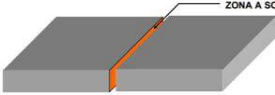
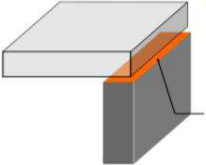
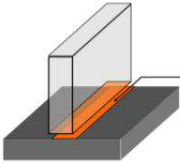
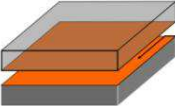
Tipos de Uniones			
<b>Traslapada</b>	 <ul style="list-style-type: none"> <li>Un elemento esta sobremontado en el otro y se suelda la orilla con la cara.</li> <li>Esta soldadura puede ser por uno o ambos lados de los elementos.</li> </ul> <p>ZONA A SOLDAR</p>	<b>A Tope</b>	 <p>ZONA A SOLDAR</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Los materiales se unen por su espesor.</li> </ul>
<b>Esquina</b>	 <p>ZONA A UNIR</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>La zona a soldar es en la esquina formada por los elementos a unir.</li> </ul>	<b>Te</b>	 <p>ZONA A UNIR</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>La zona a soldar es la cara de uno de los elementos y el borde del otro.</li> </ul>
<b>De Borde</b>	 <p>ZONA A UNIR</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>La soldadura se realiza en las caras de los elementos a unir</li> </ul>		

Figura 3.16. Descripción del Tipo de Uniones Entre Elementos Estructurales.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

A continuación se va a explicar los distintos tipos de soldadura, por las cuales se pueden realizar los diferentes tipos de uniones.

## Tipos de Soldaduras en Uniones

Los tipos de soldadura usados para unir elementos estructurales, están especificado en la norma AISC 360-10, y se clasifican de acuerdo a la forma de su sección transversal como: filete, ranura, tapón y de muesca.

### Soldadura de Filete

Es una soldadura que en teoría es de sección transversal triangular, que une las superficies de dos elementos en ángulo aproximadamente recto, véase la Figura 3.17.

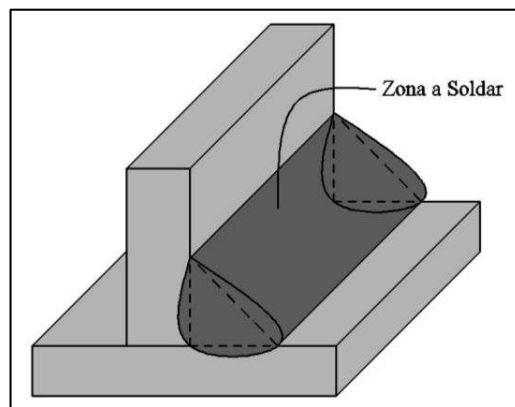


Figura 3.17. Descripción de Soldadura de filete.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

Debido a la forma de este tipo de soldadura, se aplica en uniones traslapadas, en T, y de esquina.

## Soldadura de Ranura

Es aquella en el que se deposita el material soldadura en un espacio que se forma entre dos elementos a unir, esta soldadura puede ser de algunos tipos, de acuerdo a como se preparen los borde de los elementos, las distintas formas que se le dan a los bordes es para facilitar el soldado.

De acuerdo a lo anterior en la Figura 3.18 se describen los distintos tipos de soldadura de ranura en base a la forma de los bordes que se le dan a los elementos.

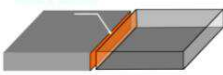



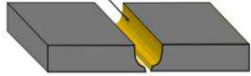
Tipos de Soldadura de Ranura de Acuerdo a la Forma de los Elementos a Unir			
Cuadrada	 <ul style="list-style-type: none"> <li>SE EMPLEA PARA ESPESORES DELGADOS.</li> <li>LAS DOS CARAS SON PARALELAS.</li> <li>ES FACIL DE APLICAR.</li> </ul>	V	 <ul style="list-style-type: none"> <li>ES LA RANURA MAS CONOCIDA.</li> <li>SU ANGULO PUEDE VARIAR DESDE 15° HASTA 60°.</li> <li>ES FACIL DE PREPARAR.</li> </ul>
Biselada	 <ul style="list-style-type: none"> <li>SE EMPLEA PARA ECONOMIZAR SOLDADURA.</li> <li>SOLO SE BISELA UNO DE LOS MIEMBROS A SOLDAR.</li> </ul>	J	 <ul style="list-style-type: none"> <li>ES SIMILAR AL BISEL SENCILLO PERO TIENE UN RADIO EN LA ZONA DE LA RAIZ.</li> </ul>
U	 <ul style="list-style-type: none"> <li>SE EMPLEA PARA GRANDES ESPESORES.</li> <li>AYUDA A REDUCIR LA CANTIDAD DE SOLDADURA A DEPOSITAR.</li> </ul>		

Figura 3.18. Descripción de los Tipos de Soldadura de Ranura.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

Adicionalmente las soldaduras ranuras mencionadas en la Figura 3.18 se pueden realizar de forma doble, ver Figura 3.19.

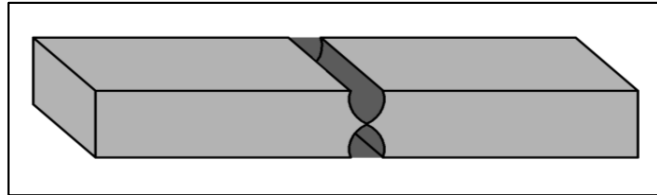


Figura 3.19. Soldadura de Ranura Doble.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

La soldadura de ranura se divide en dos categorías: penetración completa y penetración parcial.

#### Soldadura de Ranura de Penetración Completa

Es aquella en la toda la sección transversal de los elementos a unir se suelda, ver Figura 3.20.

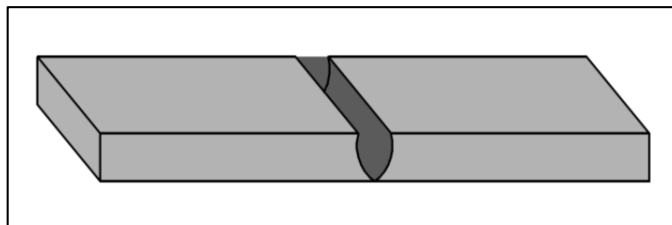


Figura 3.20. Soldadura de Penetración Completa.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

### Soldadura de Ranura penetración Parcial

Es aquella en la solo una parte de la sección transversal de los elementos a unir se sueldan, Figura 3.21.

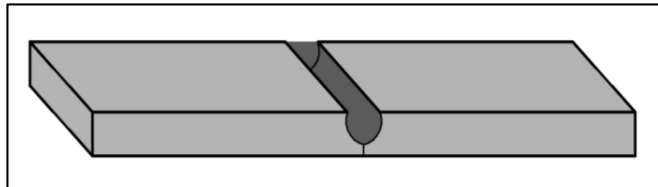


Figura 3.21. Soldadura de Penetración Parcial.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

### **Soldadura de Tapón y de Muesca**

La soldadura de tapón es aquella en la que se deposita el material de aporte en aberturas circulares normales, y los agujeros de la soldadura de muesca son alargados, estos se realizan en los elementos a unir. Comúnmente se usan en uniones traslapadas o en aquellas soldaduras que necesitan resistencia adicional para soportar los esfuerzos a los que está sometida, ver Figura 3.22.

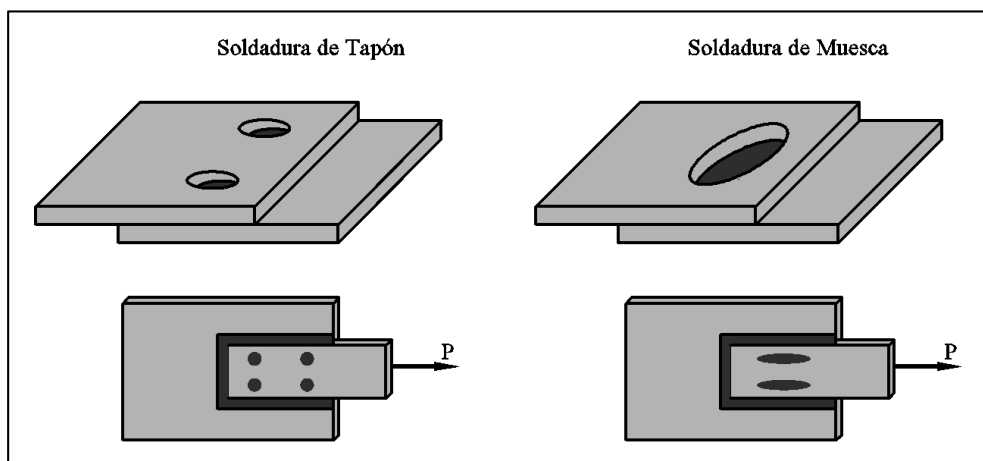


Figura 3.22. Soldadura de Tapón y de Muesca.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

### 3.1.2 Conexiones Apernadas

Las uniones apernadas se las realiza mediante perforaciones que se le realizan al elemento que se desea conectar, en el cual se insertan los pernos, y que mediante tuercas estos se ajustan para que así quede realizada la unión.

Los elementos necesarios para realizar una conexión apernada son:

- ✚ Perno
- ✚ Turca
- ✚ Arandela
- ✚ Perforación de agujero

#### 3.1.2.1 Elementos que Componen la Conexión Apernada

##### Perno

El perno es un elemento de acero de sección transversal circular, está compuesto por una cabeza hexagonal en un extremo del elemento, y en el otro extremo por una parte roscado.

En la Figura 3.23 se lo muestra.



Figura 3.23. Perno.

(Fuente: Christian Garzón Chalco)

De acuerdo al material y a la resistencia, los pernos utilizados para realizar las conexiones atornilladas se clasifican en:

## **Pernos Ordinarios**

Son elementos elaborados con aceros con bajo contenido de carbono, con características similares a los aceros A36. La especificación AISC y ASTM los designa como pernos A307, debido a su baja resistencia en comparación con los pernos de alta resistencia, y a que estos no pueden ajustarse hasta alcanzar esfuerzos muy altos de tensión, su uso se ve limitado principalmente a estructuras ligeras sometidas a cargas estáticas, y en miembros secundarios donde los esfuerzos que se producen no son muy grandes en comparación a los que se producen los elementos principales, debido a que las partes conectadas no quedan fuertemente unidas, lo que permite que los pernos se aflojen. Están disponibles en diámetros que van de 1/2 pulg hasta 1 1/2 pulg.

## **Pernos de Alta Resistencia**

Son elementos elaborados con aceros al carbono térmicamente tratados y aceros aleados; tienen la resistencia a la tensión de dos o más veces que los tornillos ordinarios.

La especificación AISC los agrupa de acuerdo a la resistencia del material como:

- ✚ Grupo A: la especificación ASTM los designa A325, son aceros elaborados con acero al carbono tratado térmicamente.
- ✚ Grupo B: la especificación ASTM los designa A490, son aceros elaborados con acero al carbono tratado térmicamente y aceros aleados.

Los tornillos de alta resistencia pueden apretarse hasta que se alcancen esfuerzos muy altos de tensión, de manera que las partes conectadas quedan fuertemente unidas entre sí, lo que permite que las cargas se transfieran principalmente por fricción entre los elementos, debido a esto se usan en todo tipo de estructuras, desde edificios hasta puentes. Están disponibles en diámetros que van de 1/2 pulg hasta 1 ½ pulg.

Los esfuerzos nominales de los pernos A307, A325 y A490 se encuentran en la Tabla J3.2 de la especificación AISC 3060-10. En la Tabla 3.2 se presenta una réplica.

Tabla 3.2. Esfuerzo Nominal de Conectores y Partes Roscadas.

<b>Descripción del Conector</b>	<b>Tensión de Tracción Nominal, Fnt , Kg/cm<sup>2</sup> (Mpa)</b>	<b>Tensión de Corte Nominal en Conexiones Tipo Aplastamiento, Fnv , Kg/cm<sup>2</sup> (Mpa)</b>
Pernos A307	3160 (310) (a)	1900 (188) (b,c,d)
Grupo A (Perno A325),cuando la rosca no está excluida del plano de corte	6320 (620)	3800 (372) (b)
Grupo B (Perno A325),cuando la rosca está excluida del plano de corte	6320 (620)	4780 (469) (b)
Grupo B (Perno A490),cuando la rosca no está excluida del plano de corte	7950 (780)	4780 (469) (b)
Grupo B (Perno A490),cuando la rosca está excluida del plano de corte	7950 (780)	5900 (469) (b)
(a) Para pernos de alta resistencia sujetos a fatiga por carga de tracción.		
(b) Para conexiones en los extremos con un patrón de conectores con una longitud mayor a 38 pulg (965 mm), Fnv debe ser reducido a un 83.3% de los valores tabulados. La longitud del patrón de conectores es la máxima distancia paralela a la línea de fuerzas entre la línea central de los pernos que conectan dos partes con una superficie de apriete		
(c) Para pernos A307 los valores tabulados deben ser reducidos por 1% para cada 2mm sobre 5 diámetros de longitud en el agarre.		
(d) Rosca permitida en plano de corte		

(Fuente: AISC 360-10)



## **Tuerca**

La tuerca es un pequeño elemento de acero de sección transversal circular hueca en su interior, y de forma hexagonal en su exterior, que se utiliza para para que el perno y elemento al que se va a unir queden fijos uno con el otro. En la Figura 3.24 se la muestra.



Figura 3.24. Tuerca.

(Fuente: Christian Garzón Chalco)

El tamaño de la tuerca es del mismo tamaño que el de la cabeza del tornillo, la razón de esto es para facilitar el proceso de unión, puesto que el operador solo usara una sola medida de llave.

Las tuercas se gradúan de modo que se puedan acoplar con el grado correspondiente del tornillo. El propósito de la tuerca consiste en hacer que sus hilos se flexionen para distribuir la carga del tornillo de manera más uniforme en ella. Las propiedades de la tuerca se controlan a efectos de lograr este objetivo. Su grado debe ser igual al grado del tornillo.

Las tuercas que se usan en conjunto con los pernos comunes y de alta resistencia están bajo la normativa ASTM A563, la tuerca ASTM A563 Grado C es la tuerca más usada y recomendada para el uso con los pernos A325, y la tuerca ASTM A563 Grado DH es la tuerca más recomendada para el uso con los pernos A490.

## Arandela

La arandela es un pequeño elemento de acero de sección transversal circular hueca, se colocan entre la tuerca (o la cabeza del tornillo) y la pieza a unir, y se utiliza por las siguientes razones:

- ✚ Evita el desgaste en elemento a unir, lo cual se debe al giro de la tuerca al momento de ajustar el perno.
- ✚ Ayuda a optimizar la fuerza de sujeción en instalación del perno.
- ✚ Proporciona superficies de dureza consistente.

Las arandelas que se usan en conjunto con los pernos comunes y de alta resistencia están bajo la normativa ASTM F436. En la Figura 3.25 se la muestra.






Figura 3.25. Arandela.

(Fuente: Christian Garzón Chalco)

## **Perforación de Agujeros**

La perforación es un pequeño orificio que se le realizan a los elementos que se desean unir, para que por este pase el perno, y mediante la tuerca queden conectados.

Existen varios métodos para realizar las perforaciones en los elementos que se desean unir, entre los cuales están:

-  Método de Punzonamiento.
-  Método de Sub-Punzonamiento.
-  Método de Taladrar.

### **Método de Punzonamiento**

Es un procedimiento en el cual a un dispositivo mecánica denominado punzón se le aplica una fuerza de compresión, la cual hace que el punzón penetre el elemento hasta un punto en que lo perfora.

Este método se usa si el espesor del elemento a perforar es menor o igual al diámetro nominal del perno más 1/8'', esta limitación se debe a que el punzonamiento hace que la pieza metálica se estire, lo cual depende del espesor del elemento perforado, debido a esto se daña parte del material alrededor del agujero.

### **Método de Sub-Punzonamiento**


Es un procedimiento que consiste en punzonar los agujeros en un tamaño menor que el diámetro del tornillo a usar, para luego escariarlos hasta el diámetro nominal del perno más 1/16", con el escareo se consigue retirar el material dañado que es causado por el proceso de punzonado. Este método se usa si el espesor del elemento a perforar es superior al diámetro nominal del tornillo más 1/8".

### **Método de Taladrar**

Es un procedimiento en el cual mediante un dispositivo animado de dos movimientos, uno de rotación y otro de avance de penetración, se perfora el elemento. Este método se usa cuando los elementos de acero a perforar son muy grueso o de muy alta resistencia.

### **3.1.2.2 Tipos de Uniones Apernadas**

Dependiendo de que los si los pernos están apretados sin holgura o completamente tesados, las uniones atornilladas son de do tipos.

 Unión Tipo Aplastamiento.

 Unión Tipo Deslizamiento Crítico.

#### **Unión Tipo Aplastamiento**

Son aquellas uniones donde los pernos se aprietan sin holgura, es decir las piezas a unir no quedan perfectamente en contacto entre sí, debido a esto existirán deslizamientos entre las piezas, por lo cual los pernos entraran en contacto paredes de los agujeros, se les denomina uniones tipo aplastamiento debido a que una vez que el perno entra en contacto la pared de agujero, este tiende a aplastar los agujeros, es decir deforma el agujero.

#### **Unión Tipo Deslizamiento Crítico**

Son aquellas uniones donde los pernos se aprietan completamente tensados, es decir las piezas a unir quedan perfectamente en contacto entre sí, debido a esto no existirá deslizamiento, ya que la que el fuerte contacto entre las placas genera una fuerza de fricción que impide el deslizamiento, debido a esto se les denomina juntas a deslizamiento crítico.

### 3.1.2.3 Modo de Falla de las Uniones Empernadas

La falla en las uniones empernadas se puede producir en las piezas unidas o en elemento de unión (perno).

#### Falla en el Elemento de Unión (Perno)

Las fallas que se pueden presentar en el perno pueden ser por tracción, corte y aplastamiento. En la Figura 3.26, 3.27, y 3.28 se ilustran este tipo de fallas.

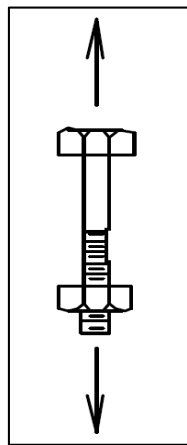


Figura 3.26. Falla por Tracción del Perno.

(Fuente: Vinnakota)

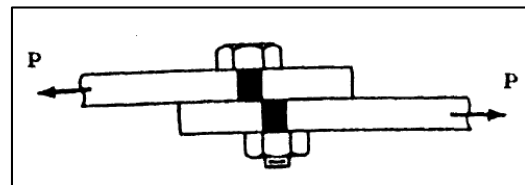


Figura 3.27. Falla por Corte del Perno.

(Fuente: Vinnakota)

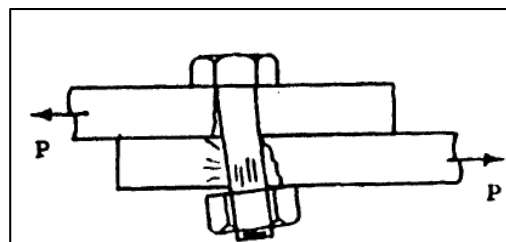


Figura 3.28. Falla por Aplastamiento del Perno.

(Fuente: Vinnakota)

### Falla en las Piezas de Unión

Las fallas que se pueden presentar en las piezas unidas pueden ser por la fractura por tensión de las placas, desgarramiento por cortante de las placas, aplastamiento de las placas. En la Figura 3.29, 3.30, y 3.31 se ilustran este tipo de fallas.

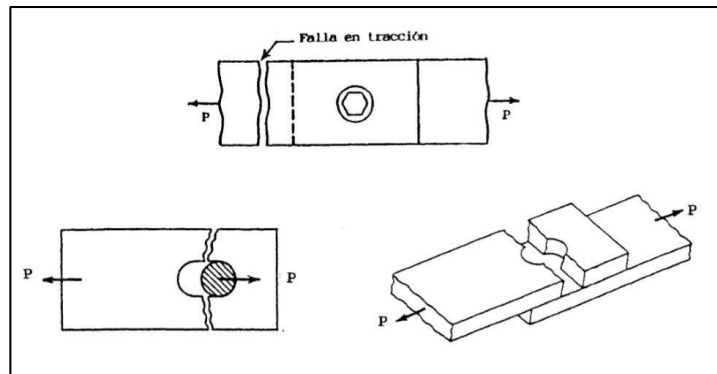


Figura 3.29. Fractura por Tensión de las Placas.

(Fuente: Vinakota)

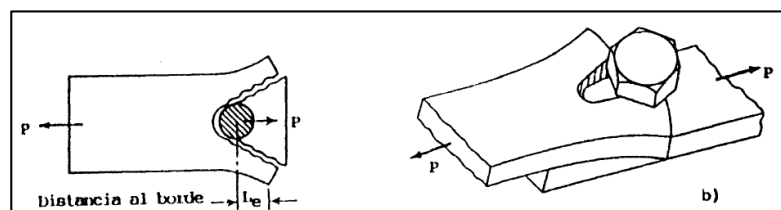


Figura 3.30. Deslizamiento por Cortante de las Placas.

(Fuente: Vinakota)

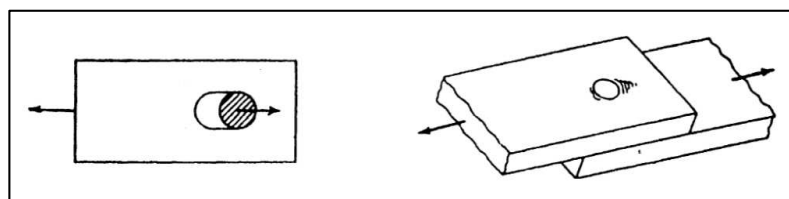


Figura 3.31. Deslizamiento por Cortante de las Placas.

(Fuente: Vinakota)

### 3.1.3 Tipos de Conexiones Usadas Antes del Sismo de Northridge

La teoría plástica sugiere que para crear una conexión capaz de resistir el momento plástico de la viga es necesario soldadura de penetración completa en los patines y en el alma de la viga, pero debido a que este tipo de conexión no es económica ni fácil de construir, frecuentemente en Norte América por la década de 1960 se estaban usando otras alternativas, como lo son los detalles de conexiones apernadas y soldadas, que se muestran en la Figura 3.32.

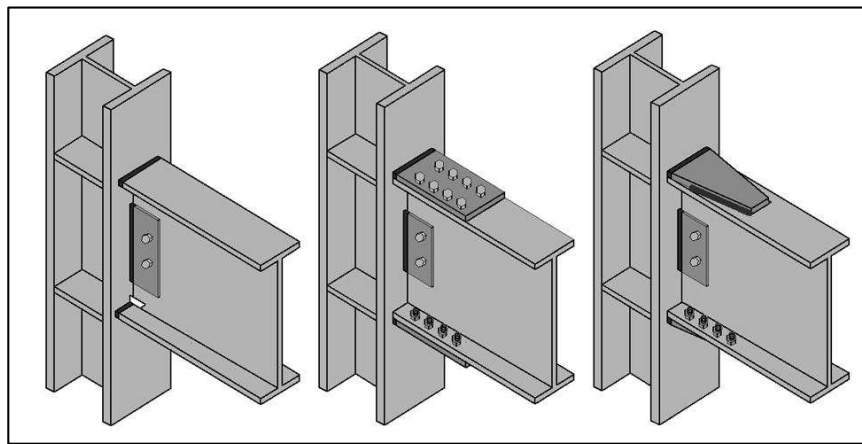


Figura 3.32. Detalle Típico de Conexiones Usadas Antas del Sismo de Northridge.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

Debido a que las conexiones que se muestran en la Figura 3.32 se hicieron de uso común, varios investigadores llevaron a cabo ensayos para determinar el comportamiento de estas bajo cargas cíclicas.

A continuación se presentan las conclusiones a las que llegaron en las diferentes investigaciones realizadas en 1969, 1970, y 1993.



**Popov y Pinkney en 1969** concluyeron que los especímenes con conexiones soldadas en los patines y apernadas en el alma, mostraban un comportamiento inelástico superior en comparación con la conexión con cubre placas y las conexiones completamente apernadas. El detalle apernado fue considerado el menos deseable porque el deslizamiento de los pernos durante la carga cíclica produjo la ruptura a la tensión de la parte conectada a lo largo de la sección neta entre los agujeros de los pernos. (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2012).

**Popov y Stephen en 1970** realizaron varios ensayos en los que se compararon el desempeño entre las conexiones de uso común, soldadas en el patín y atornilladas en el alma, con las conexiones completamente soldadas, del cual llegaron a la conclusión que ambas eran significativamente más resistentes de lo previsto por la teoría plástica, y que la conexión completamente soldada exhibió un comportamiento más dúctil. Las conexiones atornilladas en el alma también reportaron falla repentina, y su ductilidad fue más errática. Sin embargo, las conexiones con pernos en el alma se consideraron suficientemente dúctiles y reportan menos costos de fabricación. (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2012).

**Engelhardt y Husain en 1993** realizaron varios ensayos y compararon sus resultados con los datos experimentales anteriores. Suponiendo que la conexión debe tener una capacidad de rotación plástica de la viga de 0,015 radianes para soportar sismos severos, ellos encontraron que ninguno de sus siete especímenes podrían proporcionar esa capacidad de rotación, ni tampoco podían hacerlo la mayoría de las conexiones en los ensayos realizados por las otras investigaciones. Como resultado de estas observaciones, Engelhardt y Husain expresaron preocupaciones sobre el detalle de patines soldados y alma atornillada comúnmente utilizado en Pórticos a Momento en regiones sísmicas severas. (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2012).

Las conexiones ensayadas por los investigadores antes nombrados fueron sometidas a cargas cuasi-estáticas (cargas que se aplican a velocidades de deformación mucho menores que las que normalmente se producen durante los sismos). Aunque los estudios experimentales en estas conexiones generalmente reportaron un desempeño satisfactorio, a veces con un comportamiento dúctil impresionante, la mayoría de los estudios reportaron casos de fallas después de sólo una cantidad limitada de disipación de energía inelástica. Aun así se estandarizó el uso de estas conexiones.

#### **3.1.4 Daños Causados Durante el Sismo de Northridge**

El 17 de enero de 1994, un sismo de magnitud 6,7 azotó la zona de los Ángeles. El epicentro del sismo fue en Northridge en el valle de San Fernando, a 32 km Noroeste del centro de Los Ángeles. Los daños estructurales y no estructurales en edificios de hormigón e infraestructura eran generalizados y considerables, pero no hubo reportes de daños significativos en las estructuras de acero después del sismo. Inspectores, así como equipos de reconocimiento enviados por diversas sociedades de ingeniería y centros de investigaciones solo pudieron informar daños visibles no obstruidos por elementos no estructurales, debido a esto se descartó la presencia de daño crítico. Sin embargo meses después al sismo, ingenieros descubrieron por casualidad daños importantes en las conexiones viga-columna. Los daños en las conexiones fueron encontradas en edificios de varios vanos y alturas (1 a 27 pisos), incluidos nuevos edificios en construcción. En la Figura 3.33 se ilustran los daños reportados tras el sismo de Northridge.

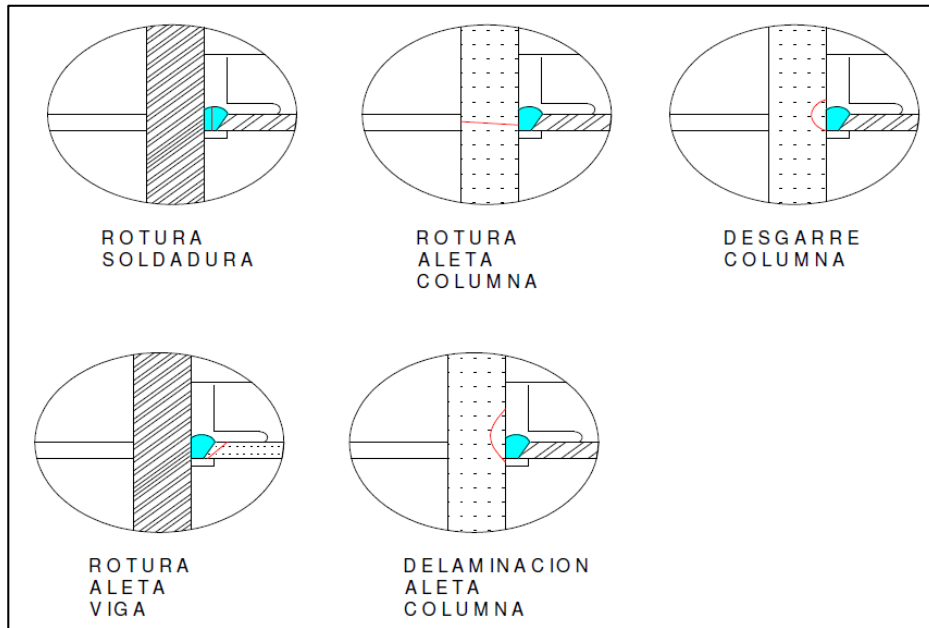


Figura 3.33. Fallas Producidas Tras el Sismo de Northridge.

(Fuente: Zulma Stella Pardo Vargas)

El descubrimiento de estas fallas inesperadas que se produjeron para un sismo que no era el más fuerte que podía ocurrir en Norte América obligó a la comunidad de ingeniería estructural a reexaminar sus diseños, detallamientos, y prácticas de construcción en pórticos de acero. Amplias tareas de investigación se iniciaron por parte de la Agencia Federal de Manejo de Emergencias (FEMA) en conjunto con la Oficina de Servicios de Emergencia de California (OES), las cuales crearon un proyecto de investigación al que denominaron The SAC Steel Project, que fueron conformados por la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC), el Consejo de Tecnología Aplicada (ATC) y el Consorcio de Universidades para la Investigación en Ingeniería Sísmica (CURE), con el objetivo de investigar las causas de los daños en las conexiones, para poder luego desarrollar técnicas y diseños que minimicen los daños en las conexiones viga-columna.

### 3.1.5 Causas de Fallas Encontradas por The SAC Steel Project

Los resultados obtenidos de los estudios de The SAC Steel Project, indican cuales fueron las causas que llevaron a las ocurrencias de las fallas frágiles en las conexiones viga-columna construidas antes de 1994. Las principales y más notables conclusiones son las siguientes:

- ✚ Uso de electrodos inadecuados, que no califican para obtener valores de resiliencia requeridos.
- ✚ Uso de prácticas constructivas no recomendadas, como por ejemplo, el calentamiento excesivo de las piezas a soldar, para aumentar la velocidad de deposición del material de soldadura, o dejar elementos de respaldo para facilitar el proceso de soldadura, lo que dificulta encontrar defectos al momento de la inspección.
- ✚ Inclusión de escoria en la unión entre el patín inferior de la viga y el patín de la columna, lo cual se producía por realizar la soldadura de forma descendente. Esta técnica de soldadura, resulta una soldadura de mala calidad, debido a la inclusión de escoria, falta de fusión y otros aspectos.
- ✚ Modelos de diseños de conexiones, en los se consideraba que los patines de la viga transmitían en su mayoría esfuerzos de momento, y el alma esfuerzos de cortante, algo que se pudo ver que no era totalmente cierto.
- ✚ Huecos de acceso para la soldadura, en el alma de la viga y patines, creaban concentraciones de deformaciones severas en esos lugares, lo cual llevaba a la fatiga de la viga bajo pocos ciclos de cargas, algo muy malo para el desempeño dúctil del material.
- ✚ Las prácticas de los diseñadores antes de 1994, producían zonas de panel relativamente débiles, donde el comportamiento inelástico estaba dominado por las demandas de deformaciones por cortante. Esta deformación de la zona de panel daba como resultado

una torcedura local de los patines de la columna, y además incrementos de esfuerzos y deformaciones.

Tan pronto como los primeros resultados de las pruebas preliminares se hicieron disponibles, las conexiones a momento de uso común se eliminaron de la mayoría de los códigos y reglamentos de construcción para aplicaciones en regiones sísmicas.

### **3.1.6 Estrategias de Diseño de Conexiones Viga-Columnas Post-Northridge**

Generalmente en la investigación The SAC Steel Project, dos conceptos claves fueron perseguidos para eludir los problemas asociados con la conexión viga-columna pre-Northridge.

- ✚ Reforzamiento de la Conexión.

- ✚ Debilitamiento de la viga.

En ambos casos, el objetivo es mover la rótula plástica lejos de la cara de la columna, para evitar los problemas mencionados anteriormente relacionados con la fragilidad potencial de las soldaduras de ranura sometidos a condiciones de esfuerzos no considerados, en la Figura 3.34 se muestra un esquema que ilustra la localización de la rótula plástica debido al reforzamiento de la conexión, y debilitamiento de la viga.

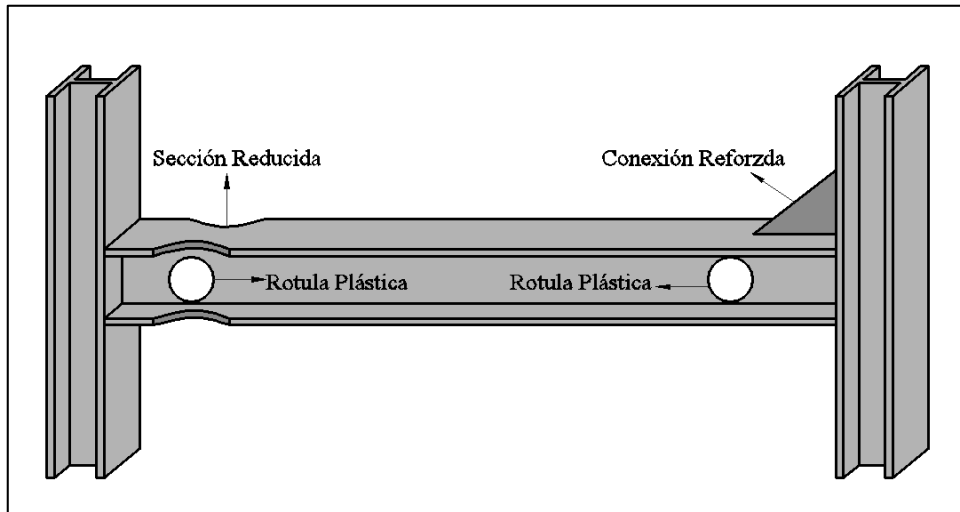


Figura 3.34. Ubicación de Rotulas Plásticas en Vigas.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

La metodología anteriormente dicha previene fracturas frágiles, mas no puede prevenir que ocurran daños estructurales en las vigas, el costo y dificultad de dichas reparaciones es comparable con el costo de reparar fallas frágiles, sin embargo la diferencia es que la protección de la vida puede ser lograda.

### 3.1.6.1 Reforzamiento de la Conexión

El uso de esquemas de reforzamiento de vigas tiene la ventaja de la reubicación de la rótula plástica lejos de la cara de la columna, pero las desventajas de: aumentar el momento de la viga en la cara de la columna, aumentando así el tamaño de la columna para mantener el sistema de columna fuerte-viga débil; aumentar el momento desequilibrado en la zona de panel; y aumento de la demanda de rotación de la rótula plástica. En la Figura 3.35 se muestran algunas de las ideas que fueron propuestas inicialmente para el reforzamiento de la conexión.

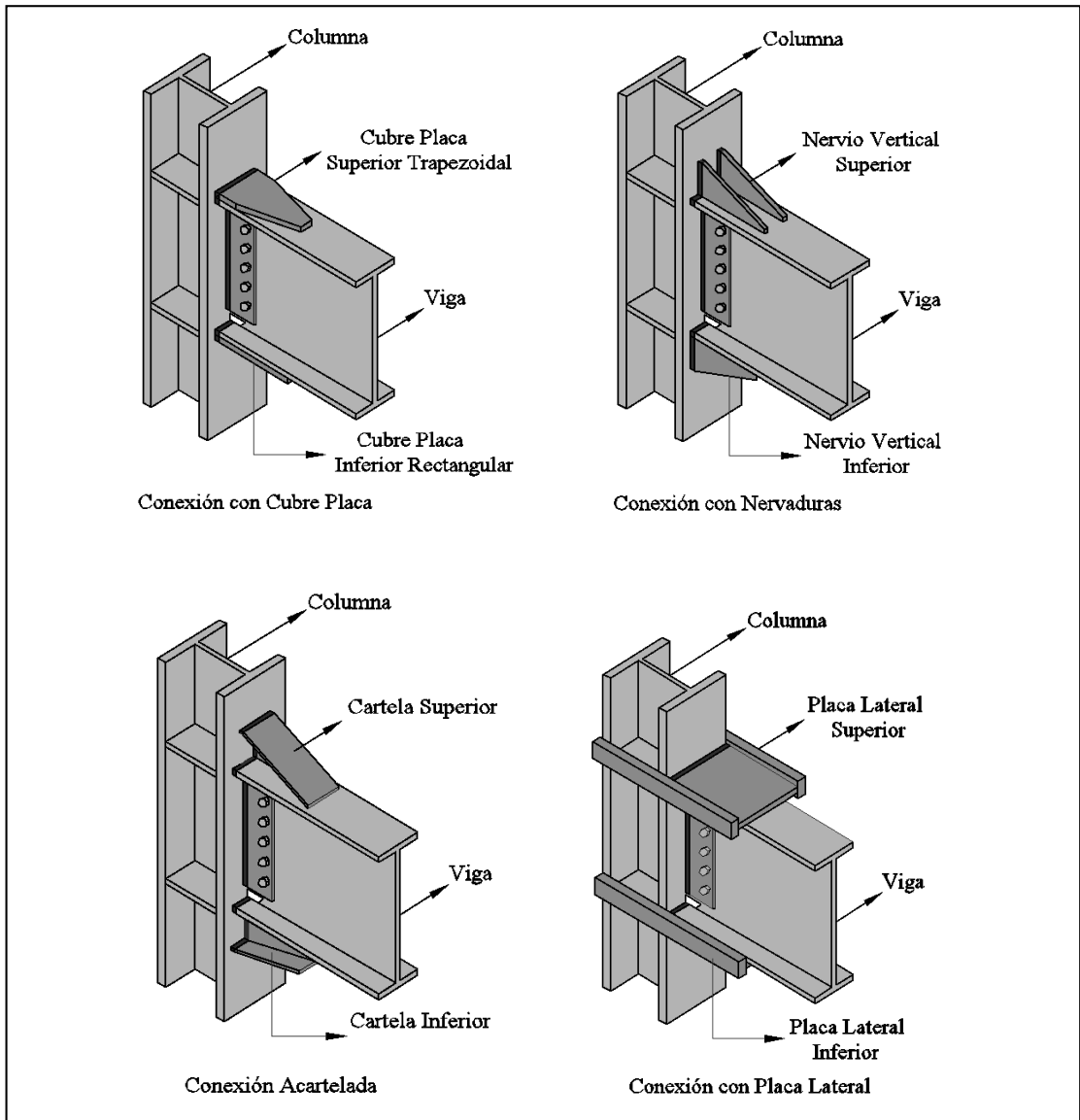


Figura 3.35. Propuestas Iniciales de Reforzamiento de Conexión Viga-Columna  
(Elaboración: Agustín Zambrano).

### 3.1.6.2 Debilitamiento de la Viga

Las rotulas plásticas se pueden mover fuera de la cara de las columnas si se reduce el área del patín de las vigas en un lugar seleccionado. Al debilitar estratégicamente la viga, a cierta distancia de la conexión soldada, y teniendo en cuenta la forma del diagrama de momento para asegurar que la plastificación sólo se producirá en este lugar de reducción, se puede proteger eficazmente la conexión viga-columna. En la Figura 3.36 se muestran algunas de las ideas que fueron propuestas inicialmente para el debilitamiento de la viga.

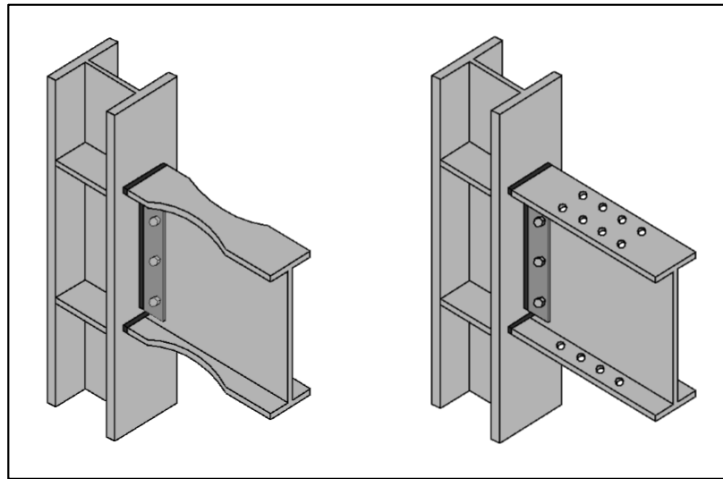


Figura 3.36. Propuesta de Debilitamiento de la Viga.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

Después de una extensa investigación y revisión de la información de todos los ensayos llevados a cabo en conexiones viga-columna, en las que se reforzó la conexión y en otras se debilitó la viga para lograr la formación de la rótula plástica lejos de la cara de la columna, investigadores del AISC reexaminaron toda la información experimental, con la cual luego desarrollaron el AISC 358 "Conexiones Precalificadas Para Marcos Resistentes a Momentos Especiales e Intermedios", en la cual se muestran las conexiones que precalificaron de acuerdo al AISC, las que se muestran en Figura 3.37.



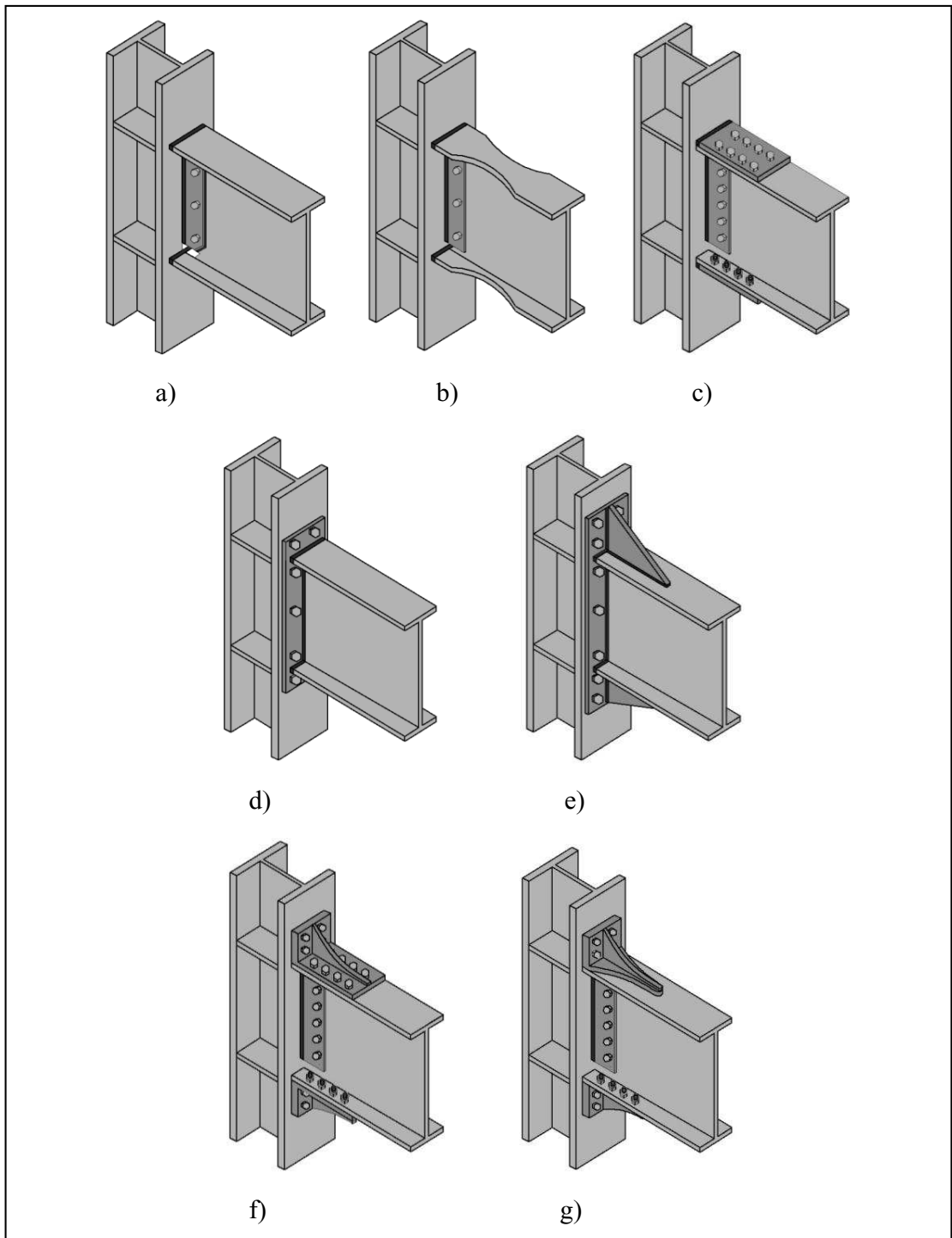


Figura 3.37. Bosquejo de Conexiones Precalificadas de AISC 358-10: a) Conexión de Patín Soldado Sin Refuerzo y Alma Soldada (WUF-W); b) Conexión de Placa Empernada (BFP); c) Conexión de Sección de Viga Reducida (RBS); d) Conexión de Placa Extrema Empernada Sin Rigidizar (BUEP) y rigidizada (BSEP); e) Conexión Kaiser con Soporte Atornillado (KBB).

(Fuente: AISC 358-10)

(Elaboración: Agustín Zambrano)

### **3.1.7 Requerimientos y Procedimientos para el Diseño de Conexiones Precalificadas Viga-Columna**

A continuación se va a explicar los requerimientos que hay que cumplir para poder realizar el diseño de dos tipos de conexiones precalificadas estipuladas en el AISC 358-10. Se va a realizar la explicación de los requerimientos y procedimientos de diseño de las conexiones precalificadas WUF-W, y RBS, que por recomendaciones del Dr. Pablo Caiza (docente e investigador de la Universidad de las Fuerzas Armadas - ESPE) son las que se podrían realizar en el Ecuador con menores dificultades, y por este motivo son las que se van a presentar.

#### **3.1.7.1 Conexión de Patín Soldado Sin Refuerzo y Alma Soldada (WUF-W)**

Esta conexión consiste en la unión de la viga y la columna por medio de una placa que se conecta por soldadura de ranura de penetración completa en el patín de la columna. La rotación inelástica se desarrolla principalmente en la cara de la columna. Los pernos en la conexión participan únicamente en el montaje y no ayudan a la capacidad de cortante, en la Figura 3.38 se muestra la descripción de la conexión WUF-W.

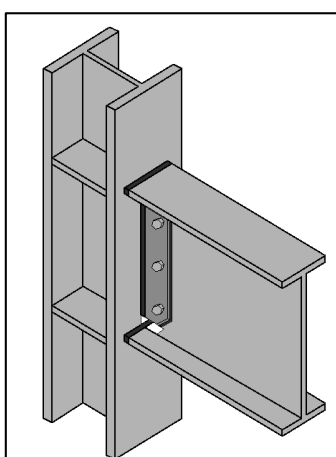


Figura 3.38. Descripción de Conexión WUF-W.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

Los requerimientos que se deben satisfacer para poder diseñar esta conexión son:

- ✚ Las vigas deberán ser elementos laminados de patín ancho o armados doblemente simétricos en forma de I. Las columnas deberán ser perfiles laminados o armados de sección transversal I, cruciformes, o tipo caja.
- ✚ El peralte de la viga está limitada a un máximo de W36 (W920) para perfiles laminados y armados. El peralte máximo de columna de perfiles laminados será W36 (W920). El peralte de columnas de patín ancho armadas no excederá el de los perfiles laminados. Los patines de columnas cruciformes no deberán tener un ancho o peralte mayor que el peralte permitido para formas laminadas. Columnas tipo caja armadas no deberán tener un ancho o peralte superior a 24 pulg. (610 mm). El ancho del patín de columnas tipo caja no deberá tener un ancho o peralte superior a 24 pulg. (610 mm).
- ✚ El peso de la viga está limitado a 150 lb/ft (224 kg/m). No hay límites para el peso de las columnas.
- ✚ El espesor del patín de la viga está limitado a un máximo de 1 pulg. (25 mm). No hay límites para el espesor de los patines de las columnas.
- ✚ La relación luz libre-peralte de la viga estará limitado de la siguiente manera: para sistemas SMF, 7 o mayor; para sistemas IMF, 5 o mayor.
- ✚ La relación ancho-espesor para patines y alma deben cumplir con los requerimientos de la AISC Seismic Provisions.

En la Figura 3.39 mediante una gráfica se ilustran los requerimientos mencionados anteriormente.

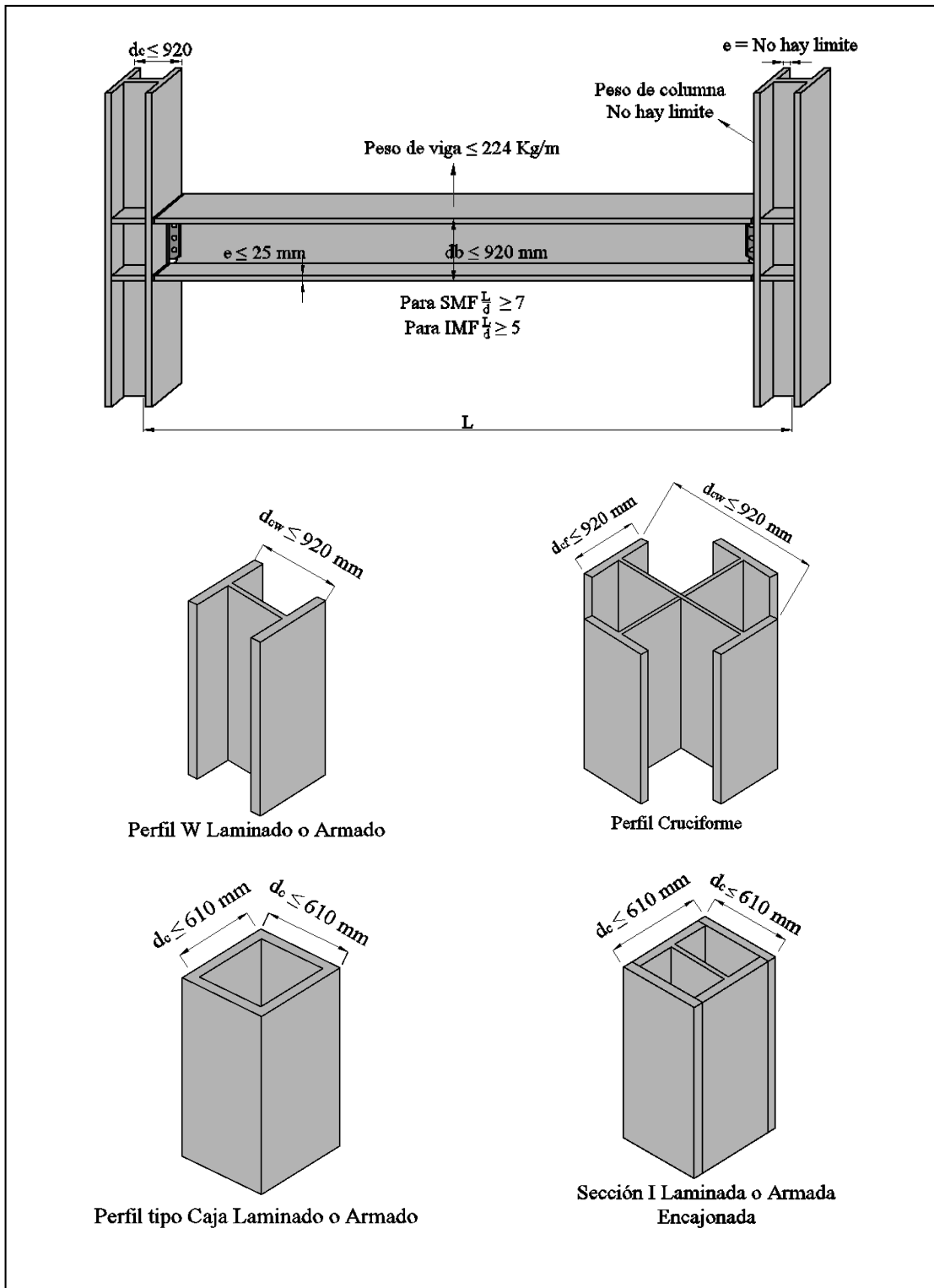


Figura 3.39. Requerimientos de Vigas y Columnas para Conexión WUF-W.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

## **Procedimiento de Diseño de la Conexión Precalificada WUF-W**

A continuación se va a presentar de manera secuencial el procedimiento de diseño de la conexión WUF-W.

### **Paso 1: Determinar el momento máximo probable, $M_{pr}$ , en la rótula plástica**

El momento máximo probable,  $M_{pr}$ , en la ubicación de la rótula plástica, se determina mediante la siguiente expresión:

$$M_{pr} = C_{pr}R_yZ_eF_y \quad (3.1)$$

Dónde:

$R_y$ : es la relación del esfuerzo de fluencia esperado al esfuerzo de fluencia mínima especificada  $F_y$ .

$Z_e$ : es el módulo de sección plástico efectivo en la ubicación de la rótula plástica.

$C_{pr}$ : es un factor de aumento para explicar la resistencia pico esperada de la conexión debido a los efectos de endurecimiento por deformación, restricciones locales, refuerzos adicionales y otras condiciones. Para conexiones WUF-W,  $C_{pr}$  se tomará como equivalente a 1.4 debido a que la distancia de la rótula plástica especificado es cero.

### **Paso 2: Determinar la ubicación de la rótula plástica, $S_h$**

Para conexiones WUF-W diseñadas mediante el AISC 358-10 la distancia a la que está ubicada la rótula plástica se la toma como  $S_h = 0$ .

**Paso 3: Determina el cortante actuante en la rótula plástica,  $V_h$ , en cada extremo de la viga**

Las fuerzas de corte que actúan en las rótulas plásticas  $V_h$  se los obtienen mediante ecuaciones de equilibrio en el diagrama de cuerpo libre de la viga que se muestra en la Figura 3.40.

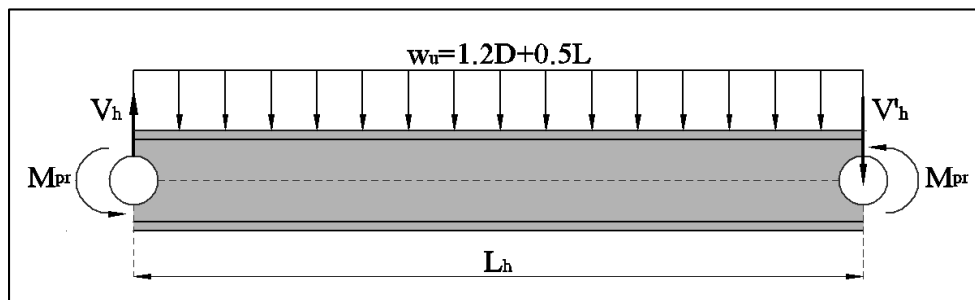


Figura 3.40. Cortantes en Rotulas Plásticas de Viga.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

De lo anteriormente dicho se obtienen las ecuaciones 3.2 y 3.3.

$$V_h = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{Gravedad} \quad (3.2)$$

$$V'_h = \frac{2M_{pr}}{L_h} - V_{Gravedad} \quad (3.3)$$

Dónde:

$L_h$ : es la distancia entre rotulas plásticas, para esta conexión se toma como la distancia entre las caras de columna.

$V_{Gravedad}$ : es el cortante producido por las cargas de gravedad, en este caso como la carga es uniformemente repartida es igual a  $\frac{w_u * L_h}{2}$ .

$\frac{2M_{pr}}{L_h}$ : es el cortante producido por el sismo, el cual se expresa como  $V_E$ .

#### **Paso 4: Verificar la relación columna fuerte-viga débil de la conexión**

En este caso, como la conexión se utiliza para sistemas de marcos especiales a momento (SMF), se debe cumplir con la siguiente relación dada por el AISC 360-10:

$$\frac{\sum M^*_{pc}}{\sum M^*_{pb}} > 1 \quad (3.4)$$

Dónde:

$\sum M^*_{pb}$ : Sumatoria de las resistencias esperadas a flexión ubicadas en las rótulas plásticas de las vigas, proyectadas sobre el punto de intersección de los ejes baricéntricos de las vigas y las columnas que concurren al nodo.

$\sum M^*_{pc}$ : Sumatoria de las resistencias teóricas a flexión plástica de las columnas incluyendo la reducción de la carga axial mayorada, ubicadas en los extremos (superior e inferior) de las conexiones a momentos de las vigas, proyectadas sobre en el punto de intersección de los ejes baricéntricos de vigas y columnas que concurren al nodo.

Para determinar  $M^*_{pb}$  y  $M^*_{pc}$  se dibujan los diagramas de cuerpo libre para vigas y para columnas, para de esta manera determinar los momentos en las líneas centrales de columnas y vigas.

En la Figura 3.41 se muestra el diagrama de cuerpo libre para determinar los momentos debido a la viga en la intersección de los ejes baricéntricos de las vigas y las columnas que concurren al nodo, y en la Figura 3.42 se muestra el diagrama de momento para determinar el momento debido a la columna en la intersección de los ejes baricéntricos de las vigas y las columnas que concurren al nodo.

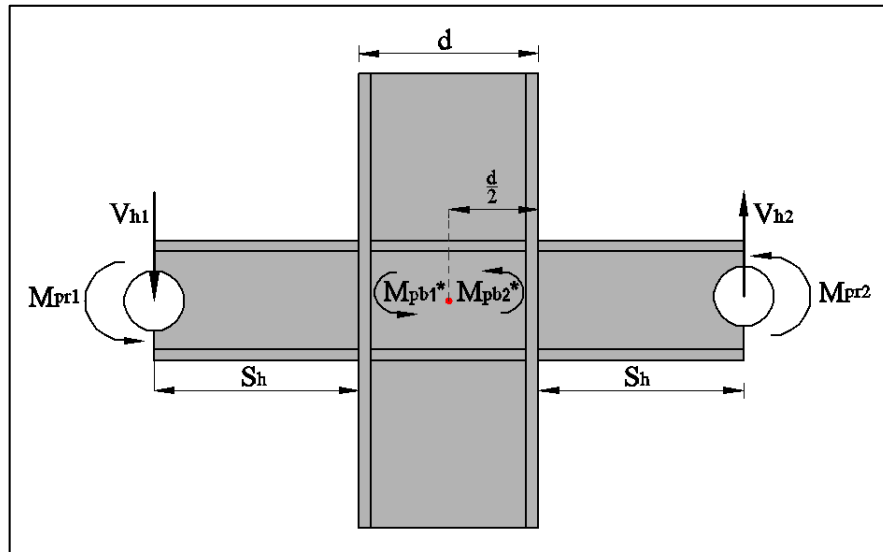


Figura 3.41. Momentos de Viga en Cara de Columna.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

Haciendo equilibrio de momentos en el eje de la columna (punto rojo), considerando por separado la viga a la izquierda y la viga a la derecha de la Figura 3.41 se obtienen los momentos  $M_{pb}$ , los cuales se presentan en las ecuaciones 3.5 y 3.6.

$$M_{pb1} = M_{pr1} + V_{h1} \left( S_h + \frac{d_c}{2} \right) \quad (3.5)$$

$$M_{pb2} = M_{pr2} + V_{h2} \left( S_h + \frac{d_c}{2} \right) \quad (3.6)$$

Sumando las ecuaciones 3.5 y 3.6 se obtiene  $\sum M_{pb}^*$ , la cual se expresa de la siguiente manera:

$$\sum M_{pb}^* = M_{pb1} + M_{pb2} \quad (3.7)$$

Donde los valores  $V_h$  son los cortantes en las rótulas plásticas calculados de el paso 3. A continuación se van a determinar los momentos debidos a las columnas para lo cual se va a emplear la Figura 3.42.



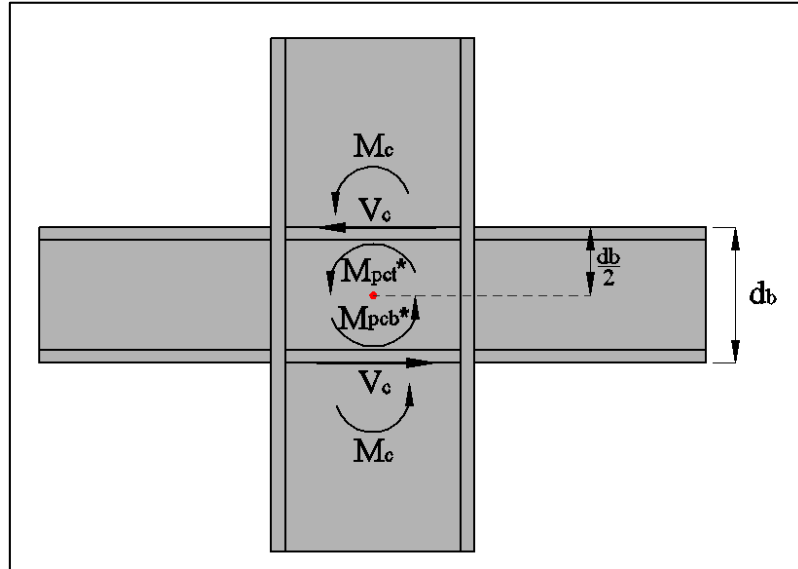


Figura 3.42. Momentos Debido a la Columna.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

Haciendo equilibrio de momentos en el eje de la columna (punto rojo), considerando por separado la columna superior y la columna inferior de la Figura 3.42 se obtienen los momentos  $M_{pc}$ , los cuales se presentan en las ecuaciones 3.8 y 3.9.

$$M_{pct} = M_c + V_c \left( \frac{d_b}{2} \right) \quad (3.8)$$

$$M_{pcb} = M_c + V_c \left( \frac{d_b}{2} \right) \quad (3.9)$$

De la norma AISC 341-10 Seismic Provision se tiene que  $M_c$  es igual a la siguiente expresión:

$$M_c = Z_c \left( F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) \quad (3.10)$$

El cortante en la columna  $V_c$  se lo determina en base al digrama de cuerpo libre de la Figura 3.43.

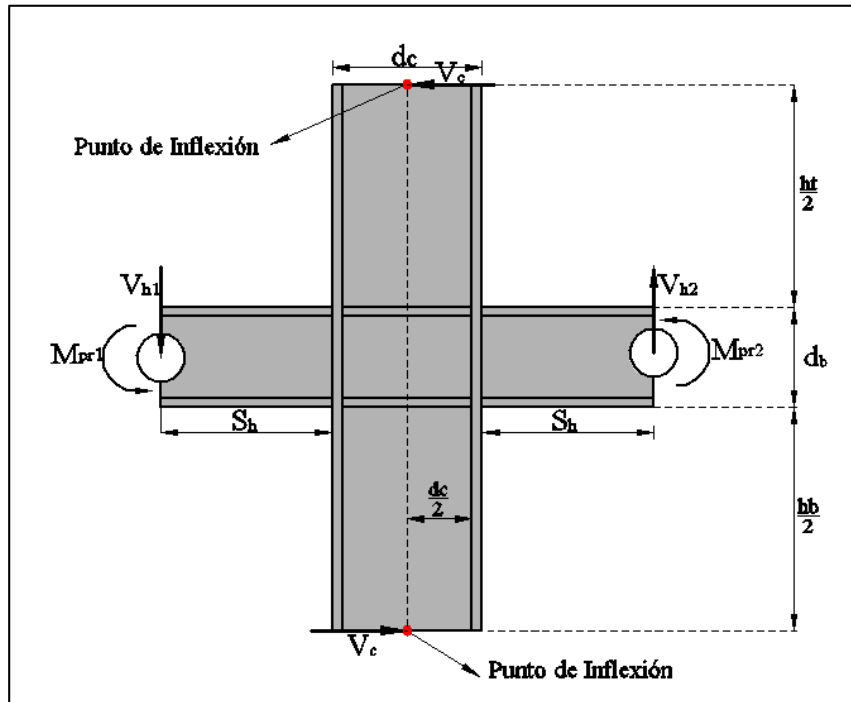


Figura 3.43. Cortante en la Columna.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

Haciendo sumatoria de momentos en uno de los puntos de inflexión de la Figura 3.42 encontramos el cortante de la columna  $V_c$ , el cual se lo puede expresar de la siguiente manera:

$$V_c = \frac{M_{pr1} + M_{pr2} + (V_{h1} + V_{h2}) \left( S_h + \frac{d_c}{2} \right)}{\left( \frac{h_b}{2} + \frac{h_t}{2} + d_b \right)} \quad (3.11)$$

El cortante de la columna se lo puede obtener como se muestra en la Figura 3.42, porque los momentos en la mitad de la altura de la columna tienden a ser cero, y los cortantes son constantes.

Sumando la ecuación 3.8 y 3.9 se obtiene  $\sum M_{pc}^*$ , la cual se expresa de la siguiente manera:

$$\sum M_{pc}^* = M_{pct} + M_{pcb} \quad (3.12)$$

Dónde:

$M_{pct}$  y  $M_{pcb}$ : son los momentos sobre en el punto de intersección de los ejes baricéntricos de vigas y columnas que concurren al nodo en la parte superior e inferior.

$M_c$ : son los momentos de las columnas en la parte superior e inferior.

$V_c$ : son los cortantes y momentos en las caras de la columna superior e inferior y  $F_{yb}$ : es el esfuerzo de fluencia mínimo especificado del material de la viga.

$F_{yc}$ : Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del material de la columna.

$Z_c$ : Módulo de sección plástico de la columna.

$P_{uc}$ : Resistencia a la compresión requerida utilizando combinaciones de carga LRFD.

#### **Paso 5: Verificar la resistencia al cortante en la viga, $\Phi V_n$**

Para esto se debe comparar el cortante en la rótula plástica (en este caso  $V_n$ ) con la resistencia a cortante de la viga  $\Phi V_n$ , lo cual se lo hace con la ecuación 3.13.

$$\Phi V_{bn} = \Phi 0.60 R_y F_{yb} A_{bw} \quad (3.13)$$

Dónde:

$\Phi$ : Factor de resistencia a cortante en vigas igual 1.

$A_{bw}$ : Área de alma de la viga, igual a  $A_{bw} = d_b t_{bw}$ .

$d_b$ : Peralte de la viga.

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

Todos las demás términos fueron definidos previamente.

**Paso 6: Verificación del cortante en la zona del panel,  $V_{zp}$**

Se requiere que la zona de panel tenga suficiente resistencia para desarrollar la fuerza cortante producida por los momentos en las caras de las columnas  $M_f$ .

Para encontrar el cortante en la zona de panel primero se deben encontrar los momentos en las caras de las columnas, para luego convertirlos en fuerzas de que actúan en los patines de la viga, para así por equilibrio encontrar el cortante en la zona de panel

Para describir la obtención de los momentos en las caras de las columnas se hace uso de la Figura 3.43, en la cual mediante un diagrama de cuerpo libre se deduce los momentos en las caras de las columnas, las expresiones deducidas se muestran en las ecuaciones 3.14 y 3.15.

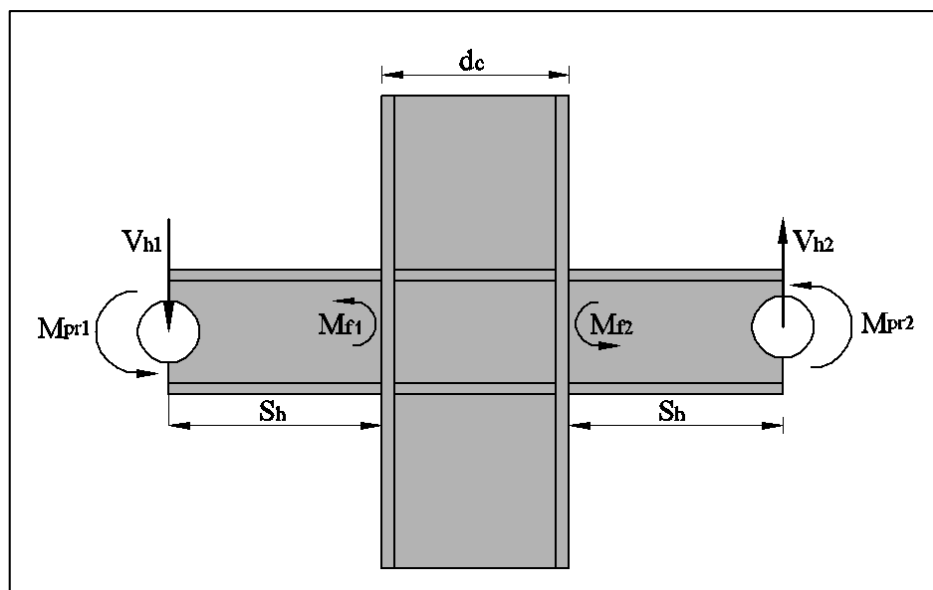


Figura 3.44. Momentos en las Caras de la Columna.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

Haciendo equilibrio de momentos en la cara de la columna, considerando por separado la viga a la izquierda y la viga a la derecha de la Figura 3.43 se obtienen los momentos  $M_f$ , los cuales se presentan a continuación.

$$M_{f1} = M_{pr1} + V_{h1}(S_h) \quad (3.14)$$

$$M_{f2} = M_{pr2} + V_{h2}(S_h) \quad (3.15)$$

Una vez obtenidos los momentos  $M_f$  se procede a convertirlos en fuerzas que actúan en los patines de la viga, para esto se hace uso de la Figura 3.44.

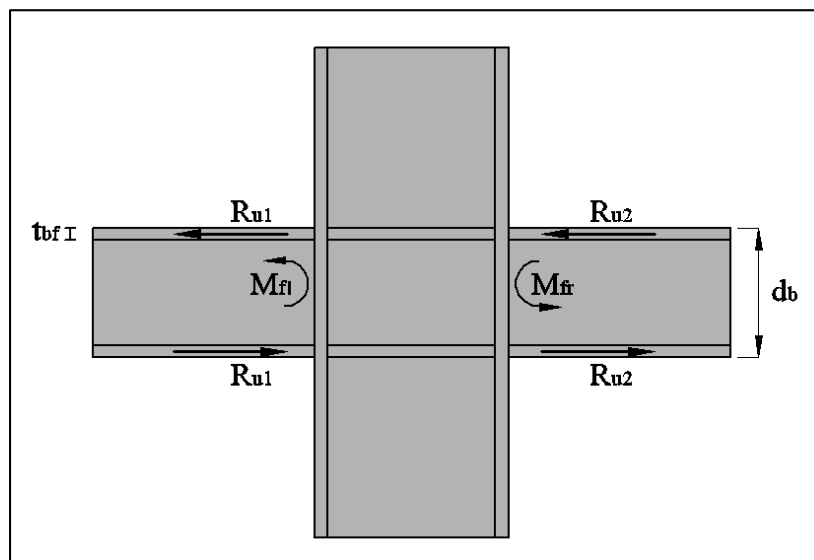


Figura 3.45. Momentos Transformados en Fuerzas.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

De la Figura 3.45 se obtiene las fuerzas de corte actuando en los patines de la viga, los cuales se muestran en las ecuaciones 3.16 y 3.17.

$$R_{u1} = \frac{M_{f1}}{(d_b - t_{bf})} \quad (3.16)$$

$$R_{u2} = \frac{M_{f2}}{(d_b - t_{bf})} \quad (3.17)$$

Después de haber transformado los momentos  $M_f$  en fuerzas de corte  $R_u$  se procede a encontrar el cortante en la zona de panel, lo cual se lo hace mediante la ecuación 3.18.

$$V_{zp} = R_{u1} + R_{u2} - V_c \quad (3.18)$$

Luego de haber obtenido el cortante de la zona de panel se lo compara con su resistencia a cortante,  $\phi V_n$ , como se muestra en la ecuación 3.19.

$$\phi V_n = 0.60 F_y d_c t_w \left( 1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \geq V_{zp} \quad (3.19)$$

Cuando la zona de panel tiene una resistencia insuficiente, placas dobles pueden añadirse para aumentar localmente el espesor del alma de la columna y de esta manera aumentar su resistencia, puesto a que  $t_w$  es un factor importante en la ecuación 3.19. En la ecuación 3.20 se define la expresión con la que se calcula el espesor requerido de la placa doble, y en la ecuación 3.21 se define el mínimo espesor que deberá tener.

$$t_w - t_{dp} = \frac{V_{zp} - \phi V_n}{\phi 0.6 F_y d_c} \quad (3.20)$$

$$t_{dp} \geq \frac{d_z + w_z}{90} \quad (3.21)$$

Dónde:

$t_w$ : Espesor de la zona de panel es el espesor de la zona de panel incluyendo placas dobles si las hubiese.

$b_{cf}$ : Ancho del patín de la columna.

$t_{cf}$ : Espesor del patín de la columna.

$t_{bf}$ : Espesor del patín de la viga.

$t_{dp}$ : Espesor de la placa doble.

$d_c$ : Peralte de la columna.

$d_z$ : Peralte de la zona del panel entre las placas de continuidad

$w_z$ : Ancho de la zona del panel entre las placas de continuidad.

Todos los demás términos fueron definidos previamente.

### Paso 7: Comprobar el requerimiento de placas de continuidad

La necesidad de placas de continuidad se verifica teniendo en cuenta el momento en la cara de la columna, el cual se transforma en un par de fuerzas en el patín de la columna, la expresión para transformar el momento en la cara de la columna en un par de fuerzas fue deducida de la Figura 3.44 y fue expresada en las ecuaciones 3.16 y 3.17, pero por mantener continuidad de los temas que se están tratando en la ecuación 3.22 y 3.23 se presentan nuevamente.

$$R_{u1} = \frac{M_{f1}}{(d_b - t_{bf})} \quad (3.22)$$

$$R_{u2} = \frac{M_{f2}}{(d_b - t_{bf})} \quad (3.23)$$

Las fuerzas  $R_{u1}$  y  $R_{u2}$  no deberá exceder la máxima fuerza que el patín puede ofrecer, la expresión que define la fuerza máxima que el patín puede ofrecer se expresa a continuación:

$$R_u = 1.8 b_{bf} t_{bf} F_{yb} R_{yb} \quad (3.24)$$

La fuerza máxima que el patín puede ofrecer,  $R_u$ , se comparara con los estados límites de: fluencia local en el alma de la columna, aplastamiento del alma de la columna, flexión del patín de la columna (resistencia y rigidez). A continuación se presentan las expresiones para determinar los estados limites antes nombrados.

#### Fluencia Local del Alma de la Columna.

$$\phi R_n \leq \phi (5k + t_{wf}) F_y t_w \quad (3.25)$$

#### Aplastamiento del Alma de la Columna.

$$\phi R_n \leq \phi 0.8 t_w^2 \left[ 1 + 3 \left( \frac{t_{wf}}{d} \right) \left( \frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} \quad (3.26)$$

Flexión del Patín de la Columna (Resistencia).

$$t_{cf} \geq 0.4 \sqrt{1.8 b_f t_{bf} \frac{R_{yb} F_{yb}}{R_{yc} F_{yc}}} \quad (3.27)$$

La ecuación 79 puede reorganizarse y expresarse en las ecuaciones de flexión local del patín como se muestra en la ecuación 3.28.

$$6.25 t_{cf}^2 F_{yc} R_{yc} \geq 1.8 b_f t_{bf} R_{yb} F_{yb} \quad (3.28)$$

Flexión del Patín de la Columna (Rigidez).

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{6} \quad (3.29)$$

En caso de que la fuerza máxima en el patín fuese mayor que los estados límites de las ecuaciones 3.25 a la 3.29, se requiere colocar las placas de continuidad.

Las placas de continuidad deben ser diseñadas para resistir la diferencia entre la demanda y la capacidad, es decir resistir la fuerza adicional que no puede ser soportada por la columna, las cual se la calcula con la ecuación 3.30.

$$R_{ucp} = \frac{R_u - \phi R_n}{\phi F_y b_f} \quad (3.30)$$

El AISC 358-10 establece que el espesor mínimo de la placa de continuidad deberá ser tal que coincida con el espesor de la viga.



### 3.1.7.2 Ejercicio de Aplicación de Conexión WUF-W

Diseñar la conexión viga-columna que se muestra en la Figura 3.46.

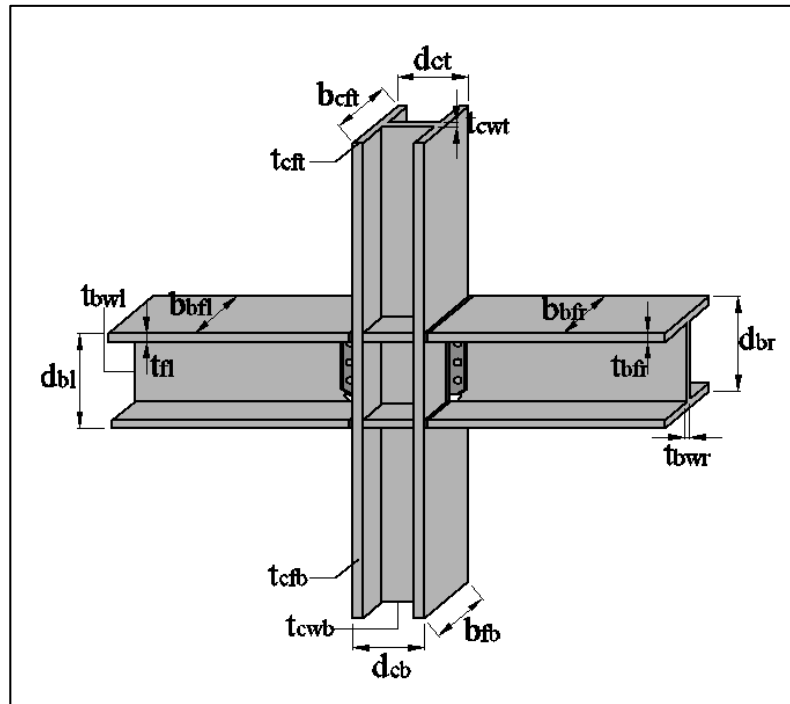


Figura 3.46. Conexión WUF-W.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

Las propiedades geométricas y mecánicas de las vigas y columnas a utilizarse se presentan a continuación:

#### Datos de Viga

Viga Derecha	
<b>Fy</b> =	50 Ksi
<b>Fu</b> =	65 Ksi
<b>Lr</b> =	30 Ft
<b>dbr</b> =	23.9 In
<b>tbwr</b> =	0.44 In
<b>bbfr</b> =	8.99 In
<b>tbfr</b> =	0.68 In
<b>Zx</b> =	200 in <sup>3</sup>

Viga Izquierda	
<b>Fy</b> =	50 ksi
<b>Fu</b> =	65 ksi
<b>Ll</b> =	30 ft
<b>dbl</b> =	23.9 in
<b>tbwl</b> =	0.44 in
<b>bbfl</b> =	8.99 in
<b>tbfl</b> =	0.68 in
<b>Zx</b> =	200 in <sup>3</sup>

### Datos de Columna

Columna Superior	
Fy=	50 Ksi
Fu=	65 Ksi
Lc=	14 Ft
dct=	15.2 In
tcwt=	0.83 In
bctf=	15.7 In
tcft=	1.31 In
Zx=	320 in <sup>3</sup>
A=	51.8 in <sup>2</sup>

Columna Inferior	
Fy=	50 ksi
Fu=	65 ksi
Lc=	14 ft
dcb=	15.2 in
tcwb=	0.83 in
bctb=	15.7 in
tcfb=	1.31 in
Zx=	320 in <sup>3</sup>
A=	51.8 in <sup>2</sup>

### Solución

**Paso 1: Determinar el momento máximo probable,  $M_{pr}$ , en la rótula plástica**

$$M_{pr} = C_{pr} R_y Z_e F_y$$

$$M_{pr} = 1.4(1.1)(200)(50) = 15400 \text{ kip in}$$

**Paso 2: Determinar la ubicación de la rótula plástica,  $S_h$**

$$S_h = 0$$

**Paso 3: Determina el cortante actuante en la rótula plástica,  $V_h$ , en cada extremo de la viga**

$$V_h = \frac{2M_{pr}}{L_h} + \frac{w_u * L_h}{2} \qquad V'_h = \frac{2M_{pr}}{L_h} - \frac{w_u * L_h}{2}$$

$$w_u = 0.11 \text{ kip/in}$$

$$L_h = (360 \text{ in} - 15.2 \text{ in}) = 344.8 \text{ in}$$

$$V_h = \frac{2(15400 \text{ kip in})}{344.8 \text{ in}} + \frac{0.11 \text{ kip/in} (344.8 \text{ in})}{2} = 108.291 \text{ kips}$$

$$V'_h = \frac{2(15400 \text{ kip in})}{344.8 \text{ in}} - \frac{0.11 \text{ kip/in} (344.8 \text{ in})}{2} = 70.363 \text{ kips}$$

**Paso 4: Verificar la relación columna fuerte-viga débil de la conexión**

$$\frac{\sum M^*_{pc}}{\sum M^*_{pb}} > 1$$

$$\sum M^*_{pb} = M_{pb1} + M_{pb2}$$

$$M_{pb1} = M_{pr1} + V_{h1} \left( S_h + \frac{d_c}{2} \right) \quad M_{pb2} = M_{pr2} + V_{h2} \left( S_h + \frac{d_c}{2} \right)$$

$$M_{pb1} = 15400 \text{ kip in} + 108.291 \text{ kips} \left( 0 + \frac{15.2 \text{ in}}{2} \right) = 16223.01 \text{ kip in}$$

$$M_{pb2} = 15400 \text{ kip in} + 70.363 \text{ kips} \left( 0 + \frac{15.2 \text{ in}}{2} \right) = 15934.76 \text{ kip in}$$

$$\sum M^*_{pb} = 16223.01 \text{ kip in} + 15934.76 \text{ kip in} = 32157.77 \text{ kip in}$$

$$\sum M^*_{pc} = M_{pct} + M_{pcb}$$

$$M_{pct} = M_c + V_c \left( \frac{d_b}{2} \right) \quad M_{pcb} = M_c + V_c \left( \frac{d_b}{2} \right)$$

$$M_c = Z_c \left( F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right)$$

$$M_c = 320 \text{ in}^3 \left( 50 \text{ ksi} - \frac{249 \text{ kips}}{51.8 \text{ in}^2} \right) = 14461.77 \text{ kip in}$$

$$V_c = \frac{M_{pr1} + M_{pr2} + (V_{h1} + V_{h2}) \left( S_h + \frac{d_c}{2} \right)}{\left( \frac{h_b}{2} + \frac{h_t}{2} + d_b \right)}$$

$$V_c = \frac{15400 \text{ kip in} + 15400 \text{ kip in} + (108.291 \text{ kips} + 70.363 \text{ kips}) \left( 0 + \frac{15.2 \text{ in}}{2} \right)}{\left( \frac{168 \text{ in}}{2} + \frac{144 \text{ in}}{2} + 23.9 \text{ in} \right)}$$

$$V_c = 178.75 \text{ kips}$$

$$M_{pct} = 14461.77 \text{ kip in} + 178.75 \text{ kips} \left( \frac{23.9 \text{ in}}{2} \right) = 16594.845 \text{ kip in}$$

$$\sum M^*_{pc} = 16594.845 \text{ kip in} + 16594.845 \text{ kip in} = 33189.69 \text{ kip in}$$

$$\frac{33189.69 \text{ kip in}}{32157.77 \text{ kip in}} > 1$$

$$1.032 > 1 \quad \text{OK}$$

**Paso 6: Verificación del cortante en la zona del panel,  $V_{zp}$**

$$\phi V_n = 0.60 F_y d_c t_w \left( 1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \geq V_{zp}$$

$$V_{zp} = R_{u1} + R_{u2} - V_c$$

$$R_{u1} = \frac{M_{f1}}{(d_b - t_{bf})} \quad R_{u2} = \frac{M_{f2}}{(d_b - t_{bf})}$$

$$M_{f1} = 15400 \text{ kip in} + 108.291 \text{ kips}(0) \quad M_{f2} = 15400 \text{ kip in} + 70.363 \text{ kips}(0)$$

$$M_{f1} = 15400 \text{ kip in} \quad M_{f2} = 15400 \text{ kip in}$$

$$R_{u1} = \frac{15400 \text{ kip in}}{(23.9 \text{ in} - 0.68 \text{ in})} = 663.22 \text{ kips} \quad R_{u2} = \frac{15400 \text{ kip in}}{(23.9 \text{ in} - 8.99 \text{ in})} = 663.22 \text{ kips}$$

$$V_{zp} = 663.22 \text{ kips} + 663.22 \text{ kips} - 178.75 \text{ kips} = 1147.69 \text{ kips}$$

$$\phi V_n = 1 (0.60)(50 \text{ ksi})(15.2 \text{ in})(0.83 \text{ in}) \left( 1 + \frac{3(15.7 \text{ in})(1.31 \text{ in})^2}{23.9 \text{ in}(15.2 \text{ in})(0.83 \text{ in})} \right) = 480 \text{ kips}$$

$$480 \text{ kips} \geq 1147.69 \text{ kips} \quad \text{no satisfice}$$

Como no se cumple la expresión anterior se añadirá una placa doble.

$$t_w - t_{dp} = \frac{V_{zp} - \phi V_n}{\phi 0.6 F_{yc} d_c} \quad t_w - t_{dp} = \frac{1147.69 \text{ kips} - 480 \text{ kips}}{1(0.6)(50 \text{ ksi})(15.2 \text{ in})} = 1.46 \text{ in}$$

$$t_{dp} = 1.46 \text{ in} - 0.83 \text{ in} = 0.63 \text{ in}$$

$$t_{dp} \geq \frac{d_z + w_z}{90} \quad t_{dp} \geq \frac{22.5 + 12.6}{90} = 0.39 \text{ in}$$

**Paso 7: Comprobar el requerimiento de placas de continuidad**

$$R_u \geq R_{u1}, R_{u2}$$

$$R_u = 1.8 b_{bf} t_{bf} F_{yb} R_{yb}$$

$$R_u = 1.8(8.99 \text{ in})(0.68 \text{ in})(50 \text{ ksi})(1.1) = 605.2068 \text{ kips}$$

$$605.2068 \text{ kips} \geq 663.22 \text{ kips} \quad \text{no satisfy}$$

Como no se cumple la expresión anterior se añadirá una placa de continuidad.

$$t_{cp} = \frac{663.22 \text{ kips} - 605.2068 \text{ kips}}{0.90(50 \text{ ksi})(8.99 \text{ in})} = 0.14 \text{ in}$$

$$t_{cp} \geq t_{bf}$$

Como el espesor requerido de la placa de continuidad es menor al del patín de la viga, se escoge como espesor de la placa de continuidad el del patín de la viga.

### 3.1.7.3 Conexión de Viga Reducida (RBS)

Esta conexión consiste en la unión de la viga y la columna por medio de una placa de corte que puede ser soldada o empernada al alma de la viga y se conecta por soldadura en el patín de la columna, los patines de la viga se recortan de una forma selectiva para que se forme la rótula plástica en la sección reducida de la viga. En la Figura 3.47 se muestra la descripción de la conexión RBS.

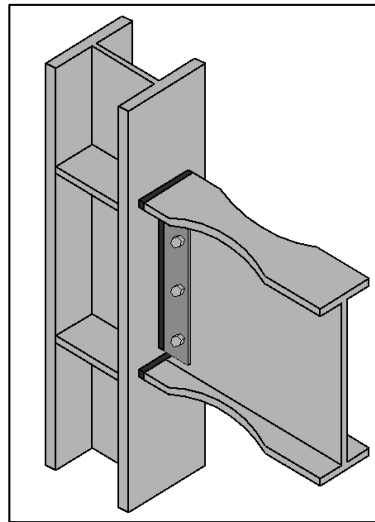


Figura 3.47. Descripción de Conexión RBS.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

Los requerimientos que se deben satisfacer para poder diseñar esta conexión son:

- ✚ Las vigas deberán ser elementos laminados de patín ancho o armados doblemente simétricos en forma de I. Las columnas deberán ser perfiles laminados o armados de sección transversal I, cruciformes, o tipo caja.
- ✚ El peralte de la viga está limitada a un máximo de W36 (W920) para perfiles laminados y armados. El peralte máximo de columna de perfiles laminados será W36 (W920). El peralte de columnas de patín ancho armadas no excederá el de los perfiles laminados. Los patines de columnas cruciformes no deberán tener un ancho o peralte mayor que el peralte permitido para formas laminadas. Columnas tipo caja armadas no deberán tener un ancho o peralte superior a 24 pulg. (610 mm). El ancho del patín de columnas tipo caja no deberá tener un ancho o peralte superior a 24 pulg. (610 mm).
- ✚ El peso de la viga está limitado a 300 lb/ft (447 kg/m). No hay límites para el peso de las columnas.
- ✚ El espesor del patín de la viga está limitado a un máximo de 1 3/4 pulg. (44 mm). No hay límites para el espesor de los patines de las columnas.
- ✚ La relación luz libre-peralte de la viga estará limitado de la siguiente manera: para sistemas SMF, 7 o mayor; para sistemas IMF, 5 o mayor.
- ✚ La relación ancho-espesor para patines y alma deben cumplir con los requerimientos de la AISC Seismic Provisions.
- ✚ La viga deberá estar conectada al patín de la viga.

En la Figura 3.48 mediante una gráfica se ilustran los requerimientos mencionados anteriormente.

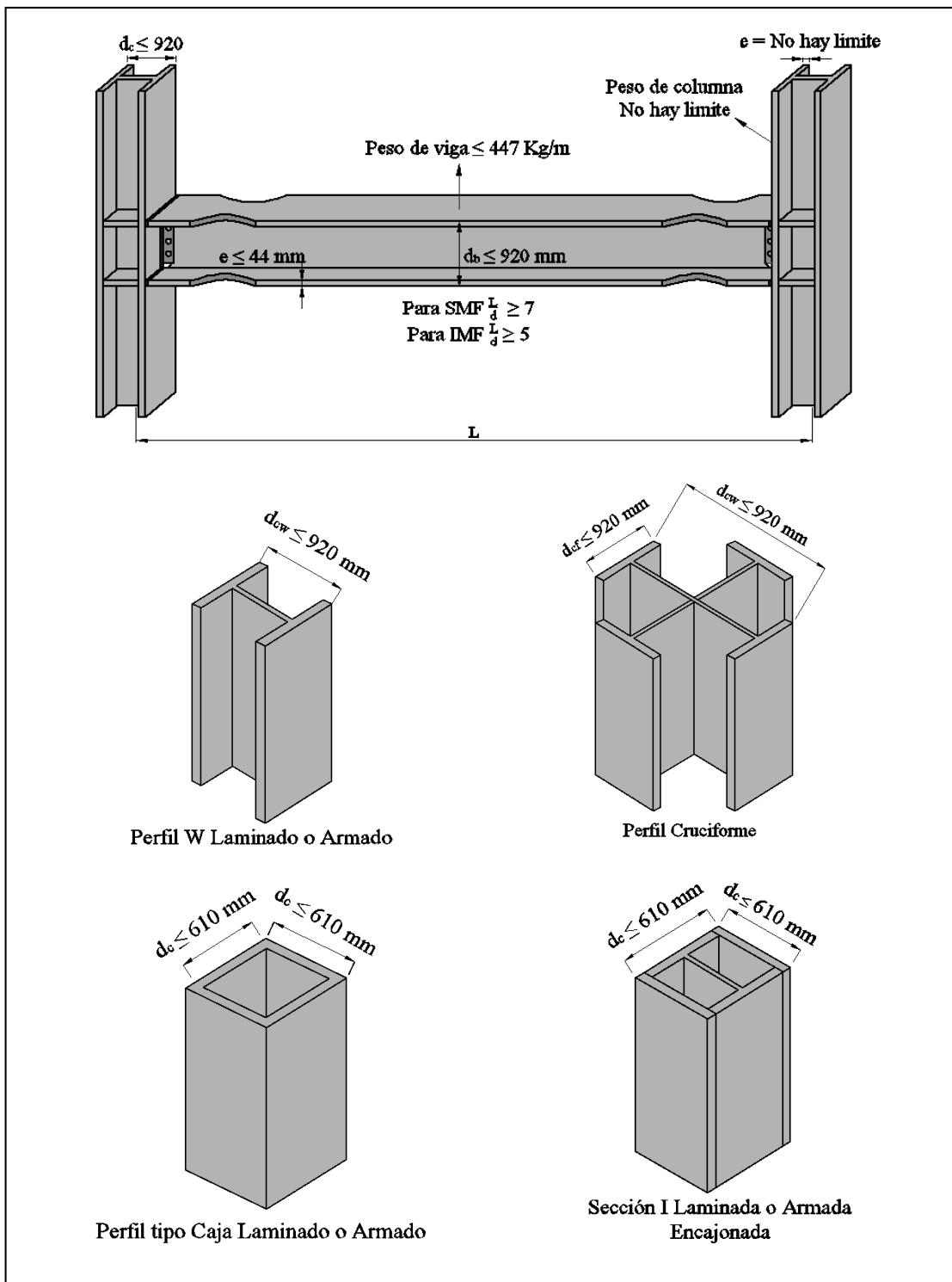


Figura 3.48. Requerimientos de Vigas y Columnas para Conexión RBS.

(Elaboración: Agustín Zambrano)



## Procedimiento de Diseño de la Conexión Precalificada RBS

### **Paso 1: Escoger valores de prueba para las dimensiones de reducción a, b y c.**

Los valores de prueba para las dimensiones de la reducción de la viga se eligen de tal manera que estén restringidos por las ecuaciones 3.31, 3.32, y 3.33, y en la Figura 3.49 se describen las dimensiones a, b, y c de la sección reducida.

$$0.5b_{bf} \leq a \leq 0.75b_{bf} \quad (3.31)$$

$$0.65d \leq b \leq 0.85d \quad (3.32)$$

$$0.1b_{bf} \leq c \leq 0.25b_{bf} \quad (3.33)$$

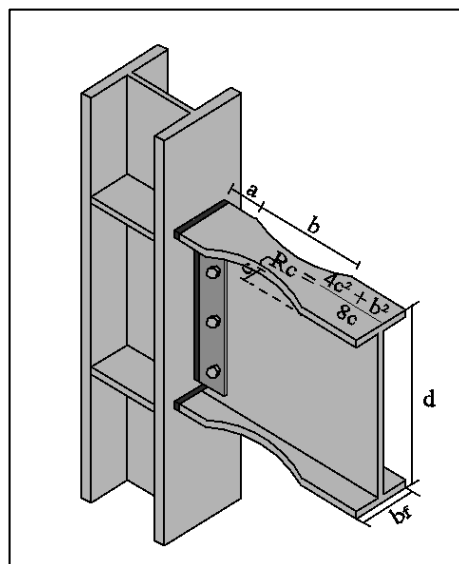


Figura 3.49. Dimensiones de la Sección Reducida.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

Dónde:

*a*: Distancia horizontal desde la cara de la columna hasta el inicio del corte de la viga de sección reducida (RBS).

*b*: Longitud del corte de la RBS.

$c$ : Profundidad del corte en el centro de la RBS.

$d$ : Peralte de la viga.

$bf$ : Ancho del patín de la viga.

$Rc$ : Radio de corte del patín de la viga.

**Paso 2: Calcular el módulo de sección plástico,  $Z_{RBS}$ , en el centro de la sección de la viga reducida**

El módulo de sección plástico en el centro de la sección de la viga reducida se calcula con la ecuación 3.34, la cual se presenta a continuación:

$$Z_{RBS} = Z_x - 2 c t_{bf} (d - t_{bf}) \quad (3.34)$$

Dónde:

$Z_x$ : Modulo de sección plástico alrededor del eje x.

$t_{bf}$ : Espesor del patín de la viga.

Los demás términos se explicaron previamente.

**Paso 3: Calcular el momento máximo probable  $M_{pr}$ , en el centro de la sección de la viga reducida**

El momento máximo probable en el centro de la sección de viga reducida se calcula con ecuación 3.35, la cual se presenta a continuación.

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_{RBS} \quad (3.35)$$

Para este caso el valor  $C_{pr}$  se calcula con la ecuación 3.36, la cual se presenta a continuación.

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2 \quad (3.36)$$

**Paso 4: Calcular la fuerza cortante en el centro de la sección de la viga reducida,  $V_{RBS}$ , para cada extremo de la viga**

La deducción del cortante  $V_{RBS}$ , para la conexión RBS es la misma que para la conexión WUF-W, por este motivo a continuación solo las expresiones para determinarlo.

$$V_h = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{Gravedad} \quad (3.37)$$

$$V'_h = \frac{2M_{pr}}{L_h} - V_{Gravedad} \quad (3.38)$$

**Paso 5: Calcular el momento máximo probable en la cara de la columna,  $M_f$**

La deducción del momento en la cara de la columna, para la sección RBS es la misma que para la conexión WUF-W, por este motivo a continuación solo las expresiones para determinarlo.

$$M_{f1} = M_{pr1} + V_{RBS1}S_h \quad (3.39)$$

$$M_{f2} = M_{pr2} + V_{RBS2}S_h \quad (3.40)$$

En la ecuación 3.39 y 3.40 el valor de  $S_h$  es la distancia que existe desde la cara de la columna hasta el centro de la sección reducida, en la ecuación 3.41 se expresa la ecuación que define ese valor.

$$S_h = a + \frac{b}{2} \quad (3.41)$$

**Paso 6: Calcular el momento plástico esperado,  $M_{pe}$ , en la viga con base en el esfuerzo de fluencia esperado**

El momento plástico esperado,  $M_{pe}$ , se lo calcula con ecuación 3.41, la cual se presenta a continuación.

$$M_{pe} = R_y F_y Z_x \quad (3.42)$$

**Paso 7: Verificar la resistencia de flexión de la viga en la cara de la columna**

El principal objetivo de verificar la resistencia a flexión en la cara de la columna es limitar el momento máximo que se puede desarrollar en la cara de la columna, a valores menores que el momento plástico esperado, para así reducir la tensión en la soldadura entre los patines de la viga y la columna.

Lo anteriormente dicho se lo puede comprobar mediante la ecuación 3.42, la cual se presenta a continuación.

$$M_f \leq \Phi_d M_{pe}; \Phi_d = 1 \quad (3.43)$$

En caso de que la ecuación 3.43 no se cumpla, se deben ajustar los valores de “a”, “b” y “c” o cambiar las secciones de la viga y/o columna y repetir los pasos del #2 hasta el #7.

### Paso 8: Verificar la relación columna fuerte-viga débil de la conexión

En este caso, como la conexión se utiliza para sistemas de marcos especiales a momento (SMF), se debe cumplir con la siguiente relación:

$$\frac{\sum M^*_{pc}}{\sum M^*_{pb}} > 1 \quad (3.44)$$

La deducción para encontrar las expresiones  $\sum M^*_{pc}$  y  $\sum M^*_{pb}$  fueron deducidas previamente para la conexión WUF-W, por lo cual en las ecuaciones 3.45, 3.46, 3.47, 3.48, y 3.49, se presentan las expresiones necesarias con las que se realizará la verificación de la relación columna fuerte-viga débil.

$$M_{pct} = M_c + V_c \left( \frac{d}{2} \right) \quad (3.45)$$

$$M_{pcb} = M_c + V_c \left( \frac{d}{2} \right) \quad (3.46)$$

$$V_c = \frac{M_{pr1} + M_{pr2} + (V_{RBS} + V_{RBS}) \left( S_h + \frac{d_c}{2} \right)}{\left( \frac{h_b}{2} + \frac{h_t}{2} + d \right)} \quad (3.47)$$

$$M_{pb1} = M_{pr1} + V_{RBS} \left( S_h + \frac{d}{2} \right) \quad (3.48)$$

$$M_{pb2} = M_{pr2} + V_{RBS} \left( S_h + \frac{d}{2} \right) \quad (3.49)$$

Sumando la ecuación 3.45 y 3.46, y sumando la 3.48 y 3.49 se obtienen  $\sum M^*_{pc}$  y  $\sum M^*_{pb}$ , las cuales se expresan a continuación.

$$\sum M^*_{pc} = M_{pct} + M_{pcb} \quad (3.50)$$

$$\sum M^*_{pb} = M_{pb1} + M_{pb2} \quad (3.51)$$

**Paso 9: Verificar la resistencia a cortante de la viga,  $\Phi V_n$** 

Para esto se debe comparar el cortante en el centro de la sección de viga reducida  $V_{RBS}$  con la resistencia a cortante de la viga  $\Phi V_n$ , la cual se muestra en la ecuación 3.52.

$$V_{RBS} \leq \Phi_v V_n; \quad \Phi_v = 0.75 \quad (3.52)$$

Donde el término  $V_n$  es igual a  $0.6F_y A_w$ .

**Paso 10: Verificación del cortante en la zona del panel,  $V_{zp}$** 

La deducción para encontrar la expresión del cortante en la zona de panel fue deducida previamente para la conexión WUF-W, por lo cual en la ecuación 3.53, 3.54, 3.55, y 3.56 se presentan las expresiones necesarias con las que se verifica el cortante en la zona de panel.

$$V_{zp} = R_{u1} + R_{u2} - V_c \quad (3.53)$$

$$R_{u1} = \frac{M_{f1}}{(d_b - t_{bf})} \quad (3.54)$$

$$R_{u2} = \frac{M_{f2}}{(d_b - t_{bf})} \quad (3.55)$$

$$V_c = \frac{M_{pr1} + M_{pr2} + (V_{RBS} + V_{RBS}) \left( S_h + \frac{d_c}{2} \right)}{\left( \frac{h_b}{2} + \frac{h_t}{2} + d \right)} \quad (3.56)$$

Luego de haber obtenido el cortante de la zona de panel se lo compara con su resistencia a cortante,  $\Phi V_n$ , como se muestra en la ecuación 3.56.

$$\Phi V_n = 0.60 F_y d_c t_w \left( 1 + \frac{3b_c f t_c f^2}{d_b d_c t_w} \right) \geq V_{zp} \quad (3.57)$$

Cuando la zona de panel tiene una resistencia insuficiente, placas dobles pueden añadirse para aumentar localmente el espesor del alma de la columna y de esta manera aumentar su resistencia, puesto a que  $t_w$  es un factor importante en la ecuación 3.57. En la ecuación 3.58 se define la expresión con la que se calcula el espesor requerido de la placa doble, y en la ecuación 3.59 se define el mínimo espesor que deberá tener.

$$t_{dp} \geq \frac{V_{zp} - \phi V_n}{\phi 0.6 F_{yc} d_c} \quad (3.58)$$

$$t_{dp} = \frac{d_z + w_z}{90} \quad (3.59)$$

### **Paso 11: Comprobar el requerimiento de placas de continuidad**

La necesidad de placas de continuidad se verifica teniendo en cuenta el momento en la cara de la columna, el cual se transforma en un par de fuerzas en el patín de la columna. La expresión para transformar el momento en la cara de la columna en un par de fuerzas fue deducida para la conexión WUF-W, pero por mantener continuidad de los temas que se están tratando en la ecuación 3.60 y 3.61 se presentan de nuevo.

$$R_{u1} = \frac{M_{f1}}{(d_b - t_{bf})} \quad (3.60)$$

$$R_{u2} = \frac{M_{f2}}{(d_b - t_{bf})} \quad (3.61)$$

Las fuerzas  $R_{u1}$  y  $R_{u2}$  no deberá exceder la máxima fuerza que el patín puede ofrecer, la expresión que define la fuerza máxima que el patín puede ofrecer se expresa a continuación en la ecuación 3.62.

$$R_u = 1.8 b_{bf} t_{bf} F_{yb} R_{yb} \quad (3.62)$$

La fuerza máxima que el patín puede ofrecer se comparara con los estados límites de: fluencia local en el alma de la columna, aplastamiento del alma de la columna, flexión del patín de la columna (resistencia), flexión del patín de la columna (rigidez). A continuación se presentan las expresiones para determinar los estados límites antes nombrados.

#### Fluencia Local de corte del Alma de la Columna

$$\phi R_n \leq \phi (5k + t_{wf}) F_y t_w \quad (\text{Ecuación 3.63})$$

### Aplastamiento del Alma de la Columna

$$\phi R_n \leq \phi 0.8 t_w^2 \left[ 1 + 3 \left( \frac{t_{wf}}{d} \right) \left( \frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} \quad (\text{Ecuación 3.64})$$

### Capacidad a la Flexión del Patín de la Columna

$$t_{cf} \geq 0.4 \sqrt{1.8 b_f t_{bf} \frac{R_{yb} F_{yb}}{R_{yc} F_{yc}}} \quad (\text{Ecuación 3.65})$$

La ecuación 3.64 puede reorganizarse y expresarse en las ecuaciones de flexión local del patín como se muestra en la ecuación 3.66.

$$6.25 t_{cf}^2 F_{yc} R_{yc} \geq 1.8 b_f t_{bf} R_{yb} F_{yb} \quad (\text{Ecuación 3.66})$$

### Flexión del Patín de la Columna (Rigidez)

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{6} \quad (\text{Ecuación 3.67})$$

En caso de que la fuerza máxima en el patín fuese mayor que los estados límites de las ecuaciones 3.63 a la 3.67, se requiere colocar las placas de continuidad.

La placa de continuidad debe ser diseñada para resistir la diferencia entre la demanda y la capacidad, es decir resistir la fuerza adicional que no puede ser soportada por la columna, las cual se la calcula con la ecuación 3.68.

$$R_{ucp} = R_u - \phi R_n \quad (\text{Ecuación 3.68})$$

El AISC 358-10 establece que el espesor mínimo de la placa de continuidad debe será tal que coincida con el espesor de la viga.



### 3.1.7.4 Ejemplo de Aplicación de Conexión RBS

Diseñar la conexión viga-columna que se muestra en la Figura 3.50.

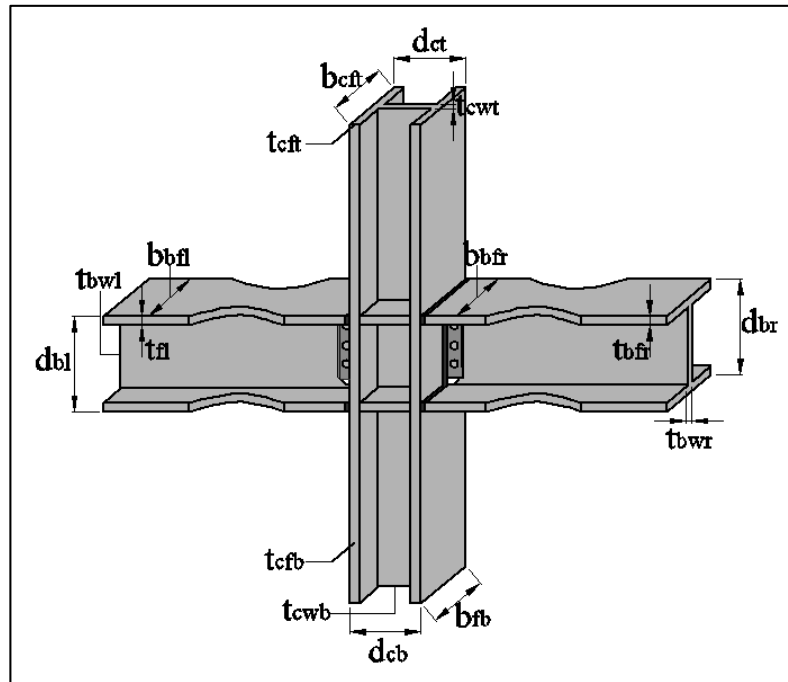


Figura 3.50. Conexión RBS.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

Las propiedades geométricas y mecánicas de las vigas y columnas a utilizarse se presentan a continuación:

#### Datos de Viga.

Viga Derecha	
<b>Fy=</b>	50 ksi
<b>Fu=</b>	65 ksi
<b>Lr=</b>	30 ft
<b>dbr=</b>	23.9 in
<b>tbwr=</b>	0.44 in
<b>bbf=</b>	8.99 in
<b>tbf=</b>	0.68 in
<b>Zx=</b>	200 in <sup>3</sup>

Viga Izquierda	
<b>Fy=</b>	50 ksi
<b>Fu=</b>	65 ksi
<b>Ll=</b>	30 ft
<b>dbi=</b>	23.9 in
<b>tbwl=</b>	0.44 in
<b>bbf=</b>	8.99 in
<b>tbf=</b>	0.68 in
<b>Zx=</b>	200 in <sup>3</sup>

### Datos de Columna.

Columna Superior	
Fy=	50 ksi
Fu=	65 ksi
Lc=	14 ft
d <sub>ct</sub> =	15.2 in
t <sub>cwt</sub> =	0.83 in
b <sub>cft</sub> =	15.7 in
t <sub>cft</sub> =	1.31 in
Z <sub>x</sub> =	320 in <sup>3</sup>
A=	51.8 in <sup>2</sup>

Columna Inferior	
Fy=	50 ksi
Fu=	65 ksi
Lc=	14 ft
d <sub>cb</sub> =	15.2 in
t <sub>cwb</sub> =	0.83 in
b <sub>cfb</sub> =	15.7 in
t <sub>cfb</sub> =	1.31 in
Z <sub>x</sub> =	320 in <sup>3</sup>
A=	51.8 in <sup>2</sup>

### Solución

**Paso 1: Escoger valores de prueba para las dimensiones de reducción a, b y c**

$$0.5b_{bf} \leq a \leq 0.75b_{bf}$$

$$0.5(8.99 \text{ in}) \leq a \leq 0.75(8.99 \text{ in}) \quad 4.495 \text{ in} \leq a \leq 6.7425 \text{ in}$$

$$0.65d \leq b \leq 0.85d$$

$$0.65(23.9 \text{ in}) \leq b \leq 0.85(23.9 \text{ in}) \quad 15.535 \text{ in} \leq b \leq 20.315 \text{ in}$$

$$0.1b_{bf} \leq c \leq 0.25b_{bf}$$

$$0.1(8.99) \leq c \leq 0.25(8.99) \quad 0.899 \text{ in} \leq c \leq 2.2475 \text{ in}$$

Las dimensiones elegidas son:

$$a = 5.50 \text{ in} \quad b = 18 \text{ in} \quad c = 2 \text{ in}$$

**Paso 2: Calcular el módulo de sección plástico,  $Z_{RBS}$ , en el centro de la sección de la viga reducida**

$$Z_{RBS} = Z_x - 2 c t_{bf} (d - t_{bf})$$

$$Z_{RBS} = 200 \text{ in}^3 - [2 (2 \text{ in})(0.68 \text{ in})(23.9 \text{ in} - 0.68 \text{ in})] = 137 \text{ in}^3$$

**Paso 3: Calcular el momento máximo probable  $M_{pr}$  , en el centro de la sección de la viga reducida**

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_{RBS}$$

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2$$

$$C_{pr} = \frac{50 \text{ ksi} + 65 \text{ ksi}}{2(50 \text{ ksi})} \leq 1.2 \quad 1.15 \leq 1.2$$

$$M_{pr} = 1.15(1.1)(50 \text{ ksi})(137 \text{ in}^3) = 8670 \text{ kips in}$$

**Paso 4: Calcular la fuerza cortante en el centro de la sección de la viga reducida,  $V_{RBS}$ , para cada extremo de la viga**

$$V_h = \frac{2M_{pr}}{L_h} + \frac{w_u * L_h}{2} \quad V'_h = \frac{2M_{pr}}{L_h} - \frac{w_u * L_h}{2}$$

$$V_h = \frac{2(8670 \text{ kips in})}{316 \text{ in}} + \frac{0.11 \text{ kip/in}(316 \text{ in})}{2} = 72.1 \text{ kips}$$

$$V_h = \frac{2(8670 \text{ kips in})}{316 \text{ in}} - \frac{0.11 \frac{\text{kip}}{\text{in}}(316 \text{ in})}{2} = 37.6 \text{ kips}$$

**Paso 5: Calcular el momento máximo probable en la cara de la columna,  $M_f$**

$$M_{f1} = M_{pr1} + V_{RBS1} S_h$$

$$M_{f2} = M_{pr2} + V_{RBS2} S_h$$

$$S_h = a + \frac{b}{2}$$

$$M_{f1} = 8670 \text{ kips in} + 72.1 \text{ kips}(14.5 \text{ in}) = 9720 \text{ kip in}$$

$$M_{f2} = 8670 \text{ kips in} + 37.6 \text{ kips}(14.5 \text{ in}) = 9220 \text{ kip in}$$

**Paso 6: Calcular el momento plástico esperado,  $M_{pe}$ , en la viga con base en el esfuerzo de fluencia esperado**

$$M_{pe} = R_y F_y Z_x$$

$$M_{pe} = 1.1(50 \text{ ksi})(200 \text{ in}^3) = 11000 \text{ kip in}$$

**Paso 7: Verificar la resistencia de flexión de la viga en la cara de la columna**

$$M_f \leq \Phi_d M_{pe}; \Phi_d = 1$$

$$9720 \text{ kip in} \leq 1(11000 \text{ kip in}) \quad \mathbf{OK}$$

**Paso 8: Verificar la relación columna fuerte-viga débil de la conexión**

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1$$

$$\sum M_{pb}^* = M_{pb1} + M_{pb2}$$

$$M_{pb1} = M_{pr1} + V_{RBS1} \left( S_h + \frac{d_c}{2} \right) \quad M_{pb2} = M_{pr2} + V_{RBS2} \left( S_h + \frac{d_c}{2} \right)$$

$$M_{pb1} = 8670 \text{ kips in} + 72.1 \text{ kips} \left( 14.5 + \frac{15.2 \text{ in}}{2} \right) = 10263.41 \text{ kip in}$$

$$M_{pb2} = 8670 \text{ kips in} + 37.6 \text{ kips} \left( 14.5 + \frac{15.2 \text{ in}}{2} \right) = 9500.96 \text{ kip in}$$

$$\sum M_{pb}^* = 10263.41 \text{ kip in} + 9500.96 \text{ kip in} = 19764.37 \text{ kip in}$$

$$\sum M_{pc}^* = M_{pct} + M_{pcb}$$

$$M_{pct} = M_c + V_c \left( \frac{d_b}{2} \right) \quad M_{pcb} = M_c + V_c \left( \frac{d_b}{2} \right)$$

$$M_c = Z_c \left( F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right)$$

$$M_c = 320 \text{ in}^3 \left( 50 \text{ ksi} - \frac{249 \text{ kips}}{51.8 \text{ in}^2} \right) = 14461.77 \text{ kip in}$$

$$V_c = \frac{M_{pr1} + M_{pr2} + (V_{RBS1} + V_{RBS2}) \left( S_h + \frac{d_c}{2} \right)}{\left( \frac{h_b}{2} + \frac{h_t}{2} + d_b \right)}$$

$$V_c = \frac{8670 \text{ kips in} + 8670 \text{ kips in} + (72.1 \text{ kips} + 37.6 \text{ kips}) \left( 14.5 + \frac{15.2 \text{ in}}{2} \right)}{\left( \frac{168 \text{ in}}{2} + \frac{144 \text{ in}}{2} + 23.9 \text{ in} \right)}$$

$$V_c = 109.86 \text{ kips}$$

$$M_{pct} = 14461.77 \text{ kip in} + 109.86 \text{ kips} \left( \frac{23.9 \text{ in}}{2} \right) = 15774.597 \text{ kip in}$$

$$\sum M_{pc}^* = 15774.597 \text{ kip in} + 15774.597 \text{ kip in} = 31549.194 \text{ kip in}$$

$$\frac{31549.194 \text{ kip in}}{19764.37 \text{ kip in}} > 1$$

$$1.6 > 1 \quad \mathbf{OK}$$

**Paso 9: Verificar la resistencia a cortante de la viga,  $\Phi V_n$**

$$V_{RBS} \leq \Phi_v V_n; \quad \Phi_v = 0.75$$

$$V_n = 0.6F_y$$

$$V_n = 0.75(0.6)(50 \text{ ksi})(22.4 \text{ in}^2) = 504 \text{ kips}$$

$$72.1 \text{ kips} \leq 504 \text{ kips} \quad \mathbf{OK}$$

**Paso 10: Verificación del cortante en la zona del panel,  $V_{zp}$**

$$\Phi V_n = 0.60F_y d_c t_w \left( 1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \geq V_{zp}$$

$$V_{zp} = R_{u1} + R_{u2} - V_c$$

$$R_{u1} = \frac{M_{f1}}{(d_b - t_{bf})} \quad R_{u2} = \frac{M_{f2}}{(d_b - t_{bf})}$$

$$R_{u1} = \frac{9720 \text{ kip in}}{(23.9 \text{ in} - 0.68 \text{ in})} = 418.61 \text{ kips} \quad R_{u2} = \frac{9220 \text{ kip in}}{(23.9 \text{ in} - 8.99 \text{ in})} = 397.07 \text{ kips}$$

$$V_{zp} = 418.61 \text{ kips} + 397.07 \text{ kips} - 109.86 \text{ kips} = 705.82 \text{ kips}$$

$$\phi V_n = 1 (0.60)(50 \text{ ksi})(15.2 \text{ in})(0.83 \text{ in}) \left( 1 + \frac{3(15.7 \text{ in})(1.31 \text{ in})^2}{23.9 \text{ in}(15.2 \text{ in})(0.83 \text{ in})} \right) = 480 \text{ kips}$$

$$480 \text{ kips} \geq 705.82 \text{ kips} \quad \text{no satisfy}$$

Como no se cumple la expresión anterior se añadirá una placa doble.

$$t_w - t_{dp} = \frac{V_{zp} - \phi V_n}{\phi 0.6 F_{yc} d_c} \quad t_w - t_{dp} = \frac{705.82 \text{ kips} - 480 \text{ kips}}{1(0.6)(50 \text{ ksi})(15.2 \text{ in})} = 0.49 \text{ in}$$

$$t_{dp} = 0.49 \text{ in}$$

$$t_{dp} \geq \frac{d_z + w_z}{90} \quad t_{dp} \geq \frac{22.5 + 12.6}{90} = 0.39 \text{ in}$$

#### Paso 7: Comprobar el requerimiento de placas de continuidad

$$R_u \geq R_{u1}, R_{u2}$$

$$R_u = 1.8 b_{bf} t_{bf} F_{yb} R_{yb}$$

$$R_u = 1.8(8.99 \text{ in})(0.68 \text{ in})(50 \text{ ksi})(1.1) = 605.2068 \text{ kips}$$

$$605.2068 \text{ kips} \geq 418.61 \text{ kips} \quad \text{OK}$$

## CAPÍTULO IV

### ANÁLISIS DE RESULTADOS

En este capítulo se estudiara un modelo analítico que toma en cuenta la flexibilidad del nudo, para luego realizar análisis comparativos considerando que el nudo es y no es flexible. Esto se realiza con el fin de ver como los resultados del análisis estructural varían con esas consideraciones. Finalmente se propondrá un modelo analítico para modelar el nudo como rígido, que es lo que comúnmente se asume en el análisis de estructural, el mismo se lo obtenido a partir del modelo de Krawinkler en el rango elástico, esto se lo realiza de esta forma, debido a que, si el nudo (zona de panel) se comporta en el rango elástico, la rigidez de la misma no cambia, por lo cual se cumpliría la hipótesis de nudo rígido. Luego el modelo analítico propuesto y las propiedades obtenidas del mismo se las ingresa en el programa ETABS 2015, con el fin de comparar los resultados obtenidos con los del modelo de Krawinkler en el rango elástico y de esta manera validar los resultados.

#### **4.1 Modelo Analítico de Krawinkler.**

Investigaciones realizadas por Krawinkler en 1971 demostraron que la resistencia de la zona de panel (nudo) consta de dos componentes: cortante en la zona de panel y flexión en las alas de la columna. El mayor de estos componentes es el de corte de la zona de panel, que es resistido por el alma de la columna con la placa de refuerzo (placa doble), si la misma está presente. Los esfuerzos de corte hacen que la zona de panel se deforme en una forma de paralelogramo y los desplazamientos laterales causadas por este, pueden ser un componente significativo a la deriva de piso. Por lo tanto, es importante que zonas de panel se incluyan en el modelamiento.

Krawinkler propuso un modelo que toma en cuenta las deformaciones por corte de la zona de panel, el que consiste de un alma de columna perfectamente plástica, rodeada por cuatro lados rígidos conectados por resortes en las esquinas. Los resortes simulan la resistencia de los elementos que rodean la zona de panel, en particular la resistencia a la flexión de las alas de la columna. En la Figura 4.1 se presenta el modelo de Krawinkler, con su respectiva deformada por cortante.

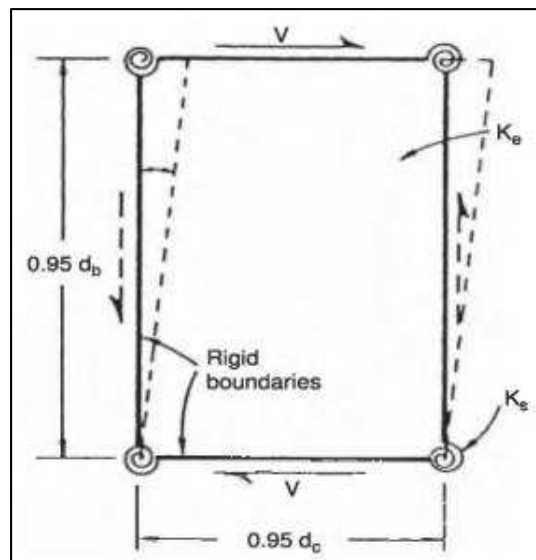


Figura 4.1. Modelo de Krawinkler.

(Fuente: Bruneau, Uang, y Sabelli, 2012)

Las propiedades mecánicas del modelo de Krawinkler que describen el comportamiento de la zona de panel se presentan a continuación.



### **Rigidez Elástica $K_e$ .**

La rigidez elástica de la zona de panel está dada por:

$$K_e = \frac{V}{\gamma} = 0.95 d_c t_w G \quad (4.1)$$

La ecuación 4.1 es válida solo para:

$$\gamma = \gamma_y = \frac{F_y}{\sqrt{3}G} \quad (4.2)$$

Sustituyendo la Ecuación 4.2 en la 4.1 se obtiene se obtiene la resistencia a cortante para el cual se produce la fluencia, la cual es presentada en la Ecuación 4.3.

$$V_y = 0.55 F_y d_c t_w \quad (4.3)$$

### **Rigidez Post-Fluencia $K_t$ .**

La rigidez post-fluencia de la zona de panel está dada por:

$$K_t = \frac{1.095 b_c t_c f^2 G}{d_b} \quad (4.4)$$

La ecuación 4.5 es válida solo para:

$$\gamma_y < \gamma \leq 4\gamma_y \quad (4.5)$$

La resistencia a cortante cuando se alcanza un ángulo distorsional de  $4\gamma_y$ , se lo obtiene mediante la siguiente expresión:

$$V = K_e \gamma_y + 3K_t \gamma_y \quad (4.6)$$

Resolviendo la ecuación 4.7 se obtiene la resistencia a cortante.

$$V = 0.55 F_y d_c t_w \left[ 1 + \frac{3.45 b_c t_c f^2}{d_b d_c t_c w} \right] \quad (4.7)$$

## 4.2 Análisis Comparativos Considerando al Nudo Rígido y Flexible.

Se va a modelar una estructura de 4 niveles con la intención de ver cómo afecta el comportamiento del nudo (zona de panel) a la respuesta de la estructura. La estructura fue diseñada de acuerdo al NEC 2014.

Para la comparación que se va a llevar a cabo, se van a realizar dos tipos de análisis en el programa ETABS 2015: Estático Equivalente y Modal Espectral, que son los métodos que el NEC 2014 demanda, en los cuales se van a comparar las derivas de piso y periodos.

Las secciones de vigas y columnas utilizadas se muestran en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1. Dimensiones de la Estructura de Análisis.

	Planta 1	Planta 2	Planta 3	Planta 4
Columnas Interiores	W14X176	W14X176	W14X82	W14X82
Columnas Exteriores	W14X132	W14X132	W14X68	W14X68
Vigas	W24X76	W24X76	W24X76	W24X76

(Elaboración: Agustín Zambrano)

En la Figura 4.2 se muestra la configuración en planta de la estructura de análisis, y en la Figura 4.3 se presenta una gráfica tridimensional de la misma. Las alturas de piso son de 3 metros en la primera planta y de 2.8m en las restantes.

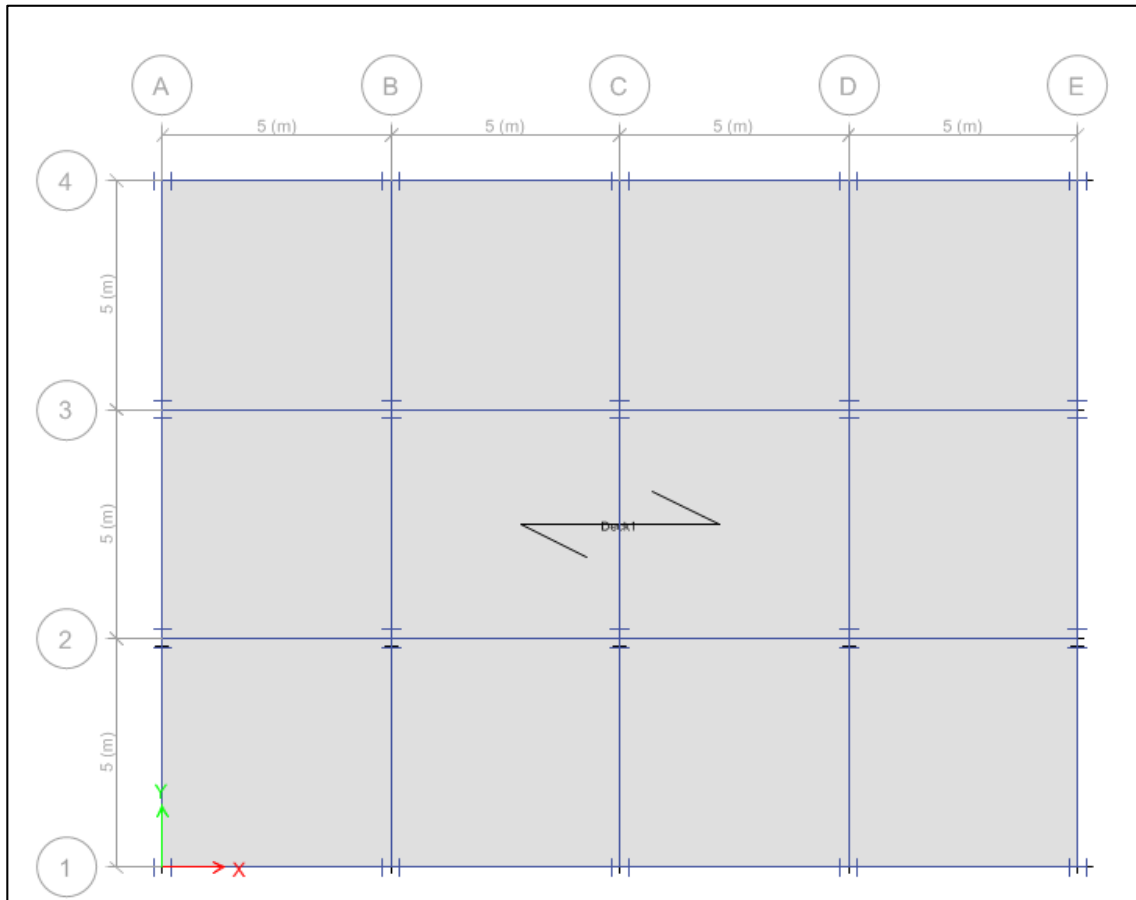


Figura 4.2. Configuración en Planta de la Estructura de Análisis.

(Fuente: ETABS 2015)

En la Figura 4.2 se puede observar que no todos los pórticos son resistentes a momentos, debido a que solo aquellas partes de los pórticos, en los que las vigas están conectadas al patín de la columna, pueden mantener rotaciones para poder realizar este tipo de consideración. Mientras que aquellas partes de los pórticos, en los que las vigas están conectadas al alma de la columna, no pueden mantener las rotaciones, por lo cual no se puede realizar la consideración de conexión resistente a momento.

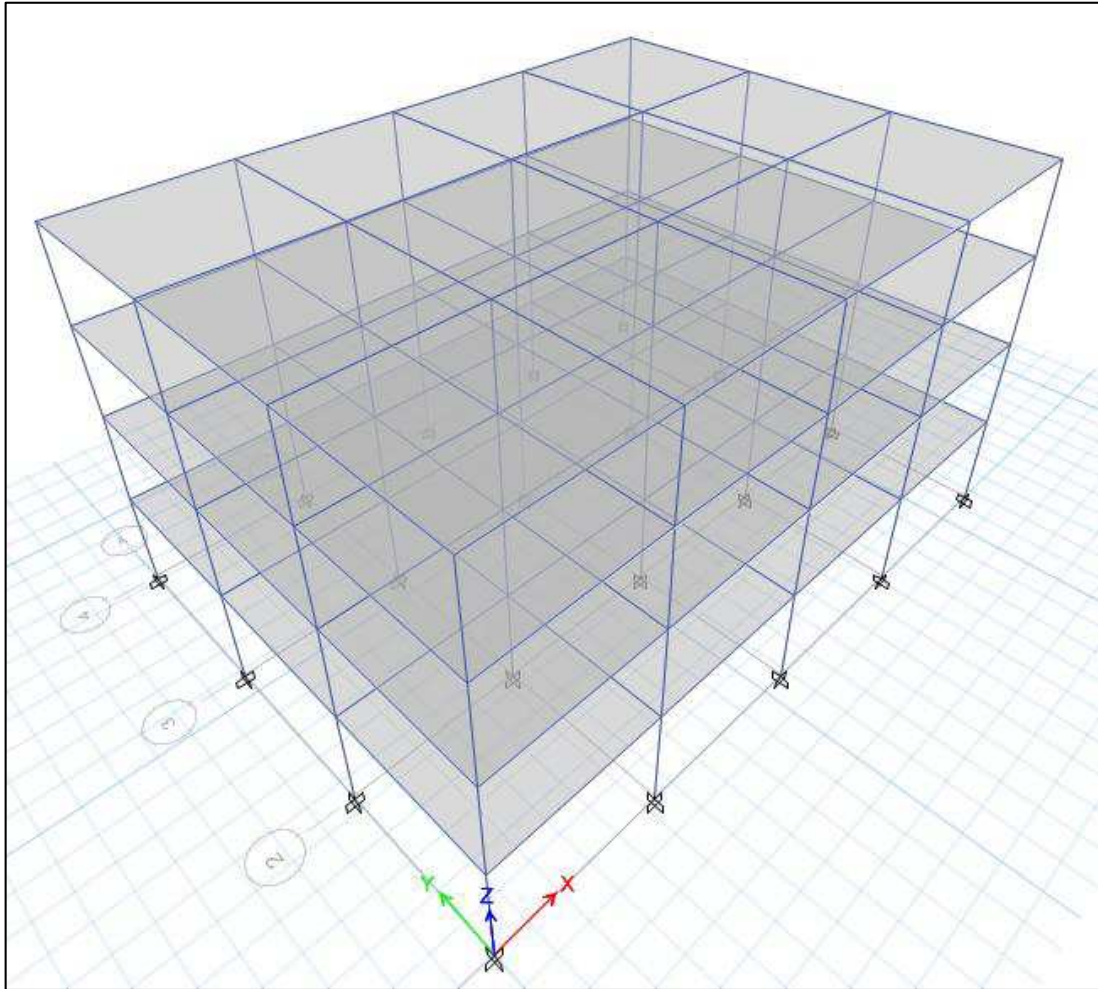


Figura 4.3. Estructura de Análisis.

(Fuente: ETABS 2015)

#### 4.2.1 Análisis Estático Equivalente.

El análisis estático equivalente es un método en el cual la acción del sismo es remplazada por una distribución de fuerza laterales cuya magnitud depende de las características de la estructura, las características del suelo y la ubicación en términos de sismicidad. En la Figura 4.4 se ilustra lo descrito.

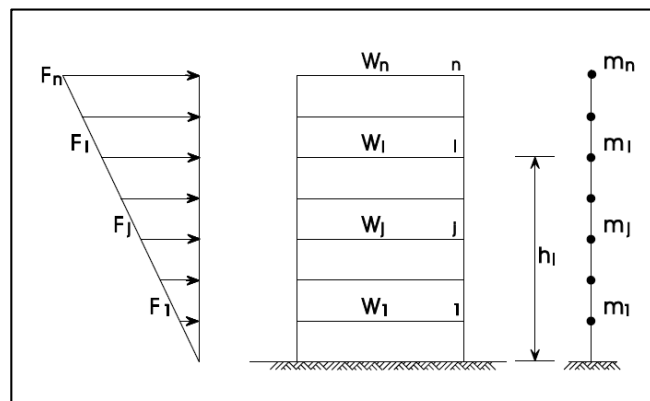


Figura 4.4. Método Estático Equivalente.

(Fuente: Ricardo Herrera Mardones.)

Los parámetros usados en la presente tesis para realizar el análisis estático equivalente de acuerdo al NEC 2014 se presentan en la Tabla 4.2:

Tabla 4.2. Valores para Calcular el Cortante Basal.

Parámetro	Descripción	Valor
I	Factor de importancia	1
W	Carga reactiva	100% CM
Sa	Aceleración espectral elástica	1.062
R	Factor de reducción de respuesta estructural	8
$\phi_p$	Factor de configuración estructural en planta	1
$\phi_e$	Factor de configuración estructural en elevación	1

(Elaboración: Agustín Zambrano)

#### 4.2.1.1 Comparación Entre Derivas de Piso.

En las Tablas 4.3 y 4.4, y en las Figuras 4.5 y 4.6 se muestran los resultados obtenidos del análisis estático equivalente. Se usaron los siguientes términos para distinguir cada uno de los modelos:

✚ Nudo Rígido.

✚ Nudo Flexible SPD: Nudo Flexible Sin Placa Doble.

✚ Nudo Flexible CPD: Nudo Flexible Con Placa Doble  $e = 1\text{cm}$ .

Tabla 4.3. Derivas de Piso en X.

Derivas de Piso X				Deriva Máxima
Pisos	Consideración: Nudo Rígido	Consideración: Nudo Flexible SPD	Consideración: Nudo Flexible CPD	NEC 2014
Piso 1	0,0176	0,0223	0,0208	0,02
Piso 2	0,0097	0,0139	0,0125	0,02
Piso 3	0,0063	0,0093	0,0083	0,02
Piso 4	0,0039	0,0059	0,0052	0,02

(Elaboración: Agustín Zambrano)

Tabla 4.4. Derivas de Piso en Y.

Derivas de Piso Y				Deriva Máxima
Pisos	Consideración: Nudo Rígido	Consideración: Nudo Flexible SPD	Consideración: Nudo Flexible CPD	NEC 2014
Piso 1	0,0164	0,0206	0,0193	0,02
Piso 2	0,009	0,0126	0,0114	0,02
Piso 3	0,0059	0,0084	0,0076	0,02
Piso 4	0,0036	0,0053	0,0047	0,02

(Elaboración: Agustín Zambrano)

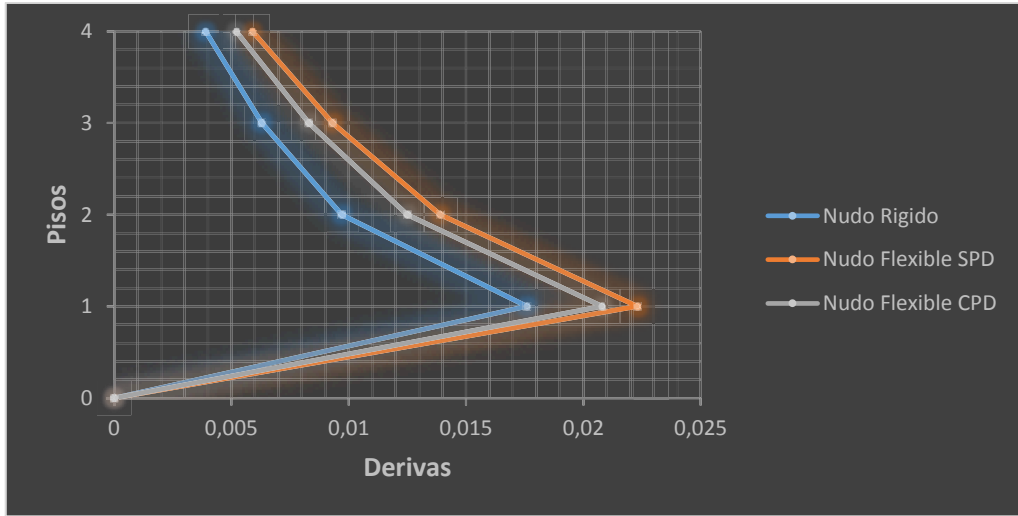


Figura 4.5. Comparación Entre Derivas de Piso.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

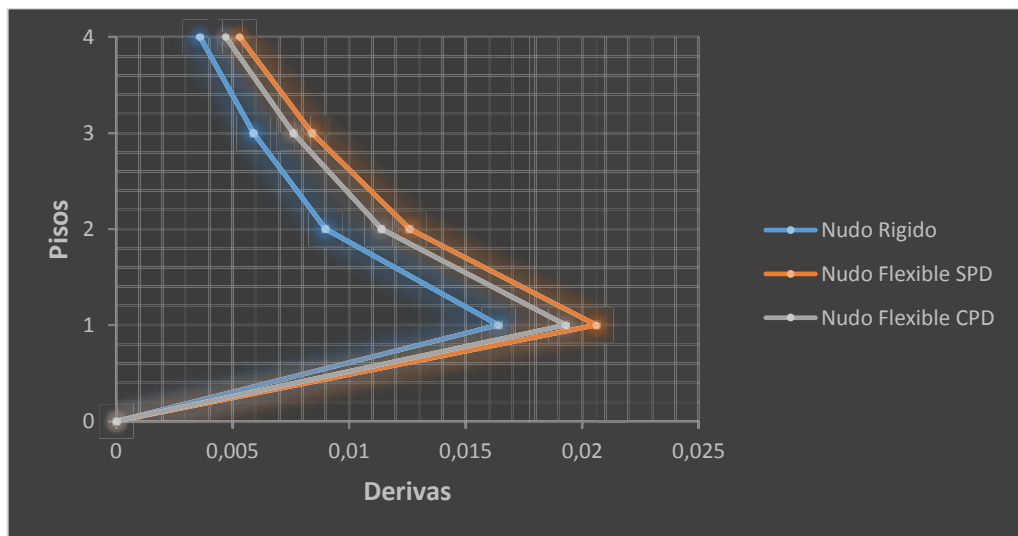


Figura 4.6. Comparación Entre Derivas de Piso.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

Las derivas obtenidas a partir del Análisis Estático Equivalente se incrementan en función de la flexibilidad de la zona de panel (nudo).

#### 4.2.2 Análisis Modal Espectral.

El método de análisis modal espectral consiste en el cálculo de los diversos modos de vibración de la estructura y de la magnitud de respuesta máxima en cada modo, tomando como referencia un espectro de diseño. Luego, se hace uso de una regla para combinar las respuestas de los diferentes modos. Debido a esta razón, este método también se denomina el método de la superposición modal.

El espectro usado en la presente tesis para realizar el análisis modal espectral de acuerdo al NEC 2014 es el siguiente:

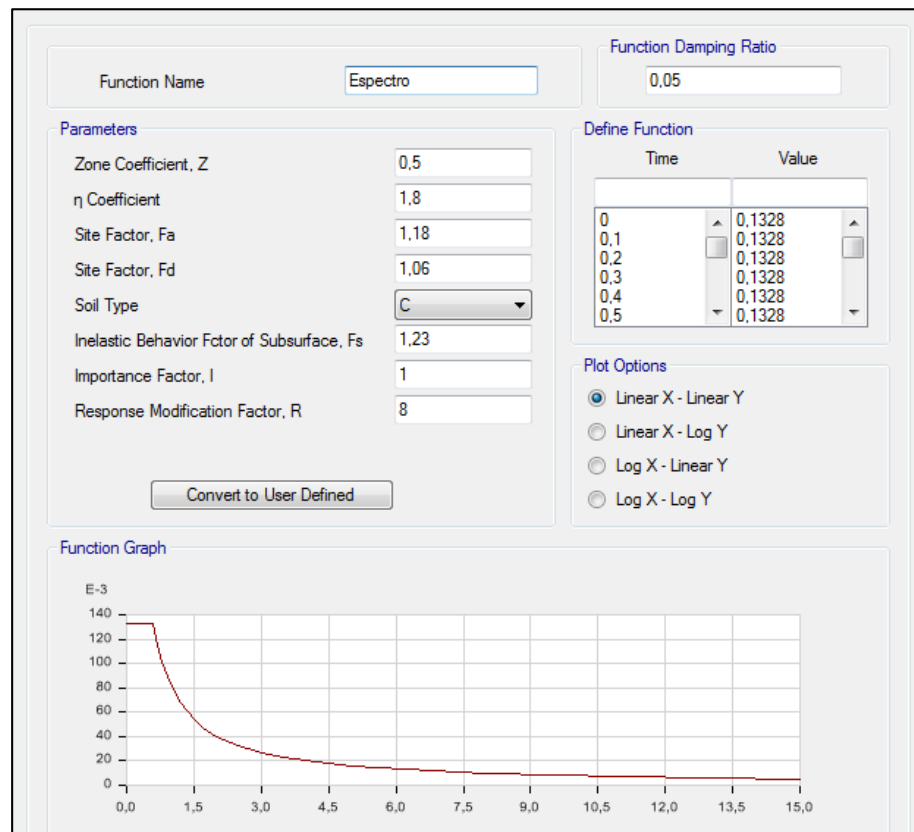


Figura 4.7. Método Estático Equivalente.

(Fuente: ETABS 2015)



#### 4.2.2.1 Comparación Entre Derivas de Piso.

En las Tablas 4.5 y 4.6, y en las Figuras 4.8 y 4.9 se muestran los resultados obtenidos del análisis estático equivalente. Se usaron los siguientes términos para distinguir cada uno de los modelos:

✚ Nudo Rígido.

✚ Nudo Flexible SPD: Nudo Flexible Sin Placa Doble.

✚ Nudo Flexible CPD: Nudo Flexible Con Placa Doble  $e = 1\text{cm}$ .

Tabla 4.5. Derivas de Piso en X.

Derivas de Piso X				Deriva Máxima
Pisos	Consideración: Nudo Rígido	Consideración: Nudo Flexible SPD	Consideración: Nudo Flexible CPD	NEC 2014
Piso 1	0,0115	0,0146	0,0143	0,02
Piso 2	0,0072	0,0088	0,0083	0,02
Piso 3	0,0044	0,0057	0,0053	0,02
Piso 4	0,0026	0,0035	0,0032	0,02

(Elaboración: Agustín Zambrano)

Tabla 4.6. Derivas de Piso en Y.

Derivas de Piso Y				Deriva Máxima
Pisos	Consideración: Nudo Rígido	Consideración: Nudo Flexible SPD	Consideración: Nudo Flexible CPD	NEC 2014
Piso 1	0,0131	0,0141	0,0138	0,02
Piso 2	0,0069	0,0084	0,0079	0,02
Piso 3	0,0042	0,0054	0,005	0,02
Piso 4	0,0025	0,003	0,003	0,02

(Elaboración: Agustín Zambrano)

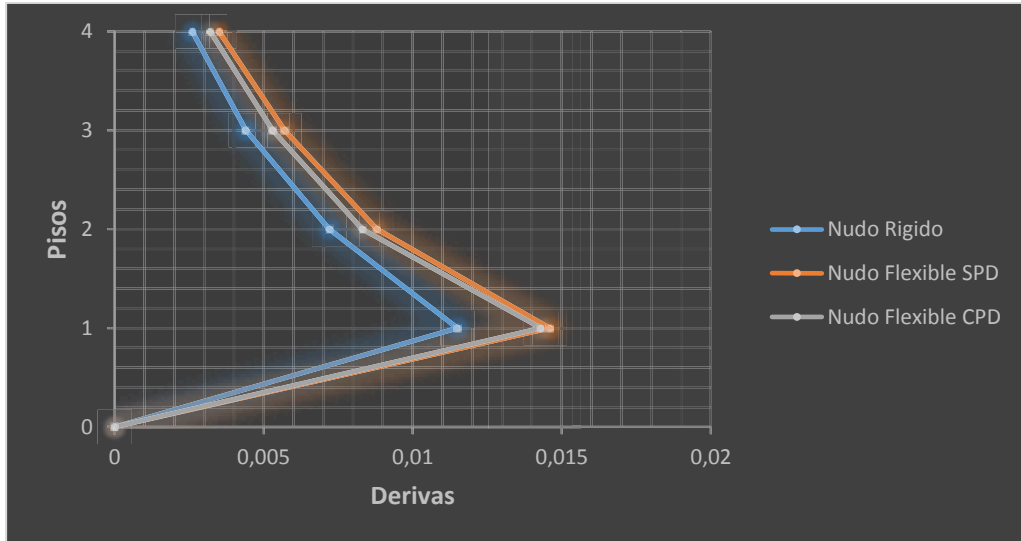


Figura 4.8. Comparación Entre Derivas de Piso.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

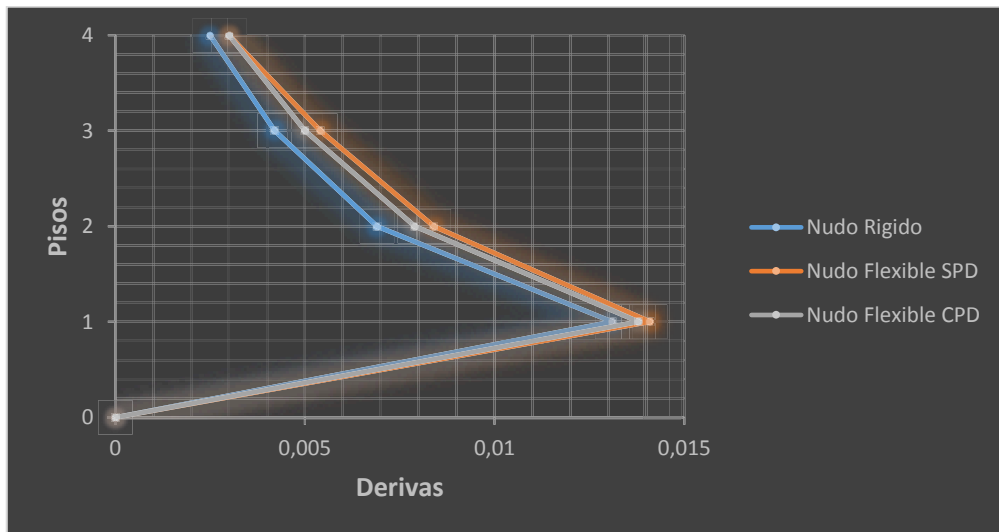


Figura 4.9. Comparación Entre Derivas de Piso.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

Las derivas obtenidas a partir del Análisis Modal Espectral se incrementan en función de la flexibilidad de la zona de panel (nudo).

### 4.2.3 Comparación Entre Periodos de Vibración.

En las Tabla 4.7 y en la Figura 4.10 se muestran los resultados de los periodos de vibración. Se usaron los siguientes términos para distinguir cada uno de los modelos:

- ✚ Nudo Rígido.
- ✚ Nudo Flexible SPD: Nudo Flexible Sin Placa Doble.
- ✚ Nudo Flexible CPD: Nudo Flexible Con Placa Doble  $e = 1\text{cm}$ .

Tabla 4.7. Periodos del Modo Fundamental.

	<b>Nudo Rígido</b>	<b>Nudo Flexible SPD</b>	<b>Nudo Flexible CPD</b>
<b>Periodos</b>	0,738 seg.	0,855 seg.	0.819 seg.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

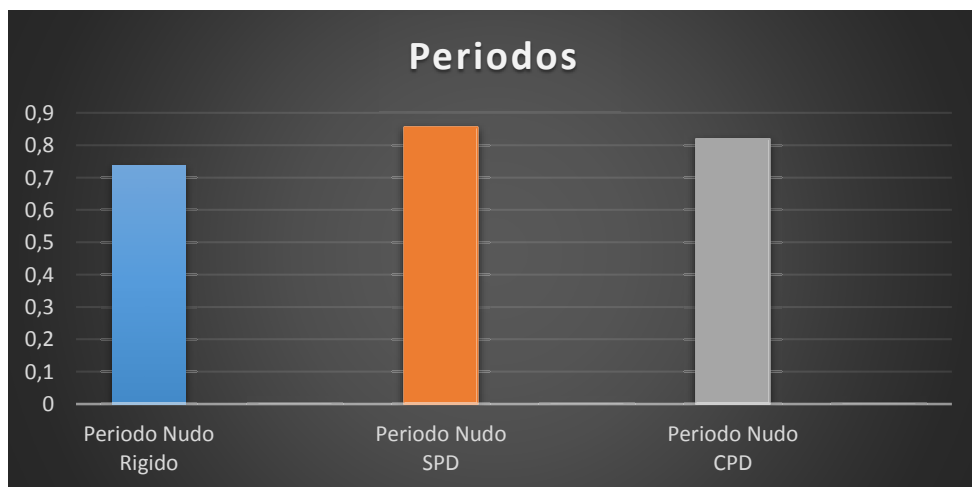


Figura 4.10. Comparación Entre Periodos.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

El periodo del modo fundamental mediante se incrementan en función de la flexibilidad de la zona de panel (nudo).

### 4.3 Modelo Analítico Propuesto.

En la presente tesis se va a proponer un modelo analítico para modelar la zona de panel (nudo), bajo el criterio de nudo rígido. Debido a que como se observó en las comparaciones, la flexibilidad del nudo afecta a respuesta de la estructura.

El modelo propuesto está basado en el modelo de Krawinkler. En la Figura 4.11 se presenta la analogía del modelo propuesto, el cual consta de dos resortes, uno representa la rigidez de la zona de panel más la adición de una placa doble, mientras que el segundo resorte es un ángulo que se coloca para mantener indeformable el nudo. Los elementos horizontales y verticales tienen rigidez infinita y están articulados en las esquinas.

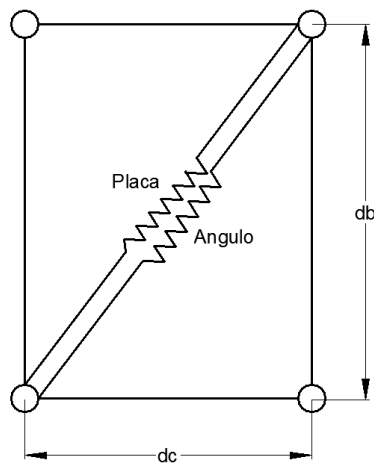


Figura 4.11. Modelo de Zona de Panel Propuesto.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

La deducción de las propiedades del modelo se presenta a continuación:

### 4.3.1 Rigidez de los Resortes.

La rigidez de los resortes se las obtiene sometiendo a una carga  $V$  al modelo de la Figura 4.11, con lo cual los resortes se alargan  $\delta$ , esto se debe que en la realidad ambos son dos elementos unidos. De esto se deduce lo siguiente:

$$K = \frac{V}{\delta} \quad (4.8)$$

$$K_p = \frac{V_1}{\delta} \quad K_a = \frac{V_2}{\delta} \quad (4.9)$$

$$V = V_1 + V_2 \quad (4.10)$$

$$V_1 = K_p \delta \quad V_2 = K_a \delta \quad (4.11)$$

$$K = \frac{K_p \delta + K_a \delta}{\delta} \rightarrow K = K_p + K_a \quad (4.12)$$

Donde:

$K$ : Rigidez equivalente de los resortes.

$K_p$ : Rigidez de la placa.

$K_a$ : Rigidez del ángulo.

Una vez definida la rigidez equivalente del modelo se procede a determinar la rigidez de cada resorte. Se supone que los resortes trabajan axialmente, por lo cual su rigidez será  $\frac{AE}{L}$ , la que se modificara por una factor  $\beta$  y  $\alpha$ , para que los resultados sean coherentes.

A continuación se presentan las expresiones bases para determinar el factor  $\beta$  y  $\alpha$ , las cuales se obtuvieron a partir del modelo de Krawinkler.

$$K_{resorte} = \frac{K_{panel}}{(\cos \theta)^2} \quad (4.13)$$

$$K_{panel} = 0.95 d_c t_{wc} G \quad (4.14)$$

Las dos expresiones anteriores se las utiliza para determinar la rigidez de la placa. A continuación se presentan las suposiciones que se hacen para su determinación.

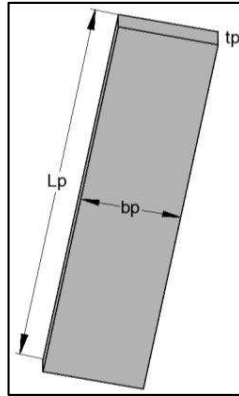


Figura 4.12. Dimensiones de la Placa.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

$$b_p = \frac{L_p}{4} \rightarrow b_p = \frac{\sqrt{d_b^2 + d_c^2}}{4} \quad (4.15)$$

$$t_p = 1.5t_{wc} \quad (4.16)$$

$$A_p = \frac{\sqrt{d_b^2 + d_c^2}}{2} (1.50t_{wc}) \quad (4.17)$$

Una vez determinada el área de la placa, y sabiendo que la rigidez de la placa es la rigidez axial multiplicada por un factor  $\beta$ , se procede a realizar la siguiente igualdad:

$$K_{resorte} = \beta K_{placa} \quad (4.18)$$

$$\frac{0.95d_c t_{wc} G}{(\cos \theta)^2} = \beta \frac{\sqrt{d_b^2 + d_c^2}}{4} 1.50 t_{wc} \frac{E}{\sqrt{d_b^2 + d_c^2}}$$

$$\beta = 2.53 \frac{d_c G}{E(\cos \theta)^2} \quad (4.19)$$

Se realizaron varios análisis en ETABS para comprobar los resultados obtenidos a partir del factor  $\beta$ , y se encontró que el mismo debe ser corregido. De acuerdo a lo anterior, el factor  $\beta$  queda dado como:

$$\beta = 0.0648 \frac{d_c G}{E(\cos \theta)^2} \quad (4.20)$$

Una vez definida la rigidez de la placa, se va a encontrar la rigidez del ángulo, que en conjunto con la rigidez de la placa hagan que la conexión sea indeformable.

$$K = K_{placa} + K_{angulo} \quad (4.21)$$

$$K_{angulo} = \frac{A_a E}{L_a} \quad (4.22)$$

A continuación se va a realizar una igualdad parecida a la que se hizo con la rigidez de la placa, y si los resultados no son satisfactorios se corregirán.

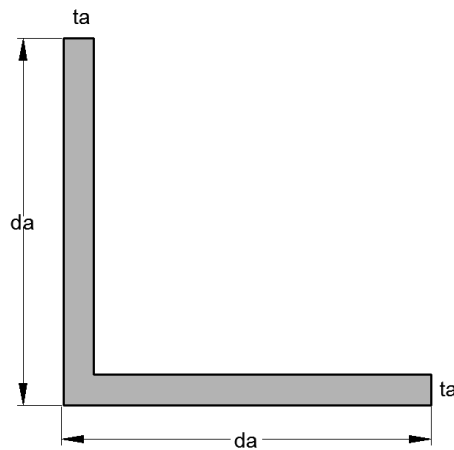


Figura 4.13. Dimensiones del Angulo.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

$$A_a = A_p \quad (4.23)$$

$$t_a = t_{wc} \quad (4.24)$$

$$d_a = \sqrt{\frac{d_b^2 + d_c^2}{8}} + t_{wc} \quad (4.25)$$

$$\alpha = 0.347 \frac{b_c t_c f G}{d_b t_{wc} E (\cos \theta)^2} \quad (4.26)$$

Por recomendaciones del Dr. Pablo Caiza se modelaron 12 diferentes configuraciones de conexiones, se las realizo como se presenta en la Figura 4.14. La carga de corte a la que se somete es el cortante último en la zona de panel, que es igual a:

$$V_{zp} = R_{u1} + R_{u2} - V_c \quad (4.27)$$

Los términos que se presentan en la ecuación 4.27 fueron definidos previamente.

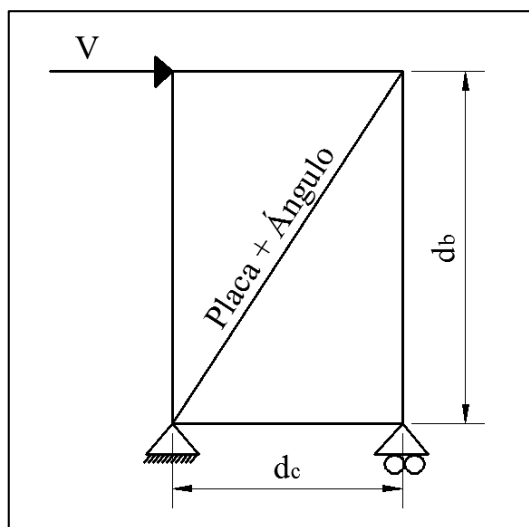


Figura 4.14. Forma de Modelamiento.

(Elaboración: Agustín Zambrano)

Por ser prácticos en la presente tesis se va a usar la ecuación 4.28 para determinar el cortante en la zona de panel, cabe señalar que la misma fue obtenida de la ecuación 4.27 y es un tanto más conservadora.



$$V_{zp} = \frac{5 Z_e F_y}{d_b - t_f} \quad (4.28)$$

Como se quiere que el nudo sea rígido, el mismo se debe comportar en el rango elástico, por lo cual se controlan que las distorsiones que se produzcan en el modelo propuesto sean menores o iguales a las distorsiones que se producen en el rango elástico del modelo de Krawinkler. En la ecuación 4.29 se presenta la expresión con la que se determinan las distorsiones.

$$\gamma_y = \frac{F_y}{\sqrt{3}G} \quad (4.29)$$

Los resultados de los análisis realizados se presentan la Tabla 4.8

Tabla 4.8. Resultados de Análisis.

	V (kips)	B	$\alpha$	Y ETABS	Yy	Aproximación %
<b>Perfil Columna: W27x161</b>	844,925561	1,28893395	0,22341981	0,002582	0,002588	99,77
<b>Perfil Viga: W24x94</b>						
<b>Perfil Columna: W27x178</b>	945,980937	1,29014626	0,22429235	0,002567	0,002588	99,19
<b>Perfil Viga: W24x94</b>						
<b>Perfil Columna: W27x194</b>	1014,09796	1,29207282	0,24018422	0,002536	0,002588	97,99
<b>Perfil Viga: W24x94</b>						
<b>Perfil Columna: W27x161</b>	844,145247	1,29823696	0,22319536	0,002565	0,002588	99,11
<b>Perfil Viga: W24x103</b>						
<b>Perfil Columna: W27x161</b>	845,718826	1,27970719	0,2236613	0,002556	0,002588	98,76
<b>Perfil Viga: W24x104</b>						
<b>Perfil Columna: W27x161</b>	844,925561	1,28893395	0,22341981	0,002533	0,002588	97,87
<b>Perfil Viga: W24x117</b>						
<b>Perfil Columna: W27x178</b>	945,026809	1,29938235	0,22405398	0,002581	0,002588	99,73
<b>Perfil Viga: W24x103</b>						
<b>Perfil Columna: W27x178</b>	946,950901	1,28098589	0,22454795	0,002564	0,002588	99,07
<b>Perfil Viga: W24x104</b>						
<b>Perfil Columna: W27x178</b>	945,980937	1,29014626	0,22429235	0,002567	0,002588	99,19
<b>Perfil Viga: W24x117</b>						
<b>Perfil Columna: W27x194</b>	1012,89672	1,30121029	0,23990824	0,002539	0,002588	98,11
<b>Perfil Viga: W24x103</b>						
<b>Perfil Columna: W27x194</b>	1015,31914	1,28301024	0,24047883	0,002533	0,002588	97,87
<b>Perfil Viga: W24x104</b>						
<b>Perfil Columna: W27x194</b>	1014,09796	1,29207282	0,24018422	0,002536	0,002588	97,99
<b>Perfil Viga: W24x117</b>						

(Elaboración: Agustín Zambrano)

Como se puede observar en la Tabla 4.8 se obtuvieron buenas aproximaciones con los factores  $\alpha$  y  $\beta$ . Por lo tanto las dimensiones de la placa y del ángulo, que deberán añadirse a la zona de panel (nudo), para modelar la unión como un nudo rígido se las calcula con las siguientes expresiones:

$$t_p = 0.5 \beta t_{wc} \quad (4.30)$$

$$d_a = \alpha \left( \frac{\sqrt{d_b^2 + d_c^2}}{8} + t_{wc} \right) \quad (4.31)$$

Donde:

$t_p$ : Espesor de la placa.

$d_a$ : Altura de los lados del ángulo.

$\beta$  y  $\alpha$ : Se obtiene a partir de las ecuaciones 4.20 y 4.26.

Para comprobar la veracidad de las expresiones propuestas se realizó el análisis de la estructura analizada anteriormente en ETABS 2015. En la Tabla 4.9 y 4.10 se presenta la comparación de las derivas obtenidas bajo la consideración de nudo rígido asumido por el programa y nudo rígido con las expresiones propuestas. En la Figura 4.15 se presenta una gráfica tridimensional con la modelación del nudo propuesta.

Tabla 4.9. Derivas de Piso en X.

<b>Derivas de Piso X</b>			<b>Deriva Máxima</b>
<b>Pisos</b>	<b>Consideración: Nudo Rígido</b>	<b>Modelo Propuesto</b>	<b>NEC 2014</b>
Piso 1	0,0176	0,0176	0,02
Piso 2	0,0097	0,0097	0,02
Piso 3	0,0063	0,0063	0,02
Piso 4	0,0039	0,0039	0,02

(Elaboración: Agustín Zambrano)

Tabla 4.10. Derivas de Piso en Y.

<b>Derivas de Piso Y</b>			<b>Deriva Máxima</b>
<b>Pisos</b>	<b>Consideración: Nudo Rígido</b>	<b>Modelo Propuesto</b>	<b>NEC 2014</b>
Piso 1	0,0164	0,0164	0,02
Piso 2	0,009	0,009	0,02
Piso 3	0,0059	0,0059	0,02
Piso 4	0,0036	0,0036	0,02

(Elaboración: Agustín Zambrano)

Como se puede apreciar en la Tabla 4.9 y 4.10, los resultados de las derivas de piso tanto para la consideración de nudo rígido asumido por el programa, como la del modelo dieron los mismos resultados. Por lo tanto las dimensiones de la placa y el ángulo se las puede determinar a partir de la ecuación 4.30 y 4.31.

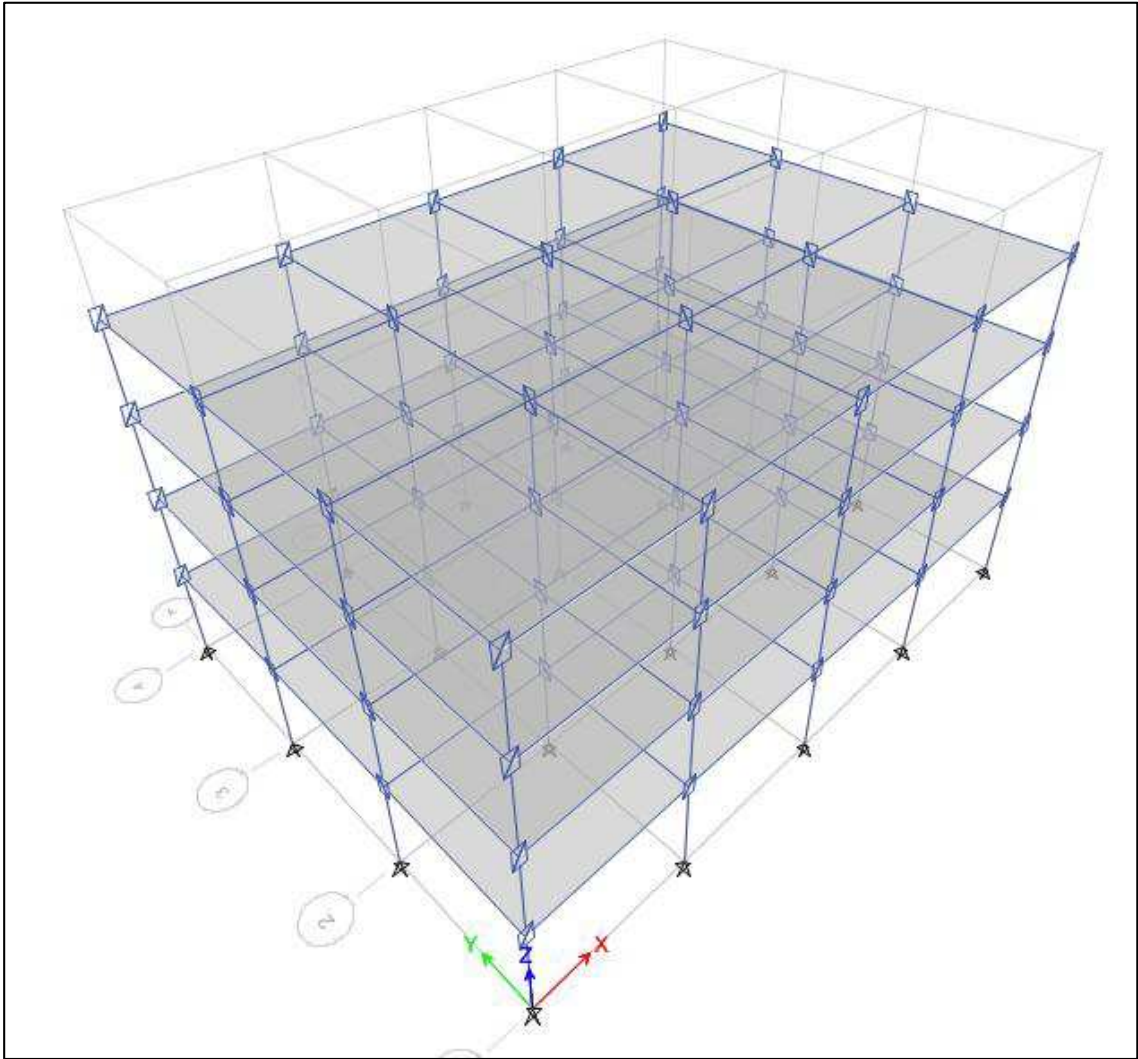


Figura 4.15. Estructura de Análisis Modelo Propuesto.

(Fuente: ETABS 2015)

## **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

### **CONCLUSIONES.**

El diseño de las conexiones es de suma importancia, ya que a través de estas, se transmiten los esfuerzos entre vigas y columnas, por este motivo se deben realizar todas la verificaciones para que estas se comporten de manera satisfactoria.

La flexibilidad de la zona de panel (nudo) afecta la respuesta de la estructura, por lo cual el no modelarla haría pensar que los resultados obtenidos de los análisis son correctos, lo que no es cierto, por lo que se pudo observar en los análisis que se realizaron en la presente Tesis.

El modelo propuesto dio buenos resultados, debido a que las distorsiones que se produjeron en todas los análisis realizados, presentados en la Tabla 4.8 fueron menores a las distorsiones en el rango elástico del modelo de Krawinkler, por lo cual las dimensiones del ángulo y la placa propuesta permiten que la zona de panel se comporte como un nudo rígido, y de esta manera se cumplan las hipótesis bajo las cuales modelamos las estructuras (nudo rígido).

### **RECOMENDACIONES.**

Se recomienda a los docentes de las Universidades enseñar en las clases de estructuras de acero, el diseño de las Conexiones Precalificadas a Momento contenidas en la Norma AISC 360-10, puesto a que se están difundiendo muy rápido en el país el diseño de pórtico que contienen las mismas.

Se recomienda validar las expresiones propuestas en esta tesis, ya que las mismas, solo tienen bases analíticas y no experimentales.

Se recomienda usar el modelo de Krawinkler en el rango elástico para modelar la zona de panel como nudo rígido, ya que este está validado analítica y experimentalmente.

## BIBLIOGRAFÍA

- Aguiar, F. (2006). *Análisis Estático de Estructuras*. Quito.
- Aguiar, F. (2008). *Análisis Sísmico de Edificios*. Quito.
- Aguiar, F. (2012). *Dinámica de Estructuras con CEINCI-LAB*. Quito.
- AISC. (2012). *Seismic Design Manual*. United States of America.
- AISC341-10. (s.f.). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.
- AISC358-10. (s.f.). Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications.
- AISC360-10. (s.f.). Specification for Structural Steel Buildings.
- ASTM2010. (s.f.). American Society for Testing Materials.
- AWS2010. (s.f.). Structural Welding Code Steel.
- Bruneau, Uang, & Sabelli. (2012). *Ductile Design of Steel Structures*. United States of America.
- Guerra, M. (2010). *Manual Para el Diseño Sismorresistente de Edificios Utilizando el Programa ETABS*. Quito.
- LRFD. (s.f.). Load and Resistance factor design.
- McCORMAC, C. (2012). *Diseño de Estructuras de Acero*. United States of America.
- NEC2014. (s.f.). Norma Ecuatoriana de la Construcción.

RCSC-2010. (s.f.). Specification for Structural Joints Using High-Strength Bolts.

Ricardo Herrera Mardones. (s.f.).

Segui, W. T. (2013). *Steel Design*. United States of America.

Vinnakota. (2006). *Estructuras de Acero Comportamiento y LRFD*. United States of America.

Wilson, E. L. (2004). *Static and Dinamic Analysis of Structures* . United States of America.

[www.drweld.com](http://www.drweld.com). (s.f.).

Zulma Stella Pardo Vargas. (s.f.).