



REPUBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD DE CARABOBO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS



**PROGRAMA PARA EL DISEÑO DE CONEXIONES SISMO-
RESISTENTE EN ESTRUCTURAS METÁLICAS.**

AUTORES:

Ligas F. Salvador

Younes B. Jorge A.

TUTOR:

Ing. Núñez. C Eduardo

Bárbula, Octubre de 2011



REPUBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD DE CARABOBO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS



**PROGRAMA PARA EL DISEÑO DE CONEXIONES SISMO-
RESISTENTE EN ESTRUCTURAS METÁLICAS.**

Trabajo especial de grado presentado ante la ilustre Universidad de Carabobo
para optar al título de ingeniero civil

AUTORES:

Ligas F. Salvador

Younes B. Jorge A.

TUTOR:

Ing. Núñez. C Eduardo

Bárbula, Octubre de 2011



REPUBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD DE CARABOBO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS



CERTIFICADO DE APROBACION

Nosotros los abajo firmantes, miembros del jurado seleccionado para la evaluación del trabajo especial de grado titulado: “PROGRAMA PARA EL DISEÑO DE CONEXIONES SISMO-RESISTENTE EN ESTRUCTURAS METÁLICAS”, realizada por las bachilleres Ligas Salvador y Younes Jorge, para optar al título de Ingeniero Civil, estimamos que el mismo reúne los requisitos para ser considerado aprobado.

Prof. Eduardo Núñez C

Prof. José Quintana

Prof. Jesús Sánchez

Agradecimientos.

A Dios, por darme la salud, la guía y la capacidad de cumplir todas mis metas en esta carrera, ayudándome a seguir adelante y superar los obstáculos.

A mi familia, que siempre a estado a mi lado, suministrándome apoyo, ánimo y cariño en todo momento, brindándome una buena educación y forjándome para ser lo que soy hoy en día.

A mis amigos y compañeros, por soportarme y ayudarme a superar los obstáculos del día a día que se presentaron a lo largo de la carrera y en la vida cotidiana.

A mi compañero y amigo Jorge Younes, quien me brindó su apoyo y ayuda a lo largo de la realización de este trabajo, en todos los cursos y reuniones que efectuamos para poder lograr con éxito el mismo, y por haber sido un apoyo a lo largo de la carrera.

A mi tutor y amigo Eduardo Núñez, por toda su ayuda y dedicación por guiarnos todo el tiempo necesario para la elaboración de este trabajo, así como su guía en mi desarrollo profesional, brindando siempre un consejo y su amistad, a cambio de nada.

Al resto de mis profesores, que se han encargado a lo largo de la carrera de inculcarme sus conocimientos y formarme para mi vida profesional, en especial al profesor Fernando Villalobos, por su guía en los últimos semestres de mi carrera.

A la Universidad de Carabobo, por darme la oportunidad de estudiar en esta gran casa de estudios, y así formarme para mi desarrollo profesional.

Salvador Ligas

Dedicatoria.

A mis padres, Salvador Ligas y Briceida Fonseca, por brindarme su apoyo incondicional en el desarrollo de mi vida, proporcionándome todo lo necesario para lograr todas mis metas.

A mi hermanita Cristina, esperando que al igual que yo, pueda alcanzar todas sus metas, con dedicación y esmero.

A mi gran amigo Franco Caverzan, por brindarme su apoyo a lo largo de una gran parte de mi vida, y estar siempre atento en ayudarme.

Se lo dedico también a mis amigas Vanessa Segovia, Gabriela Di Benedetto, Erika Pereira y mi amigo Enrique Tovar, Por su apoyo y soporte a lo largo de mi carrera, trabajando a mi lado para lograr nuestra meta en común.

A mi tutor Eduardo Núñez, por su esfuerzo, dedicación y amistad, brindada a mi persona, y ayudar en gran manera a mi desarrollo profesional.

Salvador Ligas

Agradecimientos.

Primero que nada, a Dios, por guiarnos en el sendero de la vida con sabiduría y hacer que todo esto fuese posible.

A nuestros familiares, que ofrecieron todo su apoyo y cariño a lo largo de nuestra vida, brindándonos de una buena educación y forjándonos para ser tremendos profesionales.

A nuestros amigos y compañeros, gracias por soportar lo loco que estamos y superar junto a nosotros los obstáculos que se presentaron a lo largo de la carrera para así cumplir nuestra meta.

A Salvador Ligas, más que un compañero de tesis, un amigo y parte de la familia, por el gran esfuerzo que realizo y las largas jornadas de trabajo necesarias para la realización del presente trabajo.

Y por último pero no menos importante, a Eduardo Núñez, nuestro tutor, por brindarnos conocimientos tanto para la realización del presente trabajo como para el resto de nuestra vida y tenernos una paciencia y un cariño inmenso.

Jorge Younes.

Dedicatoria.

A Abraham y Carmen, mis padres, a lo largo de mi vida me han dispuestos los medios necesarios para obtener una buena formación, deseando siempre lo mejor tanto para mí como para mis hermanos.

A Jacoub, Wendy y Joseph, mis hermanos, esperando ser un ejemplo para ellos y que con el tiempo logren sus metas.

A mis tíos, estoy aquí gracias a su guía y el ejemplo que han sido para mí, siempre interesados en mi progreso esperando al día en el que seamos colegas.

A mis abuelos, gracias por todo el cariño y el amor que me han dado, siempre orgullosos de mí y queriendo lo mejor para mi futuro.

A Barbara, Christian y Alejandra, por todo su apoyo incondicional durante esta etapa de mi vida, esperando siempre tenerlos presentes.

A Salvador y Eduardo, por todo el esfuerzo y dedicación impuesta en este trabajo, consiguiendo un lazo único de amistad y confianza.

Jorge Younes.

Universidad de Carabobo
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil
Departamento de Estructuras

Programa para el diseño de conexiones sismo-resistente en estructuras metálicas.

Autores: Ligas Salvador

Younes Jorge

Tutor: Ing. Eduardo Nuñez.C.

Octubre 2011

RESUMEN

En las estructuras de acero las conexiones son uno de los factores determinantes del buen funcionamiento y comportamiento de los elementos las conforman. Las mismas son el mecanismo por el cual será transmitida la carga entre los elementos, por lo cual es necesario que estas se dispongan de manera tal que permitan un comportamiento deseable, para ello es necesario cumplir con una serie de requerimientos impuestos por la normativa americana, la cual nos presenta una serie de conexiones previamente ensayadas y clasificadas que satisfacen estos requerimientos, proporcionando el método de diseño que se debe seguir en su concepción.

Se tiene como objetivo desarrollar una herramienta de cálculo, utilizando el lenguaje de programación Visual Basic.net, capaz de diseñar las conexiones cumpliendo con todos los requerimientos normativos exigidos tomando en cuenta el criterio sismo resistente. Además, dicha herramienta es de fácil uso y no es necesario tener un amplio conocimiento en el ámbito de la computación para su manejo, sin embargo se desarrolló dentro del presente trabajo un manual de uso que servirá de guía a aquella persona que desee utilizar el programa, dicho programa presentará, al culminar la entrada de datos, reportes de salida con toda la información necesitada por el usuario.

Palabras claves: Programa, conexiones, acero, sismo resistente.

INTRODUCCIÓN

Con el paso del tiempo la tecnología busca proporcionar soluciones sencillas y rápidas generando nuevas herramientas de trabajo que sean capaces de realizar cálculos que llegan a ser tediosos y complejos. Es por ello que el presente trabajo de grado tiene como objetivo elaborar un programa de cálculo de conexiones sismo resistentes.

Para el diseño de las conexiones sismo resistentes se utilizaran las siguientes normas: AISC 360-05, AISC 358-05 y AISC 341-05, las cuales poseen un conjunto de limitaciones y requerimientos que deben ser tomados en cuenta para obtener un comportamiento deseado.

El objetivo del presente trabajo es ofrecerles a los estudiantes y profesionales una herramienta sencilla y efectiva que puede llegar a ser utilizada sin la necesidad de poseer un amplio conocimiento en el ámbito de la computación y que además proporcione un registro de datos importantes para la verificación del diseño.

Este trabajo especial de grado se encuentra compuesta por cuatro capítulos los cuales se describen a continuación:

El Capítulo I, posee el Planteamiento del Problema en el que se da a explicar la razón del presente trabajo de grado, se realiza la Formulación del Problema que fija el rumbo que se debe seguir, Objetivos tanto general como específicos de la investigación. La Justificación resaltando la importancia y los beneficios de contar con un programa de cálculo y finalmente la Delimitación que describe los alcances y limitaciones que tiene.

En el Capítulo II, se presentan los antecedentes de la investigación, que son trabajos realizados anteriormente cuyo tema central fue de gran utilidad para el desarrollo de las bases teóricas, la cual contiene información necesaria para comprender el comportamiento de una estructura de acero y el diseño de sus conexiones.

El Capítulo III, comprende el Marco Metodológico, el cual describe la metodología de investigación, contiene los diagramas de flujo para la realización del programa, el tipo y diseño de investigación, la explicación de cómo será realizado el trabajo especial de grado en todas sus etapas.

El Capítulo IV, está compuesto por los resultados realizados de forma manual y con el programa, un manual para el manejo del programa y una tabla comparativa entre los resultados arrojados por ambas modalidades, en las que se representa la validez del programa.

Por último se presentan las conclusiones y recomendaciones obtenidas, y adicionalmente la referencia bibliográfica utilizada para la realización del presente trabajo.

INDICE

CERTIFICADO DE APROBACION	iii
RESUMEN	viii
Introducción.....	ix
Indice	xi
Indice de figuras	xvii
Indice de Tablas.....	xx
CAPITULO I.....	21
EL PROBLEMA.....	21
Planteamiento Del Problema.....	21
Formulación Del Problema	23
Objetivos de la investigación	23
Objetivo General.....	23
Objetivos Específicos	23
Justificación.....	24
Delimitación	25
CAPITULO II.....	26
Marco teórico	26
Antecedentes	26
Bases teóricas	27
I. Acero estructural.	27
I.1 Reseña Histórica del Acero Estructural.	27
I.2 Producción de Acero.....	29
I.3 Procesos posteriores para tratamiento del acero.	32
I.4 Clasificación de los aceros.....	33
I.4.1 Composición química de los aceros.	34
I.4.2 Contenido de óxidos.....	34
I.4.3 Propiedades mecánicas.....	35
I.5 Productos comerciales en acero.	37
I.6 Criterios de Diseño en acero.	38

I.6.1	Estado límite de agotamiento resistente.....	39
I.6.2.	Estado límite de servicio.....	40
I.7	Diseño de los elementos de acero.....	40
I.7.1.	Diseño de miembros a Tracción.....	40
I.7.2	Diseño de miembros a Compresión.....	41
I.7.3.	Diseño de miembros a Flexión.....	43
I.7.4.	Diseño de miembros a Corte.....	45
I.7.5.	Diseño a flexo compresión.....	46
II.	Diseño sísmoresistente en acero.....	47
II.1	Filosofía del Diseño Sismo resistente en Acero.....	47
II.2	Pasos a seguir para elaborar un Diseño Sismo resistente en Acero.....	47
III.	Clasificación de sistemas estructurales tipificados en acero, nivel de diseño y tipo de conexiones.....	48
III.1.	Clasificación según el tipo estructural.....	48
III.2.	Clasificación según el Nivel de Diseño.....	51
III.3.	Clasificación según el tipo de conexiones.....	51
IV.	Casos y combinaciones de cargas de diseño.....	53
IV.1.	Acciones o Casos de cargas:.....	54
IV.2.	Hipótesis de Solicitaciones o Combinaciones de Cargas:.....	54
V.	Estructuras tipo pórtico resistente a momentos.....	56
V.1.	Características.....	56
V.2.	Desempeño Estructural.....	57
V.3.	Clasificación según su nivel de desempeño sísmo resistente:.....	59
V.4.	Requisitos de Pórticos Especiales a Momento:.....	59
V.4.1.	Disposiciones Generales:.....	59
V.4.2.	Conexiones vigas-columnas:.....	59
V.4.3.	Zona del Panel de conexiones vigas-columnas:.....	61
V.4.4.	Limitaciones en vigas:.....	65
V.4.5.	Limitaciones en columnas:.....	66
V.4.6.	Planchas de Continuidad:.....	67
V.4.7.	Relación de Momentos Columna-Viga:.....	68

V.4.8. Conexiones Viga-Columna con Arriostramiento Lateral:	71
V.4.9. Conexiones Viga-Columna sin Arriostramiento Lateral:	72
V.4.10. Arriostramiento Lateral de Vigas:.....	72
VI. Estructuras tipo pórtico con diagonales concéntricas.....	73
VI.1. Características:.....	73
VI.2. Desempeño Estructural:	74
VI.3. Diagrama de Histéresis de un Arriostramiento Concéntrico:	75
VI.4. Clasificación según la disposición de los arriostramientos:	76
VI.5. Clasificación según su nivel de desempeño sismorresistente:.....	77
VI.6. Requisitos en Pórticos Especiales con Arriostramientos Concéntricos:.....	78
VI.6.1 Disposiciones Generales:	78
VI.6.2 Esbeltez en Arriostramientos:	78
VI.6.3 Resistencia Requerida en Arriostramientos:	80
VI.6.4 Distribución de Fuerzas Laterales:.....	81
VI.6.5 Limitaciones en Arriostramientos:.....	82
VI.6.6 Limitaciones en columnas:	83
VI.6.7 Resistencia Requerida en Conexiones de Arriostramientos:	83
VI.6.8 Requerimientos Especiales en Configuraciones con Arriostramientos Tipo V y Tipo V Invertida:	84
VI.6.9 Requerimientos Especiales en Configuraciones con Arriostramientos .	86
VI.6.10 Empalmes en Columnas:.....	86
VI.6.11 Zonas protegidas:	87
VII. Estructuras tipo pórtico con diagonales excéntricas.....	88
VII.1. Características:	88
VII.2. Desempeño Estructural:	89
VII.3. Clasificación según la disposición de los arriostramientos:.....	89
VII.4. Clasificación según su nivel de desempeño sismorresistente:	90
VII.5. Requisitos en Pórticos con Arriostramientos Excéntricos:	90
VII.5.1. Disposiciones Generales:	90
VII.5.2. Limitaciones en Viga-Eslabón:	91
VII.5.3. Fuerza a Corte Requerida en la Viga-Eslabón:	91

VII.5.4. Rotación Plástica en la Viga-Eslabón:	93
VII.5.5. Rigidizadores en la Viga-Eslabón:.....	95
VII.5.6. Conexiones Viga-Eslabón con Columnas:.....	97
VII.5.7. Arriostramientos Laterales en Viga-Eslabón:	97
VII.5.8. Arriostramientos Diagonales:.....	98
VII.5.9. Vigas fuera del Eslabón:	99
VII.5.10. Conexiones Viga-Columna:	100
VII.5.11. Requisitos en Columnas:	100
VIII. CONEXIONES EN ESTRUCTURAS DE ACERO.....	101
VIII.1 Conexiones:.....	101
VIII.2 Tipos de Conexiones:	102
VIII.2.1 Conexiones Simples:	102
VIII.2.2 Conexiones a Momentos o Rígidas:.....	102
VIII.3 Criterios Básicos para el Diseño de las Conexiones.	103
VIII.3.1. Criterios para el diseño de Conexiones Simples:	103
VIII.3.2. Criterios para el diseño de Conexiones Totalmente Restringidas:	104
VIII.3.3. Criterios para el diseño de conexiones parcialmente restringidas: ...	104
VIII.4 Selección de Conexión según el tipo de estructura:	104
VIII.5 Diseño de Conexiones articuladas:	105
VIII.5.1 Diseño de conexión con doble ángulo.	105
VIII.5.2 Diseño de conexión con placa extendida.	109
VIII.5.3 Diseño de Conexiones End Plate	114
VIII.5.4 Diseño de la Reduce Beam Section (RBS)	120
VIII.5.5 Bolted flange plate (BFP).....	126
IX. Diseño de otros elementos en las estructuras en acero.	130
IX.1. Diseño de Plancha Base.....	130
IX.1.1. Fuerzas de Diseño:	130
IX.1.2. Dimensiones de Plancha Base y Pedestal:	131
IX.1.3. Diseño por Flexión:.....	131
IX.1.4. Diseño del Pedestal:	133
IX.1.5. Diseño de las Barras de Anclaje:.....	133

IX.1.6. Espesor de Plancha Base:.....	133
IX.2. Diseño de Empalmes de Columnas.	134
CAPITULO III	137
MARCO METODOLÓGICO.....	137
Tipo de investigación	137
Diseño de la investigación.....	137
Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	138
Descripción de la Metodología:	139
Desarrollo del Programa.....	140
Descripción del programa.....	141
Algoritmos de trabajo.	141
Diagrama de flujo de la conexión a corte de doble ángulo.....	142
Diagrama de flujo de la conexión a corte shear tab.....	147
Diagrama de flujo de la conexión a momento, reduce beam section.	150
Diagrama de flujo de la conexión a momento, bolted flange plate.	155
Diagrama de flujo de la conexión a momento, end plate.....	165
Ejemplos a realizar.	171
Ejemplo I. Diseño de un pórtico plano sin criterio sismo resistente.	172
Ejemplo II. Diseño de un pórtico plano con criterio sismo resistente, caso 1.....	173
Ejemplo III. Diseño de un pórtico plano con criterio sismo resistente, caso 2.	174
Ejemplo IV. Conexión a corte, doble ángulo.	175
Ejemplo V. Conexión a corte, shear tab.....	176
Ejemplo VI. Conexión a momento, reduce beam section.	176
Ejemplo VII. Conexión a momento, bolted flange plate.....	177
Ejemplo VIII. Conexión a momento, end plate 4E.	177
Ejemplo IX. Conexión a momento, end plate 4ES.....	178
Ejemplo X. Conexión a momento, end plate 8ES.	179
CAPITULO IV	181
resultados y analisis de resultados	181
Ejecución del Programa	181
Conexión a corte, Doble Angulo.	185

Conexión a corte, Shear Tab.....	186
Conexión a momento, reduce beam section.	187
Conexión a momento, bolted flange plate.	189
Conexión a momento, end plate.	191
Diseño de pórticos a momento.	194
Ejemplo I. Diseño de un pórtico plano sin criterio sismo resistente.	194
Ejemplo II. Diseño de un pórtico plano con criterio sismo resistente, Caso 1.	198
Ejemplo III. Diseño de un pórtico plano con criterio sismo resistente, caso 2.	201
Planchas de Continuidad:	204
Diseño de la Zona del Panel de conexiones vigas-columnas:	206
Criterio Columna fuerte –Viga débil.....	207
Diseño de conexiones de forma manual.....	209
Ejemplo IV. Conexión a corte, doble ángulo.	209
Ejemplo V. Conexión a corte, shear tab.	214
Ejemplo VI. Conexión a momento, reduce beam section.	218
Ejemplo VII. Conexión a momento, bolted flange plate.....	223
Ejemplo VIII. Conexión a momento, end plate 4E.	233
Ejemplo IX. Conexión a momento, end plate 4ES.....	240
Ejemplo X. Conexión a momento, end plate 8ES.	246
Diseño de conexiones utilizando el programa.....	254
Ejemplo IV. Conexión a corte, doble ángulo.	254
Ejemplo V. Conexión a corte, shear tab.	256
Ejempl VI. Conexión a momento, reduce beam section.	258
Ejemplo VII. Conexión a momento, bolted flange plate.....	261
Ejemplo VIII. Conexión a momento, end plate 4E.	264
Ejemplo IX. Conexión a momento, end plate 4ES.....	267
Ejemplo X. Conexión a momento, end plate 8ES.	270
Tabla comparativa de criterios de diseño.....	273
Tablas comparativas de resultados manual-programa.	274
Conexión a corte, doble ángulo.	274
Conexión a corte, shear tab.....	275

Conexión a momento, reduce beam section.	276
Conexión a momento, bolted flange plate.	277
Conexión a momento, end plate 4E.	279
Conexión a momento, end plate 4ES.	280
Conexión a momento, end plate 8ES.	281
conclusiones.	282
recomendaciones.	284
BIBLIOGRAFÍA.	285

INDICE DE FIGURAS

<i>Figura I:</i> Palacio de cristal, Londres y Torre Eiffel en París, Francia.	28
<i>Figura II:</i> Puente de Brooklyn y Edificio Empire State, EEUU.	29
<i>Figura III:</i> Secciones transversales de perfiles comerciales en Venezuela.	38
<i>Figura IV.</i> Determinación del valor C_b	44
<i>Figura V.</i> Interacción entre carga axial y momento.	46
<i>Figura VI.</i> Sistema de pórtico resistente a momento.	49
<i>Figura VII.</i> Sistema de pórtico con diagonales concéntricas.	50
<i>Figura VIII.</i> Sistema de pórtico con diagonales excéntricas.	50
<i>Figura IX.</i> Conexiones en estructuras de acero.	53
<i>Figura X.</i> Pórtico resistente a momento.	57
<i>Figura XI.</i> Posible ubicación de mecanismo en un sistema SMF.	58
<i>Figura XII.</i> Pórtico con formación de rotulas plásticas.	58
<i>Figura XIII.</i> Diagrama de Histéresis Típico Esperado.	60
<i>Figura XIV.</i> Distribución de Fuerzas en la Zona del Panel.	62
<i>Figura XV.</i> Colocación y Soldadura en planchas adosadas al alma de la columna.	65
<i>Figura XVI.</i> Planchas de continuidad en conexiones de dos viga a las alas de la columna.	67
<i>Figura XVII.</i> Cálculo de M^*_{pb}	69
<i>Figura XVIII.</i> Cálculo de M^*_{pc}	70
<i>Figura XIX.</i> Localización de Arriostramientos laterales.	73
<i>Figura XX.</i> Pórticos con diagonales concéntricas.	74
<i>Figura XXI.</i> Desempeño estructural de un Pórtico con Diagonales Concéntricas.	75
<i>Figura XXII.</i> Diagrama de Histéresis de un Arriostramiento Concéntrico.	76
<i>Figura XXIII.</i> Clasificación según la disposición de los arriostramientos.	77
<i>Figura XXIV.</i> Demanda en columnas para la Condición A.	79
<i>Figura XXV.</i> Demanda en columnas para la Condición B.	79

<i>Figura XXVI.</i> Distribución de Arriostramientos en Pórticos.....	81
<i>Figura XXVII.</i> Distribución de Arriostramientos en Planta.	82
<i>Figura XXVIII.</i> Plancha Nudo.	84
<i>Figura XXIX.</i> Distribución de fuerzas en el sistema viga-arriostramiento.....	85
<i>Figura XXX.</i> Arriostramientos Tipo K.	86
<i>Figura XXXI.</i> Zona protegida en sistemas de arriostramiento concéntrico.....	87
<i>Figura XXXII.</i> Ejemplos de Pórticos con Arriostramientos Excéntricos.	90
<i>Figura XXXIII.</i> Rotación plástica del eslabón.	94
<i>Figura XXXIV.</i> Colocación de Rigidizadores para $e \leq 1.6Mp/Vp$	95
<i>Figura XXXV.</i> Colocación de Rigidizadores para $2.6Mp/Vp \leq e \leq 5Mp/Vp$	96
<i>Figura XXXVI.</i> Colocación de Rigidizadores para $1.6Mp/Vp \leq e \leq 2.6Mp/Vp$	96
<i>Figura XXXVII.</i> Fuerzas en Vigas fuera del Eslabón.	99
<i>Figura XXXVIII.</i> Curvas de momento rotación según el tipo de conexión.	103
<i>Figura XXXIX.</i> Excentricidad de la carga en una Conexión a Corte con Rigidizador.	109
<i>Figura XL.</i> Bloque de Corte en Rigidizador.	112
<i>Figura XLI.</i> End Plate de 4 sin rigidizador y de 4 y 8 pernos con rigidizadores.....	114
<i>Figura XLII.</i> Líneas de falla en la Plancha Extrema.	117
<i>Figura XLIII.</i> Geometría del rigidizador.	118
<i>Figura XLIV.</i> Sección de una conexión de viga reducida.	120
<i>Figura XLV.</i> Diagrama de cuerpo libre entre el centro de la conexión y la cara de la columna.	122
<i>Figura XLVI.</i> Sección de una Bolted flange plate.	127
<i>Figura XLVII.</i> Métodos de Diseño para Momentos Bajos y Altos (De Izquierda a Derecha).	132
<i>Figura XLVIII.</i> Líneas de fallas por flexión en Plancha Base.	134
<i>Figura XLIX.</i> Localización de los Empalmes en Columnas.....	135
<i>Figura L.</i> Pórtico sin criterio sismo resistente.....	172
<i>Figura LI.</i> Pórtico con criterio sismo resistente	173
<i>Figura LII.</i> Pórtico con criterio sismo resistente, 2.....	174
<i>Figura LIII.</i> Detalle geométrico de conexión doble ángulo	175
<i>Figura LIV.</i> Detalle geométrico de conexión doble ángulo	175
<i>Figura LV.</i> Detalle geométrico de conexión doble ángulo.....	176
<i>Figura LVI.</i> Detalle geométrico de conexión bolted flange plate	177
<i>Figura LVII.</i> Detalle geométrico de conexión end plate 4E.....	178
<i>Figura LVIII.</i> Detalle geométrico de conexión end plate 4ES	179
<i>Figura LIX.</i> Detalle geométrico de conexión end plate 8ES.....	180
<i>Figura LX.</i> Selección de Archivos de Datos.	181
<i>Figura LXI.</i> Ventana principal.....	182
<i>Figura LXII.</i> Conexiones a corte.	182
<i>Figura LXIII.</i> Conexiones momento.	183
<i>Figura LXIV.</i> Ventana de plancha base.	183

<i>Figura LXXV.</i> Ventana de plancha base, 2.	184
<i>Figura LXXVI.</i> Ventana de resultados de plancha base.	184
<i>Figura LXXVII.</i> Ventana de conexión doble ángulo.	185
<i>Figura LXXVIII.</i> Ventana de resultados de conexión doble ángulo.	186
<i>Figura LXXIX.</i> Ventana de conexión doble ángulo.	186
<i>Figura LXX.</i> Ventana de resultados de conexión shear tab.	187
<i>Figura LXXI.</i> Ventana de conexión reduce beam section.	187
<i>Figura LXXII.</i> Ventana de resultados de conexión reduce beam section.	188
<i>Figura LXXIII.</i> Ventana chequeo de columna de conexión reduce beam section.	189
<i>Figura LXXIV.</i> Ventana de conexión bolted flange plate.	189
<i>Figura LXXV.</i> Ventana de resultados de conexión bolted flange plate.	190
<i>Figura LXXVI.</i> Ventana chequeo de columna de conexión bolted flange plate.	191
<i>Figura LXXVII.</i> Ventana de conexión bolted flange plate.	191
<i>Figura LXXVIII.</i> Ventana de resultados de conexión end plate.	192
<i>Figura LXXIX.</i> Ventana chequeo de columna de conexión end plate.	193
<i>Figura LXXX.</i> Detalle geométrico, conexión reduce beam section.	218
<i>Figura LXXXI.</i> Conexión a corte, doble ángulo, datos.	254
<i>Figura LXXXII.</i> Conexión a corte, doble ángulo, resultados.	255
<i>Figura LXXXIII.</i> Conexión a corte, shear tab, datos.	256
<i>Figura LXXXIV.</i> Conexión a corte, shear tab, resultados.	257
<i>Figura LXXXV.</i> Conexión a momento, reduce beam section, datos.	258
<i>Figura LXXXVI.</i> Conexión a momento, reduce beam section, resultados.	259
<i>Figura LXXXVII.</i> Conexión a momento, reduce beam section, chequeo del nodo.	260
<i>Figura LXXXVIII.</i> Conexión a momento, bolted flange plate, datos.	261
<i>Figura LXXXIX.</i> Conexión a momento, bolted flange plate, resultados.	262
<i>Figura XC.</i> Conexión a momento, bolted flange plate, chequeo del nodo.	263
<i>Figura XCI.</i> Conexión a momento, end plate 4E, datos.	264
<i>Figura XCII.</i> Conexión a momento, end plate 4E, resultados.	265
<i>Figura XCIII.</i> Conexión a momento, end plate 4E, chequeo del nodo.	266
<i>Figura XCIV.</i> Conexión a momento, end plate 4ES, datos.	267
<i>Figura XCV.</i> Conexión a momento, end plate 4ES, resultados.	268
<i>Figura XCVI.</i> Conexión a momento, end plate 4ES, chequeo del nodo.	269
<i>Figura XCVII.</i> Conexión a momento, end plate 8ES, datos.	270
<i>Figura XCVIII.</i> Conexión a momento, end plate 8ES, resultados.	271
<i>Figura XCIX.</i> Conexión a momento, end plate 8ES, chequeo del nodo.	272

INDICE DE TABLAS

<i>Tabla I:</i> Tensiones cedentes y de agotamiento de los aceros	37
<i>Tabla II.</i> Valores de factor de longitud efectiva (K).	42
<i>Tabla III.</i> Comparación de criterios de diseño, en pórticos a momento.....	273
<i>Tabla IV.</i> Comparación, conexión a corte, doble ángulo.	274
<i>Tabla V.</i> Comparación, conexión a corte, shear tab.	275
<i>Tabla VI.</i> Comparación, conexión a momento, reduce beam section.	276
<i>Tabla VII.</i> Comparación, conexión a momento, bolted flange plate.....	277
<i>Tabla VIII.</i> Comparación, conexión a momento, bolted flange plate, Cont.....	278
<i>Tabla IX.</i> Comparación, conexión a momento, end plate 4E.	279
<i>Tabla X.</i> Comparación, conexión a momento, end plate 4ES.	280
<i>Tabla XI.</i> Comparación, conexión a momento, end plate 8ES.....	281

CAPITULO I

EL PROBLEMA

Planteamiento Del Problema

La ingeniería civil, es la rama de la ingeniería que está dirigida al diseño, desarrollo y mantenimiento de obras estructurales, hidráulicas y de transporte, esta se encuentra dividida en varias sub-disciplinas, entre las que se pueden mencionar la ingeniería estructural, de transporte, de materiales, entre otras.

La ingeniería estructural, se encarga del análisis y diseño de todas las estructuras, consiguiendo que estas sean estables, resistentes, rígidas, funcionales, económicas y de fácil construcción. Para ello se utilizan distintos tipos de materiales, destacándose el acero y el concreto.

En este orden de ideas, Siramulu Vinnakota (2006) sostiene:

Que una estructura es un sistema de miembros y conexiones, los cuales deben ser diseñados y dispuestos de tal forma para soportar todas las solicitaciones a los cuales serán sometidos, es decir, que permanezcan estables y sin cambios apreciables en su forma al momento que se le apliquen dichas solicitaciones.

Se ha observado que en Venezuela las estructuras en concreto son las más utilizadas, debido a factores económicos y conocimientos en el área, a pesar de que los venezolanos son punteros en cálculo y fabricación de acero en Centro y Sur América.

Uno de los eventos que marcó un cambio en el diseño de las estructuras de acero fue el sismo de Northridge, California, ocurrido en 1994, trayendo consigo 33 muertes humanas y una pérdida económica de aproximadamente 20 billones de dólares, haciendo que FEMA (Federal Emergency Management Agency) y OES (California Office of Emergency Services) empezaran un proyecto financiado por el gobierno, encargado en la investigación

de nuevas técnicas para reparar las estructuras afectadas y realizar nuevos diseños buscando minimizar cualquier daño que puedan sufrir las estructuras de acero a causa de un futuro sismo. En este proyecto se determinó que los elementos de las estructuras diseñadas como pórticos a momento requieren ciertas restricciones para que estas puedan incursionar en el rango inelástico, disipando su mayor capacidad de energía, obteniendo así un buen desempeño durante el evento sísmico.

A finales de los '90 se comienzan a realizar estructuras de envergadura en acero, observándose construcciones importantes, tales como, grandes centros comerciales, galpones, torres, entre otros, debido a su alta resistencia, poco peso, facilidad de fabricación, ductilidad y rapidez de montaje; estas ventajas hacen que el acero sea un buen material para construcciones sismo-resistentes; sin embargo, estas deben ser cuidadosamente protegidas ante la corrosión, la humedad y el fuego, ya que estos pueden disminuir sus propiedades resistentes.

Para realizar la distribución de las solicitaciones entre los miembros, existen distintos tipos de conexiones, que se utilizarán o diseñarán dependiendo de las solicitaciones que se deseen transmitir entre miembros, para esto existen con conexiones restringidas, parcialmente restringidas y articuladas.

La creación de programas de cálculo estructural, ha ayudado en gran medida a simplificar el trabajo de los ingenieros estructurales al momento de diseñar los miembros de una estructura de acero, sin embargo, actualmente estos programas no ayudan en la parte del diseño de las conexiones sismo-resistentes, debido a que en ellos no se encuentra definida una metodología para realizar este diseño.

Debido a esto, es necesario realizarlo de forma manual o si el ingeniero tiene destreza en el uso de hojas de cálculo, puede realizar el diseño utilizando las mismas, esto trae consigo, una gran inversión de tiempo en el diseño de las conexiones que serán utilizadas por la estructura.

Es por ello que se propone la creación de un programa que realice el diseño de conexiones sismo-resistentes en estructuras metálicas, que permita realizar el diseño de las

mismas en un menor tiempo y de esta manera, proporcionar una herramienta didáctica y de fácil uso a los profesionales de la materia, pero sobre todo confiable y acorde a los criterios normativos establecidos en:

- AISC-360-05 Specification for Structural Steel Buildings.
- AISC-341-05 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings
- AISC-358-05 Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications.

Formulación Del Problema

En base al planteamiento antes descrito, surge la siguiente interrogante: ¿De qué manera se puede generar un programa de diseño de conexiones sismo-resistentes que ayude a la divulgación de las mismas en el entorno de ingenieros, y así impulsar un mayor desarrollo en la construcción de estructuras de acero?

Objetivos de la investigación

Objetivo General

Elaborar un programa para el diseño de conexiones sismo-resistentes en estructuras metálicas.

Objetivos Específicos

1. Identificar los sistemas estructurales sismo-resistente de estructuras metálicas según los lineamientos de la AISC 360-05.

2. Describir los sistemas estructurales sismo-resistente de estructuras metálicas según los lineamientos de la AISC 360-05.
3. Clasificar las conexiones sismo-resistente que se utilizan en los sistemas estructurales “Special moment frame” según los lineamientos de la AISC 360-05.
4. Plantear los pasos a seguir para el diseño de las conexiones sismo-resistente.
5. Elaborar un software en el lenguaje de programación Visual Basic que genere el diseño de conexiones sismo-resistentes en estructuras metálicas.

Justificación

Actualmente se busca la manera de acelerar los procesos de cálculos que deben ser realizados para el diseño de las estructuras, para ello, con el avance tecnológico constante es posible la creación de programas que faciliten estos trabajos.

Un ejemplo de estos son los programas de computadoras, los cuales han ayudado a un sin número de actividades, mediante la ayuda en la resolución de problemas de cálculo, que hacerlos de forma manual llevaría un tiempo considerable, es por esto, que se han creado distintos tipos de programas de cálculo permitiendo una disminución considerable en el tiempo requerido al compararlo con el necesario para su cálculo manual. Además ofreciendo seguridad en los resultados obtenidos.

Sin embargo, no ha culminado el proceso de modernización ya que aún existen diferentes procesos que los ingenieros deben realizar de manera manual, por la falta de programas o herramientas que agilicen los cálculos; este es el caso del diseño de conexiones sismo-resistentes en estructuras metálicas, el cual, no se posee una herramienta de trabajo con una entrada de datos de fácil manejo para el desarrollo de sus cálculos

siguiendo las normativas que rigen las mismas, desarrolladas en el año 2005, no se cuenta con una herramienta capaz de aplicar los requerimientos de esta, por lo que los ingenieros deben de realizar su desarrollo de forma; una parte importante de las estructuras de acero son las conexiones que deben colocarse para enlazar los diferentes miembros.

Es por ello, que el presente trabajo de grado propone la creación de un programa, para realizar el diseño de conexiones sismo resistentes, mediante la utilización del lenguaje Visual Basic, como una herramienta de fácil uso, capaz de acelerar el proceso, lo que ayudará considerablemente al cálculo de estas mismas y promover en los usuarios del programa a indagar más en el tema.

En el contenido de este trabajo se podrá encontrar lo necesario para realizar el diseño de juntas sismo resistente en estructuras metálicas, el cual servirá de apoyo a profesionales que se dediquen a esta área de la ingeniería, como a estudiantes, en el mejor entendimiento de esta materia y espera dar soluciones al problema que tienen los ingenieros al momento de realizar el diseño de las juntas sismo resistente en estructuras metálicas.

Delimitación

Se pretende generar un programa, que estudie las conexiones utilizadas por en los pórticos tipo special moment frames SMF (pórticos especiales a momento) y no se realizarán las conexiones de los pórticos tipos eccentrically braced frames EBF (pórticos con arriostramiento excéntrico) y concentrically braced frames CBF (pórticos con arriostramiento concéntrico), basados en la normativa americana 341 del AISC (American Institute of Steel Construction).

Todas aquellas conexiones que no estén previstas en la normativa americana, no serán estudiadas, y el uso del programa estará limitado únicamente al diseño de conexiones, sin ahondar en criterios de diseño de elementos o miembros estructurales.

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

Antecedentes

Luego de una búsqueda de artículos, tesis y otras investigaciones realizadas acerca del tema de conexiones sismo resistente de acero, se ha encontrado uno que cumple con la normativa vigente para la fecha:

El autor Bermúdez Mejía, Carlos Alberto en el año 2010 defiende una tesis de pregrado que posee el título “Vulnerabilidad sísmica de edificios de acero”, su propósito fue la identificación de los puntos de daños aplicando los métodos estático no lineal y dinámico no lineal. Como resultado se identifican los estados límites que serán probabilísticamente más alcanzados y así utilizar un factor de seguridad adicional. Su aporte fue el poder observar el comportamiento de un edificio prototipo y sus otros seis (6) representativos y obtener información para el cálculo de las conexiones utilizadas.

El autor Luis F. Zapata Baglietto en el año 2007 presentó un paper con el título “Conexiones en Estructuras de Acero”, su propósito fue presentar el conocimiento actual que se tiene acerca de las conexiones de acero. Como resultado se obtuvo un paper de utilidad para aquellos ingenieros interesados en el tema de las conexiones de acero. Se obtuvo un aporte valioso con respecto a la teoría y sistematización de los cálculos de las conexiones sismo resistente deseado.

Los autores Danae Albornoz y Mercedes Naranjo en el año 2005 presentaron una tesis de pregrado titulada “Análisis y diseño de fundaciones profundas mediante la

creación de un software de cálculo”, su propósito fue la realización de un programa capaz de analizar y diseñar fundaciones estilo pilotes. Como resultado se produjo un programa de fácil manejabilidad que facilite la operación de cálculo y la obtención de resultado. Su aporte fue el uso del programa Visual Basic para la creación del programa de cálculo ya que se utilizará el mismo para esta tesis de pregrado.

Bases teóricas

I. Acero estructural.

1.1 Reseña Histórica del Acero Estructural.

No se sabe con seguridad cual fue la fecha exacta de la elaboración de los primeros aceros, pero se han identificado productos elaborados en acero en el año 3000 A.C., la fabricación de los materiales ferrosos fue impulsada por el avance tecnológico que permitió la instalación de los altos hornos, el primero de los cuales se originó en Gleiwitz, Alemania en 1742, logrando así un incremento en la producción del hierro forjado y la fundición. El primer puente construido en acero fue el puente de Coalbrookdale en el año 1777, realizado en Shropshire, Inglaterra el cual fue realizado con el propósito de tener un método más eficiente de cruzar el río Severn, no habría sido posible su realización sin la cercana aparición del alto horno el cual redujo los costos del acero alentando a los arquitectos e ingenieros locales. Asimismo, el hierro fue utilizado inicialmente para construir cubiertas, cúpulas y naves en edificios industriales, y sólo más tarde, cuando se perfeccionó el funcionamiento de los elevadores, se le uso en edificaciones de varias plantas.

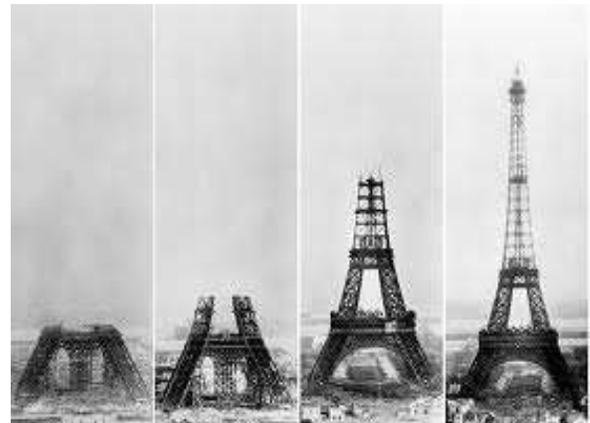
La Revolución Industrial del Siglo XIX en Europa, permitió el avance masivo en la producción de los materiales ferrosos y con ello se propició la construcción de numerosos puentes, pabellones, almacenes comerciales, depósitos y estaciones de

ferrocarril. Uno de los primeros ejemplos de este avance tecnológico es el Gran Pabellón del Jardín Botánica de París, de 1833, construido con una estructura metálica de sutiles columnas que sostienen las armaduras del techo. Asimismo, la fabricación de perfiles estándar y seriados de hierro, aunada al planeamiento racional de los procesos de transporte y montaje, permitió la construcción de grandes edificios en tiempos cada vez más breve.

El primer ejemplo histórico del uso de piezas prefabricadas en gran escala es el Palacio de Cristal de la Exposición Mundial de Londres, en el año de 1851, esto permitió una gran rapidez de ejecución. A esto se sumó una larga serie de construcciones entre las que destacan Le Bon Marché de París (1876) y el edificio de mercado de Les Halles (1881). En las Exposiciones Mundiales de Londres y París entre 1855 y 1889 se hizo alarde de una técnica cada vez más depurada de la construcción en hierro, y en la exposición de 1889, se había alcanzado su máxima expresión, con la Torre Eiffel de 305 metros de altura.



a) Palacio de Cristal



b) Torre Eiffel

Figura I: Palacio de cristal, Londres y Torre Eiffel en París, Francia.

El proceso inicial de producción de acero en gran escala se dio en Inglaterra en 1855, con la creación del convertidor, con esta técnica se permitió obtener el acero colado, más duro y consistente que otros productos siderúrgicos. Desde 1880, el acero se transformó en el primer material estructural en los Estados Unidos de

América, estimulado por los precios competitivos que favorecía el nuevo proceso de fabricación con hogar abierto. Esto dio lugar a un nuevo esplendor constructivo de numerosos puentes colgantes, como por ejemplo el Puente de Brooklyn en Nueva York, y comienza la época de oro de los rascacielos entre 1904 y 1912, hasta el inicio de la primera guerra mundial. En esta época se construyeron los edificios Woolworth y el Times Square en Nueva York.



a) Puente de Brooklyn



b) Edificio Empire

Figura II: Puente de Brooklyn y Edificio Empire State, EEUU.

Durante la primera guerra mundial se paralizó la construcción de estos rascacielos, sin embargo entre 1920 y 1930 se retomó con la construcción de edificios como el Empire State, el Wall Tower, el Chrysler y el Rockefeller Center en Nueva York.

1.2 Producción de Acero.

EL acero no es más que una aleación de hierro y carbono, donde la cantidad de carbono no excede el 2% a menos que sea necesario para cumplir algún propósito específico, la producción de acero viene dada en dos fases. La primera reduce o funde el mineral hierro con piedra caliza y coque, resultando hierro fundido el cual se

moldea como arrabio, que no es más que el hierro fundido que resulta del proceso realizado en un alto horno. La segunda fase es llamada la fase de aceración y se aplica para reducir los altos contenidos de carbono introducidos al momento de fundir el metal y eliminar cualquier tipo de impureza que tenga el material tal como el azufre y el fosforo, por lo general se aprovecha esta fase para introducir algunos elementos como el manganeso, cromo o níquel en forma de ferro-aleaciones con el propósito de producir el acero con las características demandadas.

Existen principalmente tres tipos de instalaciones encargadas de producir piezas de acero fundido o laminados de acero, estas son:

- Plantas Integrales.
- Acerías Especializadas.
- Laminadoras.

Una planta integral es aquella que posee instalaciones necesarias para producir acero en diferentes formatos, estas instalaciones son las siguientes:

- Hornos de Coque.
- Altos Hornos.
- Acería.
- Moldeado.
- Trenes de Laminación desbastadores.
- Trenes de Laminación de acabado.
- Trenes de Laminación en frío.

Para una planta integral se necesita hierro, caliza y coque como materia prima. “Estos materiales son cargados en capas sucesivas y continuas en un alto horno donde la combustión del carbón ayudada por soplado de aire y la presencia de caliza funde el hierro contenido en el mineral, que se transforma en hierro líquido con un alto contenido en carbono.”

Por intervalos, el hierro líquido acumulado en el alto horno se transforma en lingotes de arrabio o es llevado directamente en contenedores a las acerías.

Al finalizar estos procesos el acero fundido tiene dos caminos posibles, uno de ellos es la colada continua en el cual el acero fundido es colado en tochos, que son unos grandes bloques de acero. Durante este proceso se puede mejorar la calidad del acero mediante adiciones, como el aluminio, para que las impurezas presentes en el acero floten para que sean estas las últimas que salgan al momento de la colada y se pueda cortar el final del último lingote que va a ser el que contenga las impurezas. Por otro lado tenemos la colada clásica, esta pasa por una fase en la que vierte el acero líquido en petacas (lingoteras cuadradas o rectangulares) según sea el destino del acero, ya sea perfil o chapas. Estos lingotes se deberán recalentar en hornos antes de ser laminados en trenes desbastadores para:

- Obtener bloques cuadrados.
- Laminar perfiles o planos rectangulares.
- Laminar chapas planas o en boinas pesadas.

Las siderúrgicas integrales tienen la capacidad de producir más de 2.000.000 de toneladas anuales obteniendo como productos finales grandes secciones estructurales, chapas pesadas, redondos pesados, rieles de ferrocarril, palanquillas y tuberías pesadas, además que la producción de las plantas integrales está cerca de la demanda global.

Una acería especializada es una planta productora secundaria de aceros comerciales o también son usadas como planta de producción de aceros especiales, por lo general obtienen el hierro del proceso de chatarra de acero. Debe poseer un horno eléctrico y hornos al vacío o “cucharas” para poder controlar la composición química del acero. El acero líquido se hace pasar por lingoteras ligeras o por coladas continuas para dar forma sólida al acero fundido. Aparte es necesario hornos para poder recalentar los lingotes y poder laminarlos.

La capacidad de producción de estos tipos de plantas pueden alcanzar alrededor del millón de toneladas al año, siendo sus productos más corrientes en aceros comerciales o de bajas aleaciones del rango 200.000 a 400.000 toneladas anuales.

Debido a las características del horno eléctrico puede arrancarse o detener con facilidad lo que le permite parar la producción en caso de no haber demanda, cosa que no ocurre con un alto horno ya que no se debe permitir que este se enfríe debido al costo y alto esfuerzo estructural asociado con el calentamiento y coladas del alto horno.

Por último tenemos las laminadoras que no son más que maquinas encargadas de aplanar el acero obtenido como resultado de los procesos antes mencionados para crear materia prima de acero en diferentes formas, como lo son, las planchas o las láminas, que pueden llegar a ser estampadas, troqueladas y/o enchapadas para tener obtener productos secundarios del acero como automóviles o autopartes. Por lo general solo poseen las siguientes clases de máquinas para su proceso:

- Trenes de laminación.
- Trenes de alambrón.

1.3 Procesos posteriores para tratamiento del acero.

Para los productos primarios de acero en lingotes se tienen dos tratamientos, el térmico de templado y el de recocido.

El proceso de templado requiere del calentamiento del metal a temperaturas mayores a 500°C para luego enfriarlo rápidamente. Esto logra incrementar la resistencia del acero pero sacrificando parte su ductilidad. Por otro lado el recocido es un tratamiento térmico que consiste en un recalentamiento del acero luego de pasar por el templado y enfriado nuevamente pero a diferentes velocidades. Haciendo esto se logran recuperar las propiedades mecánicas alteradas por los procesos previos. Por ejemplo, el recocido regresa una parte de la ductilidad perdida durante el templado y se obtienen aceros de gran resistencia y buena ductilidad.

Luego de ser tratados con los tratamientos térmicos antes mencionados los productos pueden recibir otro tratamiento, que son etapas de conformado y acabado final, entre los cuales se mencionan:

- El trefilado.
- El forjado.
- La laminación en frío o en caliente.
- La extrusion.
- La embutición.
- El plegado.
- El cizallado

Uno de los más destacados es el laminado en frío el cual consiste en el paso de los lingotes a través de unos trenes de laminación conformados por rodillos cilíndricos que giran en sentidos opuestos para darle forma al producto, sin embargo se realiza a temperaturas alrededor de los 500°C y produce en el metal una deformación plástica seguida de un endurecimiento.

El proceso de laminado en frío aumenta la resistencia del metal pero como se aplican fuerza de tracción en las barras se presenta una disminución de los esfuerzos cedentes a compresión. A través del proceso de laminación en frío se obtienen como resultado secciones de pared delgada, las cuales están expuestas a sufrir de corrosión y para evitar este efecto es recomendable galvanizar el acero o dotarlo de algún tipo de protección antes de laminarlo.

Otro proceso es el laminado en caliente realizado a temperaturas comprendidas entre la de re cristalización y la de fusión del metal, lo cual origina una recuperación y re cristalización del acero que no provoca su endurecimiento posterior como en el caso del laminado en frío.

1.4 Clasificación de los aceros.

Los aceros pueden clasificarse según:

- Su composición química.
- Su contenido de óxidos.
- Sus propiedades mecánicas.

- Su calidad.

1.4.1 Composición química de los aceros.

La composición química del acero es muy importante, los aceros pueden ser sin alear, semi aleados y aleados, las aleaciones influyen directamente en las propiedades del acero. Entre los metales de aleación se encuentran el cobre (Cu), el níquel (Ni), el aluminio (Al), el manganeso (Mn) y el cromo (Cr).

El cromo mejora la resistencia a la corrosión y al desgaste, así como el cobre incrementa su ductilidad y también mejora la resistencia a la corrosión. El manganeso facilita la soldabilidad, el níquel incrementa la resistencia a la tracción y el aluminio le confiere al material características de no envejecimiento y una estructura de grano fino, con buenas propiedades de soldabilidad.

1.4.2 Contenido de óxidos.

Los aceros pueden ser clasificados en aceros efervescentes, semi calmados y calmados, según el contenido de óxido, el grado de desoxidación.

- Aceros efervescentes: Aquellos aceros que presenten una desoxidación del acero líquido débil obtendrán metales con un alto grado de segregación y concentración de elementos. La forma de detallar esto se encuentra en la formación de una piel exterior purar durante la solidificación y enfriamiento del lingote, mientras que el residuo de impurezas tales como azufre y fosforo altera la composición química de la masa en su interior, causando la disminución de la calidad del acero y lo hace poco apto para el proceso de soldadura.
- Aceros semi calmados: Son aquellos aceros que son parcialmente desoxidados y presentan propiedades intermedias entre los aceros efervescentes y los

calmados. Primordialmente usados en la fabricación de perfiles estructurales, barras y planchas.

- Aceros calmados: Acero que fueron completamente desoxidados, no poseen presencia de impurezas y por lo tanto no existen reacciones luego de la del carbono con el oxígeno, de la solidificación ni de la conformación de lingotes. Su estructura cristalina es homogénea, presentan una composición química uniforme, son ideales para la realización de rieles, piezas forjadas y tubos sin costura. Además de ofrecer buenas características mecánicas, posibilidad de ser soldados y una ductilidad alta. Son aquellos que se los utilizan para la realización de perfiles de gran espesor que deban soportar altas sollicitaciones.

I.4.3 Propiedades mecánicas.

Los aceros se clasifican según sus propiedades mecánicas en tres diferentes tipos de acero: Acero común o Acero dulce, Acero de alta resistencia y Aceros especiales.

Dichas propiedades mecánicas varían según la composición química, de sus aleaciones, de su proceso de laminación, forma de enfriamiento, tratamiento térmico posterior y el tipo de sollicitaciones a que sean sometidos. Sin embargo hay propiedades comunes presentes en todos los aceros:

- Peso específico (γ): 7850 Kg/m³
- Módulo de elasticidad longitudinal (E): 2.1 x 10⁶ Kg/cm²
- Módulo de elasticidad transversal o de corte (G):

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{Ec I.1})$$

- Coeficiente de Poisson (ν):
0.3 (en el rango elástico)
0.5 (en rango plástico)
- Coeficiente de dilatación térmica (α): 11.7 x 10⁻⁶/°C

Valores expresados en sistema métrico MKS (metros-kilogramos fuerza-segundos).

- *Acero común* o también conocido por acero dulce: Es un acero con un contenido de carbono que oscila entre el 0.12 y 0.6% en peso. Entre estos aceros están el AE25, ASTM A36 y Din ST37.
- *Acero de alta resistencia*: Se obtienen cuando el acero posee un contenido de carbono entre 1.4 y 1.7% en peso o por aleaciones adecuadas, esto incrementa su punto de cedencia pero disminuye su ductilidad.
- *Acero especiales*: Son aceros que se fabrican para cubrir necesidades específicas aunque no siempre son con la finalidad de ser aplicados en estructuras, se fabrican con sofisticadas aleaciones. Por ejemplo, los aceros de los cascos de submarinos, naves especiales o los usados para la construcción de máquinas de alta precisión.

A continuación se presentan un cuadro en el que se clasifican los diferentes tipos de acero según su composición química, contenido de óxidos, propiedades mecánicas y calidad.

Designación	Tipo	Esfuerzo Cedente Fy (Kgf/cm ²)	Esfuerzo Último Fu (Kgf/cm ²)
CONVENIN	AE 25	2500	3700
	AE 35	3500	5500
ASTM	A36	2530	4080
	A 572. Gr42	2950	4220
	A 572. Gr50	3520	4570
	A 572. Gr55	3870	4920
	A 913. Gr50	3520	4220
	A 913. Gr60	4220	5273
	A 913. Gr65	4570	5625
	A 588	3520	4930
	A 992	3520	4570
	A 529. Gr50	3520	4570
	A 529. Gr55	3870	4920
	DIN	ST 37	2400
ST 42		2600	4200
ST 52		3600	5200

Tabla I: Tensiones cedentes y de agotamiento de los aceros

Fuente: II Curso de Conexiones en Estructuras Metálicas

1.5 Productos comerciales en acero.

Por lo general se toman los lingotes obtenidos de las coladas continuas, ya mencionado anteriormente, que son tratados mediante laminadoras hasta darle la forma y dimensiones deseadas. No es más que el paso de los lingotes en caliente a través de rodillos que lo comprimen dándole la sección transversal deseada. El laminado en caliente permite mantener la ductilidad inicial del acero, el cual se pierde cuando el tratamiento es el laminado en frío. A continuación le colocamos secciones

transversales comerciales típicas según la norma Venezolana COVENIN 1618-98, en la cual se puede observar la nomenclatura de sus dimensiones:

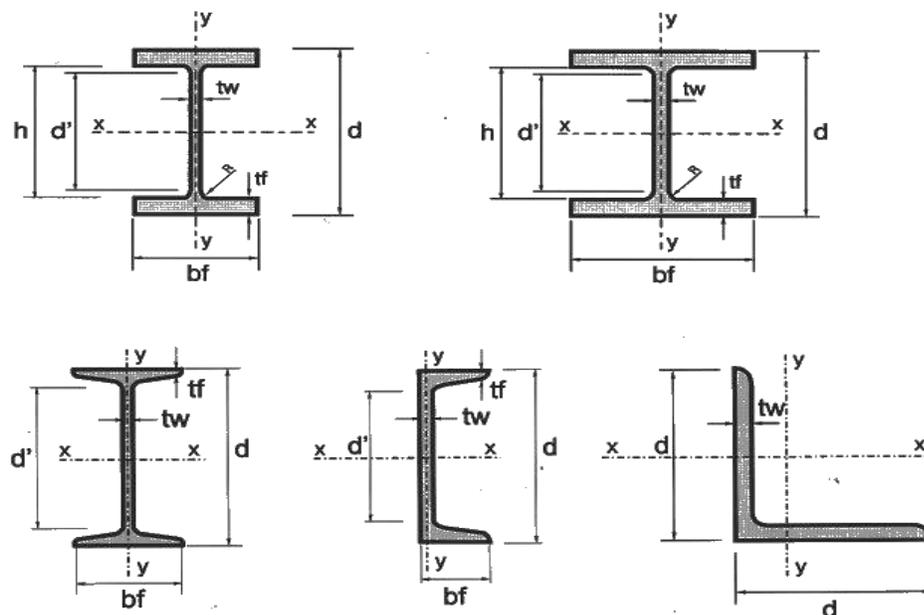


Figura III: Secciones transversales de perfiles comerciales en Venezuela.

Fuente: COVENIN 1618-98

Los perfiles se designan por la forma de sus secciones transversales, tratando de obtener grandes momentos de inercia en relación a sus áreas.

1.6 Criterios de Diseño en acero.

El criterio de diseño estructural se basa en la selección mas óptima de los diferentes tipos de miembros, conexiones y uniones correspondientes, entre las distintas alternativas para cada caso. Para lograr lo antes mencionado se emplean métodos de diseño que toman el comportamiento dentro del rango elástico de la estructura, o métodos que permitan la incursión en el rango inelástico de las secciones.

Los métodos que solo permitían a la estructura incursionar en el rango elástico habían sido utilizados con éxito años atrás, pero estos métodos fueron superados por aquellos que permitían que la estructura entre en el rango inelástico por muchas razones. Sobre todo este último criterio permite un estudio más preciso de lo que

ocurriese si un sistema estructural llegase a ser cargado bajo cargas superiores a las calculadas en el análisis.

Se observa como el sistema plastifica alguno de sus elementos en el proceso de redistribución de esfuerzos internos, de tal modo llega a utilizar su capacidad de deformación para resistir y evitar el colapso.

Un estado límite es aquel límite en el cual una estructura o componente de esta cumplirá con la función que se le ha dado, ya sea viga, columna, arriostre, entre otros, y trabajará bajo el criterio de diseño según la teoría de los estados límites, sirve para mantener a la estructura lejos de la probabilidad de superar la frontera de utilidad, asegurando la estabilidad, la resistencia y la rigidez de sus miembros, para aquellos casos de combinación que fueron previstos a presentarse durante la vida útil de la edificación.

Por otro lado, la estructura debe presentar suficiente capacidad de disipación y absorción de energía con respecto al asumido al momento de minorar la capacidad sísmica, permitiendo un comportamiento dúctil del sistema durante la combinación de acción de carga más desfavorable. En el diseño se considera básicamente dos estados límites:

- Estado límite de agotamiento resistente.
- Estado límite de servicio.

1.6.1 Estado límite de agotamiento resistente.

Es aquel relacionado con la capacidad resistente de los miembros, uniones y conexiones, tal que se debe tener una resistencia en el diseño, de los elementos antes mencionados, mayor o igual a la resistencia requerida al mayorar las cargas nominales.

La capacidad resistente se define por el producto ΦR_t , siendo R_t la resistencia teórica, nominal o de diseño, y Φ un factor de minoración de la resistencia, que varía según el tipo de sollicitación actuante. La resistencia requerida o demanda, resulta el

producto $\sum \gamma_i Q_i$, donde Q_i son las acciones nominales (cargas o momentos) y γ_i es un factor de mayoración correspondiente, que resulta un factor de seguridad, el sub índice i representa cada tipo de carga (variable, permanente, temperatura, viento, sismo, etc.).

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_t \quad (\text{Ec. I.2})$$

1.6.2. Estado límite de servicio.

Es aquella condición máxima en la cual una estructura no presentara problemas con la parte estética, tomando en cuenta su durabilidad y confort apto para ser habitado, entre las exigencias tenemos:

- Flechas limitadas.
- Buen funcionamiento de las instalaciones.
- Vibraciones y oscilaciones controladas.
- Derivas aceptables.
- Expansiones y contracciones compatibles.
- Drenajes eficientes.
- Protección contra corrosión e incendios.

1.7 Diseño de los elementos de acero.

1.7.1. Diseño de miembros a Tracción.

El diseño de miembros a Tracción viene dado en la norma AISC 360-05 en el Capítulo D, se toman los casos de cedencia del área gruesa y la fractura del área neta.

- Cedencia del Área gruesa:

$$\phi_t N_t = \phi_t F_y A_g \geq Pu \quad \phi_t = 0,9 \quad (\text{Ec. I.3})$$

- Fractura del Área neta:

$$\phi_t N_t = \phi_t F_u A_e \geq Pu \quad \phi_t = 0,75 \quad (\text{Ec. I.4})$$

Dónde:

N_t = Resistencia teórica a tracción.

A_g = Área gruesa de la sección.

A_e = Área efectiva de la sección.

P_u = Combinación más desfavorable de carga axial.

1.7.2 Diseño de miembros a Compresión.

El diseño de miembros a Compresión viene dado en la norma AISC 360-05 en el Capítulo E, a continuación se habla acerca de las consideraciones que se deben de tener para obtener un buen comportamiento de los elementos sometidos a compresión, tomando como referencia solo la verificación del pandeo por flexión, sin embargo la norma también hace referencia a la verificación por pandeo flexo torsional, ángulos simples a compresión, elementos electro soldados y miembros esbeltos:

- *Limitaciones en esbeltez:* un miembro estructural es estudiado teniendo referencia a su esbeltez en lugar de a su longitud como tal, siendo la esbeltez (λ) la relación que existe entre la longitud efectiva y el radio de giro del miembro.

$$\lambda = \frac{KL}{r_{\min}} \quad (\text{Ec. I.5})$$

Dónde:

K = Factor de longitud efectiva.

L = Longitud del elemento a compresión.

r_{\min} = Radio de giro mínimo de la sección.

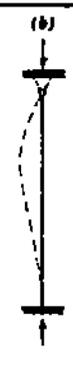
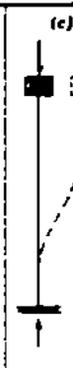
La configuración de la columna pandeada se muestra con línea punteada	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
						
Valor teórico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valor de diseño recomendado para K, cuando las condiciones reales de apoyo se aproximan a las ideales	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0
Representación esquemática de las condiciones de apoyo		Rotación impedida		Traslación impedida		
		Rotación libre		Traslación impedida		
		Rotación impedida		Traslación libre		
		Rotación libre		Traslación libre		

Tabla II. Valores de factor de longitud efectiva (K).

Fuente: Maria Fratelli (1999)

Para elementos diseñados a compresión se recomienda que la esbeltez (λ) no supere el valor de 200.

- *Resistencia Nominal a compresión:* la resistencia a compresión que presenta un elemento va a depender de su esfuerzo crítico al pandeo.

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g \geq P_u \quad \phi_c = 0,85 \text{ (Ec. I.6)}$$

Dónde:

P_n = Resistencia teórica a compresión.

F_{cr} = Esfuerzo critico a pandeo.

Verificación del pandeo por flexión del elemento:

El esfuerzo crítico a pandeo vendrá dado según los siguientes casos:

$$\text{Para } \lambda \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (F_e \geq 0.44F_y):$$

$$F_{cr} = \left(\begin{array}{c} F_y/F_u \\ 0,658 \end{array} \right) F_y \quad (\text{Ec. I.7})$$

Para $\lambda > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ($F_e < 0.44F_y$):

$$F_{cr} = 0,877F_e \quad (\text{Ec. I.8})$$

Dónde:

F_e = Esfuerzo crítico de pandeo elástico. Definido por la siguiente ecuación:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad (\text{Ec. I.9})$$

1.7.3. Diseño de miembros a Flexión.

A los miembros sometidos a flexión se les consideran los estados límites de resistencia, lo cuales contemplan las diferentes posibilidades en que se pueda comportar una falla, bajo cargas factorizadas. El diseño de los miembros a flexión viene especificado en el Capítulo F de la norma AISC 360-05, la resistencia teórica a flexión ($\Phi_b M_n$), alrededor del eje mayor(x-x), viene dado por el menor de los valores que se puedan obtener al considerar lo siguiente ($\Phi_b=0.9$):

- Cedencia: la resistencia a flexión para esta condición viene dada por el momento plástico de la sección, que no es más que:

$$M_p = F_y Z_x \quad (\text{Ec. I.10})$$

Dónde:

Z_x = Módulo de sección plástico alrededor del eje X-X (Propiedad del perfil)

F_y = Esfuerzo de cedencia del material.

- Pandeo Lateral Torsional: Va a depender de la forma en la que el elemento se encuentra arriostrado lateralmente.

Cuando $L_b \leq L_p$: el estado límite por pandeo lateral torsional no aplicará.

Cuando $L_p < L_b \leq L_r$:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \quad (\text{Ec. I.11})$$

Cuando $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p (\text{Ec. I.12})$$

Dónde:

L_b = Longitud no arriostrada.

S_x = Módulo de sección elástico alrededor del eje X-X

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{(L_b / r_{ts})^2} \quad (\text{Ec. I.13})$$

C_b = Factor de modificación por pandeo lateral torsional.

$$C_b = \frac{12,5M_{max}}{2,5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \leq 3 \quad (\text{Ec. 14})$$

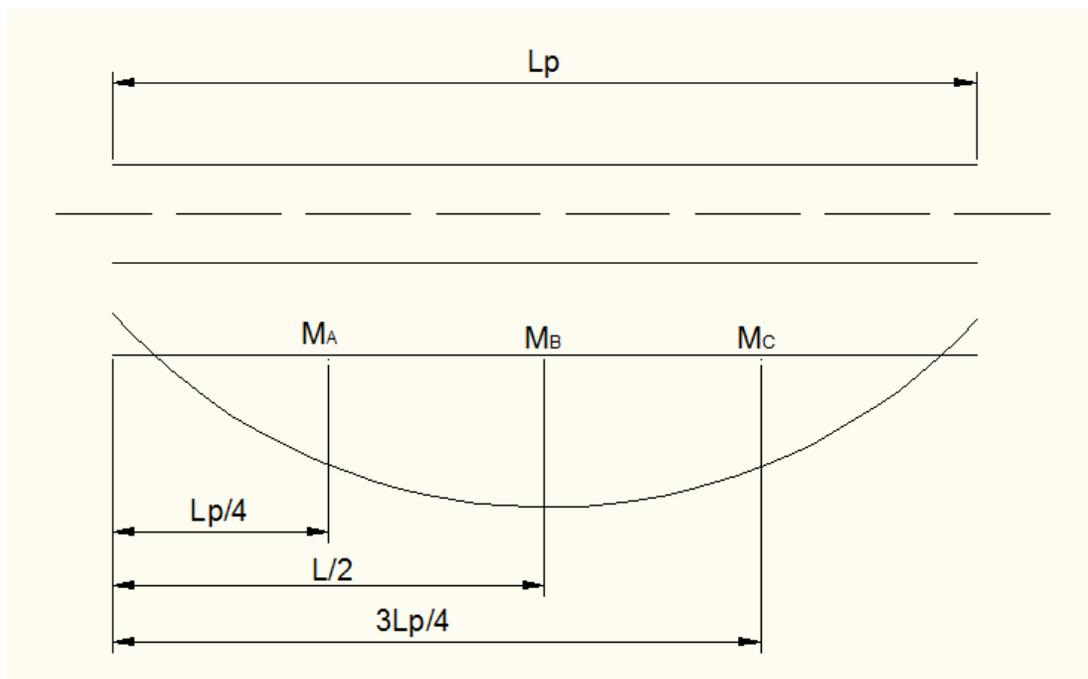


Figura IV. Determinación del valor C_b .

Fuente: Ligas y Younes 2011.

L_p y L_r = Límites de longitud no arriostrada, dados por:

$$L_p = 1,76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{Ec. I.15})$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0,7F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6,76 \left(\frac{0,7F_y S_x h_o}{E J_c} \right)^2}} \quad (\text{Ec. I.16})$$

Dónde:

r_y = Radio de giro de la sección alrededor del eje Y-Y.

r_{ts} = Para perfiles de simetría doble (Perfiles H e I).

$$r_{ts} = \frac{I_y h_o^2}{2S_x} \quad (\text{Ec. I.17})$$

I_y = Inercia de la sección alrededor del eje Y-Y.

h_o = Distancia entre centroides de las alas del perfil.

1.7.4. Diseño de miembros a Corte.

El diseño de miembros a corte viene especificado en el Capítulo G de la norma AISC 360-05, dichos miembros tendrán una resistencia minorada al corte, viene dada por la resistencia del alma sin rigidizadores, la que será $\Phi_v V_n$, siendo $\Phi_v=0.90$:

$$V_n = 0,6F_y A_w \quad (\text{Ec. I.18})$$

$$A_w = t_w d \quad (\text{Ec. I.19})$$

$$d = h - 2 t_f \quad (\text{Ec. I.20})$$

Dónde:

A_w = Área del alma de la sección.

h = Altura de la sección.

t_w = espesor del alma de la sección.

t_f = espesor del ala de la sección.

1.7.5. Diseño a flexo compresión.

El diseño de los miembros bajo la acción combinada de cargas axiales y momentos se trata en el Capítulo H de la norma AISC 360-05, deberán cumplir la siguiente ecuación para determinar que se encuentre dentro de los parámetros aceptables de demanda/capacidad:

Para $P_u/\Phi P_n \geq 0.2$:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1 \quad (\text{Ec. I.21})$$

Para $P_u/\Phi P_n < 0.2$:

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1 \quad (\text{Ec. I.22})$$

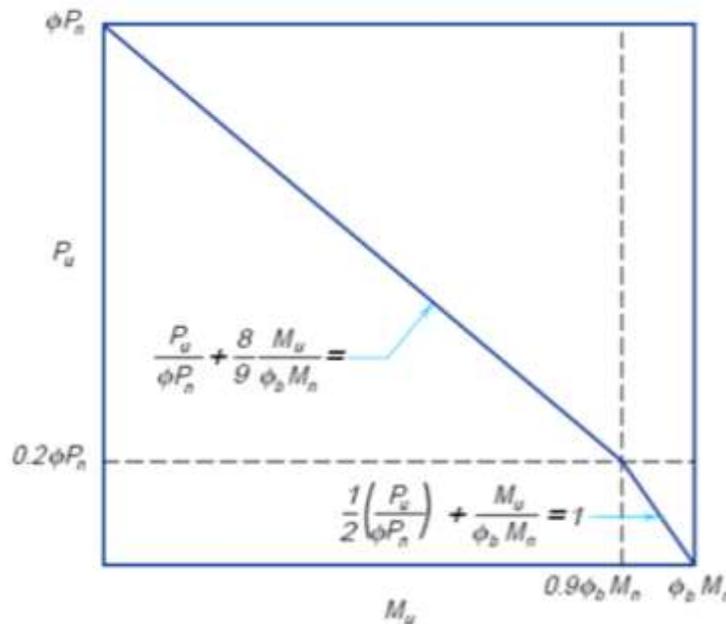


Figura V. Interacción entre carga axial y momento.

Fuente: AISC-LRFD Volumen II.

II. Diseño sismoresistente en acero

II.1 Filosofía del Diseño Sismo resistente en Acero.

Para el diseño de estructuras sismo resistente en acero se debe tomar en cuenta diferentes parámetros que definirá cada uno de los elementos estructurales presentes en un sistema:

- Establecer un diseño por capacidad, limitar mecanismos frágiles y propiciar mecanismos dúctiles.
- Elegir y establecer el patrón de falla adecuado de los elementos que entraran en cedencia durante un evento sísmico, conocidos como “fusibles”.
- Los elementos “fusibles” deben ser capaces de desarrollar incursiones inelásticas significativas y de disipar energía durante un evento sísmico.
- Diseñar el resto de los elementos del sistema resistente a sismo con la condición de que permanezcan en el rango elástico al presentarse las fallas dúctiles (rotulas plásticas) esperadas en los “fusibles”.
- Las conexiones de los elementos “fusibles” deben ser diseñadas en función a la capacidad inelástica esperada de los mismos.
- Las conexiones del resto de los elementos del sistema resistente a sismo deben ser diseñadas para las fuerzas que se producen al presentarse las fallas dúctiles (rotulas plásticas) esperadas en los “fusibles”.

II.2 Pasos a seguir para elaborar un Diseño Sismo resistente en Acero.

Los pasos a seguir para la elaboración se toma como referencia las recomendaciones de la organización FEMA, por sus siglas en ingles “Federal Emergency Management Agency”, la cual establece los siguientes pasos para un adecuado diseño sismo resistente en acero:

- Seleccionar un tipo de sistema estructural y configuración de pórticos adecuados a la arquitectura presentada.
- Hacer un pre dimensionado de los miembros pertenecientes a los pórticos.
- Determinar los datos para poder llevar a cabo el análisis estructural tales como las cargas gravitacionales y acciones.
- Llevar a cabo el modelaje y análisis matemático de la estructura.
- Comprobar el adecuado comportamiento de los miembros seleccionados para el pórtico según las fuerzas, derivas y limitantes de estabilidad adecuadas.
- Confirmar o revisar las dimensiones de los miembros basado en los requerimientos establecidos para cada uno de los tipos de sistemas estructurales, en caso de no cumplir con dichos requerimientos se deberá redimensionar los elementos y regresar al paso anterior.
- Completar el diseño de las conexiones, rigidizadores, arriostramientos laterales, entre otros elementos que dependerán del tipo de sistema estructural elegido.

III. Clasificación de sistemas estructurales tipificados en acero, nivel de diseño y

tipo de conexiones.

Las estructuras de aceros se pueden clasificar de acuerdo a su Tipo, Nivel de Diseño y Tipo de Conexiones.

III.1. Clasificación según el tipo estructural.

Las estructuras son clasificadas en alguno de los tipos descritos a continuación y la misma estructura puede poseer más de un tipo, uno por cada una de sus direcciones ortogonales de análisis.

- Tipo pórtico resistente a momentos: Son aquellas estructuras capaces de resistir las acciones a través de deformaciones debidas a la flexión de sus vigas y columnas de acero, en este caso son las vigas y las columnas las encargadas de disipar la energía. En los sistemas resistentes a sismos estos tipos de pórticos corresponden al Tipo I de la COVENIN 1756-01 y al Special Moment Frame (SMF) en la AISC 341-05.



Figura VI. Sistema de pórtico resistente a momento.

Fuente: II curso de conexiones en estructuras metálicas, Febrero de 2011.

- Tipo pórtico con diagonales concéntricas: Son aquellos pórticos cuya estabilidad o resistencia a las acciones se obtienen por medio de diagonales que convergen en a un mismo punto, las cuales presentaran esfuerzos axiales como sus solicitaciones principales, en este tipo de pórtico son las diagonales los elementos encargados de disipar la energía. En los sistemas resistentes a sismos los pórticos con diagonales concéntricas corresponden al Tipo III de la

COVENIN 1756-01 y al Special Concentrically Braced Frame (SCBF) de la AISC 341-05.



Figura VII. Sistema de pórtico con diagonales concéntricas.

Fuente: II curso de conexiones en estructuras metálicas, Febrero de 2011.

- Tipo pórtico con diagonales excéntricas: Comprende aquellos pórticos de acero capaces de concentrar la absorción y disipación de energía en un segmento de viga dúctil, denominado viga eslabón, a través de diagonales excéntricas. Las diagonales excéntricas pueden disponerse en diversas configuraciones. En los sistemas resistentes a sismos los pórticos con arriostramientos excéntricos corresponden al Tipo IIIa de la COVENIN 1756-01 y al Excentrically Braced Frame (EBF) de la AISC 341-05.



Figura VIII. Sistema de pórtico con diagonales excéntricas.

Fuente: II curso de conexiones en estructuras metálicas, Febrero de 2011.

III.2. Clasificación según el Nivel de Diseño.

Con lo establecido en la Norma venezolana COVENIN 1756-01 en el artículo 6.2, las estructuras serán clasificadas en uno de los tres Niveles de Diseño caracterizados por sus diversas exigencias para el análisis, diseño y el detallado de los miembros y conexiones de la estructura, dichos Niveles de Diseño son los siguientes:

- Nivel de Diseño 1 (ND1): Aquellas estructuras clasificadas en este nivel de diseño no requerirán de requisitos adicionales a los establecidos para acciones gravitacionales. En las Normas AISC a las edificaciones incluidas en este Nivel de Diseño se les conoce como edificaciones Ordinarias.
- Nivel de Diseño 2 (ND2): Requiere la aplicación de los requisitos adicionales establecidos en las normas. Para las Normas AISC las estructuras dentro de este nivel de diseño se les conoce como edificaciones Intermedias.
- Nivel de Diseño 3 (ND3): Requiere de todos los requisitos adicionales para el diseño en zonas sísmicas establecidos en las normas. En las Normas del AISC a estas estructuras se les conoce como edificaciones Especiales, entre este tipo de pórticos se encuentran los sistemas SMF, SCBF y EBF.

III.3. Clasificación según el tipo de conexiones.

Las conexiones se encargan de controlar el comportamiento tanto de la estructura como de cada uno de sus elementos y se dispone de tres tipos de estructuras de acero:

- Tipo Totalmente Rígida (TR): Son aquellas estructuras que posee conexiones que tienen suficiente rigidez para que la rotación del elemento conectado este totalmente impedida al momento que se den las deformaciones, son aquellas que transmiten más del 90% del momento.
- Tipo Parcialmente Restringidas (PR): Se clasifican a las estructuras que sus conexiones permitirán la deformación parcialmente gracias a que no presentan

la suficiente rigidez como las conexiones del caso anterior, no transmiten mas del 90% del momento.

- Tipo Articulada: Estructuras que principalmente se basan en conexiones que permiten completamente la rotación de los elementos, los elementos colocados en los extremos de las vigas se conectaran únicamente para resistir fuerza cortante, no transmiten momento.

En caso de no poseer conocimiento sobre la restricción de las conexiones, como en la estructuración con conexiones flexibles (sin restricción o de extremos simplemente apoyados), en lo que respecta a cargas gravitacionales, los extremos de las vigas se conectan únicamente para resistir fuerzas cortantes y están libres de girar bajo cargas verticales, es decir, se conectan con conexiones tipo articulada.

Además los pórticos con conexiones del tipo PR cumplirán con los siguientes requisitos:

- Las conexiones y los miembros conectados son adecuados para resistir la carga gravitacional mayorada trabajando como vigas simplemente apoyadas.
- Las conexiones y los miembros conectados son adecuados para resistir las solicitaciones mayoradas debidas a las cargas laterales.
- Las conexiones tienen una capacidad de rotación inelásticas suficiente para evitar sobretensiones en los medio de unión bajo las solicitaciones mayoradas producidas por la combinación de cargas gravitacionales y laterales.

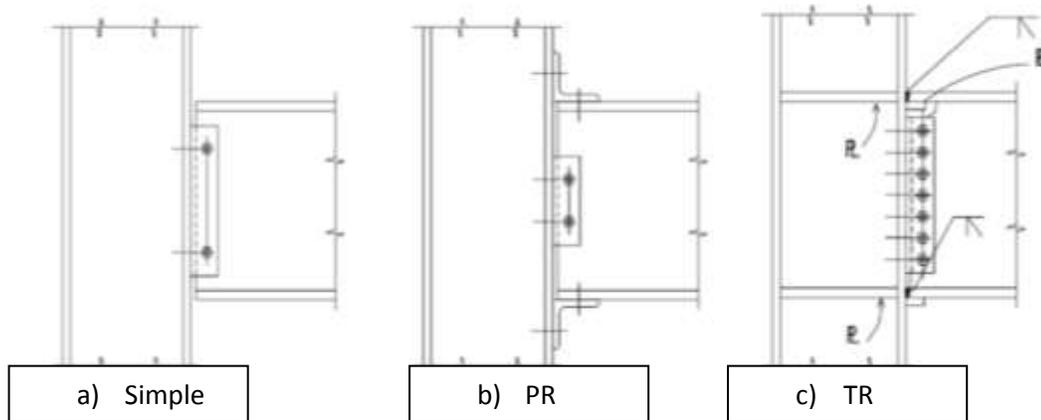


Figura IX. Conexiones en estructuras de acero.

Fuente: AISC - LRFD

IV. Casos y combinaciones de cargas de diseño.

Según la norma AISC se puede diseñar una estructura de acero según dos Métodos, el Método de las Tensiones Admisibles (ASD) o el Método de los Estados Límites (LRFD), pero en nuestro país se usa más el Método de los Estados Límites, cuyo objetivo es el de evitar en lo posible alcanzar el estado límite preestablecido para una tipología estructural dada.

Para cumplir con el objetivo antes mencionado es necesario que la demanda de rigidez, resistencia, estabilidad y de absorción, y disipación de energía sobre la estructura, sus miembros y juntas no deben exceder la capacidad en los ámbitos mencionados. Para alcanzar estos objetivos las normas multiplican las solicitaciones por factores de mayoración para cuantificar la demanda y multiplican las resistencias teóricas por factores de minoración para calcular la capacidad.

IV.1. Acciones o Casos de cargas:

Se consideraran las siguientes acciones o cargas:

- **CP:** Acciones permanentes debidas al peso propio de la estructura y de todos los materiales que estén permanentemente unidos o soportados por ella. (COVENIN 2002)
- **CV:** Acciones variables debido al uso y ocupación de la edificación, incluyendo las cargas debidas a objetos móviles y al equipamiento que puede cambiar de sitio. (COVENIN 2002)
- **CVt:** Acciones variables en techos y cubiertas. (COVENIN 2002)
- **W:** Acciones accidentales debidas al viento. (COVENIN 2003)
- **S:** Acciones accidentales debidas al sismo. (COVENIN 1756)

Cuando sean importantes, también se consideraran las siguientes acciones:

- **CE:** Acciones debidas a empujes de tierra, materiales granulares y agua presente en el suelo, sumadas a las cargas variables. (Ver COVENIN 2002)
- **CF:** Acciones debidas e fluidos de los cuales se conoce su peso, unitario, presión y máxima variación en altura, sumadas a las cargas permanentes. (Ver COVENIN 2002)
- **CT:** Acciones reológicas o térmicas, asentamientos diferenciales o combinaciones de estas acciones, sumadas a las cargas permanentes. (Ver COVENIN 2002)

IV.2. Hipótesis de Solicitaciones o Combinaciones de Cargas:

Las solicitaciones mayoradas sobre la estructura, sus miembros, juntas y conexiones, así como su sistema de fundación, se determinarán según la combinación de solicitaciones que produzca el efecto más desfavorable, estas hipótesis de solicitaciones provienen de la norma CONVENIN 1756-01.

1,4CP (Ec. IV. 1)

$$1,2CP + 1,6CV + 0,5CVt \quad (\text{Ec. IV.2})$$

$$1,2CP + 1,6CVt + (0,5CV \text{ o } 0,8W) \quad (\text{Ec. IV.3})$$

$$1,2CP + 1,3W + 0,5CV + 0,5CVt \quad (\text{Ec. IV.4})$$

$$0,9CP + 1,3W \quad (\text{Ec. IV.5})$$

$$1,2CP + \gamma CV \pm S \quad (\text{Ec. IV.6})$$

$$0,9CP \pm S \quad (\text{Ec. IV.7})$$

El factor de mayoración de la Carga Variable (γ) en las combinaciones corresponde al porcentaje de la acción variable de servicio con el cual se ha calculado el peso total de la edificación de acuerdo a lo establecido en la Sección V.8 del presente trabajo.

Conforme al Artículo 8.6 de la Norma COVENIN 1756-01 se deberán incluir los efectos ortogonales de la acción sísmica:

- Las estructuras deberán diseñarse para la acción simultánea de las dos componentes ortogonales usando, para efecto de este trabajo, el valor absoluto de las solicitaciones en una dirección más 0.30 del valor de las solicitaciones en la dirección ortogonal, y viceversa.
- Se considerara la acción sísmica (S) como la combinación de las componentes horizontales (SH) más los efectos alternantes de la componente sísmica vertical, como se indica a continuación:

$$S = S_H \pm (0,2\alpha\varphi\beta A_o)CP \quad (\text{Ec. IV.8})$$

En las combinaciones especiales donde se incorpore el factor de sobre resistencia (Ω_o), puede tomarse SH como el efecto de la componente sísmica más desfavorable.

En el diseño de las estructuras de acero para todos aquellos elementos donde no se espere la incursión en el rango inelástico, o elementos que no sean “fusibles” dentro del sistema resistente a sismo, se incorporaran las siguientes combinaciones:

$$1,2CP + \gamma CV \pm \Omega_o S_H \quad (\text{Ec. IV.9})$$

$$0,9CP \pm \Omega_o S_H \quad (\text{Ec. IV.10})$$

La carga sísmica amplificada $\Omega_o S$ se utiliza para estimar las fuerzas que ocurren en cada uno de los elementos que conforman el sistema resistente a sismo, para cuando los elementos “fusibles” de la estructura incursionan en el rango inelástico.

El factor de sobre resistencia del sistema estructural dependerá de la configuración del mismo y tendrá los siguientes valores:

- Sistemas aporricados: $\Omega_o = 3.00$
- Pórticos con diagonales concéntricas o excéntricas: $\Omega_o = 2.00$

V. Estructuras tipo pórtico resistente a momentos.

V.1. Características.

Este tipo de sistema estructural espera que los miembros y conexiones de sus pórticos de acero sean capaces de deformarse de manera inelástica de manera significativa al momento de ser sometido por los efectos de las fuerzas sísmicas que trabajaran en conjunto con las cargas gravitacionales. Sus características principales serán las siguientes:

- Sistema de vigas y columnas con conexiones resistentes a momentos.
- Comportamiento a flexión y corte en vigas y flexo compresión en columnas.

En las normas AISC a estos pórticos se les conoce con el término de “*Moment Resisting Frames*” o con su abreviación MRF.



Figura X. Pórtico resistente a momento.

Fuente: II curso de conexiones en estructuras metálicas, Febrero de 2011.

V.2. Desempeño Estructural.

Son estructuras capaces de disipar energía e incursionar significativamente en el rango inelástico del material.

Sistema con poca rigidez elástica.

- Los mecanismos que pueden presentarse son:
 - ✓ Cedencia por flexión en las **Vigas**.
 - ✓ Cedencia por corte en la zona del **Panel**.
 - ✓ Cedencia por flexión y fuerza axial en **Columnas**.

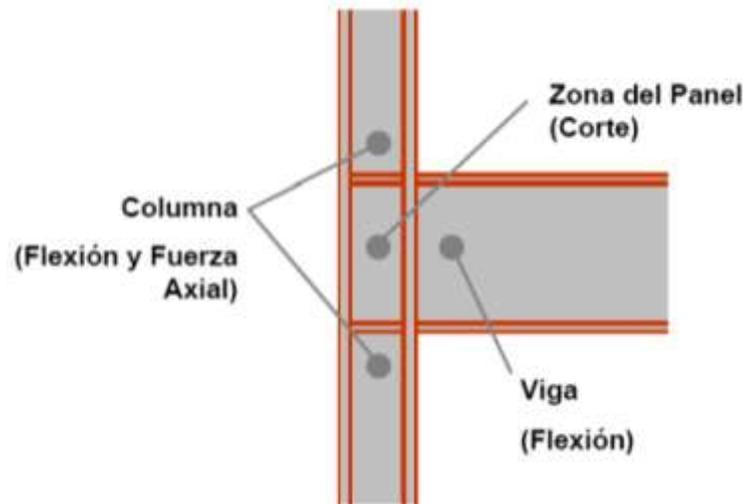


Figura XI. Posible ubicación de mecanismo en un sistema SMF.

Fuente: II curso de conexiones en estructuras metálicas, Febrero de 2011.

- Para conseguir que la estructura disipe suficiente energía es necesario que presente sus rotulas plásticas en vigas.

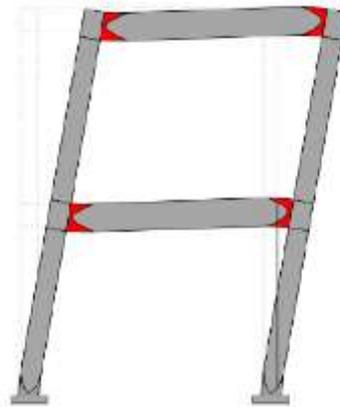


Figura XII. Pórtico con formación de rotulas plásticas.

Fuente: II curso de conexiones en estructuras metálicas, Febrero de 2011.

- La presentación de rotulas plásticas en las columnas pueden generar un entrepiso débil y provocar el colapso.

V.3. Clasificación según su nivel de desempeño sismo resistente:

- **Pórticos Especiales a Momentos o SMF (Special Moment Frame):** Son aquellos considerados en el Nivel de diseño ND3, capaces de incursionar significativamente en el rango inelástico de manera estable.
- **Pórticos Intermedios a Momentos o IMF (Intermediate Moment Frame):** Son los sistemas considerados en el Nivel de Diseño ND2, capaces de incursionar moderadamente en el rango inelástico.
- **Pórticos Ordinarios a Momentos o OMF (Ordinary Moment Frame):** Son aquellos considerados en el nivel de diseño ND1, con una capacidad de incursionar en el rango inelástico muy limitada, su diseño está basado principalmente en el rango elástico de la estructura.

V.4. Requisitos de Pórticos Especiales a Momento:

V.4.1. Disposiciones Generales:

Los Pórticos Especiales a Momento o por sus siglas en inglés SMF (Special Moment Frame) deberán satisfacer los requerimientos establecidos en el Capítulo 9 de la Parte I de la Norma AISC 341-05.

V.4.2. Conexiones vigas-columnas:

Las conexiones entre vigas y columnas usadas en sistema sismo resistente deberá satisfacer los siguientes requerimientos:

- Deben ser capaces de desarrollar una deriva de piso que sea igual o mayor a 0.04 rad.

- Deben ser diseñadas de acuerdo a la resistencia esperada a flexión de la viga conectada a la cara de la columna. Además, las conexiones deben desarrollar como mínimo un momento resistente igual a 0.80 Mp de la viga conectada, para una deriva de piso de 0.04 rad.

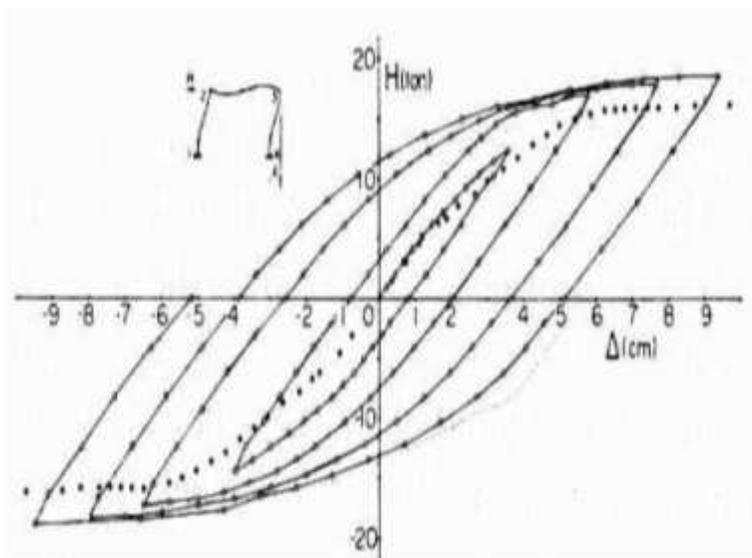


Figura XIII. Diagrama de Histéresis Típico Esperado.

Fuente: II curso de conexiones en estructuras metálicas, Febrero de 2011.

- Deben ser diseñada a corte considerando el desarrollo de rótulas plásticas en los extremos de la viga conectada:

$$V_{ub} = (2M_{pr}/L_h) + V_g \quad (\text{Ec. V.1})$$

$$M_{pr} = 1.1 R_y M_p = 1.1 R_y Z_b F_{yb} \quad (\text{Ec. V.2})$$

Dónde:

V_{ub} = Cortante actuando en la rótula plástica de la viga.

M_{pr} = Resistencia Esperada a Flexión actuando en la rótula plástica de la viga o Momento Plástico Probable en la viga.

L_h = Longitud entre rótulas plásticas.

V_g = Corte proveniente de las cargas gravitacionales mayoradas.

El diseño de las conexiones se realizará conforme con lo especificado en el Apéndice P de la Norma AISC 341-05 y en la Norma ANSI/AISC 358-05 “*Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic*”, además podrán utilizarse las Conexiones Precalificadas, que satisfacen las características para los sistemas SMF, definidas en el Apéndice P de la mencionada norma, están puede ser:

- Conexión con Planchas Extrema (End Plate):
 - ✓ De 4 pernos por ala “No rigidizada” (4E)
 - ✓ De 4 pernos por ala “Rigidizada” (4ES)
 - ✓ De 8 pernos por ala “Rigidizada” (8ES)
- Viga de Sección Reducida (RBS).
- Bolted Flange Plate (BFP).

V.4.3. Zona del Panel de conexiones vigas-columnas:

La Zona panel es aquella área definida entre la columna y la viga que llega a la misma. La resistencia requerida a corte de la Zona Panel se determina por la suma de los momentos en las caras de las columnas que será determinado por la proyección de los momentos esperados en los puntos de las rotulas plásticas en las caras de las columnas.

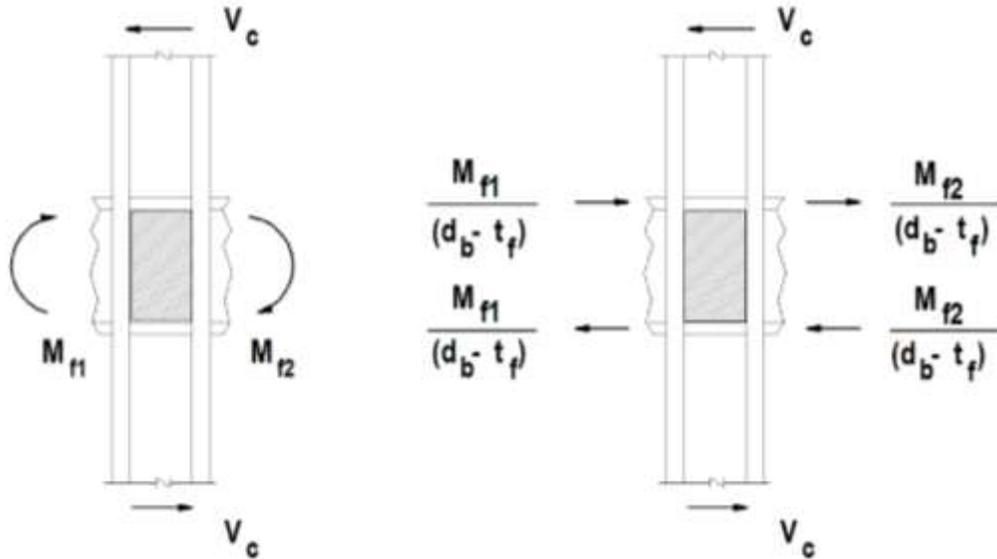


Figura XIV. Distribución de Fuerzas en la Zona del Panel.

Fuente: Ilcurso de conexiones en estructuras metálicas, Febrero de 2011.

La Resistencia Esperada a Flexión actuando en la cara de la columna (M_f) se determinara mediante la siguiente ecuación:

$$M_f = M_{pr} + V_{ub} S_h \text{ (Ec. V.3)}$$

Dónde:

M_{pr} = Momento Plástico Probable en la rótula plástica de la viga.

V_{ub} = Cortante actuando en la rótula plástica de la viga.

S_h = Distancia donde ocurre la rótula plástica, medida desde la cara de la columna (Depende de la Conexión Utilizada).

Además se deberá considerar el efecto actuante de la Resistencia Esperada a Corte en la columna (V_{uc}), el cual será determinado de la siguiente forma:

$$V_{uc} = \frac{2M_{pc}}{L_c} \text{ (Ec. V.4)}$$

$$L_c = H_c - d_b \text{ (Ec. V.5)}$$

Dónde:

M_{pc} = Resistencia Esperada a Flexión en la columna.

L_c = Luz libre de la columna.

Resistencia Esperada a Flexión en la columna (M_{pc}) se calcula con la siguiente ecuación:

$$M_{pc} = Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) \quad (\text{Ec. V.6})$$

Dónde:

P_{uc} = Carga Axial Mayorada actuando en la columna.

A_g = Área gruesa de la columna.

El diseño de la Zona Panel se determinara de la siguiente forma:

$$R_u \leq \phi_v R_v \quad (\text{Ec. V.7})$$

La Resistencia Requerida por Corte (R_u) será determinada por la fórmula:

$$R_u = \frac{\Sigma M_f}{(d_b - t_f)} - V_{uc} \quad (\text{Ec. V.8})$$

La Resistencia Nominal basada en el estado límite de cedencia por corte (R_v) será determinada según lo especificado en la sección J10.6 de la Norma AISC 360-05 “*Specification for Structural Steel Buildings*”, con las siguientes ecuaciones:

$$P_y = A_g F_y \quad (\text{Ec. V.9})$$

Si no se considera en el análisis el efecto de la deformación de la zona panel en la estabilidad del marco:

Si $P_u \leq 0.4 P_y$ en la columna:

$$R_n = 0,6 F_y d_c t_w \quad (\text{Ec. V.10})$$

Si $P_u > 0.4 P_y$ en la columna:

$$R_v = 0,6 F_y d_c t_w \left[1,4 - \frac{P_u}{P_y} \right] \quad (\text{Ec. V.11})$$

Si se considera en el análisis el efecto de la deformación de la zona panel en la estabilidad del marco:

Si $P_u \leq 0.75 P_y$ en la columna:

$$R_v = 0,6 F_y d_c t_p \left[1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right] \quad (\text{Ec. V.10})$$

Si $P_u > 0.75 P_y$ en la columna:

$$R_v = 0,6F_y d_c t_p \left[1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right] \left[1,9 - \frac{1,2P_u}{P_y} \right] \quad (\text{Ec. V.11})$$

Dónde:

d_c = Altura de Columna.

t_w = Espesor del Alma de la Columna.

P_y = Rendimiento de la Columna a Fuerza Axial.

El espesor individual de las almas de la columna y de las planchas adosadas, cuando sean utilizadas, deberá satisfacer la condición:

$$t \geq \frac{d_z + w_z}{90} \quad (\text{Ec. V.12})$$

Dónde:

t = Espesor de la plancha adosada.

d_z = Altura de la zona de panel entre las planchas de continuidad.

w_z = Ancho de la zona panel entre las alas de la columna.

Además el espesor total de la zona del panel cumplirá con la formula antes descrita cuando se prevenga el pandeo local del alma de la columna y las planchas adosadas por medio de soldaduras de tapón entre ellas.

Las planchas adosadas se soldaran a las alas mediante soldadura de ranura de penetración completa o soldadura de filete, dependiendo de la geometría del perfil, capaces de desarrollar la resistencia minorada a corte del espesor total de las planchas adosadas. Cuando las planchas adosadas se coloquen contra el alma de la columna, se soldarán a todo lo ancho de la plancha en sus bordes superior e inferior para desarrollar proporcionalmente el total de las fuerzas transmitidas por la plancha adosada. Cuando las planchas adosadas se coloquen alejadas del alma de la columna, se colocaran simétricamente en par y soldadas a las planchas de continuidad para desarrollar la porción de la fuerza total que se transmite a las planchas adosadas.

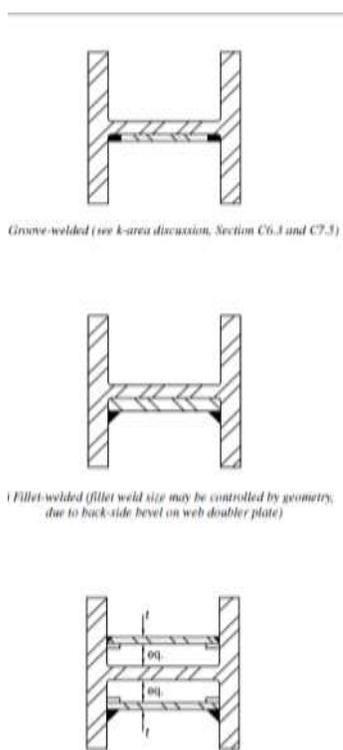


Figura XV. Colocación y Soldadura en planchas adosadas al alma de la columna.

Fuente: AISC 341 - 05

V.4.4. Limitaciones en vigas:

Las vigas deberán cumplir con los siguientes requisitos:

- Alas de Vigas: No se permiten cambios drásticos en las alas de las vigas en zonas de rótulas plásticas, a menos que se demuestre a través de ensayos calificados que la misma puede lograr en dicha región incursiones inelásticas estables.
- Relación Ancho-Espesor: Las secciones deben ser compactas sísmicas (λ_{ps}), a fin de limitar el pandeo local.

Los valores límites establecidos para evitar el pandeo de las secciones de las vigas en las rótulas plásticas, están especificados en la Tabla I-8-1 “*Limites de la relación Ancho-Espesor en Elementos a Compresión*” el Capítulo 8 en la Parte I de la Norma AISC 341-05. Para los perfiles laminados con sección I o H los valores limites serán:

Alas de Vigas:

$$\frac{b_{fb}}{2t_{fb}} \leq 0,3 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{Ec. V.13})$$

Almas de Vigas:

$$\frac{h}{t_{wb}} \leq 2,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{Ec. V.14})$$

V.4.5. Limitaciones en columnas:

Las columnas deberán cumplir con los siguientes requisitos:

- Relación Ancho-Espesor: Las secciones deben ser compactas sísmicas (λ_{ps}), a fin de limitar el pandeo local.

Los valores límites establecidos para evitar el pandeo de las secciones de las columnas, están especificados en la misma tabla que para el caso de las vigas.

Para los perfiles laminados con sección I o H (Doble T), los valores límites serán:

Alas de Columnas:

$$\frac{b_{fc}}{2t_{fc}} \leq 0,3 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{Ec. V.15})$$

Almas de Columnas:

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_y} \leq 0,125$$

$$\frac{h}{t_{wc}} \leq 3,14 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left[1 - 1,54 \frac{P_u}{\phi P_y} \right] \quad (\text{Ec. V.16})$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_y} > 0,125$$

$$\frac{h}{t_{wc}} \leq 1,12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left[2,33 - \frac{P_u}{\phi P_y} \right] > 1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{Ec. V.17})$$

V.4.6. Planchas de Continuidad:

En las uniones Viga-Columna en sistemas SMF deben incorporarse planchas de continuidad de conformidad a las conexiones precalificadas utilizadas y siguiendo los parámetros mínimos para determinar el espesor de las Planchas de Continuidad (t_{cp}) que se describen a continuación:

- Para las uniones de Vigas-Columnas en una sola cara el espesor de Plancha de Continuidad debe ser como mínimo la mitad del espesor del ala de la viga que se conecta a la columna.
- Para uniones de Viga-Columnas en ambas caras el espesor de la Plancha de Continuidad debe ser como mínimo el mayor de los espesores de las alas de las vigas conectadas a la columna.

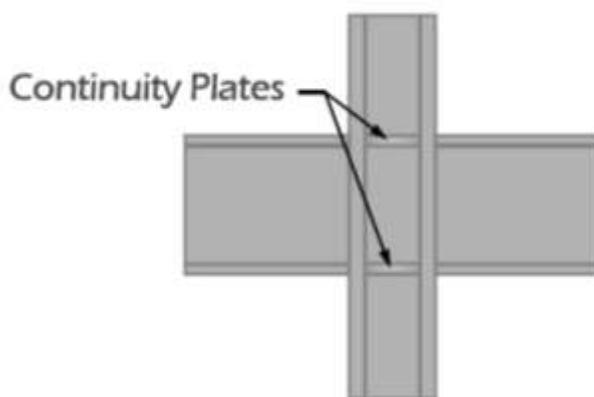


Figura XVI. Planchas de continuidad en conexiones de dos viga a las alas de la columna.

Fuente: II curso de conexiones en estructuras metálicas, Febrero de 2011.

- Se pudiera omitir el uso de Planchas de Continuidad si se presentan las siguientes condiciones:
 - ✓ Si al realizar el Análisis y Diseño de la Conexión Precalificada, no son requeridas las planchas de continuidad para las fuerzas concentradas en la Columna debido a los Momentos Máximos Probables provenientes de las vigas.
 - ✓ Si se cumple que:

$$t_{fc} \geq 0,4 \sqrt{1,8 b_{fb} t_{fb} \frac{R_{yb} F_{yb}}{R_{yc} F_{yc}}} \quad (\text{Ec. V.18})$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{fb}}{6} \quad (\text{Ec. V.19})$$

Dónde:

t_{fc} = Espesor del Ala de la Columna.

b_{fb} = Ancho del Ala de la Viga.

t_{fb} = Espesor del Ala de la Viga.

R_{yb} = Factor de sobre-resistencia en Vigas.

R_{yc} = Factor de sobre-resistencia en Columnas.

V.4.7. Relación de Momentos Columna-Viga:

Para establecer un Criterio de Columna Fuerte – Viga Débil, debe cumplirse en cada junta la Relación de Momentos presentadas, salvo algunas excepciones.

$$\sum \frac{M_{pc}^*}{M_{pb}^*} > 1 \quad (\text{Ec. V.20})$$

Dónde:

$\sum M_{pc}^*$ = 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.

$\sum M_{pb}^*$ = 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.

La forma de calcular cada uno de estos momentos proyectados en el punto de intersección es la siguiente:

$$M_{pb}^* = M_{pr} + V_{ub} \left(S_h + d_c/2 \right) \quad (\text{Ec. V.21})$$

Dónde:

M_{pr} = Resistencia Esperada a Flexión actuando en la rótula plástica de la viga.

V_{uv} = Resistencia Esperada a Corte actuando en la rótula plástica de la viga

S_h = Distancia donde ocurre la rótula plástica, medida desde la cara de la columna.

d_c = Ancho de la columna (Medido de cara a cara donde llegan las vigas).

$$M_{pc}^* = M_{pc} + V_{uc} \left(d_b/2 \right) \quad (\text{Ec. V.22})$$

Dónde:

M_{pc} = Resistencia Esperada a Flexión en la columna incluyendo la Carga Axial Mayorada.

V_{uc} = Resistencia Esperada a Corte de la columna actuando en la cara de la viga.

d_b = Ancho de la viga.

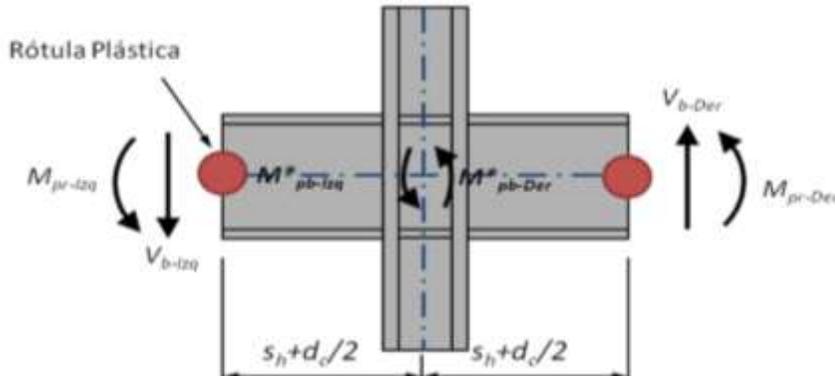


Figura XVII. Cálculo de M^*_{pb} .

Fuente: II curso de conexiones en estructuras metálicas, Febrero de 2011.

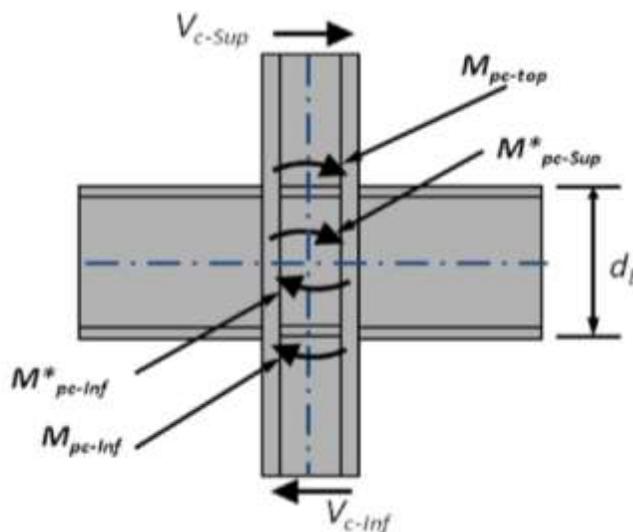


Figura XVIII. Cálculo de M^*_{pc} .

Fuente: II curso de conexiones en estructuras metálicas, Febrero de 2011.

De no cumplirse esta Relación de Momentos presentada, que asegura el Criterio de Columna Fuerte- Viga Débil, podría generarse un mecanismo de colapso al desarrollarse rótulas plásticas en columnas del mismo nivel.

Las excepciones para la cual no aplica este requerimiento son las siguientes:

- Cuando la fuerza axial mayorada actuando en la columna (P_u) sea menor al 30% del rendimiento a fuerza axial de la columna ($0.30P_y$) para todas las combinaciones de cargas que no incluyan carga sísmica mayorada por sobre resistencia de la estructura y además se cumplan cualquiera de las condiciones siguientes:
 - ✓ Columnas en edificios de un piso o en columnas en el último piso.
 - ✓ Columnas donde la suma de las resistencia minoradas de corte de todas las columnas exentas sea menos del 20% de la demanda por corte en el entrepiso y además la suma de las resistencias minoradas a corte de todas las columnas exentas en cada una de las líneas de columnas dentro de ese entrepiso sea menor al 33% de las solicitaciones mayoradas de corte en esa línea de columna. Para los

propósitos de esta excepción, se define línea de columnas como una sola línea de columna o líneas de columnas paralelas comprendidas dentro del 10% de la dimensión en planta perpendicular a la línea de columnas.

- En cualquier entrepiso donde la relación de resistencia minorada entre solicitaciones mayoradas sea mayor que el 50% del entrepiso superior contiguo.

V.4.8. Conexiones Viga-Columna con Arriostramiento Lateral:

En las Conexiones Vigas-Columna del sistema resistente a sismo tipo SMF, las alas de la columna se podrán arriostar lateralmente solo en el nivel de las alas superiores de las vigas, cuando se demuestre que fuera de la zona panel, la columna permanece elástica.

Se considera que la columna permanece elástica cuando la Relación de Momentos Columna Viga es mayor a 2.0.

$$\sum \frac{M_{pc}^*}{M_{pb}^*} > 2.0 \quad (\text{Ec. V.23})$$

Si la relación de Momentos Columna Viga es menor a 2.0, se aplicarán las siguientes disposiciones:

- Las alas de la columna estarán soportadas lateralmente al nivel de ambas alas de las vigas.
- El soporte lateral de cada ala de columna se diseñará para una solicitación mayorada igual al 2% de la resistencia teórica del ala de la viga.

$$0,02F_{yb}b_{fb}t_{fb} \quad (\text{Ec. V.24})$$

- Las alas de la columna se soportarán lateralmente, directa o indirectamente, por medio del alma de la columna o de las alas de las vigas perpendiculares.

V.4.9. Conexiones Viga-Columna sin Arriostamiento Lateral:

Las columnas con conexiones Viga-Columna sin soporte lateral en la dirección transversal a la del pórtico sísmico, se diseñaran utilizando la distancia entre los soportes laterales adyacentes como la altura de la columna para efectos del pandeo en dicha dirección. El diseño se realizará de acuerdo con lo especificado en el Capítulo H de la Norma AISC 360-05, excepto que:

- La sollicitación mayorada sobre la columna se calculará para las combinaciones de cargas establecidas, siendo la acción sísmica S el menor valor entre:
 - ✓ La fuerza sísmica amplificada $\Omega_0 SH$, donde SH representa la componente horizontal de la fuerza sísmica y Ω_0 el factor de amplificación sísmica, para Sistemas SMF $\Omega_0= 3$.
 - ✓ El 125% de la resistencia minorada del pórtico, calculada como la resistencia minorada a flexión de la viga o la resistencia minorada a corte de la zona panel.
- Para estas columnas, la relación de esbeltez L/r no excederá de 60.
- En dirección transversal al pórtico sísmico, el momento mayorado en la columna deberá incluir el momento generado por la fuerza en el ala de la viga, como se especifica en la sección V.4.7., más el momento de segundo orden que resulta del desplazamiento del ala de la columna.

V.4.10. Arriostamiento Lateral de Vigas:

La alas de las vigas del sistema resistente a sismos deben estar debidamente arriostradas lateralmente para controlar el pandeo lateral torsional de las mismas.

$$L_b \leq 0,086 \left(\frac{E_s}{F_y} \right) r_y \quad (\text{Ec. V.25})$$

Dónde:

L_b = Distancia entre arriostramientos laterales.

r_y = Radio de giro menor (Propiedad del Perfil Utilizado).

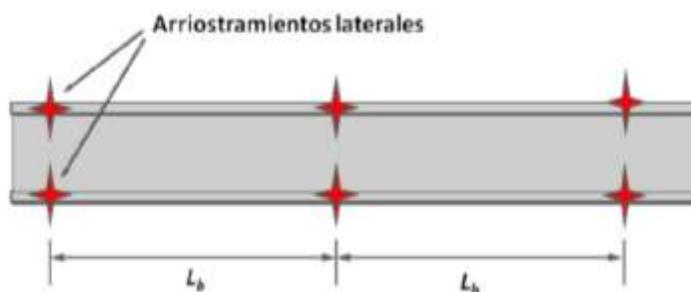


Figura XIX. Localización de Arriostramientos laterales.

Fuente: Ilcurso de conexiones en estructuras metálicas, Febrero de 2011.

Los arriostramientos laterales deberán disponer de una resistencia a compresión y una rigidez adecuada para su correcto funcionamiento.

VI. Estructuras tipo pórtico con diagonales concéntricas.

VI.1. Características:

Estos tipos de pórticos se diseñan para sistemas en Niveles de Diseño ND1 Y ND3, se espera que soporten deformaciones inelásticas significativas al momento de ser sometidos a las fuerzas sísmica de diseño, estos incluyen a los pórticos de acero con arriostramientos con diagonales concéntricas, dispuestas en X, V o V invertida, se espera que las deformaciones plásticas ocurran en los arriostramientos mientras que los otros componentes se deformen de manera elástica, además de aumentar la rigidez del pórtico. Dentro de las características principales de este tipo de sistemas estructurales están:

- Sistema de vigas, columnas y arriostramientos concéntricos.
- Sistemas con desarrollo de deformaciones y fuerzas axiales significativas.

En las normas AISC a estos pórticos se les conoce con el término de “*Concentrically Brace Frames*” o con su abreviación CBF.

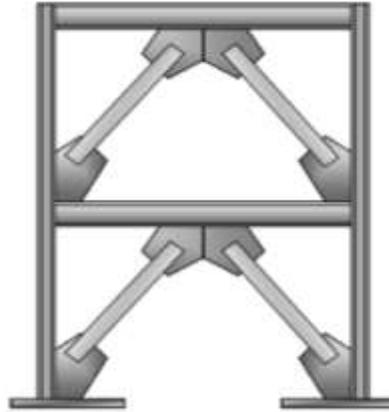


Figura XX. Pórticos con diagonales concéntricas.

Fuente: II curso de conexiones en estructuras metálicas, Febrero de 2011.

VI.2. Desempeño Estructural:

- Son sistemas capaces de disipar de energía e incursiones significativas en el rango inelástico.
- Sistema con una gran rigidez elástica.
- Las columnas y vigas permanecerán en el rango elástico.
- Los mecanismos que pueden presentarse son:
 - ✓ Cedencia en los Arriostramientos en tensión.
 - ✓ Pandeo en los Arriostramientos en compresión.

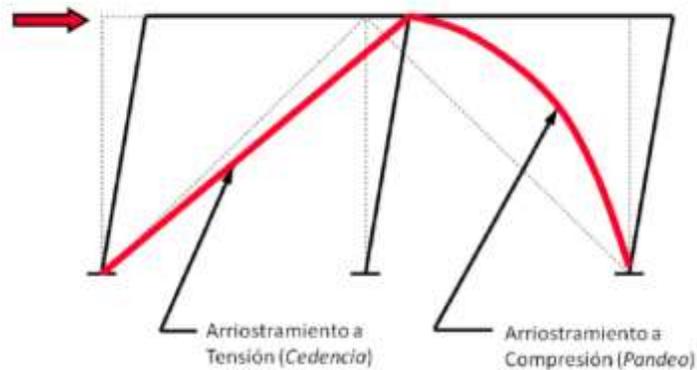


Figura XXI. Desempeño estructural de un Pórtico con Diagonales Concéntricas.

Fuente: II curso de conexiones en estructuras metálicas, Febrero de 2011.

VI.3. Diagrama de Histéresis de un Arriostramiento Concéntrico:

- Primera Fase: Se carga axialmente el elemento a compresión.
 - ✓ El arriostramiento se carga en compresión hasta su máxima capacidad (pandeo).
 - ✓ Al continuar cargando en compresión su resistencia decae y su deformación sigue aumentando. Se forma una rotula plástica en flexión en la zona central del elemento (Debido al momento producido por efecto $P-\Delta$ en el miembro).
- Segunda Fase: Se descarga axialmente el elemento.
 - ✓ Se deja de cargar y se puede notar la representación de la deformación permanente, producto de haber superado su capacidad elástica a compresión.
- Tercera Fase: Se carga axialmente el elemento a tracción.
 - ✓ Cargando axialmente el elemento primero se endereza y luego llega a ceder en tracción.
- Cuarta Fase: Se descarga axialmente el elemento.
 - ✓ Se puede observar la deformación aun presente en el miembro.

- Quinta Fase: Se carga axialmente el elemento a compresión en un segundo ciclo.
 - ✓ Denotación de la reducción de la capacidad máxima a compresión desde el ciclo anterior.
 - ✓ Representación de la nueva capacidad a compresión para formar de nuevo la formula plástica en la zona central del elemento.

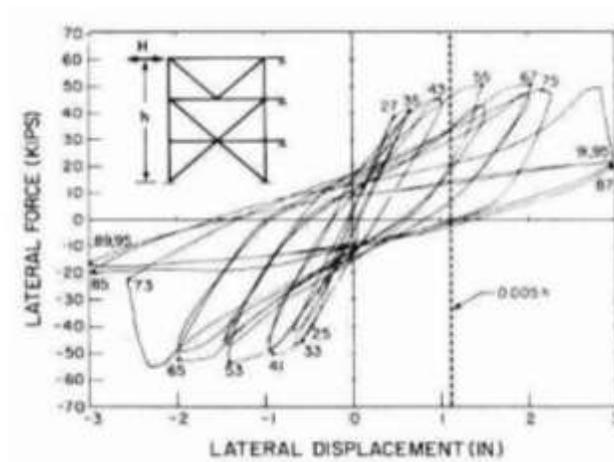


Figura XXII. Diagrama de Histéresis de un Arriostramiento Concéntrico.

Fuente: Ilcurso de conexiones en estructuras metálicas, Febrero de 2011.

VI.4. Clasificación según la disposición de los arriostramientos:

- Sistemas con Arriostramientos Simples.
- Sistemas con Arriostramientos dispuestos en V.
- Sistemas con Arriostramientos dispuestos en V Invertida.
- Sistemas con Arriostramientos dispuestos en X de uno o dos pisos.

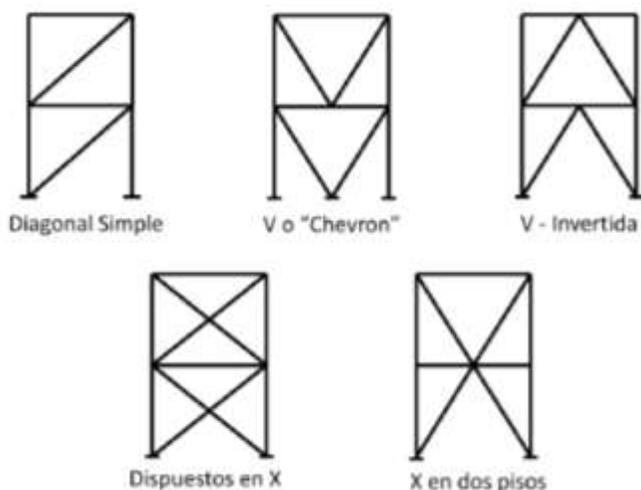


Figura XXIII. Clasificación según la disposición de los arriostramientos.

Fuente: COVENIN 1618-98.

VI.5. Clasificación según su nivel de desempeño sismorresistente:

- Pórticos Especiales con Arriostramientos Concéntricos o SCBF (*SPecial Concentrically Brace Frames*): son considerados para un Nivel de Diseño ND 3, y serán capaces de incursionar moderadamente en el rango inelástico.
- Pórticos Ordinarios con Arriostramientos Concéntricos o OCBF (*Ordinary Concentrically Brace Frames*): Son considerados para un Nivel de Diseño ND1, su capacidad inelástica es muy limitada, basa su desempeño en el rango elástico.

VI.6. *Requisitos en Pórticos Especiales con Arriostramientos*

Concéntricos:

VI.6.1 *Disposiciones Generales:*

Los Pórticos Especiales con Arriostramientos Concéntricos o SCBF deberán satisfacer los requerimientos establecidos en el Capítulo 13 de la Parte I de la Norma AISC 341-05.

- Se debe diseñar el pórtico de manera tal que se limite el comportamiento inelástico a los arriostramientos, en estos casos, los arriostramientos son los “fusiles”, del pórtico y son los elementos más débiles.
- Los arriostramientos se deben seleccionar para tener una buena disipación de energía y además no presentar fallas locales.
- Diseñar las conexiones de los arriostramientos para las máximas fuerzas y deformaciones posibles producidas por los ciclos de cedencia y pandeo.
- Tomarse en cuenta los criterios de desplazabilidad con respecto a los arriostramientos seleccionados.
- El resto de los componentes de la estructura serán diseñados tomando en consideración las fuerzas que pudiera generar el arriostramiento seleccionado.

VI.6.2 *Esbeltez en Arriostramientos:*

Los arriostramientos deben tener una relación de esbeltez muy controlada, a fin de limitar el pandeo local. Estas se limitaran según la condición del sistema:

- Condición A: La resistencia disponible de las columnas debe ser mayor o igual a la demanda impuesta en las mismas, considerando la amplificación de la fuerza sísmica condicionada por el factor Ω_0 , que es igual a 2 para este tipo de sistemas SCBF.

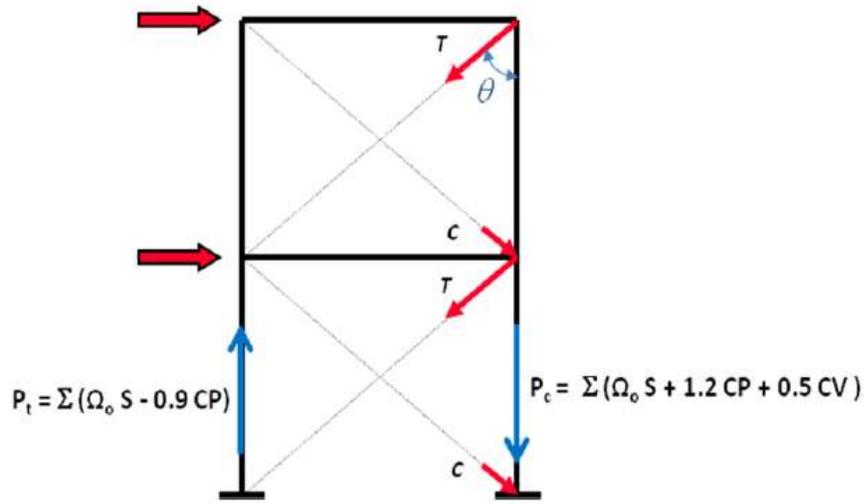


Figura XXIV. Demanda en columnas para la Condición A.

Fuente: II curso de conexiones en estructuras metálicas, Febrero de 2011.

- Condición B: La resistencia disponible de las columnas debe ser mayor o igual a la demanda impuesta en las mismas, considerando el equilibrio del pórtico, la resistencia esperada en cada uno de los arriostramientos condicionada por el factor R_y a tracción y el efecto del post-pandeo a compresión.

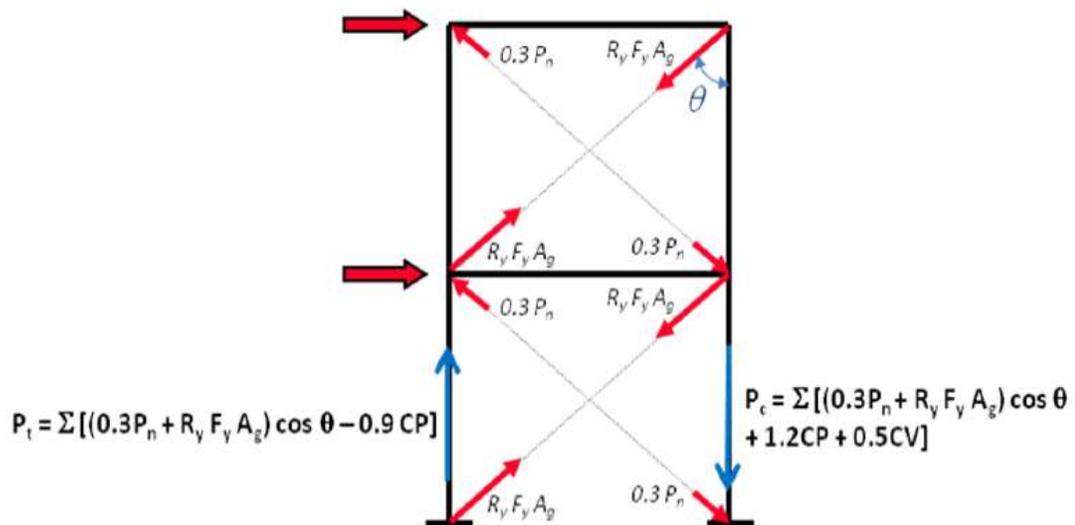


Figura XXV. Demanda en columnas para la Condición B.

Fuente: II curso de conexiones en estructuras metálicas, Febrero de 2011.

La relación de esbeltez máxima aplicable si se cumple con la Condición A y la Condición B será:

$$\lambda \leq 4 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad (\text{Ec. VI.1})$$

Mientras que la relación de esbeltez máxima aplicable solo si se cumple con la Condición B será:

$$4 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \leq \lambda \leq 200 \quad (\text{Ec. VI.2})$$

Dónde:

λ = Esbeltez del perfil. (Ec. I.5).

E_s = módulo de elasticidad del acero.

F_y = Esfuerzo cedente del acero

VI.6.3 Resistencia Requerida en Arriostramientos:

La Resistencia requerida se determinara a partir de las diferentes combinaciones de carga definidas por la Norma y la Resistencia de diseño del miembro se determinara utilizando la tensión cedente mínima especificada.

Para los arriostramientos la resistencia minorada a tracción debe ser mayor o igual a la carga actuante, donde la resistencia esperada en cedencia en tracción se define como:

$$P_t = R_y F_y A_g \quad (\text{Ec. VI.3})$$

La resistencia requerida en compresión de los arriostramientos será:

$$P_c = 1,1 R_y P_n = 1,1 R_y F_{cr} A_g \quad (\text{Ec. VI.4})$$

La resistencia nominal a compresión (P_n) será determinada por lo especificado en la sección de diseño de miembros a compresión.

La conexión del arriostramiento deberá satisfacer una resistencia requerida de momento, en el eje crítico de pandeo, igual a:

$$M_{\max} = 1,1 R_y M_p \text{ (Resistencia en flexion). } (\text{Ec. VI.5})$$

A menos que se tomen medidas especiales para permitir una rotación inelástica y debe desarrollar la resistencia cedente esperada del arriostramiento.

VI.6.4 *Distribución de Fuerzas Laterales:*

Se deben disponer de los arriostramientos de manera tal que sin importar cuál sea la dirección de la fuerza estos resistan por lo menos el 30% pero no más del 70%, por lo tanto lo más usual es colocar los arriostramientos a lo largo de cualquier línea resistente en direcciones alternadas, a menos que la resistencia teórica (N_t), de cada arriostramiento comprimido sea mayor que la sollicitación mayorada que resulta al aplicar las combinaciones que incluyen la carga sísmica amplificada.

Esto quiere decir que la dirección de los arriostramiento debe de estar alternada con el propósito de obtener una respuesta estructural estable y similar, en ambos sentidos de la acción sísmica, tal como se indica en la siguiente figura.

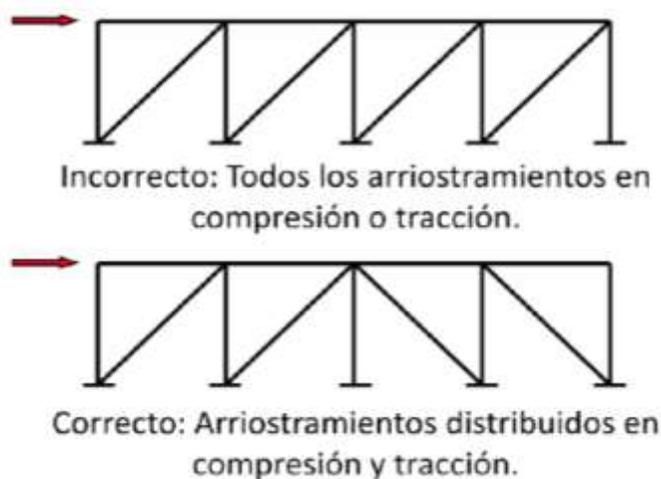


Figura XXVI. Distribución de Arriostramientos en Pórticos.

Fuente: II curso de conexiones en estructuras metálicas, Febrero de 2011.

Se define como línea de arriostramiento, una línea única o líneas paralelas que no se desvíen en planta más de 10% de la dimensión de la edificación perpendicular a la línea de arriostramiento.

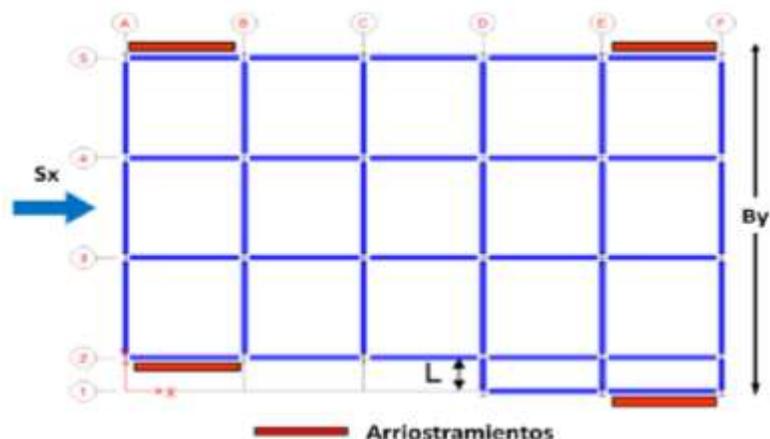


Figura XXVII. Distribución de Arriostramientos en Planta.

Fuente: II curso de conexiones en estructuras metálicas, Febrero de 2011.

Para que el arriostramiento en el eje 1 pertenezca a la misma línea de resistencia que el del eje 2, la longitud L debe ser menor o igual a $0.10B_y$.

VI.6.5 Limitaciones en Arriostramientos:

Los arriostramientos deberán cumplir con los siguientes requisitos:

- **Relación Ancho-Espesor:** Las secciones deben ser compactas sísmicas (λ_{ps}), a fin de limitar el pandeo local. Los valores límites establecidos para evitar el pandeo de las secciones de los arriostramientos, están especificados en la Tabla I-8-1 “*Limites de la relación Ancho-Espesor en Elementos a Compresión*” el Capítulo 8 en la Parte I de la Norma AISC 341-05. Para los perfiles laminados con sección I, los cuales son los más usados, los valores límites serán y cumplirán con las mismas relaciones que las columnas de los sistemas SMF, especificadas en la sección de limitaciones en columnas

VI.6.6 *Limitaciones en columnas:*

Las columnas deberán cumplir con los siguientes requisitos:

- Relación Ancho-Espesor: Las secciones deben ser compactas sísmicas (λ_{ps}), a fin de limitar el pandeo local. Y cumplirán con las mismas relaciones que las columnas de los sistemas SMF, especificadas en la sección de limitaciones en columnas.

VI.6.7 *Resistencia Requerida en Conexiones de Arriostramientos:*

- La sollicitación en las conexiones de arriostramientos, incluyendo las uniones viga-columna que son parte del sistema de arriostramiento, deberá ser el menor de los siguientes valores:
 - ✓ La resistencia teórica esperada en el arriostramiento a tracción (P_t).
 - ✓ La fuerza máxima que el sistema puede transferir al arriostramiento obtenida del análisis no lineal.
- La sollicitación a flexión de la conexión para arriostramientos empotrados, donde las rotulas plásticas se forman en el centro y en los extremos del miembro, será igual a la resistencia a flexión esperada en el arriostramiento (M_p), en estas conexiones el momento es transmitido a los miembros de están unidos a la misma.
- En los arriostramientos articulados la rotulas plásticas a flexión se forman sólo en el centro del miembro. Esto genera que los arriostramientos no transmitan momentos a la conexión y a los miembros unidos a la misma.

Para que la conexión sea del tipo articulada se debe generar una distancia entre el eje de rotación y el extremo del arriostramiento igual a 2 veces el espesor de la plancha que se utilizara como conexión o “Plancha Nodo”.

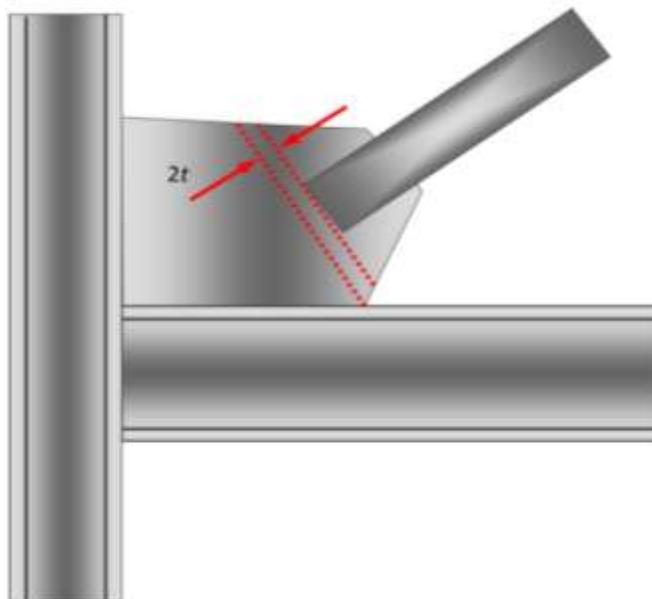


Figura XXVIII. Plancha Nudo.

Fuente: II curso de conexiones en estructuras metálicas, Febrero de 2011.

- La resistencia requerida a compresión de la conexión debe ser igual o mayor a la resistencia máxima esperada a compresión del arriostramiento.

VI.6.8 *Requerimientos Especiales en Configuraciones con*

Arriostramientos Tipo V y Tipo V Invertida:

Adicionalmente a las especificaciones anteriormente mencionadas se incorporaran las siguientes condiciones para los sistemas SCBF con arriostramientos Tipo V y Tipo V Invertida.

- La resistencia requerida de las vigas interceptadas por los arriostramientos, sus conexiones y miembros de soporte, deberá ser determinada de acuerdo a las combinaciones de carga aplicables para el diseño de edificaciones, considerando que los arriostramientos no generan soporte a las vigas para las cargas gravitacionales (permanentes y variables). Para las combinaciones que

incluyen la carga sísmica amplificada, la misma se calculará considerando lo siguiente:

- ✓ Fuerza en arriostramientos a tracción de la ecuación VI.3 ($P_t = R_y F_y A_g$)
- ✓ Fuerza en arriostramientos a compresión: $0.3 P_n$

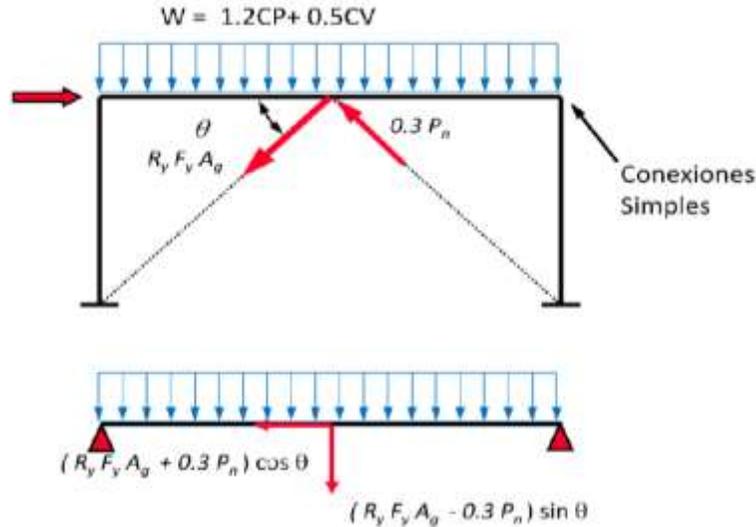


Figura XXIX. Distribución de fuerzas en el sistema viga-arriostramiento.

Fuente: Ilcurso de conexiones en estructuras metálicas, Febrero de 2011.

- Las vigas deben ser continuas entre las columnas, y provistas de soporte lateral.
- Ambas alas de la viga deben estar soportadas lateralmente a una distancia menor que el límite L_{pd} .

$$L_{pd} = \left[0,12 + 0,076 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] \left(\frac{E_s}{F_y} \right) r_y \quad (\text{Ec. VI.6})$$

Dónde:

L_{pd} = Distancia mínima entre soportes laterales.

M_1 = Menor Momento actuando en la viga sin soporte laterales.

M_2 = Mayor Momento actuando en la viga sin soporte laterales.

r_y = Radio de giro menor.

- Ambas alas de la viga deben estar soportadas lateralmente en el punto de intersección de los arriostramientos concéntricos.

VI.6.9 *Requerimientos Especiales en Configuraciones con*

Arriostramientos

Tipo K:

Los arriostramientos Tipo K están prohibidos en los sistemas SCBF debido a que generan un mecanismo por la falla de la columna.

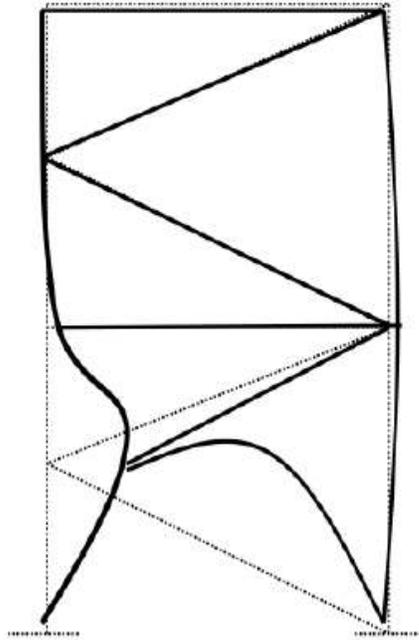


Figura XXX. Arriostramientos Tipo K.

Fuente: II curso de conexiones en estructuras metálicas, Febrero de 2011.

VI.6.10 *Empalmes en Columnas:*

Los empalmes en columnas deberán diseñarse con la capacidad de desarrollar el 50% de la menor resistencia a flexión de los miembros empalmados. La resistencia

requerida por corte en los empalmes de columnas se establece considerando la resistencia esperada correspondiente a los momentos plásticos de la columna en sus extremos, según la siguiente ecuación:

$$V_{uc} = \sum M_{pc} / H \quad (\text{Ec. VI.7})$$

Donde:

M_{pc} = Resistencia Esperada a Flexión en la columna.

H = Altura de entrepiso.

VI.6.11 Zonas protegidas:

Las zonas protegidas en los arriostramientos pertenecientes a sistemas SCBF incluirán las conexiones de los arriostramientos, una distancia adyacente a cada conexión igual a la dimensión del arriostramiento en la dirección crítica de pandeo y un cuarto central de la longitud del arriostramiento, se puede observar en la siguiente figura:

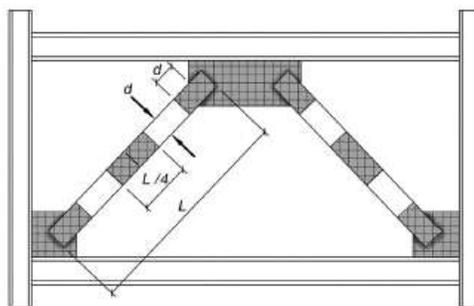


Fig. C-I-13.6. Protected zone of inverted-V braced frame.

Figura XXXI. Zona protegida en sistemas de arriostramiento concéntrico.

Fuente: AISC 341-05

VII. Estructuras tipo pórtico con diagonales excéntricas.

VII.1. Características:

Estos tipos de pórticos se diseñan para sistemas en Niveles de Diseño ND3 únicamente, se espera que soporten deformaciones inelásticas significativas en los elementos llamados eslabones al momento de ser sometidos a las fuerzas sísmica de diseño, se espera que las deformaciones plásticas ocurran en los eslabones, siendo estos los elementos más débiles del sistema estructural y haciendo el trabajo de “fusible” del pórtico, mientras que los otros componentes, como arriostramientos diagonales, columnas y vigas se deseen para permanecer en el rango elástico bajo las máximas fuerzas que pudieran generar los eslabones al momento de ceder completamente y se encuentren en el rango de endurecimiento con deformación. Dentro de las principales características de este tipo de pórticos se encuentran:

- Sistema de Columnas, Vigas y Arriostramientos Excéntricos.
- Sistema híbrido entre SMF y SCBF.
- Comportamiento a flexión y corte en Viga-Eslabón.
- Desarrollo de deformaciones axiales en columnas y arriostramientos.

Para aquellas edificaciones que posean más de cinco pisos se podrá estructurar el entrepiso más alto con diagonales concéntricas y aun así considerarlo como parte integrante del pórtico con diagonales excéntricas para los propósitos de determinar los factores de sobre resistencia y el factor de reducción de respuesta.

Es necesario considerar el dimensionado del eslabón tomando en cuenta la fuerza de diseño según la norma que se esté aplicando, realizando un detallado preciso de los rigidizadores y arriostramientos laterales para proveer una capacidad de disipación de energía deseada. Diseñando el resto de los elementos tomando la máxima fuerza que pudiera desarrollarse durante la incursión elástica del eslabon.

VII.2. Desempeño Estructural:

- El comportamiento inelástico predominara en el eslabón.
- Sistemas capaces de disipar energía e incursionar inelásticamente de manera significativa.
- Sistemas con una gran rigidez elásticas.
- Los mecanismos que pueden presentarse son:
 - ✓ Cedencia por flexión en la Viga-Eslabón.
 - ✓ Cedencia por corte en la Viga-Eslabón.

VII.3. Clasificación según la disposición de los arriostramientos:

Los pórticos con diagonales excéntricas se pueden disponer de diversas formas dependiendo de la ubicación del Eslabón, este elemento puede ubicarse en el centro de las vigas, a un costado de esta o a ambos, también puede estar dispuesto verticalmente de manera ortogonal fuera de la línea de la viga, utilizando el elemento arriostramiento para aislar al segmento de la viga que funcionara como eslabón.

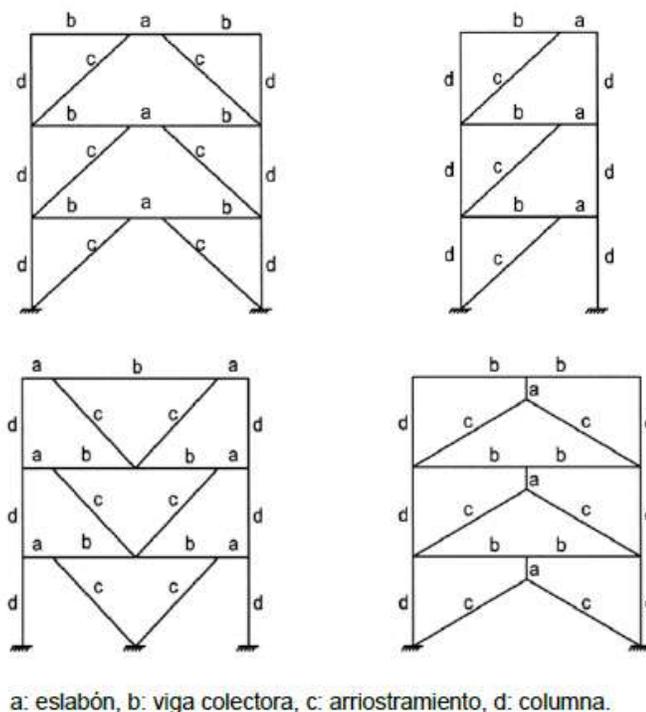


Figura XXXII. Ejemplos de Pórticos con Arriostramientos Excéntricos.

Fuente: AISC 341-05

VII.4. Clasificación según su nivel de desempeño sismorresistente:

Estos tipos de pórticos solo se diseñan para el Nivel de Diseño ND3, son clasificados como Pórticos con Arriostramientos Excentricos, en las normas AISC son conocidos como “*Eccentrically Brace Frames*” o EBF.

VII.5. Requisitos en Pórticos con Arriostramientos Excéntricos:

VII.5.1. Disposiciones Generales:

Los Pórticos con Arriostramientos Excéntricos o EBF deberán satisfacer los requerimientos establecidos en el Capítulo 15 de la Parte I de la Norma AISC 341-05.

VII.5.2. Limitaciones en Viga-Eslabón:

Las Vigas-Eslabón deberán cumplir con los siguientes requisitos:

- Relación Ancho-Espesor: Las secciones deben ser compactas sísmicas (λ_{ps}), a fin de limitar el pandeo local. Los valores límites establecidos para evitar el pandeo de las secciones “eslabón”, están especificados en la Tabla I-8-1 “*Limites de la relación Ancho-Espesor en Elementos a Compresión*” el Capítulo 8 en la Parte I de la Norma AISC 341-05 y cumplirán con las mismas relaciones que las columnas de los sistemas SMF, especificadas en la sección de limitaciones en columnas. No se permite incorporar planchas adosadas ni soldaduras de penetración en el alma de los elementos “Eslabones”.

VII.5.3. Fuerza a Corte Requerida en la Viga-Eslabón:

El diseño del elemento eslabón se realizará por su capacidad a corte, cumpliendo con los siguientes requisitos:

- El corte de diseño en el eslabón deberá ser menor o igual a la resistencia minorada a corte del perfil utilizado (ΦV_n), donde $\Phi_v = 0.90$ y V_n será el menor de los siguientes valores:
 - ✓ Cuando el eslabón fallaría por corte ($e \leq 2M_p/V_p$):
Se aplica la ecuación I.18 de la sección I.7.4 para el cálculo de la fuerza cortante.
 - ✓ Cuando el eslabón fallaría por flexión ($e > 2M_p/V_p$):
Se obtendrá el valor de resistencia esperada a flexión usando la Ecuación I.10 y se descompondrá su momento par para obtener la fuerza esperada a flexión en el eslabón utilizando la siguiente ecuación:

$$V_n = \frac{2M_p}{e} = 2ZF_y/e \quad (\text{Ec. VII.1})$$

Dónde:

V_p = Resistencia Esperada a Corte en el eslabón.

M_p = Resistencia Esperada a Flexión en el eslabón.

e = Longitud del eslabón.

- El efecto de la fuerza axial no necesita ser considerado cuando:

$$P_u \leq 0,15P_y \quad \text{(Ec. VII.2)}$$

Cuando no se cumpla el requisito anterior se deberá adicionar el efecto de la fuerza axial en eslabón ($V_n=V_{pa}$). Considerando que el valor de V_{pa} debe ser el menor de los siguientes:

$$V_{pa} = V_p \sqrt{1 - \left(\frac{P_u}{P_y}\right)^2} \quad \text{(Ec. VII.3)}$$

$$V_{pa} = \frac{2M_{pa}}{e} = \frac{2\left(1,18M_p\left[1 - \left(\frac{P_u}{P_y}\right)\right]\right)}{e} \quad \text{(Ec. VII.4)}$$

Dónde:

P_u = Carga Axial Mayorada Actuando en el Eslabón.

P_y = Rendimiento del Eslabón a Fuerza Axial.

- Además se deberá considerar que la longitud del eslabón (e) no deberá exceder los siguientes valores:

Cuando $\rho' \left(\frac{A_w}{A_g}\right) \geq 0,3$:

$$e \leq \left[1,15 - 0,5\rho' \left(\frac{A_w}{A_g}\right)\right] 1,6 \frac{M_p}{V_p} \quad \text{(Ec. VII.5)}$$

Siendo:

$$\rho' = P_u/V_u \quad \text{(Ec. VII.6)}$$

Cuando $\rho' \left(\frac{A_w}{A_g} \right) < 0,3$:

$$e \leq 1,6 \frac{M_p}{V_p} \quad (\text{Ec. VII.7})$$

Dónde:

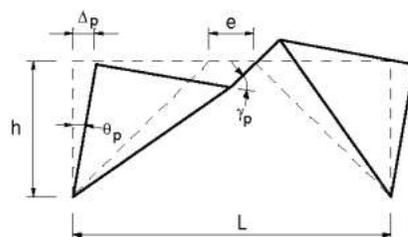
P_u = Carga Axial Mayorada Actuando en el Eslabón.

V_u = Corte Mayorado Actuando en el Eslabón.

A_w = Área del Alma del Perfil.

VII.5.4. *Rotación Plástica en la Viga-Eslabón:*

En pórticos con arriostramientos excéntricos, se define como rotación plástica al cambio permanente en el valor del ángulo medido en el punto de intersección de la recta que conecta el eje baricéntrico de la viga o eslabón en el punto de inflexión, con el centroide de la conexión a la cara de la columna. La rotación máxima del eslabón será determinada con la deriva máxima de entrepiso de diseño considerada.



$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p$$

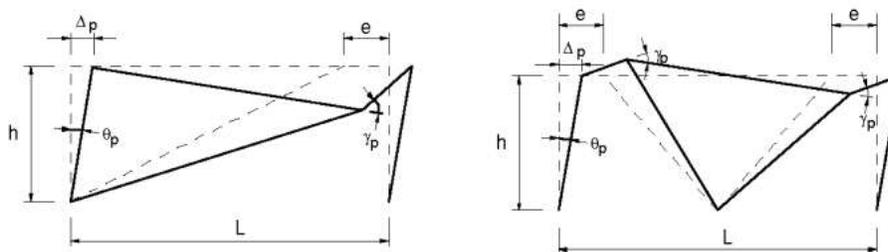


Figura XXXIII. Rotación plástica del eslabón.

Fuente: AISC 341-05

La rotación máxima del eslabón (γ_p) está definida por las siguientes condiciones:

- 0.08 rad si la longitud del eslabón (e) es menor o igual a $1.6 M_p/V_p$.
- 0.02 rad si la longitud del eslabón (e) es mayor o igual a $2.6 M_p/V_p$.
- La interpolación lineal entre 0.02 y 0.08 para valores de longitud de eslabón entre los límites establecidos.

Dónde:

V_p = Resistencia Esperada a Corte en el eslabón.

M_p = Resistencia Esperada a Flexión en el eslabón.

e = Longitud del eslabón.

VII.5.5. Rigidizadores en la Viga-Eslabón:

Las Vigas Eslabón requieren el uso de rigidizadores en el alma de estos elementos, deben ser completos y a ambos lados del alma. Siempre se colocaran rigidizadores al principio y final del eslabón. El ancho de los rigidizadores combinados no debe ser menor a:

$$b_{\text{ptotal}} = (b_f - 2t_w) \quad (\text{Ec. VII.8})$$

Sus espesores mínimos deben ser:

$$t_{\text{pmin}} = \text{Max} (0.75 t_w \text{ o } 10\text{mm.}) \quad (\text{Ec. VII.9})$$

Los rigidizadores intermedios se colocaran a una separación mínima que depende de la longitud del eslabón (e):

- Cuando $e \leq 1,6 \frac{M_p}{V_p}$ la separación entre rigidizadores (s) mínima será:

$$S = 30t_w - d/5 \text{ para } \gamma_p = 0.08 \text{ rad.} \quad (\text{Ec. VII.10})$$

$$S = 52t_w - d/5 \text{ para } \gamma_p \leq 0.02 \text{ rad.} \quad (\text{Ec. VII.11})$$

La interpolación de los valores anteriores para $0.02 < \gamma_p < 0.08 \text{ rad.}$

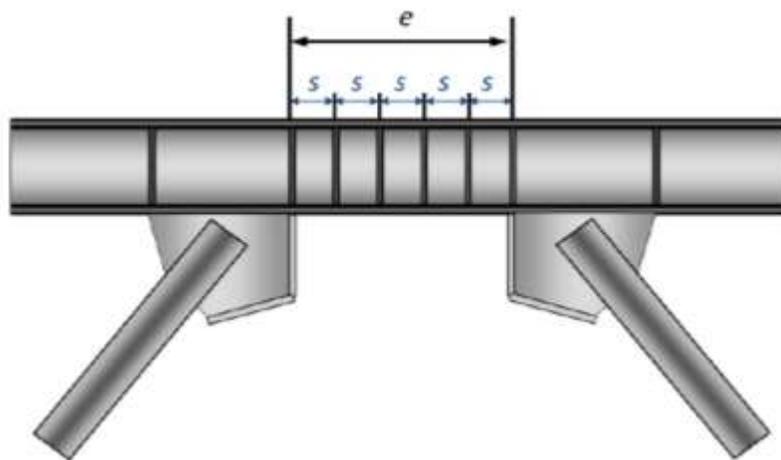


Figura XXXIV. Colocación de Rigidizadores para $e \leq 1.6M_p/V_p$.

Fuente: Ilcurso de conexiones en estructuras metálicas, Febrero de 2011.

- Cuando $2,6 \frac{M_p}{V_p} \leq e \leq 5 \frac{M_p}{V_p}$ se colocarán rigidizadores a una distancia de $1.5b_f$ de los rigidizadores colocados al principio y final del eslabón.

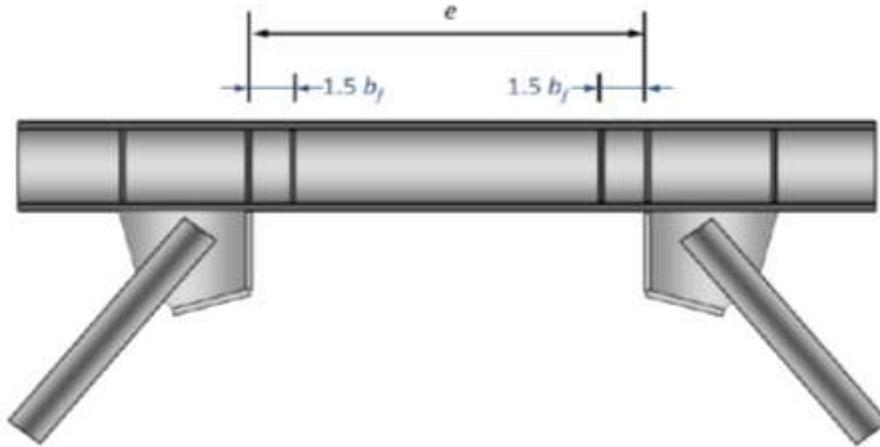


Figura XXXV. Colocación de Rigidizadores para $2.6M_p/V_p \leq e \leq 5M_p/V_p$.

Fuente: Ilcurso de conexiones en estructuras metálicas, Febrero de 2011.

- Cuando el valor de la longitud del eslabón esté entre $1,6 \frac{M_p}{V_p} \leq e \leq 2,6 \frac{M_p}{V_p}$ se colocarán rigidizadores a una distancia que cumplan con ambas condiciones anteriores.

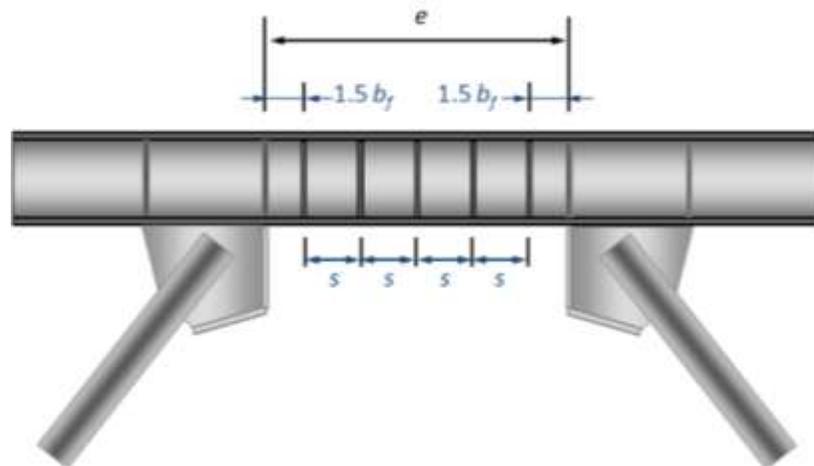


Figura XXXVI. Colocación de Rigidizadores para $1.6M_p/V_p \leq e \leq 2.6M_p/V_p$.

Fuente: Ilcurso de conexiones en estructuras metálicas, Febrero de 2011.

- Cuando el valor de la longitud del eslabón exceda $e > 5 \frac{M_p}{V_p}$ no hace falta la colocación de rigidizadores en este elemento.

La resistencia de la soldadura que conecta los rigidizadores al alma del eslabón será al menos:

$$R_n = A_{st} F_y \quad (\text{Ec. VII. 12})$$

Para la soldadura en las alas del eslabón será al menos:

$$R_n = A_{st} F_y / 4 \quad (\text{Ec. VII.13})$$

Siendo:

A_{st} = el área transversal de los rigidizadores conectados.

VII.5.6. *Conexiones Viga-Eslabón con Columnas:*

Donde exista una conexión entre el eslabón y una columna, esta debe ser capaz de desarrollar la rotación según se especifica en la sección *de conexiones viga-columna*. La resistencia a corte de esta conexión será la igual a la menor Resistencia Esperada a Corte en el eslabón (V_n) según se especifica en la sección VII.5.3.

VII.5.7. *Arriostramientos Laterales en Viga-Eslabón:*

Se arriostarán lateralmente ambas alas en los extremos de la viga eslabón.

Cada uno de estos arriostramientos o soportes laterales tendrán una resistencia minorada (ΦP_b) mayor o igual a:

$$P_b = 0,06 \frac{M_r}{h_o} \quad (\text{Ec. VII.14})$$

$$h_o = d - t_f \quad (\text{Ec. VII.15})$$

Dónde:

M_r = Resistencia Esperada a Flexión en el Eslabón.

h_o = Distancia entre los Centroides de las Alas del Eslabón.

d = Altura del perfil.

t_f = Espesor del ala.

VII.5.8. Arriostramientos Diagonales:

Los arriostramientos diagonales cumplirán con los valores límites de las relaciones ancho/espesor para secciones compactas (λ_p), a fin de limitar el pandeo local.

Alas de Arriostramientos:

$$\frac{b_f}{2t_f} = 0,38 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad (\text{Ec. VII.16})$$

Almas de Arriostramientos:

$$\frac{h}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad (\text{Ec. VII.17})$$

La sollicitación combinada de fuerza normal y momentos actuando en el arriostramiento diagonal será igual a la fuerza normal y momentos generados por la resistencia teórica al corte esperado en la viga eslabón multiplicado por 1.25 para tomar en cuenta las deformaciones por endurecimiento en la viga eslabón y deberá ser menor o igual a la resistencia del arriostramiento a fin de garantizar la estabilidad del pórtico. En resumen la resistencia del arriostramiento debe calcularse a fin de satisfacer:

$$V_{u-esp} = 1,25R_yV_n \quad (\text{Ec. VII.18})$$

$$M_{u-esp} = \frac{eV_{u-esp}}{2} \quad (\text{Ec. VII.19})$$

Dónde:

V_n = Resistencia Esperada a Corte en el Eslabón.

e = Longitud del Eslabón.

Las planchas de conexiones de los arriostramientos deberán ser revisadas de tal forma que puedan resistir la siguiente fuerza:

$$P_u = 1,1R_y P_n \quad (\text{Ec. VII.20})$$

Dónde:

P_n = Resistencia a Carga Axial del Arriostramiento.

VII.5.9. Vigas fuera del Eslabón:

Para tomar en cuenta las deformaciones por endurecimiento, la sollicitación mayorada en las vigas fuera del eslabón o vigas colectoras será por lo menos 1.1 veces las fuerzas generadas por la resistencia teórica al corte esperado de la viga eslabón, las vigas fuera del eslabón deberán resistir dichas fuerzas a fin de garantizar la estabilidad del pórtico:

$$V_{u-esp} = 1,1R_y V_n \quad (\text{Ec. VII.21})$$

Utilizando la Ecuación VII.19 para calcular el Momento último esperado para la viga colectora.

La imagen a continuación muestra la distribución de los esfuerzos en las vigas colectoras y arriostramientos diagonales.

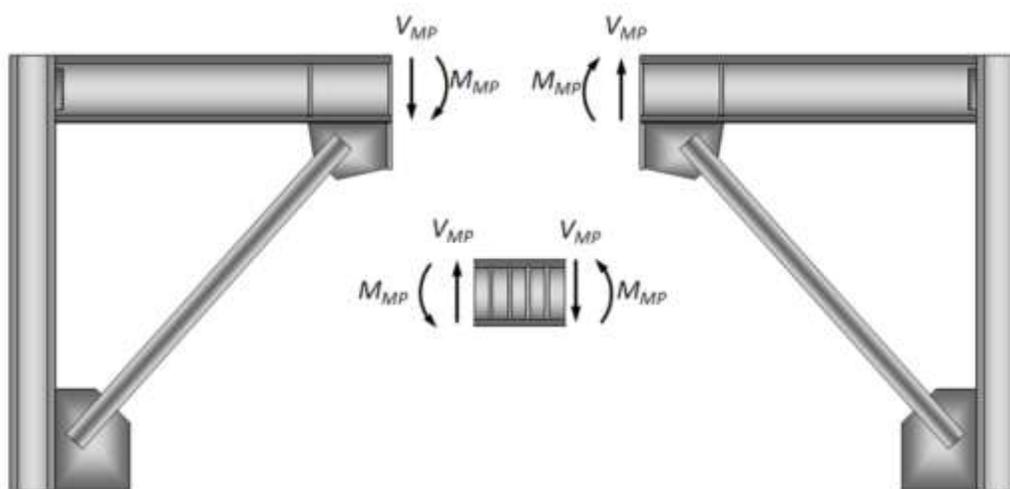


Figura XXXVII. Fuerzas en Vigas fuera del Eslabón.

Fuente: II curso de conexiones en estructuras metálicas, Febrero de 2011.

A fines de la práctica se pueden determinar un factor de amplificación sísmica práctico para cada chequeo de los elementos, el cual se obtendrá de dividir el valor de cortante máximo probable (V_{u-esp}) entre el cortante último actuando en la viga eslabón (V_s) siempre y cuando este factor sea mayor o igual el valor teórico recomendado (Ω_o).

$$\Omega_i = \frac{V_{u-esp}}{V_s} \geq \Omega_o \quad (\text{Ec. VII.22})$$

Donde:

V_s = Corte actuante en el eslabón para las acciones sísmicas de diseño

Luego se determinará la combinación más desfavorable para el diseño de los elementos a flexo compresión (vigas fuera del eslabón y arriostamientos diagonales) sustituyendo el Ω_o , por el factor de amplificación según sea el caso, en las combinaciones descritas en las ecuaciones IV.9 y IV.10.

VII.5.10. *Conexiones Viga-Columna:*

Se permitirá diseñar las conexiones de vigas colectoras con columnas como articuladas en el plano del alma o a momento. Estas conexiones deberán diseñarse para una fuerza máxima en la viga fuera del eslabón tal como se especifico en la sección anterior, o considerando el factor de amplificación sísmico para este caso.

VII.5.11. *Requisitos en Columnas:*

Las columnas cumplirán con los valores límites de las relaciones ancho/espesor para secciones compactas sísmicas (λ_{ps}), a fin de limitar el pandeo local.

Los valores límites establecidos para evitar el pandeo de las secciones de las columnas en las rótulas plásticas, están especificados en el Capítulo 8 en la Parte I de

la Norma AISC 341-05, la Tabla I-8-1 “*Limites de la relación Ancho-Espesor en Elementos a Compresión*”. Para los perfiles laminados con sección I o H los valores límites fueron especificados en la Sección V.4.5 de este mismo capítulo.

Cuando en la columna la relación entre carga última proveniente del análisis sin amplificación del sismo entre la resistencia axial nominal minorada del elemento sea mayor que 0.40 se requerirá chequear las siguientes condiciones:

- La resistencia axial a compresión y tracción, sin considerar efectos de los momentos, deberá ser mayor o igual a las solicitaciones actuantes considerando las combinaciones con la acción sísmica amplificada.
- La resistencia axial a compresión y tracción, sin considerar efectos de los momentos, deberá ser mayor o igual a las solicitaciones actuantes por las combinaciones (Ec. IV.6 y Ec. IV.7) sustituyendo la acción sísmica por la sumatoria de los cortes máximos probable en las vigas eslabón por encima del nivel evaluado.

$$Q = \sum 1,1R_y V_n \quad (\text{Ec. VII.23})$$

$$1,2CP + \gamma CV + Q \text{ (Compresion)} \quad (\text{Ec. VII.24})$$

$$0,9CP - Q \text{ (Traccion)} \quad (\text{Ec. VII.25})$$

VIII. CONEXIONES EN ESTRUCTURAS DE ACERO.

VIII.1 Conexiones:

Uno de los elementos más importantes que presenta una edificación al momento de diseñarse, son las conexiones, ya que se encargan de resistir y transmitir las fuerzas a la que la edificación será sometida y lograr una transmisión de solicitaciones deseada.

Las conexiones entre vigas y columnas se definen como conexiones simples o “articuladas”, conexiones parcialmente restringidas (PR, Partially Restrained) y conexiones completamente restringidas (FR, Fully Restrained).

VIII.2 Tipos de Conexiones:

VIII.2.1 Conexiones Simples:

Son aquellas capaces de absorber las rotaciones de los extremos de las vigas simplemente apoyadas gracias a su flexibilidad, se diseñan solo a reacciones a corte.

VIII.2.2 Conexiones a Momentos o Rígidas:

Serán clasificadas como conexiones a momento aquellas que son diseñadas tomando en cuenta los efectos de las fuerzas cortantes y momentos resultantes de la rigidez de la conexión. Dentro de este tipo de conexiones se consideran dos grupos:

- Conexiones Totalmente Restringidas. (FR)
- Conexiones Parcialmente Restringidas. (PR)

Cada conexión puede tener distintos tipos de configuraciones según las planchas, ángulos y elementos que la conformen. El tipo de conexiones se determinara por la máxima rotación que esta sea capaz de absorber.

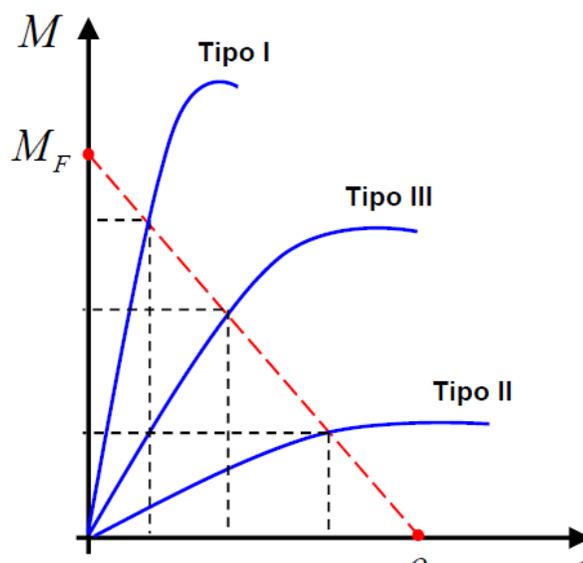


Figura XXXVIII. Curvas de momento rotación según el tipo de conexión.

Fuente: II curso de conexiones en estructuras metálicas, Febrero de 2011.

Las conexiones rígidas tienen una capacidad de momento que se acerca a la máxima que se puede aplicar al caso de una viga, en cambio la rotación es casi libre para las conexiones articuladas con poca capacidad de momento.

VIII.3 Criterios Básicos para el Diseño de las Conexiones.

Las conexiones se diseñan para aceptar la transmisión de la fuerza cortante que proviene de la flexión transmitida a través de las alas de la viga y las fuerzas cortantes que se generan en el alma de la viga.

VIII.3.1. Criterios para el diseño de Conexiones Simples:

Como la conexión “articulada” está diseñada con el propósito de transmitir el corte, los elementos conectantes y los conectores se escogen para soportar corte y se espera que la ductilidad de la conexión permita una rotación aceptable para poder considerarla y modelarla como una rótula.

VIII.3.2. Criterios para el diseño de Conexiones Totalmente

Restringidas:

Para las conexiones rígidas, además de la transmisión del corte indicada en las conexiones articuladas, se debe considerar la transferencia del momento flector de las alas de la viga a las alas de las columnas, para lograr esto es necesario unir las alas de la viga y de la columna; por otro lado, para prevenir cualquier daño que pueda ocurrir en el alma de la columna por estas fuerzas es necesario colocar planchas opuestas a las alas de las vigas, denominadas “rigidizadores en alma” o “planchas de continuidad”; Por último, el alma de la columna tendrá que resistir los esfuerzos cortantes radiales generados por el momento y se deberá reforzar colocando “planchas adosadas al alma” o “Double Plate”.

VIII.3.3. Criterios para el diseño de conexiones parcialmente

restringidas:

Las conexiones semirrígidas son aquellas intermedias entre las articuladas y las rígidas, es necesario un conocimiento especial de la flexión a transmitir y las curvas de Momentos-Rotación. Esto es porque los elementos conectantes usados no aseguran una rotación simultánea al requerimiento de la flexión entre la columna y la viga.

VIII.4 Selección de Conexión según el tipo de estructura:

Ciertamente en el caso de los pórticos resistentes a momentos (SMF) la conexión restringida o rígida (FR) es la adecuada para asegurar un comportamiento del pórtico capaz de asimilar los momentos que se imponen, en especial, las acciones horizontales. Las conexiones PR “articuladas” se emplean generalmente en los pórticos soportados y en los pórticos con diagonales (SCBF o EBF) aunque en este caso se deben contemplar también los arriostramientos inclinados.

Las conexiones en pórticos arriostrados se hacen del tipo “articulada” pero para tomar las acciones axiales de los arriostramientos diagonales es necesario colocar planchas nodos o “Gusset Plate”.

VIII.5 *Diseño de Conexiones articuladas:*

A continuación se explican los diferentes tipos de conexiones articuladas:

VIII.5.1 *Diseño de conexión con doble ángulo.*

Una conexión con doble ángulo se considera como una conexión simple o a corte.

VIII.5.1.1. Diseño de los pernos.

Se seleccionarán los pernos dependiendo de la fuerza cortante mayorada aplicada y considerando los estados límites de fractura en tracción y en corte. Según la norma AISC360-05 en el Capítulo J, sección J3.6 tenemos:

Para pernos trabajando a doble corte:

$$d_{b\ req/d} = \sqrt{\frac{4V_u}{2\phi\pi n_b F_{nv}}} \quad (\text{Ec. VIII.1})$$

Luego de obtener el diámetro de los pernos se debe verificar la Resistencia al aplastamiento, Según la norma AISC 360-05 en el Capítulo J, sección J3.10.

$$\phi R_n = \phi(n_i)r_{ni} + \phi(n_o)r_{no} \geq V_u/2 \quad \phi = 0,75 \quad (\text{Ec. VIII.2})$$

Dónde:

n_i = Número de pernos internos.

n_o = Número de pernos externos.

La Resistencia al aplastamiento de los pernos sobre los ángulos de conexión vendrá dada por:

$$R_n = 2.4d_b t_a F_{ua} \quad (\text{Ec. VIII.3})$$

- Para el cálculo del desgarramiento en el borde de los ángulos por los pernos externos se debe considerar lo siguiente:

$$L_c = Le_4 - \frac{d_a}{2} \quad (\text{Ec. VIII.4})$$

$$r_{no} = 1.2L_c t_a F_{ua} > 2.4d_b t_a F_{ua} \quad (\text{Ec. VIII.5})$$

Para el cálculo del desgarramiento de la pancha entre los pernos internos:

$$L_c = S_v - d_a \quad (\text{Ec. VIII.6})$$

$$r_{ni} = 1.2L_c t_a F_{ua} > 2.4d_b t_a F_{ua} \quad (\text{Ec. VIII.7})$$

Una vez obtenido los valores de r_{no} y r_{ni} se calcula y verifica ϕR_n de acuerdo a la ecuación VIII.2

Se realiza el mismo procedimiento para el cálculo de resistencia al aplastamiento de los pernos sobre el alma de la viga secundaria y de la viga maestra, una vez verificado se procede al cálculo de la resistencia al corte de los ángulos de conexión.

VIII.5.1.2. Diseño de los ángulos.

La Resistencia de corte disponible de los elementos debe ser la menor del valor obtén

ido de acuerdo con los estados límites tanto de cedencia como de corte.

- Cálculo de la cedencia por corte, según la norma AISC 360-05 en el Capítulo J, Sección J4.2a:

$$\phi R_n = \phi 0.60 F_{ya} A_{ga} \geq V_u / 2 \quad (\text{Ec. VIII.9})$$

$$A_g = t_a L_a \quad (\text{Ec. VIII.10})$$

- Cálculo de la rotura por corte, según la norma AISC 360-05 en el Capítulo J, Sección J4.2b:

$$\phi R_n = \phi 0.60 F_{ua} A_{na} \geq V_u / 2 \quad (\text{Ec. VIII.11})$$

$$A_{na} = A_g - t_a d_a n_b \quad (\text{Ec. VIII.12})$$

- Cálculo del bloque de cortante en el ala A del ángulo, según la norma AISC 360-05 en el Capítulo J, Sección J4.3

$$\phi R_n = \min \left\{ \begin{array}{l} \phi 0.6 F_{ua} A_{nv} + \phi F_{ua} A_{nt} \quad (\text{Ec. VIII.13}) \\ \phi 0.6 F_{ya} A_{gv} + \phi F_{ua} A_{nt} \quad (\text{Ec. VIII.14}) \end{array} \right.$$

$$A_{gv} = t_a (L_{e4} + S_v (n_b - 1)) \quad (\text{Ec. VIII.15})$$

$$A_{nv} = A_{gv} - t_a d_a (n_b - 0.5) \quad (\text{Ec. VIII.16})$$

$$A_{nt} = t_a \left(L_{e2} - \left(\frac{d_a}{2} \right) \right) \quad (\text{Ec. VIII.17})$$

- Cálculo del bloque de cortante en el ala B del ángulo, según la norma AISC 360-05 en el Capítulo J, Sección J4.3. Tendrá el mismo procedimiento que el ala A.

Calcular la resistencia al corte del alma de la viga siguiendo los estados límites de cedencia, de rotura y bloque de cortante según la norma AISC 360-05 en el Capítulo J.

Cedencia por corte, Sección J4.2a:

$$\phi R_n = \phi 0.60 F_{ys} A_{gs} \geq V_u \quad (\text{Ec. VIII.18})$$

$$A_{gs} = t_{ws} h_o \quad (\text{Ec. VIII.19})$$

Rotura por corte, Sección J4.2b

$$\phi R_n = \phi 0.60 F_{us} A_{nv} \geq V_u \quad (\text{Ec. VIII.20})$$

$$A_{ns} = t_s (h_o - d_a n_b) \quad (\text{Ec. VIII.21})$$

Bloque de corte, Sección J4.3

$$\phi R_n = \min \left\{ \begin{array}{l} \phi 0.6 F_{up} A_{nv} + \phi F_{up} A_{nt} \quad (\text{Ec. VIII.22}) \\ \phi 0.6 F_{yp} A_{gv} + \phi F_{up} A_{nt} \quad (\text{Ec. VIII.23}) \end{array} \right.$$

$$A_{gv} = t_{ws} (h_o - L_{e3}) \quad (\text{Ec. VIII.24})$$

$$A_{nv} = t_{ws} [(h_o - L_{e3}) - d_a (n_b - 0.5)] \quad (\text{Ec. VIII.25})$$

$$A_{nt} = t_{ws}(L_{e1} - \left(\frac{d_a}{2}\right)) \quad (\text{Ec. VIII.26})$$

VIII.5.1.3. Diseño de la viga destajada.

Ya que para este tipo de conexiones se necesita destajar la viga es necesario el cálculo de la Rotura por flexión y el pandeo lateral torsional en esta sección y se realiza de la siguiente manera:

Rotura por flexión de la sección de la viga destajada de la viga:

$$\phi R_n = \frac{\phi F_{us} S_{net}}{e_s} \geq V_u \quad (\text{Ec VIII. 27})$$

$$e_s = (c - l_{e1}) + g_A \quad (\text{Ec. VIII.28})$$

Pandeo lateral torsional de la sección destajada de la viga:

$$\phi R_n = \frac{\phi F_{cr} S_{net}}{e_s} \geq V_u \quad (\text{Ec. VIII.29})$$

Dónde:

El esfuerzo crítico de pandeo será:

$$F_{cr} = f \left[\frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_{ws}}{h_o} \right)^2 K \right] \leq F_{ys} \quad (\text{Ec. VIII.30})$$

Factor de ajuste:

$$f = 2c/ds \quad (\text{Ec. VIII.31})$$

Coefficiente de Pandeo:

Cuando $c/h_o \leq 1$ se usa:

$$K = 2.2 \left(\frac{h_o}{c} \right)^{1.65} \quad (\text{Ec. VIII.32})$$

Cuando $c/h_o > 1$ se usa:

$$K = 2.2 \left(\frac{h_o}{c} \right) \quad (\text{Ec. VIII.33})$$

VIII.5.2 *Diseño de conexión con placa extendida.*

Una conexión con placa extendida se considera como una conexión simple o a corte.

VIII.5.2.1. *Fuerzas de Diseño:*

El corte de diseño de la conexión (V_u) será el mayor de los siguientes valores:

- ✓ El corte último en la viga o correa a conectar producto de las combinaciones.
- ✓ El 50% de la resistencia a corte minorada ($\Phi_v V_n$) del perfil de la viga o correa a conectar.

VIII.5.2.2. *Diseño de Pernos:*

Para el diseño se seleccionaran los pernos dependiendo de la fuerza de diseño. Se tomara en cuenta la excentricidad (a) del centro de gravedad de las soldaduras en el rigidizador a la fila de pernos. Tal como se indica en la figura siguiente:

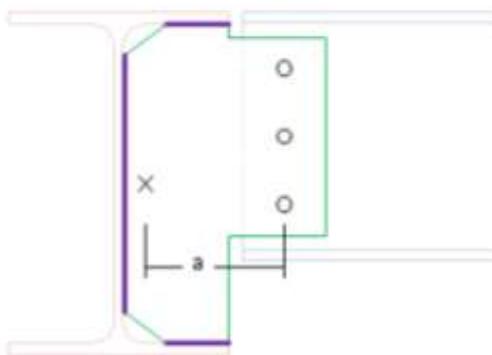


Figura XXXIX. **Excentricidad de la carga en una Conexión a Corte con Rigidizador.**

Fuente: II curso de conexiones en estructuras metálicas, Febrero de 2011.

Excentricidad de la carga:

$$a = 0.5(b_{fm} - t_{wm}) + e + l_{es} - X_{cgw} \quad (\text{Ec. VIII.34})$$

Fuerza de corte sobre el perno más solicitado:

$$I_p = \sum y_i^2 \quad (\text{Ec. VIII.35})$$

$$P_x^* = \frac{V_u a y^*}{I_p} \quad (\text{Ec. VIII.36})$$

$$P_y^* = \frac{V_u}{n_p} \quad (\text{Ec. VIII.37})$$

$$P^* = \sqrt{(P_x^*)^2 + (P_y^*)^2} \quad (\text{Ec. VIII.38})$$

Dónde:

y^* = Distancia del centro de los pernos al perno más solicitado.

n_p = Número de Pernos.

Para esta fuerza máxima se determinará el diámetro (d_p) y tipo de perno cuya resistencia a corte por aplastamiento (ΦP_{iv}), cumpla con este valor. Además se revisará que la resistencia al aplastamiento (ΦR_n) del perfil conectado y el rigidizador sea mayor o igual a P^* .

Resistencia al corte de un perno, según la norma AISC 360-05 en el Capítulo J, sección J3.6:

$$\Phi R_n = \Phi F_v A_b > P^* \quad (\text{Ec. VIII.39})$$

$$A_b = \pi d_b^2 / 4 \quad (\text{Ec. VIII.40})$$

Resistencia al aplastamiento, según la norma AISC 360-05 en el Capítulo J, sección J3.10:

$$\Phi R_n > P^* \quad (\text{Ec. VIII.41})$$

Dónde:

$$\Phi R_n = \min(\Phi r_n) \quad (\text{Ec. VIII.42})$$

Resistencia al aplastamiento de un perno sobre la plancha

$$\Phi r_n = \Phi 2.4 d_b t_p F_{up} \quad (\text{Ec. VIII.43})$$

Resistencia al aplastamiento de un perno sobre el alma de la viga

$$\Phi r_n = \Phi 2.4 d_b t_{ws} F_{us} \quad (\text{Ec. VIII.44})$$

VIII.5.2.3. Diseño del Rigidizador:

Se chequearan los valores límites de espesor del rigidizador a fin de que cumplan con el mínimo para evitar pandeo y el máximo para garantizar la rotación libre de la conexión:

Espesor mínimo para prevenir el pandeo local de la plancha en flexión:

$$t_{p \min} = \max \left[\left(\frac{L_p}{64} \right), 6\text{mm} \right] \quad (\text{Ec. VIII.45})$$

Espesor máximo para prevenir el pandeo local de la plancha en flexión:

$$t_{p \max} = \max \left[\left(\frac{d_b}{2} + \frac{25.4}{16} \right), t_{p \min} \right] \quad (\text{Ec. VIII.46})$$

Se revisará la resistencia al corte de la plancha de conexión tomando los siguientes parámetros:

Cedencia al corte de la plancha, según la norma AISC 360-05 en el Capítulo J, Sección J4.2a:

$$\phi R_n = \phi 0.60 F_{yp} A_g > V_u \quad \phi = 1 \quad (\text{Ec. VIII.47})$$

$$A_g = t_p L_p \quad (\text{Ec. VIII.48})$$

Rotura por corte, Sección J4.2b

$$\phi R_n = \phi 0.60 F_{up} A_{nv} \geq V_u \quad (\text{Ec. VIII.49})$$

$$A_{ns} = t_p (L_p - d_a n_b) \quad (\text{Ec. VIII.50})$$

Bloque de corte, Sección J4.3

$$\phi R_n = \min \begin{cases} \phi 0.6 F_{up} A_{nv} + \phi F_{up} A_{nt} & (\text{Ec. VIII.51}) \\ \phi 0.6 F_{yp} A_{gv} + \phi F_{up} A_{nt} & (\text{Ec. VIII.52}) \end{cases}$$

$$A_{gv} = t_p (L_p - L_{ev}) \quad (\text{Ec. VIII.53})$$

$$A_{nv} = t_p \left[(L_p - L_{ev}) - d_a (n_b - 0.5) \right] \quad (\text{Ec. VIII.54})$$

$$A_{nt} = t_p \left(L_{eh} - \left(\frac{d_a}{2} \right) \right) \quad (\text{Ec. VIII.55})$$

Dónde:

L_p = Longitud de plancha de corte.

A_{nv} = Área neta a corte.

A_{gv} = Área gruesa a corte.

A_{nt} = Área neta a tracción.

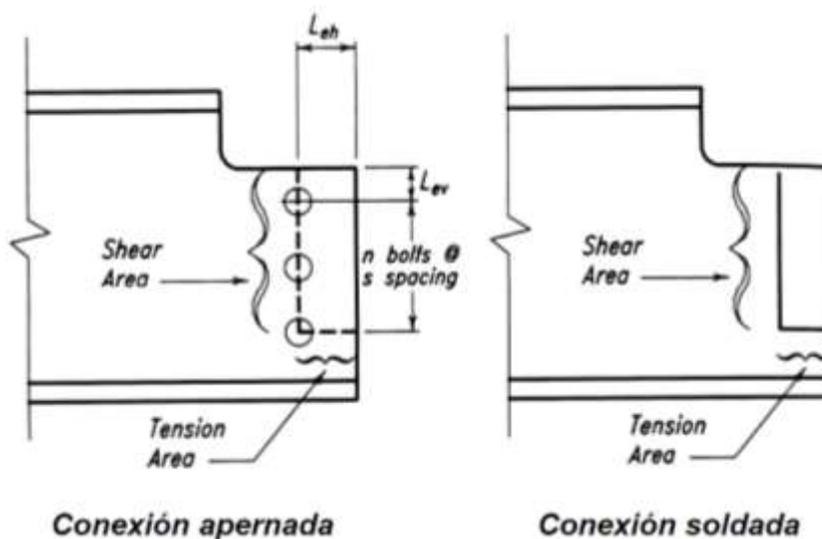


Figura XL. Bloque de Corte en Rigidizador.

Fuente: II curso de conexiones en estructuras metálicas, Febrero de 2011.

Resistencia a la flexión de la porción extendida de la plancha de conexión

Se debe revisar que la resistencia a flexión del rigidizador ($\Phi_b M_n$) sea mayor o igual al momento causado por la excentricidad de la conexión (M_u).

Resistencia requerida a la flexión:

$$e_p = a \quad (\text{Ec. VIII.56})$$

$$M_u = V_u e_p \quad (\text{Ec. VIII.57})$$

Cedencia por flexión de la plancha:

$$\Phi M_n = \Phi F_{cr} S_p > M_u \quad (\text{Ec. VIII.58})$$

Dónde:

S_p = Módulo Elástico de la Sección de plancha de corte.

$$S_p = \frac{t_s L_p^2}{6} \quad (\text{Ec. VIII.59})$$

ΦF_{cr} = Esfuerzo crítico a flexión en la plancha de corte.

$$\Phi F_{cr} = \sqrt{(\Phi F_{ys})^2 - 3(f_v)^2} \quad (\text{Ec. VIII.60})$$

f_v = Esfuerzo cortante en la plancha de corte.

$$f_v = \frac{V_u}{L_p t_s} \quad (\text{Ec. VIII.61})$$

Rotura por la flexión de la plancha:

$$\phi M_n = \phi F_{up} S_{net} > M_u \quad (\text{Ec. VIII.62})$$

$$S_{net} \approx \frac{t_p}{6} \left[L_p^2 - \frac{S_y^2 n_b (n_b^2 - 1) d_a}{L_p} \right] \quad (\text{Ec VIII.63})$$

VIII.5.2.4. Diseño de Soldadura:

Para determinar los esfuerzos críticos actuando en las soldaduras se deberá hacer un análisis elástico del grupo de soldaduras, para así determinar el espesor requerido de las soldaduras.

Análisis elástico de tensiones en la soldadura:

$$e_w = a \quad (\text{Ec. VIII.64})$$

$$M_u = V_u e_w \quad (\text{Ec. VIII. 65})$$

Propiedades de la soldadura:

$$r_i = \sqrt{x_i^2 + y_i^2} \quad (\text{Ec. VIII.66})$$

$$A_{wi} = \frac{\sqrt{2}}{2} D_i L_{wi} \quad (\text{Ec. VIII.67})$$

$$I_p = \sum A_{wi} \left(\frac{L_w^2}{12} + r_i^2 \right) \quad (\text{Ec. VIII.68})$$

Tensiones en los puntos críticos:

$$f_x = \frac{M_u x_j}{I_p} \quad (\text{Ec. VIII.69})$$

$$f_y = \frac{V_u}{A_w} + \frac{M_u x_j}{I_p} \quad (\text{Ec. VIII.70})$$

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} \quad (\text{Ec. VIII.71})$$

Resistencia de la soldadura:

$$\phi F_w = 0.75 \times 0.6 F_{EXX} > f \quad (\text{Ec. VIII.72})$$

VIII.5.3 Diseño de Conexiones End Plate.

Para el diseño de las conexiones End Plate, se puede tomar en cuenta el procedimiento descrito en la Guía “*Steel Design Guide 04 - Base Extended End-Plate Moment Connections*” Segunda Edición. El diseño de estas conexiones está ligado a los requerimientos de los pórticos SMF. Dentro de las conexiones End Plate estudiadas para este Trabajo Especial de Grado se encuentran las End Plate de 4 pernos con rigidizador (4ES) y de 8 pernos con rigidizador (8ES).

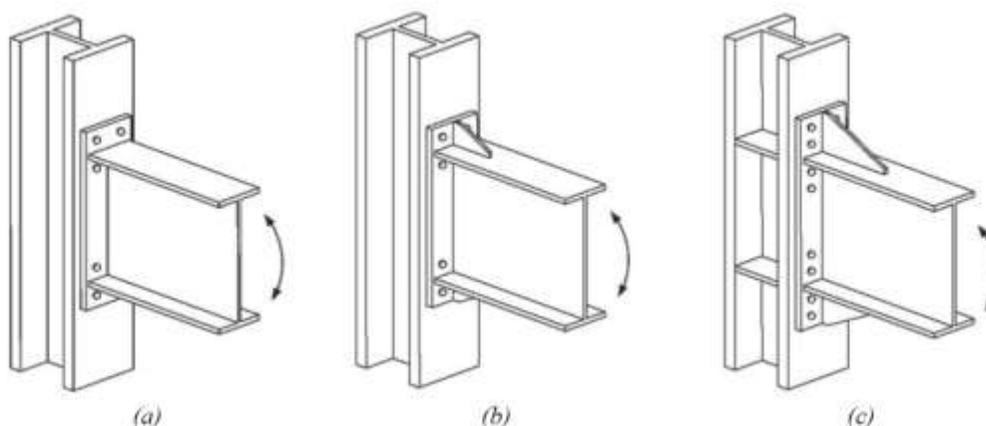


Figura XLI. End Plate de 4 sin rigidizador y de 4 y 8 pernos con rigidizadores.

Fuente: Norma AISC 358-05.

Hay que tener en consideración los parámetros límites especificados en la tabla 6.1 de la norma AISC 358-05.

VIII.5.3.1. Fuerzas de Diseño:

Las conexiones End Plate serán diseñadas con los requisitos de pórticos especiales a momento, donde se encuentran las fórmulas para el cálculo de los siguientes valores:

V_{ub} = Cortante actuando en la rótula plástica de la viga.

M_{pr} = Momento Plástico Probable en la viga.

M_f = Resistencia Esperada a Flexión actuando en la cara de la columna.

VIII.5.3.2. Cálculo de Pernos:

El tipo y diámetro de los pernos (d_p) dependerá del tipo de conexión diseñada:

4E y 4ES

$$d_p \text{ Req'd} = \sqrt{\frac{2M_f}{\pi\phi_n F_t (h_o + h_1)}} \quad (\text{Ec. VIII.73})$$

$$M_{np} = 2P_t (h_o + h_1) \quad (\text{Ec. VIII.74})$$

8ES

$$d_p \text{ Req'd} = \sqrt{\frac{2M_f}{\pi\phi_n F_t (h_1 + h_2 + h_3 + h_4)}} \quad (\text{Ec. VIII.75})$$

$$M_{np} = 2P_t (h_1 + h_2 + h_3 + h_4) \quad (\text{Ec. VIII.76})$$

Dónde:

F_t = Capacidad nominal a tracción de los pernos.

P_t = Resistencia del perno a tracción.

M_{np} = Momento límite para la capacidad de tracción de los pernos.

h_o a h_4 = Distancia de los pernos al ala a compresión. (Ver Figura VIII.5)

VIII.5.3.3. Cálculo de Plancha Extrema:

La resistencia a flexión de la plancha extrema vendrá dada por la línea de falla a flexión presentada debido a la configuración de pernos y rigidizadores. Tal como se presenta en la Figura VIII.5, las siguientes formulas sirven para calcular la Longitud de la Línea de falla a flexión:

4E

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{P_{fi}} + \frac{1}{S} \right) + h_o \left(\frac{1}{P_{fo}} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g} [h_1 (P_{fi} + S)] \quad (\text{Ec. VIII.77})$$

Cuando $d_e \leq S$:

4ES

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{P_{fi}} + \frac{1}{S} \right) + h_o \left(\frac{1}{P_{fo}} + \frac{1}{2S} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1(P_{fi} + S) + h_o(P_{fo} + d_e)]$$

(Ec. VIII.78)

8ES

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

(Ec. VIII.79)

Cuando $d_e > S$:

4ES

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{P_{fi}} + \frac{1}{S} \right) + h_o \left(\frac{1}{P_{fo}} + \frac{1}{S} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1(P_{fi} + S) + h_o(P_{fo} + S)]$$

(Ec. VIII.80)

8ES

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

(Ec. VIII.81)

Dónde:

d_e = Separación del último perno al borde de plancha extrema.

S = Separación vertical máxima del perno a la línea de falla.

$$S = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g} \quad \text{(Ec. VIII.82)}$$

t_p = Ancho de la plancha extrema, tomando para el cálculo:

$$t_p = \min\{b_p ; b_f + 50\text{mm}\} \quad \text{(Ec. VIII.83)}$$

g = Separación horizontal entre pernos (máximo valor entre gramil de la columna y de la viga).

b_p = Separación entre pernos en 8ES.

b_{fp} = Separación del borde de ala a pernos superiores.

P_{fi} = Separación del borde de ala a pernos inferiores, tomando para el cálculo:

$$P_{fi} = \min \{ P_{fi} ; S \} \quad (\text{Ec. VIII.84})$$

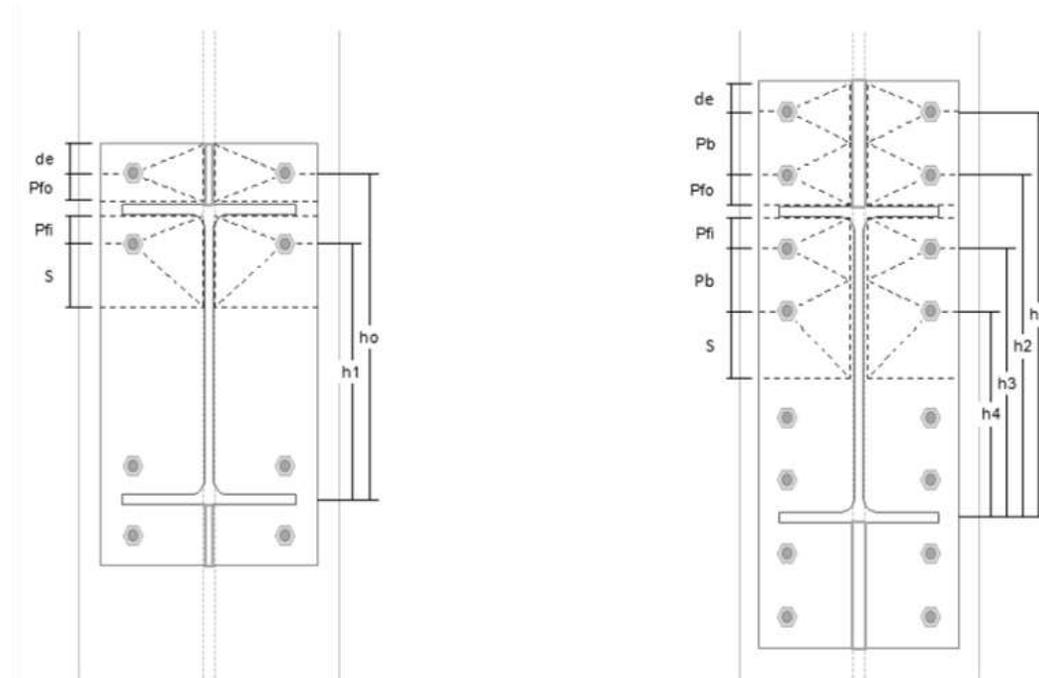


Figura XLII. Líneas de falla en la Plancha Extrema.

Fuente: Norma AISC 358-05.

El espesor de plancha requerido vendrá dado por el valor resultante de la siguiente ecuación:

$$t_p \text{ Req'd} = \sqrt{\frac{1,1\phi_n M_{np}}{\phi_a F_{yp} Y_p}} \quad (\text{Ec. VIII.85})$$

Se selecciona un espesor de plancha mayor y diámetro de perno mayor al requerido según las ecuaciones VIII.73, VIII.75 y VIII.85.

VIII.5.3.4. Cálculo de Rigidizadores:

Se dispondrán rigidizadores triangulares en el centro de las alas superior e inferior con una altura (h_{st}) igual a la distancia vertical del borde del ala de la viga al borde de la plancha extrema. Conservando un ángulo de 30° se dispondrá de la longitud (L_{st}) adecuada del rigidizador.

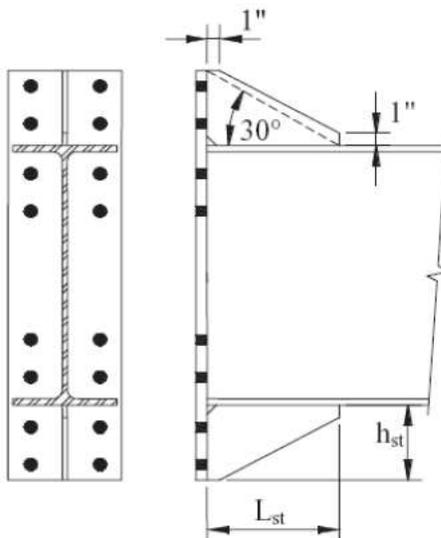


Figura XLIII. Geometría del rigidizador.

Fuente: Steel Design Guide 04- 2da Edición AISC.

El espesor (t_s) requerido de los rigidizadores estará dado por el mayor de los siguientes valores:

$$t_s \leq t_{wb} \left(\frac{F_{yb}}{F_{ys}} \right) \quad (\text{Ec. VIII.86})$$

$$t_s \leq 1,79 h_{st} \sqrt{\frac{F_{ys}}{E}} \quad (\text{Ec. VIII.87})$$

Dónde:

t_{wb} = Ancho de Alma de viga.

F_{yb} ; F_{ys} = Esfuerzo cedente de la viga y el rigidizador respectivamente.

VIII.5.3.5. Chequeo de las planchas:

Para continuar el diseño de las End Plate se deberá chequear la resistencia al aplastamiento y desgarramiento de en la plancha extrema y ala de la columna donde llega la conexión.

Chequeo de la resistencia a corte de la plancha extrema de la conexión 4E.

$$\frac{M_f}{2(d-t_{fb})} \leq \phi_d 0,6 F_{yp} b_p t_p \quad (\text{Ec.VIII.88})$$

Dónde:

b_p = Ancho de la placa, siempre y cuando no exceda el ancho de la viga más 1 pulgada.

En caso de no cumplir, se recomienda aumentar el espesor de la plancha.

Chequeo de la ruptura por corte de la plancha extrema de la conexión 4E.

$$\frac{M_f}{2(d-t_{fb})} \leq \phi_d 0,6 F_{up} A_n \quad (\text{Ec.VIII.89})$$

VIII.5.3.6. Diseño de las Soldaduras:

En las alas de la viga se usara soldadura de ranura a penetración completa para resistir el momento cedente inicial de la viga, más un refuerzo de filete a ambos lados para resistir el momento máximo probable a la cara de la columna, y así garantizar que la viga desarrollará toda su capacidad plástica.

Se usará soldadura de filete a ambos lados del alma para resistir el corte de diseño V_{ub} . Además se debe asegurar que la soldadura pueda desarrollar la resistencia a la flexión del alma en el área cercana a los pernos.

Para culminar el diseño de la End Plate se debe chequear la flexión en el ala de la columna, así como la resistencia a corte o pandeo de la misma para poder determinar el espesor adecuado de los rigidizadores y planchas adosadas en el alma de la columna.

VIII.5.4 *Diseño de la Reduce Beam Section (RBS).*

Una conexión RBS se considera como una conexión a momento.

VIII.5.4.1. Diseño del corte de la viga.

Se debe realizar un corte en la viga tal que cumpla con los límites previamente calculados:

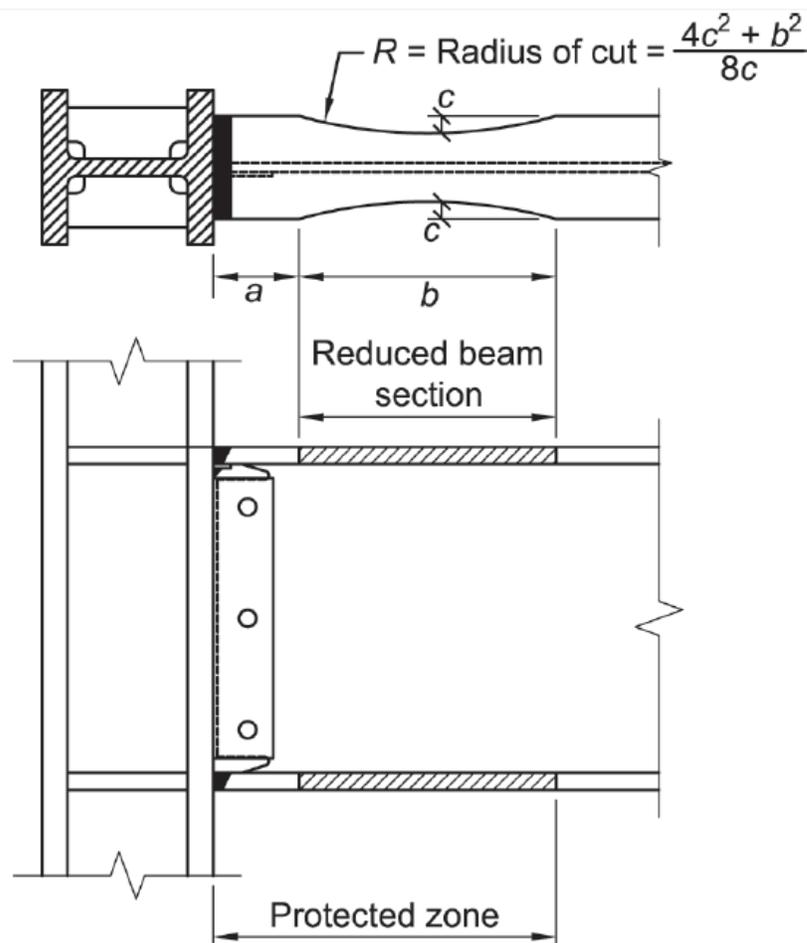


Figura XLIV. Sección de una conexión de viga reducida.

Fuente: Norma AISC 358-05

Se seleccionan los valores de a , b y c cumpliendo con los siguientes parámetros:

$$0.5b_{bf} \leq a \leq 0.75b_{bf} \quad (\text{Ec. VIII.90})$$

$$0.65d \leq b \leq 0.85d \quad (\text{Ec. VIII.91})$$

$$0.1b_{bf} \leq c \leq 0.25b_{bf} \quad (\text{Ec. VIII.92})$$

Dónde:

b_{bf} = Ancho del ala de la viga.

d = Altura de la viga.

a = Distancia medida desde la cara de la columna hasta el corte de la viga.

b = Ancho del corte de la viga.

c = Distancia de corte al centro de la sección de viga reducida.

Calculo de radio de corte:

$$R = \frac{4c^2 + b^2}{8c} \quad (\text{Ec. VIII.93})$$

Dónde:

R = Radio de corte de la sección.

VIII.5.4.2. Verificación de resistencia de la viga considerando la sección cortada.

Se debe asegurar que la viga cortada resista la carga a la que va a ser sometida la viga sin contar el corte, para ello se calcula su nuevo valor de resistencia tomando en cuenta el corte con la siguiente sección:

$$Z_e = Z_x - 2ct_{bf}(d - t_{bf}) \quad (\text{Ec. VIII.94})$$

Dónde:

Z_e = Módulo de sección plástica al centro de la sección cortada.

Z_x = Módulo de sección plástica de la viga sin cortar.

t_{bf} = Espesor del ala de la viga.

Cálculo del momento plástico que resiste la sección reducida:

$$\phi M_n = \phi Z_e F_y \geq M_u \quad (\text{Ec. VIII.95})$$

Dónde:

M_u = Momento último aplicado a la viga.

F_y = Esfuerzo cedente del acero.

Cálculo del momento máximo probable en el centro de la sección reducida:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_e \quad (\text{Ec. VIII.96})$$

Dónde:

M_{pr} = Momento máximo probable al centro de la sección reducida de la viga.

R_y = Factor de sobre resistencia.

C_{pr} = Factor para tomar en cuenta las fuerzas de la conexión.

Siendo:

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1,2 \quad (\text{Ec. VIII.97})$$

VIII.5.4.3. Cálculo de la fuerza cortante al centro de cada lado de viga reducida.

Para obtener el valor de la fuerza cortante en ambos centros de los cortes de la viga se debe realizar un diagrama de cuerpo libre en el tramo de la viga desde los centros de la sección reducida. Este cálculo asume que el momento en el centro de cada reducción será igual al momento máximo probable (M_{pr}) y debe incluir las cargas gravitatorias actuantes.

Cálculo del momento máximo probable a la cara de la columna.

Se realiza un diagrama de cuerpo libre desde la cara de la columna hasta el centro de la viga reducida, tal y como se muestra en la siguiente figura:

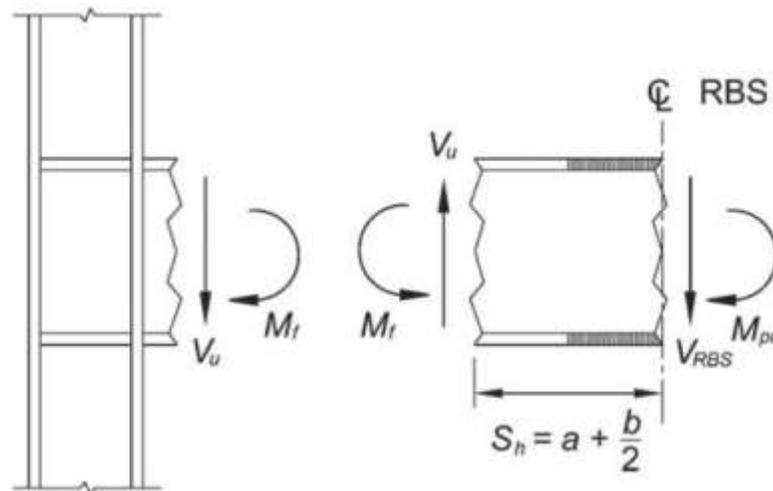


Figura XLV. Diagrama de cuerpo libre entre el centro de la conexión y la cara de la columna.

Fuente: Norma AISC 358-05

Tomando este diagrama de cuerpo libre se consigue el momento en la columna, expresado en la siguiente ecuación:

$$M_f = M_{pr} + V_{RBS}S_h \quad (\text{Ec. VIII.98})$$

$$S_h = a + b/2 \quad (\text{Ec. VIII.99})$$

Dónde:

M_f = Momento máximo probable en la cara de la columna.

V_{RBS} = Valor de corte en el centro de la sección reducida de la viga.

S_h = Distancia entre la cara de la columna y el centro de la sección reducida de la viga.

Cálculo del momento plástico en la viga basado en la cedencia esperada.

$$M_{pe} = Z_{xb}R_yF_y \quad (\text{Ec. VIII.100})$$

Dónde:

Z_{xb} = Módulo de sección plástica de la viga en el eje x-x.

R_y = Factor de sobre resistencia.

F_y = Esfuerzo cedente del acero.

Se debe chequear que el momento máximo probable en la cara de la columna (M_f) sea menor o igual al momento plástico en la viga basado en la cedencia esperada por un factor de minoración para fallas dúctiles (ϕ_d).

$$M_f \leq \phi_f M_{pe} \quad (\text{Ec. VIII.101})$$

En caso de no cumplir, incrementar el valor de c y/o disminuir el valor de a y/o b.

Se debe verificar que la resistencia minorada al corte sea mayor a la fuerza cortante en el centro de la sección de la viga cortada.

VIII.5.4.4. Diseño de la conexión del alma de la viga con ala de la columna.

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{gravity} \quad (\text{Ec. VIII.102})$$

Dónde:

L_h = Distancia entre las rótulas plásticas.

M_{pr} = Momento máximo probable al centro de la sección reducida de la viga.

$V_{gravity}$ = Esfuerzo de corte por cargas gravitatorias.

Se debe cumplir:

$$L_{min} = \frac{V_u}{\phi 0,6 t_{wb} F_y} \quad (\text{Ec. VIII.103})$$

Dónde:

L_{min} = longitud mínima del alma de la viga.

t_{wb} = espesor del alma de la viga.

Requerimiento de la plancha de continuidad.

Se debe cumplir los requerimientos explicados en la sección V.5.6 de este capítulo, según el Capítulo J sección 10 de la norma AISC 360-05.

Se calcula la fuerza necesaria para el diseño de la plancha tomando en cuenta la flexión local del ala, cedencia local del alma y el “web local crippling”. El valor de fuerza que será utilizado en la plancha será la diferencia de la fuerza última menos el menor valor obtenido, a continuación se presentan las ecuaciones a utilizar:

Fuerza última de diseño:

$$F_{fu} = \frac{M_f}{d - t_f} \quad (\text{Ec. VIII.104})$$

Flexión local del ala:

$$\phi R_n = \phi 6,25 t_{fc}^2 F_{yf} \quad (\text{Ec. VIII.105})$$

Cuando la longitud de carga a través del ala del miembro es menor que $0,15bf$, donde bf es el ancho del ala del miembro, no se necesita verificar la flexión local del ala.

Fluencia local del alma:

Cuando el F_{fu} que debe ser resistido es aplicado a una distancia desde el extremo del miembro mayor que la profundidad del miembro d :

$$\phi R_n = \phi (5k + N) F_{yw} t_w \quad (\text{Ec. VIII.106})$$

Cuando el F_{fu} que debe ser resistido es aplicado a una distancia desde el extremo del miembro menor o igual que la profundidad del miembro d :

$$\phi R_n = \phi (2,5k + N) F_{yw} t_w \quad (\text{Ec. VIII.107})$$

Dónde:

$$k = t_{fc} + r_c \quad \text{(Ec. VIII.108)}$$

Web local crippling:

Cuando el Ffu que debe ser resistido es aplicado a una distancia desde el extremo del miembro es mayor o igual a d/2:

$$\phi R_n = \phi 0,8 t_{wc}^2 \left[1 + 3 \frac{N}{d_c} \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{fc}}{t_{wc}}} \quad \text{(Ec. VIII.109)}$$

Cuando el Ffu que debe ser resistido es aplicado a una distancia desde el extremo del miembro es menor a d/2:

Para $N/d \leq 2$

$$\phi R_n = \phi 0,4 t_{wc}^2 \left[1 + 3 \frac{N}{d_c} \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{fc}}{t_{wc}}} \quad \text{(Ec. VIII.110)}$$

Para $N/d > 2$

$$\phi R_n = \phi 0,4 t_{wc}^2 \left[1 + \left(\frac{4N}{d_c} - 0,2 \right) \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{fc}}{t_{wc}}} \quad \text{(Ec. VIII.111)}$$

Dónde:

Fyf= Esfuerzo cedente del ala.

k= Longitud desde la cara exterior del ala hasta el pie del filete del alma.

N = longitud de apoyo (no menor que k para reacciones extremas de viga).

Se toma el valor mínimo entre los ϕR_n y la diferencia entre ese valor y el valor de Ffu será la fuerza aplicada sobre las planchas.

$$F_{su} = F_{fu} - \phi R_n \min \quad \text{(Ec. VIII.112)}$$

Una vez obtenido el valor de la fuerza aplicada sobre las planchas se procede a calcular el espesor requerido para cada una de las planchas:

$$A_s > \frac{F_{su}}{2\phi F_y} \quad \text{(Ec. VIII.113)}$$

$$\frac{A_s}{h} = t \quad \text{(Ec. VIII.114)}$$

Diseño de la soldadura de la plancha.

$$D_w = \frac{0,6F_{yts}}{\phi F_w \sqrt{2}} \quad (\text{Ec. VIII.115})$$

VIII.5.4.5. Chequeo de la zona panel.

Se debe hacer un Chequeo en la zona panel tal y como se explica en la sección V.4.3 de este capítulo.

Chequeo relación Columna fuerte- Viga débil.

Verificar que el criterio de columna fuerte – viga débil de acuerdo con lo explicado en la sección V.4.8 de este capítulo.

VIII.5.5 *Bolted flange plate (BFP).*

La BFP es clasificada como conexión a momento.

VIII.5.5.1. Límites de diseño.

En el Capítulo 7 de la norma AISC 358-05 podemos encontrar limitaciones en la viga y la columna que se van a conectar mediante este tipo de conexión, estos límites solo representan cuales tipos de vigas y columnas no fueron ensayadas.

Cálculo del momento máximo probable en la articulación plástica.

Se obtiene el momento plástico probable del mismo modo que en la reduce beam section.

Cálculo del diámetro máximo del perno.

Este diámetro máximo se obtiene para prevenir la ruptura en tracción del ala de la viga y se obtiene aplicando la siguiente ecuación:

$$d_b \leq \frac{b_{fb}}{2} \left(1 - \frac{R_y F_{yb}}{R_t F_u} \right) - 3mm \quad (\text{Ec. VIII.116})$$

Se selecciona un diámetro de perno que cumpla con este límite tomando en cuenta la distancia del borde del ala de la viga a los agujeros del perno.

Cálculo de la resistencia nominal a corte por perno.

Se considera el corte y el aplastamiento en los pernos, por ello que se debe calcular cual será el diseño que gobierne utilizando la siguiente expresión:

$$r_n = \min(1,1F_{nv}A_b; 2,4F_{ub}d_b t_{fb}) \quad (\text{Ec. VIII.117})$$

Selección de número estimado de pernos en cada ala.

La norma AISC 358-05 en el capítulo 7, sección 6 presenta una ecuación para calcular el número mínimo de pernos necesarios en cada ala, esta ecuación requiere que se estime el valor del espesor de la placa (t_p).

$$n \geq \frac{1,25M_{pr}}{\phi_n F_n (d + t_p)} \quad (\text{Ec. VIII.118})$$

VIII.5.5.2. Ubicación de la rótula plástica.

La rótula plástica se presenta en el perno que se encuentra más lejano a la cara de la columna tal y como se muestra en la figura

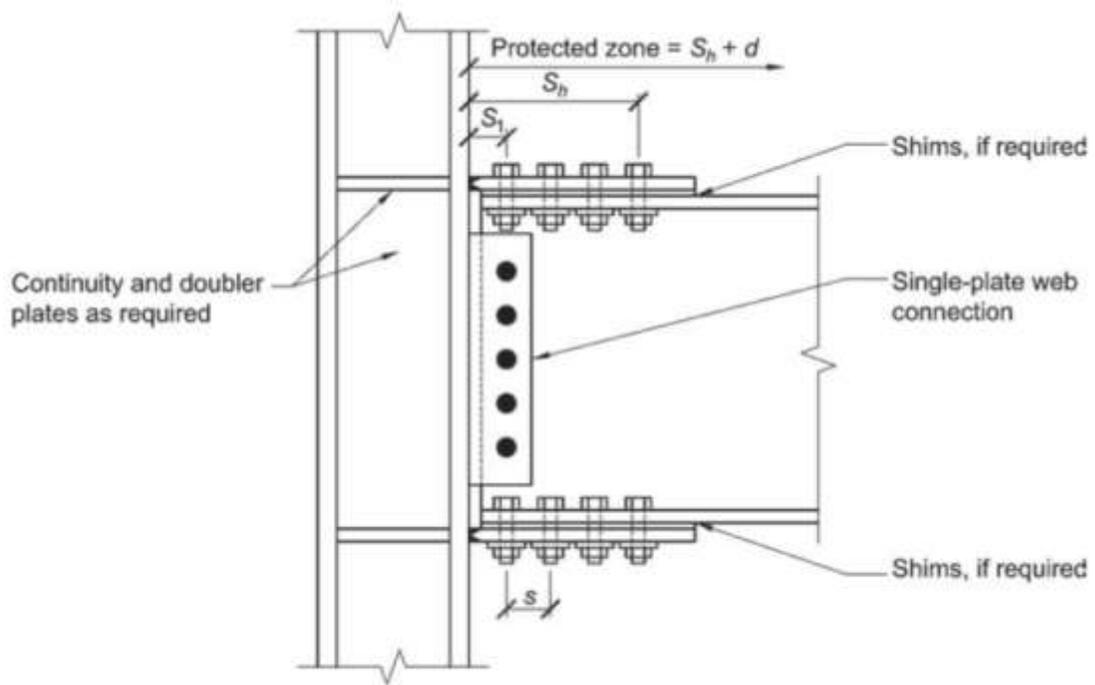


Figura XLVI. Sección de una Bolted flange plate.

Fuente: Norma AISC 358-05

Esta distancia se obtiene geoméricamente de la siguiente ecuación:

$$S_h = S_1 + S \left(\frac{n}{2} - 1 \right) \quad (\text{Ec. VIII.119})$$

Calculo de la fuerza cortante en la rótula plástica.

Para obtener el valor de la fuerza cortante en la rótula se debe realizar un diagrama de cuerpo libre en el tramo de la viga desde el último perno medido desde la cara de la columna. Este cálculo asume que el momento en la rótula será igual al momento máximo probable (Mpr) y debe incluir las cargas gravitatorias actuantes.

Cálculo del momento esperado en la cara de la columna.

El procedimiento para obtener este valor es el mismo al realizado en la conexión RBS.

Cálculo de la fuerza en la plancha del ala.

Esta fuerza es producida debido al momento esperado en la cara de la columna, se calcula de la misma forma que la fuerza última de diseño esperado en la plancha de continuidad de la conexión RBS.

Chequeo del número de pernos.

Una vez obtenido el valor de fuerza a la cual será sometida la plancha es necesario verificar que el número de pernos colocados es adecuado, con la siguiente ecuación:

$$n \geq \frac{F_{fu}}{\phi_n r_n} \quad (\text{Ec. VIII.120})$$

Chequeo del espesor de la plancha.

De igual forma, se debe chequear el valor asumido del espesor de la plancha realizado al momento de calcular el número máximo de pernos, este valor de espesor mínimo viene dado por la siguiente ecuación:

$$t_p \geq \frac{F_{fu}}{\phi_d F_y b_{fp}} \quad (\text{Ec. VIII.121})$$

VIII.5.5.3. Diseño de la plancha del ala.

Se verifica la resistencia a la rotura en tracción de la plancha del ala.

$$F_{fu} \leq \phi_n F_{up} A_n \quad (\text{Ec. VIII.122})$$

$$A_n = \min(0,85A_g ; t_p(b_{fp} - 2d'h)) \quad (\text{Ec. VIII.123})$$

Además se debe verificar la resistencia al pandeo en compresión.

$$F_{fu} \leq \phi_d F_{cr} A_g \quad (\text{Ec. VIII.124})$$

VIII.5.5.4. Diseño del ala de la viga.

Hay que verificar la resistencia al bloque de cortante en las alas de la viga, tal y como se realizó en el diseño de conexión con doble ángulo.

VIII.5.5.5. Diseño de la resistencia requerida en la conexión.

La fuerza que debe resistir la conexión en el alma de la viga será la misma fuerza cortante en la rótula plástica calculada anteriormente

VIII.5.5.6. Diseño de la plancha de alma simple.

La plancha del alma será diseñada considerando la resistencia requerida en la conexión, se fija un diámetro de perno y calcula el número mínimo de pernos que de este diámetro que debe poseer, utilizando la siguiente ecuación:

$$n \geq \frac{4V_u}{\phi_n \pi d_b^2 F_v} \quad (\text{Ec. VIII.125})$$

Se debe verificar los estados límites de cedencia, rotura y bloque de cortante de la plancha.

VIII.5.5.7. Diseño de la soldadura de la plancha del alma.

Se debe verificar el esfuerzo resistente de la soldadura utilizando la ecuación VIII.72 y su longitud será de 10mm menor a la longitud del alma, utilizando la siguiente ecuación se calcula el diámetro de la soldadura:

$$D_w = \frac{V_u}{L_w \phi F_w \sqrt{2}} \quad (\text{Ec. VIII.126})$$

VIII.5.5.8. Diseño de los rigidizadores.

El diseño de los rigidizadores se hará siguiendo los procedimientos explicados en la conexión RBS.

VIII.5.5.9. Diseño de la zona panel.

El diseño de la zona panel se realiza según la sección V.4.3 de este capítulo.

VIII.5.5.10. Verificación columna fuerte-viga débil.

La relación de momentos en el nodo debe cumplir con el criterio columna fuerte-viga débil previamente especificado en la sección V.4.8 de este capítulo.

IX. Diseño de otros elementos en las estructuras en acero.

IX.1. *Diseño de Plancha Base.*

Para el diseño de las planchas bases se toma como base el procedimiento de la AISC publicado en la Guía “*Steel Design Guide 01 - Base Plate and Anchor Rod Design*” Segunda Edición. En dicha guía se indica cómo realizar el adecuado diseño de estos elementos para garantizar así el correcto nexo de la estructura con el sistema de fundaciones, entre los parámetros evaluados para el diseño de las planchas bases se encuentran:

- Diseño por flexión.
- Diseño del pedestal.
- Diseño de Barras de Anclaje.

IX.1.1. *Fuerzas de Diseño:*

Se consideran dos casos principales de combinaciones de carga (P_u , M_u y V_u) para el diseño de plancha base:

- ✓ Fuerzas para alcanzar la flexión en los pórticos: Para las cuales se toman las reacciones más desfavorables, producto de las combinaciones que incluyan la acción sísmica amplificada.
- ✓ Fuerzas para desarrollar flexión en los elementos que llegan a la plancha base: Representa un diseño mucho más conservador tomando las reacciones producto de que los elementos que lleguen a la plancha base alcance su cedencia.

IX.1.2. Dimensiones de Plancha Base y Pedestal:

La guía de diseño de la AISC recomienda usar valores mínimos de ancho y longitud de la plancha considerando la altura y ancho del perfil de la columna, agregándole 3" (76mm aprox) a cada lado del perfil.

Mientras que en el caso del pedestal solo se recomienda que su área sea proporcional al área de la plancha base seleccionada.

IX.1.3. Diseño por Flexión:

Para el diseño de la plancha base por flexión se consideran dos métodos principales que dependerán de la excentricidad equivalente de la carga axial, considerando el efecto del momento que llega a la plancha. Esta excentricidad será calculada como se indica a continuación:

$$e = \frac{M_u}{P_u} \quad (\text{Ec. IX.1})$$

La excentricidad crítica (e_{crit}) para la selección del método de diseño adecuado será la siguiente:

$$e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2q_{max}} \quad (\text{Ec. IX.2})$$

Dónde:

N = Longitud de la plancha Base, paralela al eje Y-Y de la columna.

$q_{máx}$ = Fuerza máxima entre plancha base y concreto.

$$q_{máx} = f_{p máx} \times B \quad (\text{Ec. IX.3})$$

$$f_{p máx} = \phi_c (0,85 f'_c) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad (\text{Ec. IX.4})$$

B = Ancho de la plancha Base, paralelo al eje X-X de la columna.

$f_{p máx}$ = Esfuerzo máximo entre plancha base y concreto.

$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ = Factor de confinamiento. Raíz de la relación área del Pedestal entre área de Plancha.

Cuando la excentricidad crítica es menor a la calculada se usara el método de diseño para momentos bajos, cuando no sea así se utilizara el método de momentos altos. Cuyos principios se muestran a continuación:

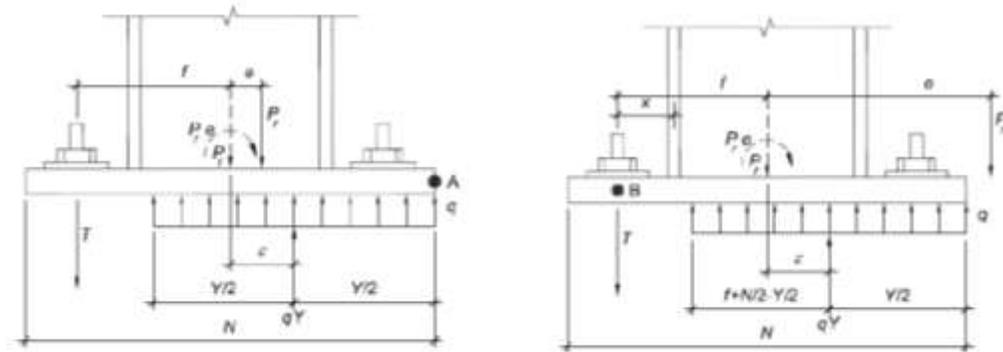


Figura XLVII. Métodos de Diseño para Momentos Bajos y Altos (De Izquierda a Derecha).

Fuente: Steel Design Guide 01- 2da Edición AISC.

Momentos Bajos:

$$Y = N - 2e \quad (\text{Ec. IX.5})$$

$$q = \frac{P_u}{Y} \quad (\text{Ec. IX.6})$$

Momentos Altos:

$$Y = f + \frac{N}{2} \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2P_u(e+f)}{q_{max}}} \quad (\text{Ec. IX.7})$$

$$q = q_{max} \quad (\text{Ec. IX.8})$$

$$T_u = qY - P_u \quad (\text{Ec. IX.9})$$

Dónde:

Y= Ancho de Plancha Base a compresión.

f = Distancia del eje de plancha a pernos a tracción.

T_u = Fuerza en última fila de barras a tracción.

q = Fuerza entre plancha base y concreto.

IX.1.4. Diseño del Pedestal:

La capacidad al aplastamiento del concreto en el pedestal será dada por la fuerza máxima posible entre la plancha base y el concreto ($q_{m\acute{a}x}$) indicada en la Ec. IX.4, la cual debe ser mayor o igual a la fuerza calculada, según sea el caso, en las Ec. IX.6 y IX.8.

IX.1.5. Diseño de las Barras de Anclaje:

El diámetro de las barras será elegido por su resistencia a tracción minorada (ΦP_{rt}), que deberá ser mayor o igual a la fuerza en última fila de barras a tracción entre el número de barras de esta fila.

Para el cálculo de la longitud embutida de las barras de anclajes, la guía de diseño hace referencia a la Norma ACI 318-05 en su Apéndice D, donde se indican las fórmulas para el cálculo de la resistencia a la fractura del concreto por la tracción en las barras.

IX.1.6. Espesor de Plancha Base:

Para la selección del correcto espesor de plancha base se considera las fuerzas actuando en la interface de tracción y la interface de compresión, calculando el máximo momento que actúa en la plancha, simulando los extremos de la plancha como volados de longitudes “m” y “n” según se indica en la siguiente figura:

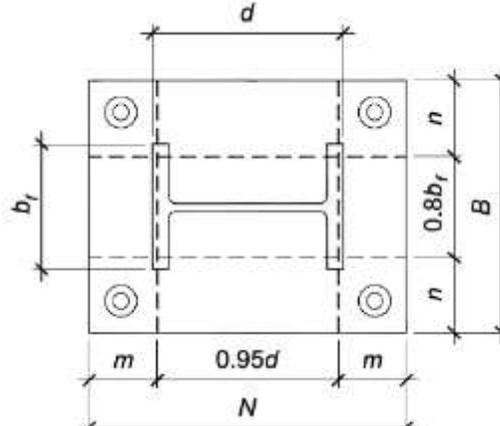


Figura XLVIII. Líneas de fallas por flexión en Plancha Base.
 Fuente: Ilcurso de conexiones en estructuras metálicas, Febrero de 2011.

El espesor requerido de plancha base ($t_{p (req)}$) en las interfaces a compresión y tracción estará dado por el mayor valor de las siguientes ecuaciones:

Para cualquier valor de Y:

$$t_{p (req)} = 1,5m \sqrt{\frac{f_p}{F_{yp}}} \quad (\text{Ec. IX.10})$$

Cuando $Y < m$:

$$t_{p (req)} = 1,5n \sqrt{\frac{f_p}{F_{yp}}} \quad (\text{Ec. IX.11})$$

$$t_{p (req)} = 2,11 \sqrt{\frac{T_u x}{B F_{yp}}} \quad (\text{Ec. IX.12})$$

Cuando el espesor de plancha requerido sea exagerado se podrá pensar en el uso de rigidizadores a fin de modificar las líneas de fallas dando una mayor capacidad a flexión de la plancha.

IX.2. Diseño de Empalmes de Columnas.

El diseño de empalmes de columnas, pertenecientes cualquier sistema estructural resistente a sismo, cumplirá con lo establecido en la Sección 8.4 de la Norma AISC 341-05, además de los requisitos específicos para algunos sistemas.

Los empalmes de las columnas deberán tener una resistencia minorada igual o mayor que las máximas solicitaciones producto de las combinaciones descritas en la Sección V incluyendo las que contienen la acción sísmica amplificada si la menor columna se encuentra a más del 40% de su capacidad.

Además deberán cumplir con los siguientes requisitos:

- En el segmento adyacente a la a conexión viga-columna no se permitirán empalmes con juntas soldadas de ranura de penetración parcial. La longitud de este segmento será el menor valor entre 1.20m (4 ft) y la mitad de la altura de la columna.

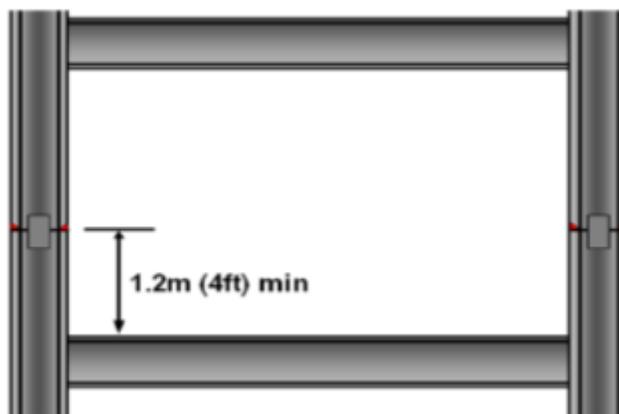


Figura XLIX. Localización de los Empalmes en Columnas.

Fuente: II curso de conexiones en estructuras metálicas, Febrero de 2011.

- La resistencia minorada de las juntas soldadas de penetración parcial deberá ser por lo menos igual al 200% de las solicitaciones mayoradas.
- La solicitación mayorada para cada ala no será menor que $0.5 R_y F_y A_f$, en donde $R_y F_y$ es la resistencia cedente esperada del material de la columna y A_f es el área del ala de la menor columna conectada.
- No se requieren transiciones biseladas en las uniones de columnas con juntas soldadas de ranura de penetración parcial, cuando ocurran cambios de espesor y ancho de las alas.

- Los empalmes en columnas podrán ser soldados en alas y almas des estas o soldado en una y apernado en la otra.

CAPITULO III

MARCO METODOLÓGICO

Tipo de investigación

Según el Manual de Trabajos de Grado de Especialización y Maestría y Tesis Doctorales de la Universidad Pedagógica Experimental Libertador (UPEL, 2003):

“La investigación proyectiva propone soluciones a una situación determinada a través de un proceso de indagación. Implica explorar, describir, explicar y proponer alternativas de cambio (...) en esta categoría están los “proyectos factibles”. Todas las investigaciones que implican el diseño o creación de algo basados en un proceso investigativo también entran en esta categoría.”

Según lo planteado por Hurtado, este proyecto se adapta al tipo de investigación proyectiva, debido a que implica el desarrollo o creación de un programa, con la finalidad de generar una solución al problema ya mencionado mediante un proceso de indagación de información.

Diseño de la investigación

Según el Manual de Trabajos de Grado de Especialización y Maestría y Tesis Doctorales de la Universidad Pedagógica Experimental Libertador (UPEL, 2003):

“Se entiende por investigación documental, el estudio de problemas con el propósito de ampliar y profundizar el conocimiento de su naturaleza, con apoyo, principalmente, en trabajos previos, información y datos divulgados por medios impresos, audiovisuales o electrónicos”

El diseño de investigación utilizado en este proyecto, será netamente del tipo documental; esto debido a que el desarrollo de la misma, se realizará a base de recopilación de textos, normativas y publicaciones, los cuales ayudarán en el

desarrollo de la metodología que se debe realizar para desarrollar el diseño de las conexiones sismo-resistente en estructuras metálicas.

En este proyecto, se debe de realizar un desarrollo metodológico para determinar cuáles son los procedimientos que se deben ejecutar para así cumplir con los objetivos y alcances del mismo, este estará enmarcado en la modalidad de proyecto factible, de acuerdo a la naturaleza del área de la investigación.

Según el Manual de Trabajos de Grado de Especialización y Maestría y Tesis Doctorales de la Universidad Pedagógica Experimental Libertador (UPEL, 2003):

“El proyecto factible consiste en la investigación, elaboración y desarrollo de una propuesta de un modelo operativo viable para solucionar problemas, requerimientos o necesidades de organizaciones o grupo social”

El presente trabajo entra en esta definición, debido a que en su contenido se podrá encontrar lo necesario para realizar el diseño de conexiones sismo-resistente en estructuras metálicas, el cual servirá de apoyo tanto a profesionales, que se dediquen a esta área de la ingeniería, como a estudiantes, en el mejor entendimiento de esta materia y espera dar soluciones al problema que tienen los ingenieros al momento de realizar el diseño de las juntas sismo resistente en estructuras metálicas.

Técnicas e instrumentos de recolección de datos.

En base al diseño de investigación, la técnica de recolección de datos será la revisión documental, la cual será realizara mediante el siguiente desarrollo:

- **Arqueo bibliográfico:** Consiste en explorar y buscar la bibliografía que será utilizada en el desarrollo del tema de investigación, tales como: documentos, libros, revistas, normas, papers e información virtual.
- **Selección y organización de la información:** Una vez revisada la bibliografía, se procede a seleccionar y organizar todos aquellos documentos, libros,

revistas, normas, papers e información virtual, que será de apoyo para la realización del trabajo de grado.

- **Resumen y síntesis de la información:** Se procede a realizar la lectura de todo el material seleccionado, para así lograr obtener un resumen y síntesis de las ideas principales de este material, con la finalidad de desarrollar el contenido teórico de la investigación.

Descripción de la Metodología:

A continuación se presentan los pasos requeridos para lograr el cumplimiento de los objetivos propuestos para elaboración del proyecto.

1. Identificar los sistemas estructurales sismo-resistente de estructuras metálicas según los lineamientos de la AISC.

Consultando la información obtenida del resumen del material seleccionado se identifican los diferentes sistemas estructurales dependiendo de su tipo de estructura, nivel de diseño y tipo de conexiones.

2. Describir los sistemas estructurales sismo-resistente de estructuras metálicas según los lineamientos de la AISC.

Una vez identificados los sistemas estructurales se procede a describirlos usando la normativa AISC 341-05.

3. Clasificar las conexiones sismo-resistente que se utilizan en los sistemas estructurales “Special moment frame” según los lineamientos de la AISC.

Basado en el sistema estructural SMF considerado en la norma AISC se clasifican las conexiones a utilizar de acuerdo con los requerimientos exigidos.

4. Plantear los pasos a seguir para el diseño de las conexiones sismo-resistente.

Se procederá a realizar el diseño según la norma AISC 358-05, la cual posee aquellas conexiones precalificadas que cumplen con los requisitos necesarios.

5. Elaborar un software en el lenguaje de programación Visual Basic que genere el diseño de conexiones sismo-resistentes en estructuras metálicas.

Con toda esta información recolectada se procede a la elaboración de un programa que se encargue de verificar las conexiones de manera automatizada.

Desarrollo del Programa

El programa a ser desarrollado, será realizado mediante la utilización del lenguaje de programación Visual Basic.net, mediante el compilador de Visual Studio 2008, esto es debido a que el lenguaje de programación es de uso sencillo, y el editor proporciona herramientas para el desarrollo más rápido del programa.

El programa se desarrollara, una parte en código y la otra parte mediante las herramientas para crear la interfaz gráfica del programa, trabajando en la interfaz mediante la utilización de programación de objetos.

Para lograr un desarrollo exitoso, podemos definir varias etapas en la construcción del programa, con la finalidad de llevar un orden de acciones para lograr el objetivo final, estas etapas serán:

- Definición de interfaz: En esta etapa, se definirá el entorno mediante el cual ocurrirá la interacción usuario – programa, este entorno funcionara a su vez de base para añadir los controles necesarios para la interacción.
- Definición de Controles: Una vez definido el entorno, se procede a añadir los controles que serán utilizados por el usuario, y definir sus propiedades, estas serían tales como, tamaño, color, letra, entre otras.
- Definición de eventos: Se define como reaccionara el objeto al ser afectado por el usuario, esto puede ser al momento del usuario hacer click o cambiar el valor del control entre otros.

- Generación del código del programa: Esta sería la etapa final, en ella se procederá a generar todas las líneas de código necesarias para que el programa pueda ser ejecutado exitosamente, utilizando los datos suministrados por el usuario mediante la interfaz.

Descripción del programa.

El programa consta de una ventana principal desde la cual el usuario seleccionara el tipo de conexión que desee diseñar; una vez seleccionada el tipo de conexión, seleccionara una de las disponibles perteneciente a ese tipo.

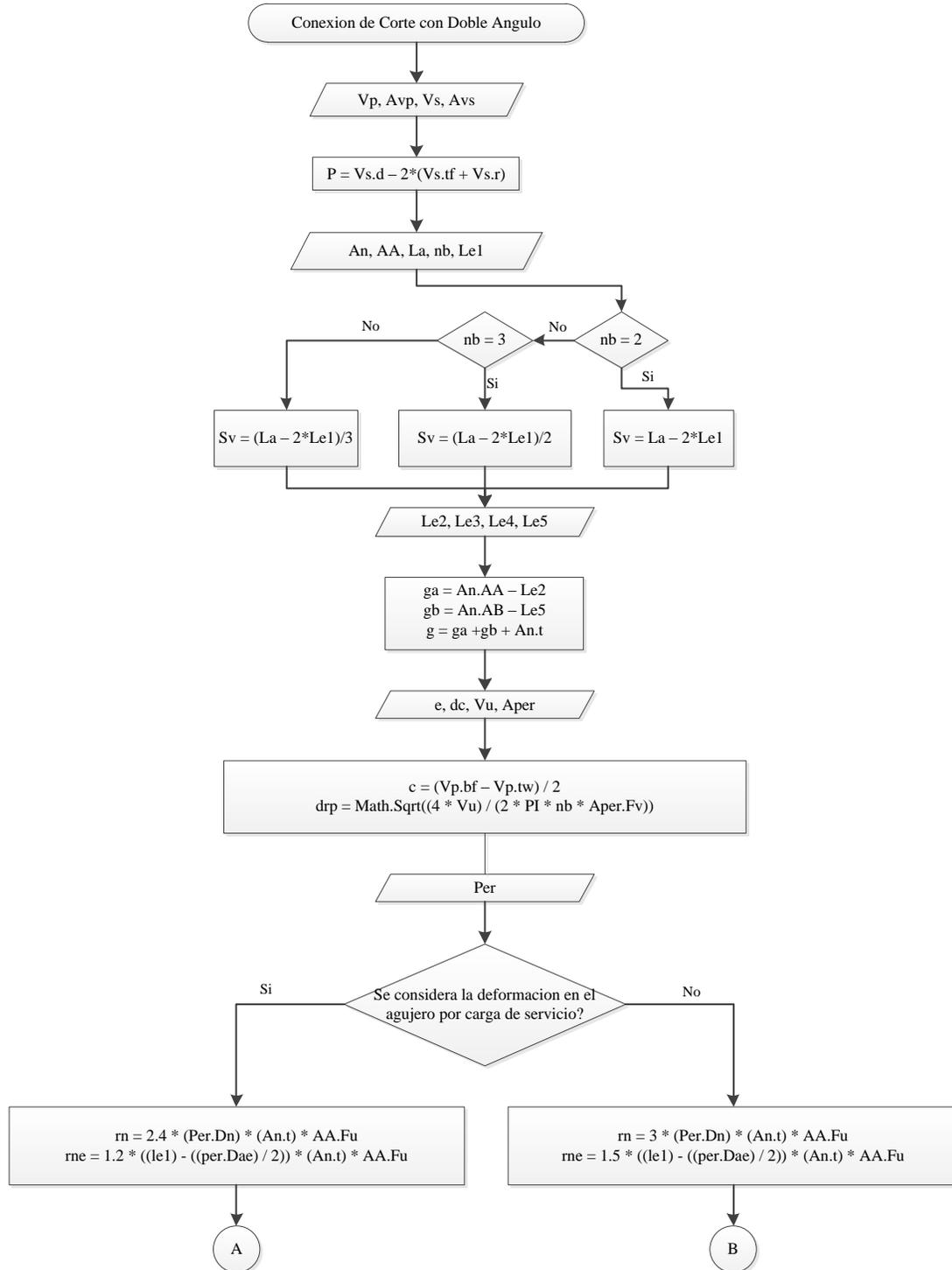
Ya seleccionada la conexión, aparecerá una ventana en la cual el usuario se encargara de suministrar los datos necesarios para el diseño de la conexión, el programa solicita los datos de uno a uno, desbloqueando la siguiente celda luego de suministrado el dato; el usuario podrá tener ayuda gráfica del programa al momento de introducir los detalles geométricos de la conexión, mediante la visualización de imágenes pre cargadas, en las cuales se indica el significado de cada uno de los datos solicitados.

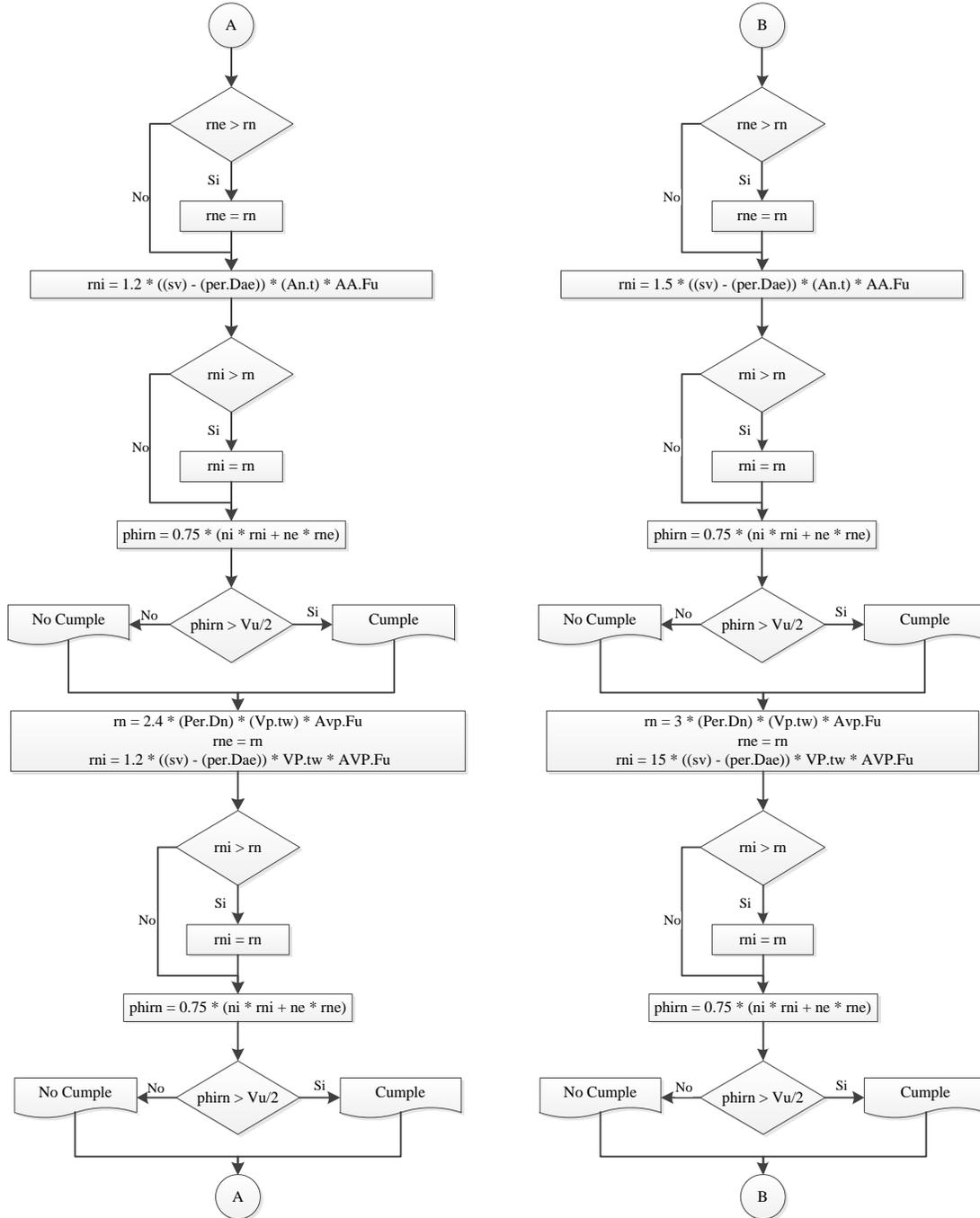
Una vez suministrados los datos, y realizado el diseño de la conexión, el programa imprimirá un reporte en el cual se podrá visualizar cuales fueron los chequeos realizados por el programa y cuáles son los valores que resultan de dicho chequeo.

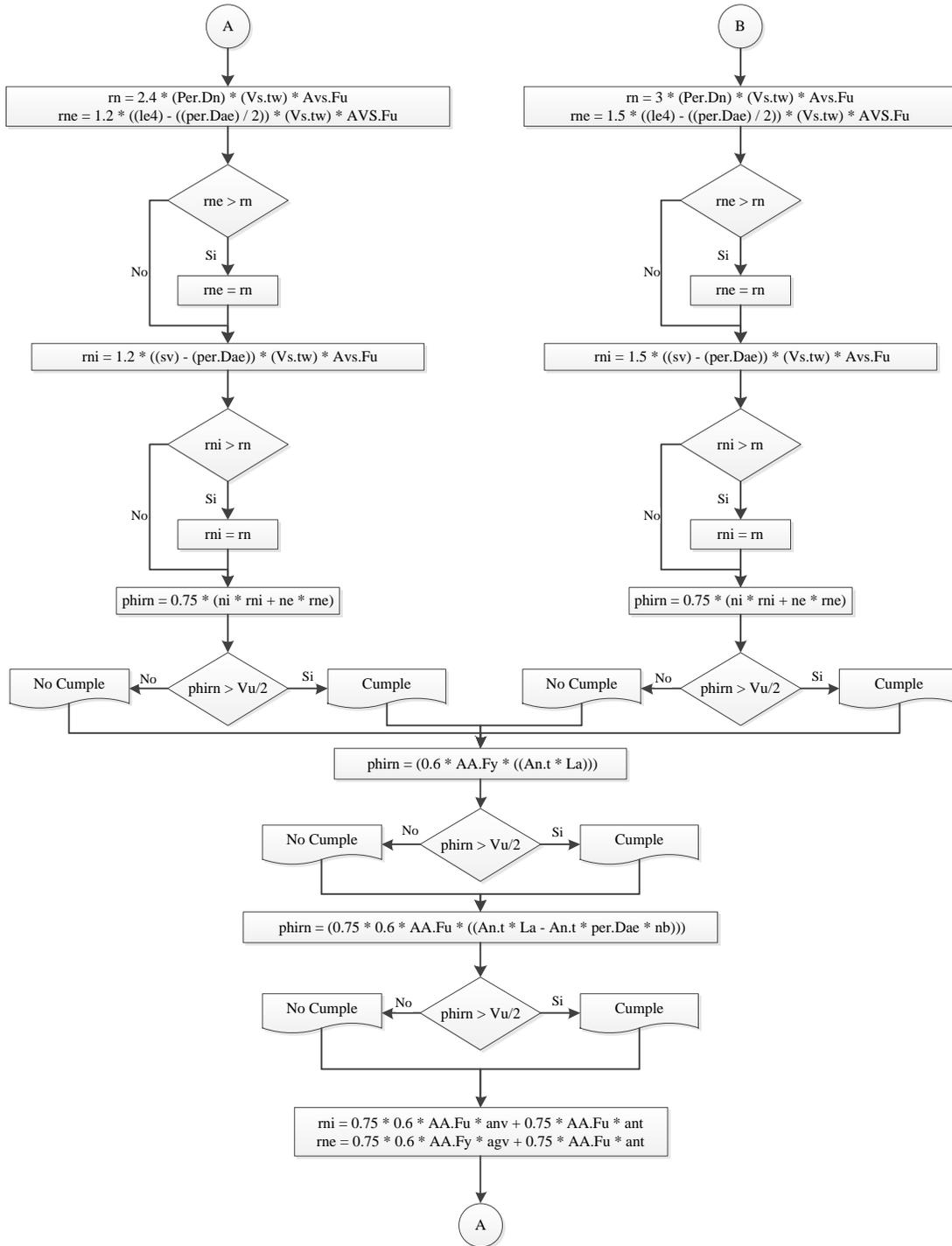
Algoritmos de trabajo.

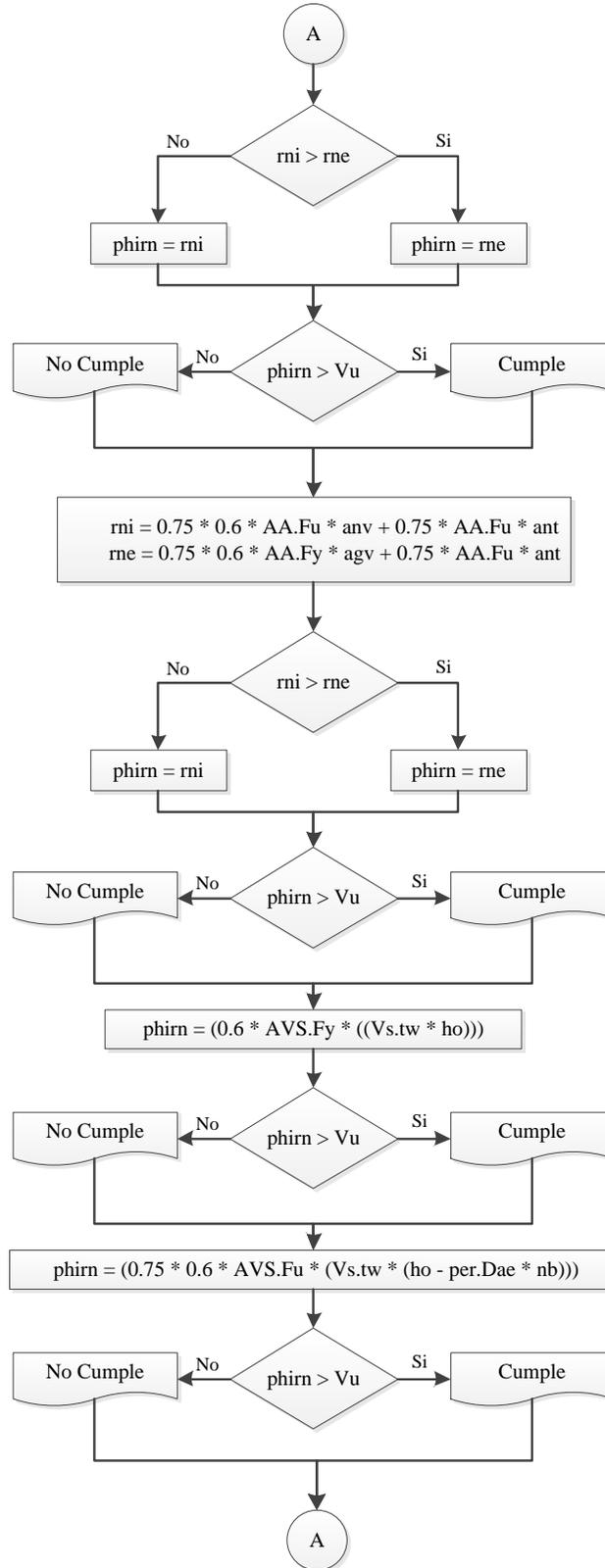
A continuación, se presentan los diagramas de flujo que se utilizaran en el desarrollo del programa, en estos se presentan la secuencia mediante la cual el programa realizara las operaciones, y en los mismos se pueden observar las operaciones que realizara el programa internamente, proporcionando así una herramienta para una elaboración más sencilla y rápida del programa.

Diagrama de flujo de la conexión a corte de doble ángulo.









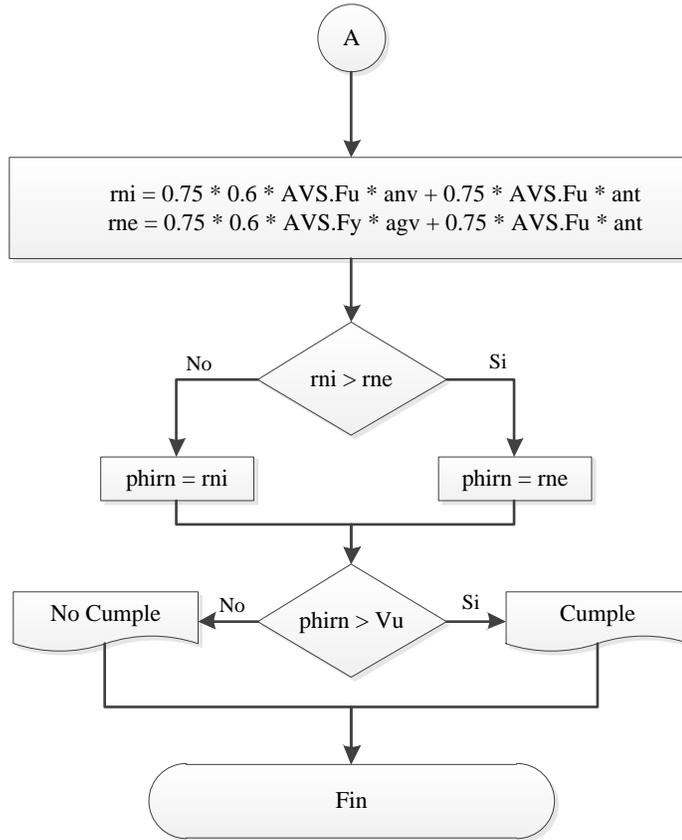
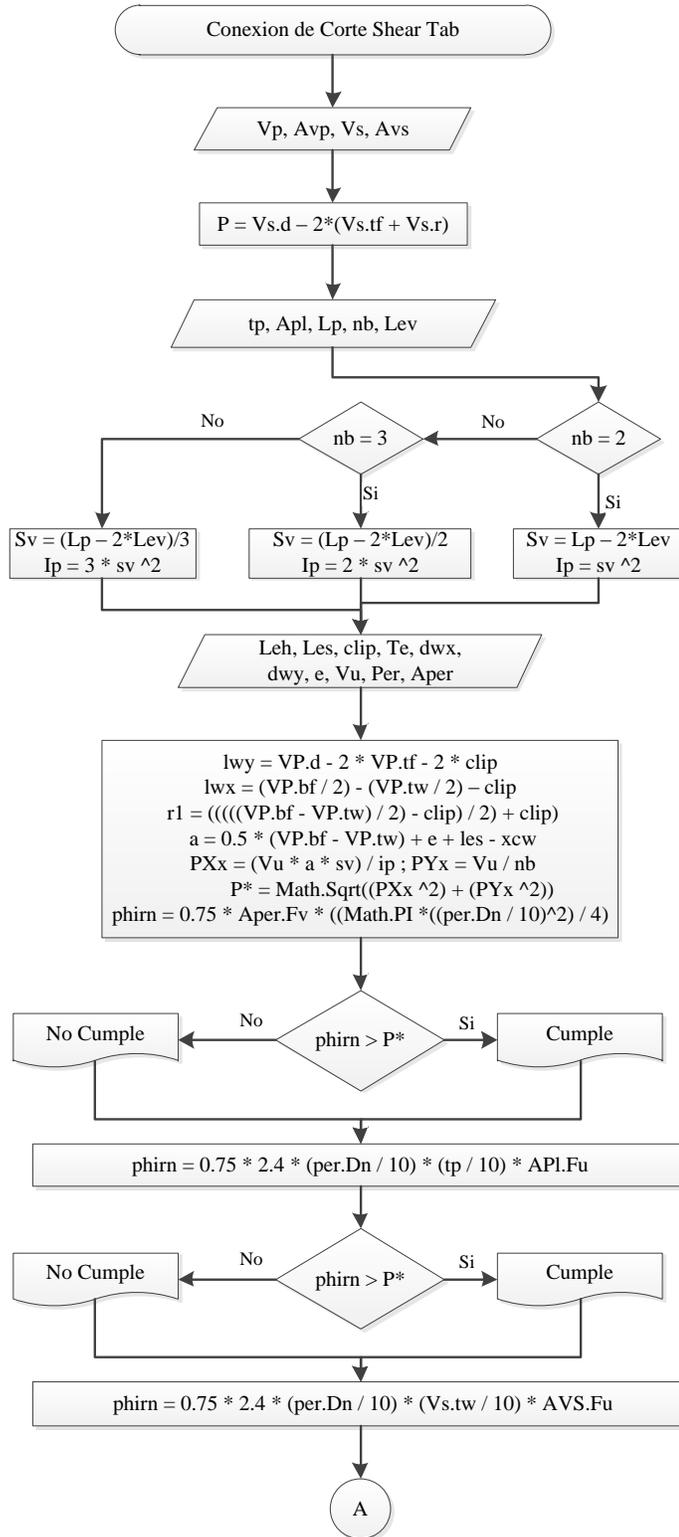
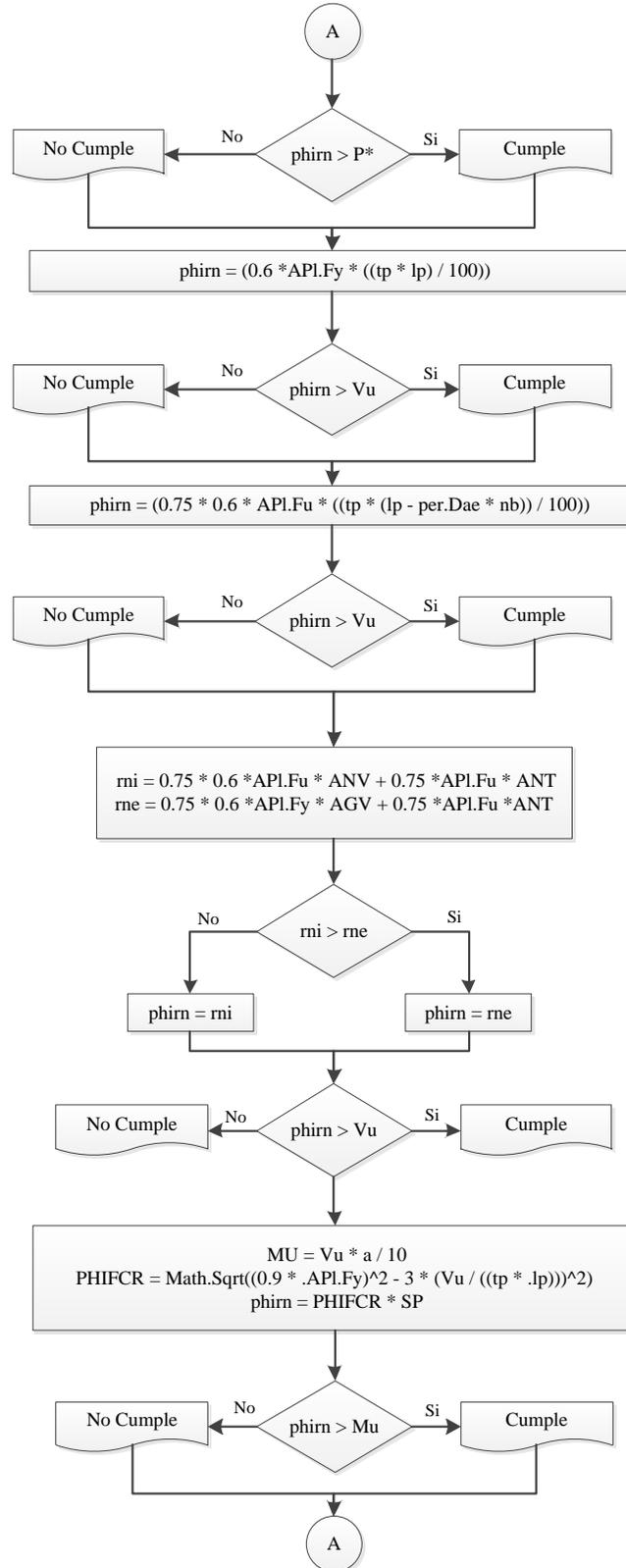


Diagrama de flujo de la conexión a corte shear tab.





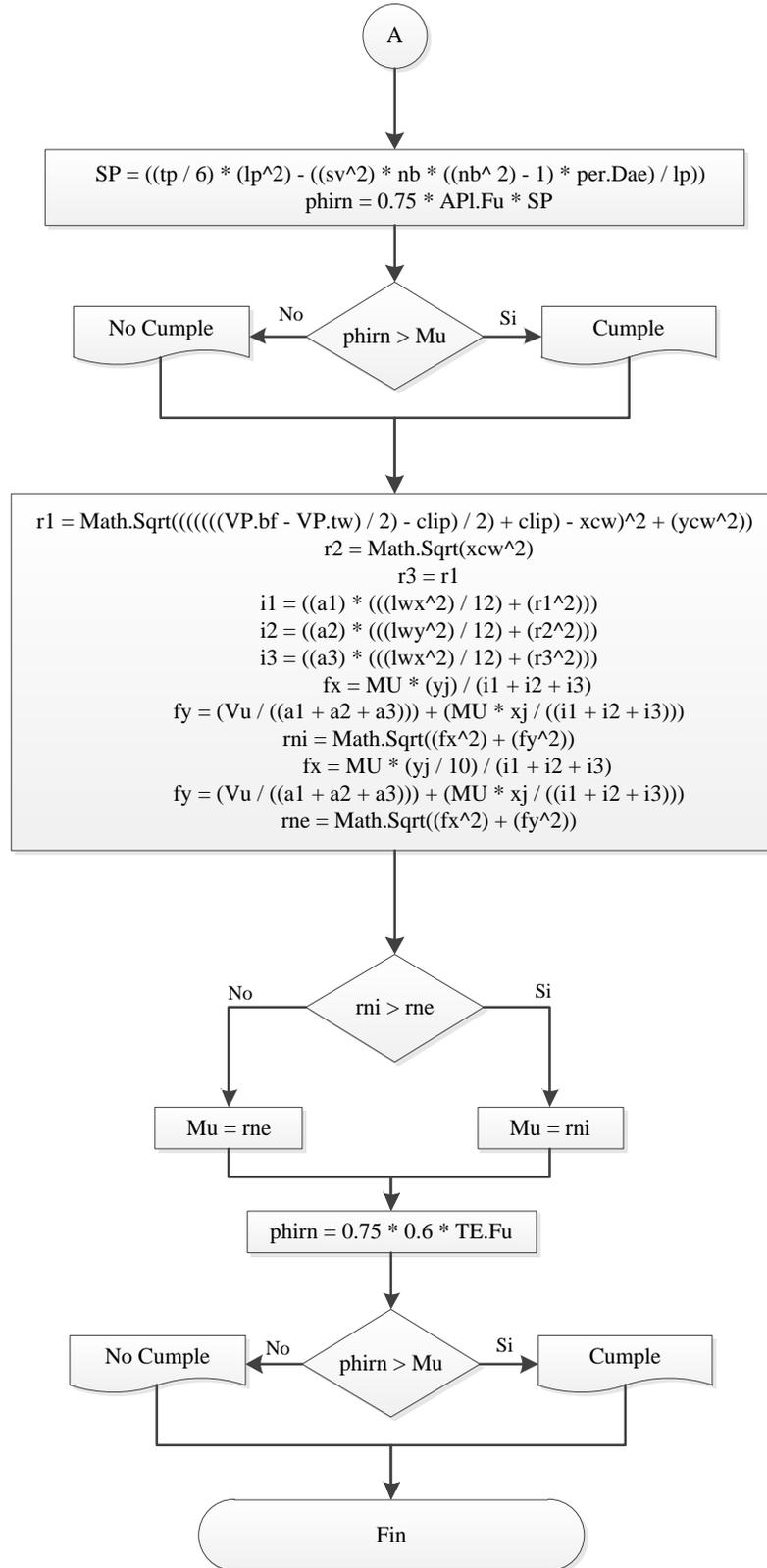
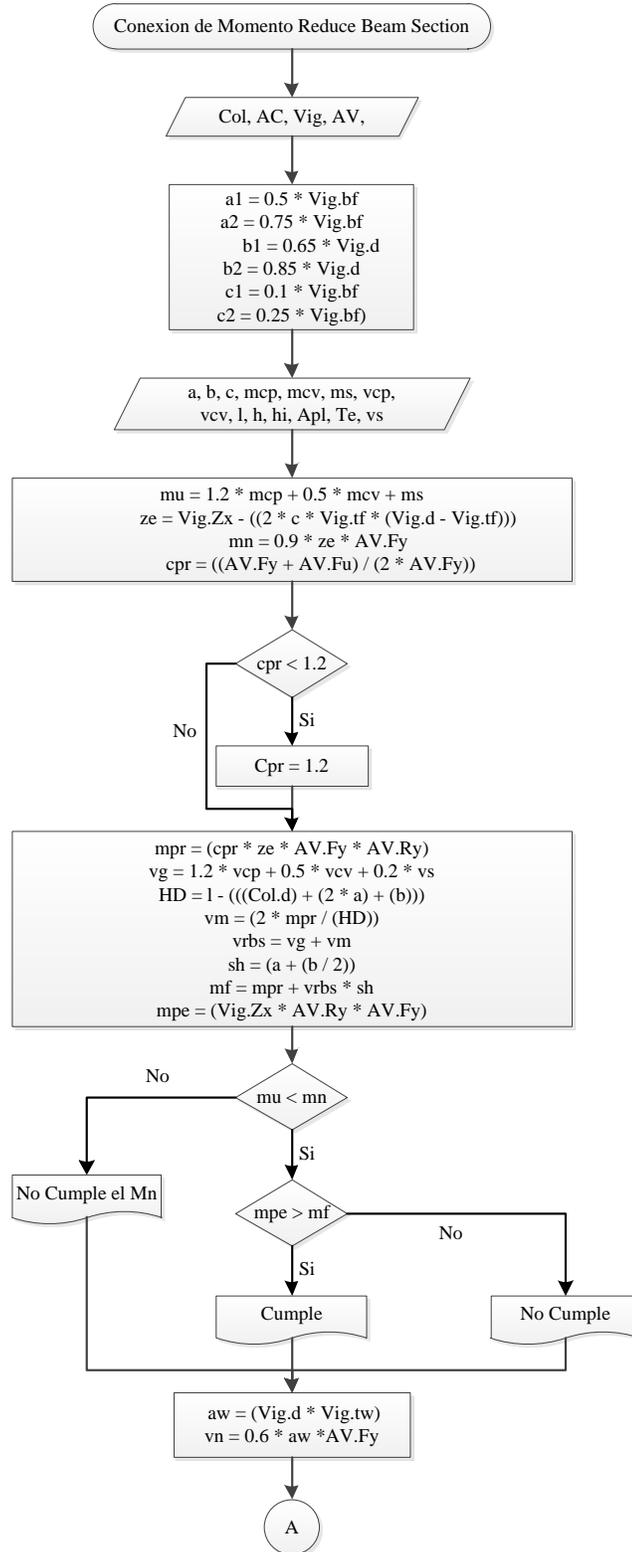
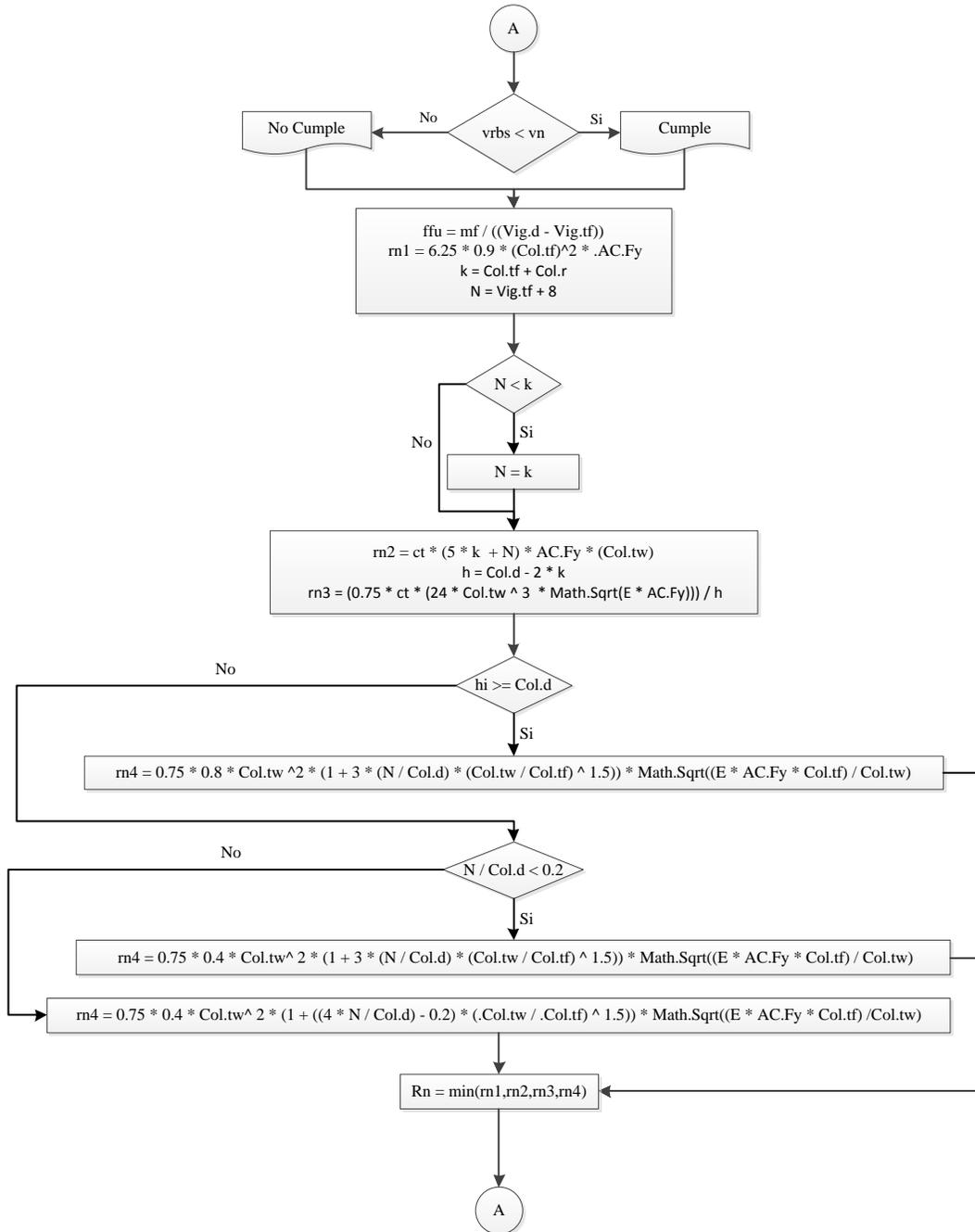
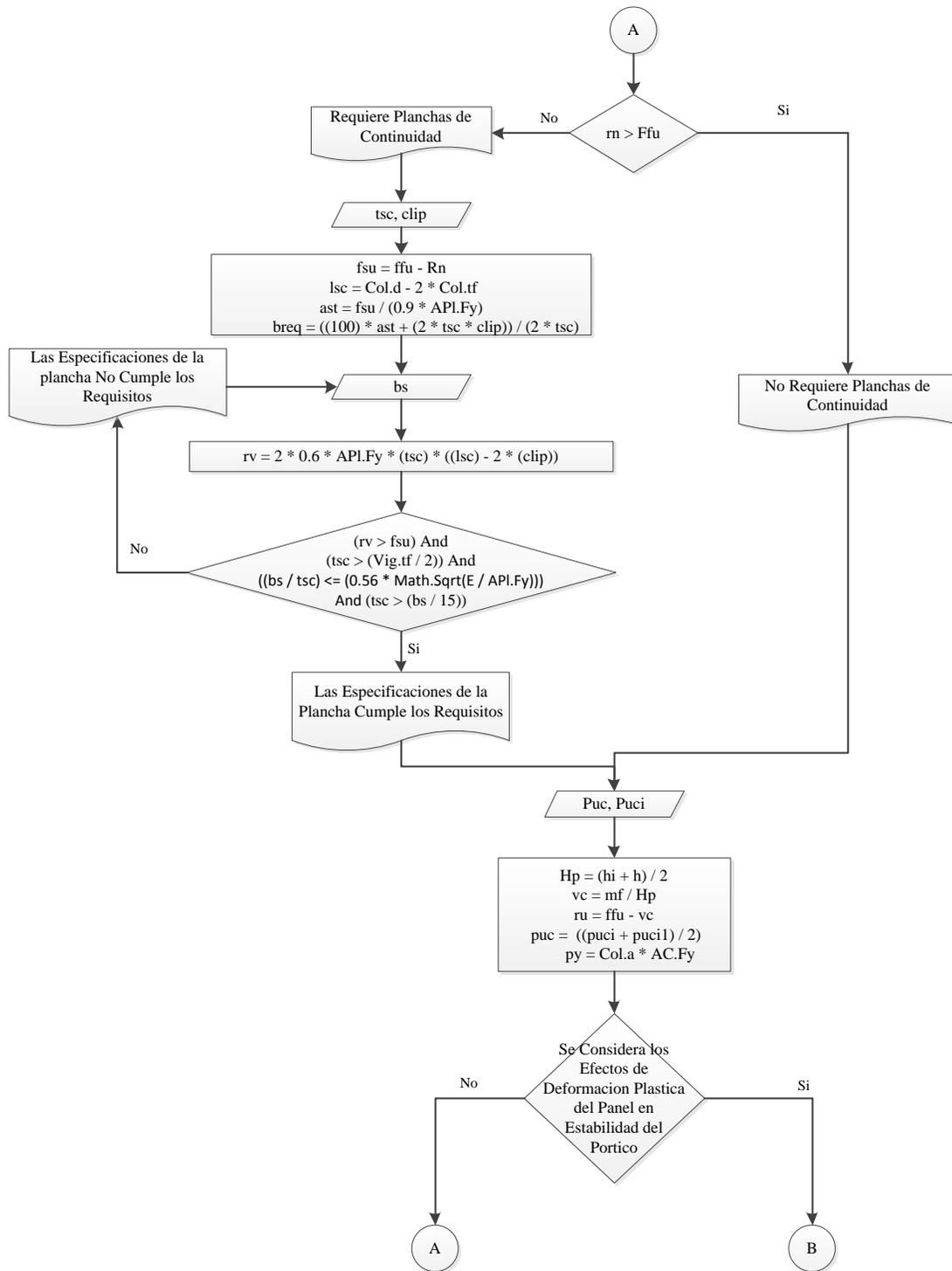
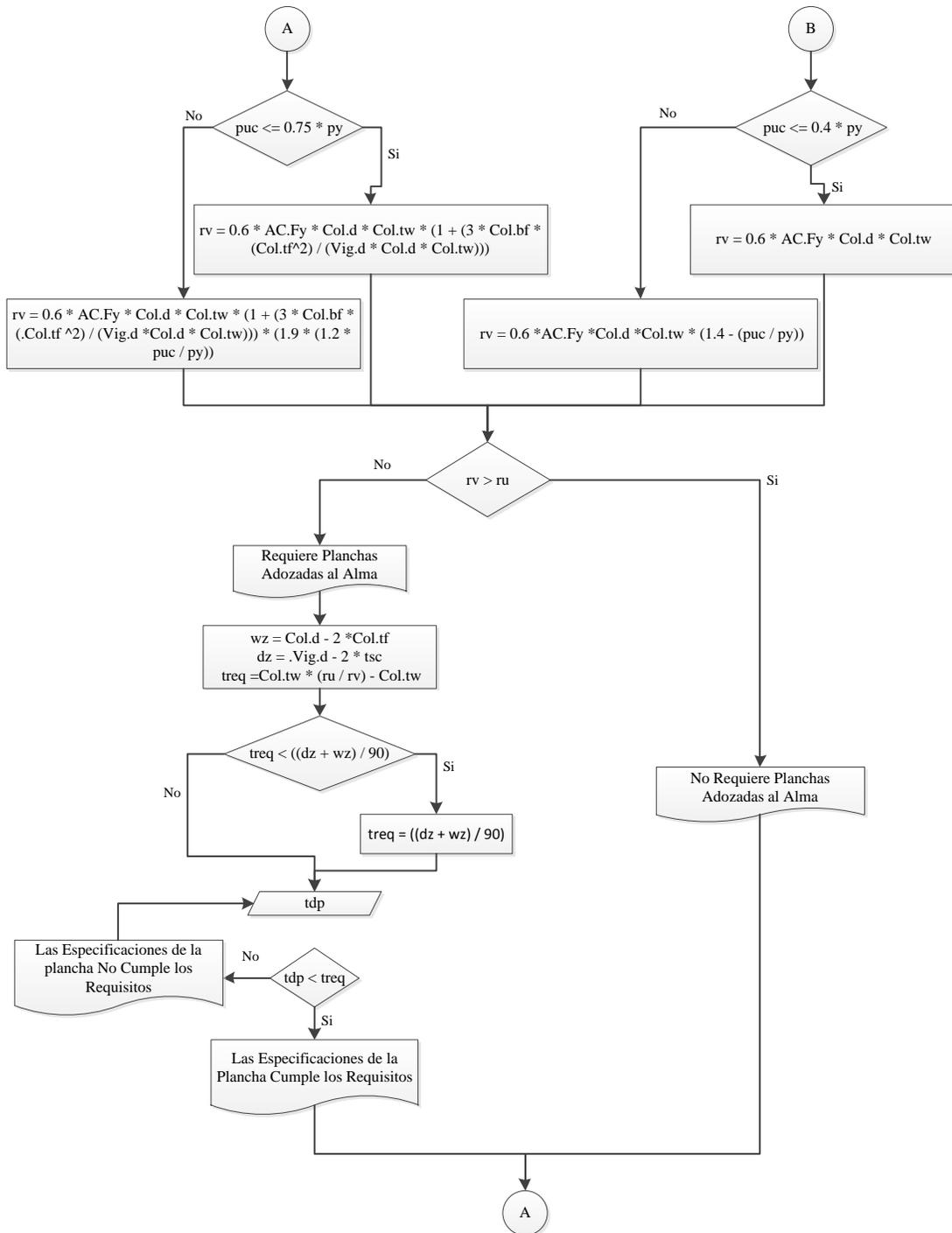


Diagrama de flujo de la conexión a momento, reduce beam section.









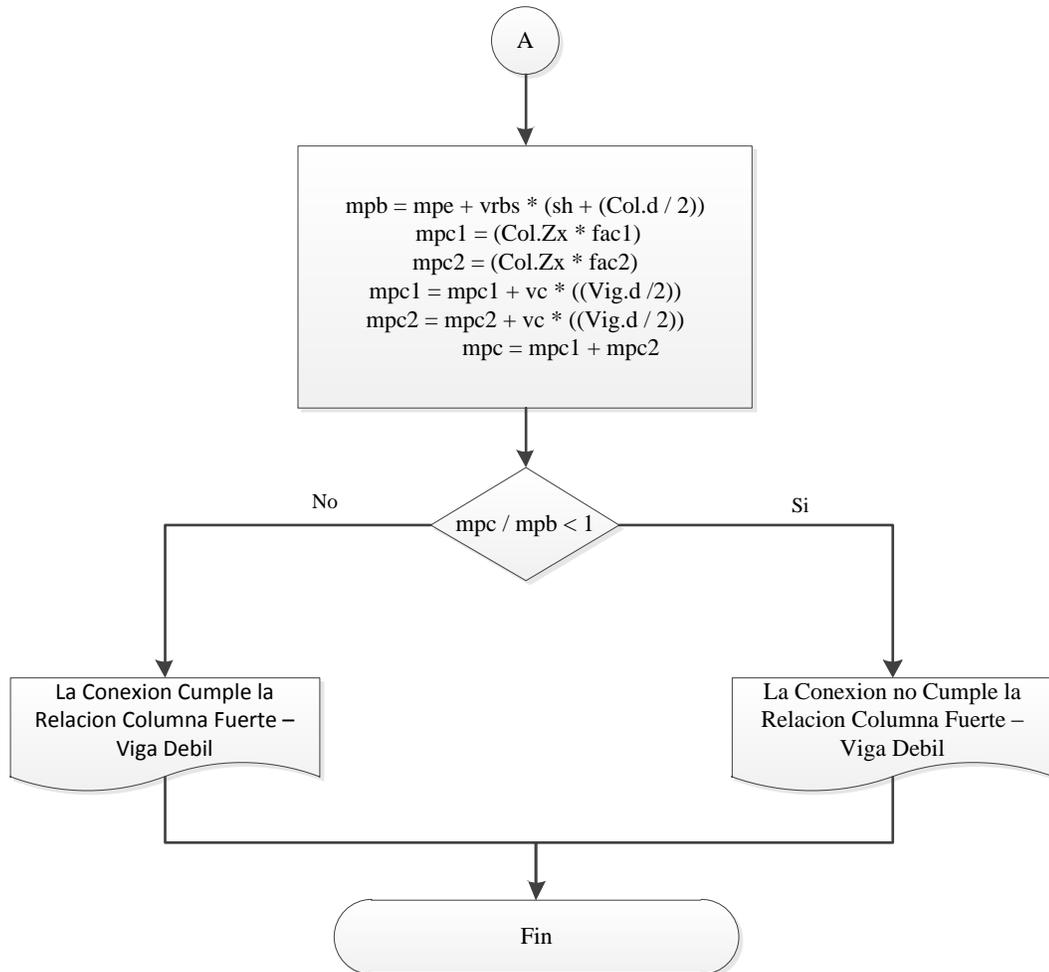
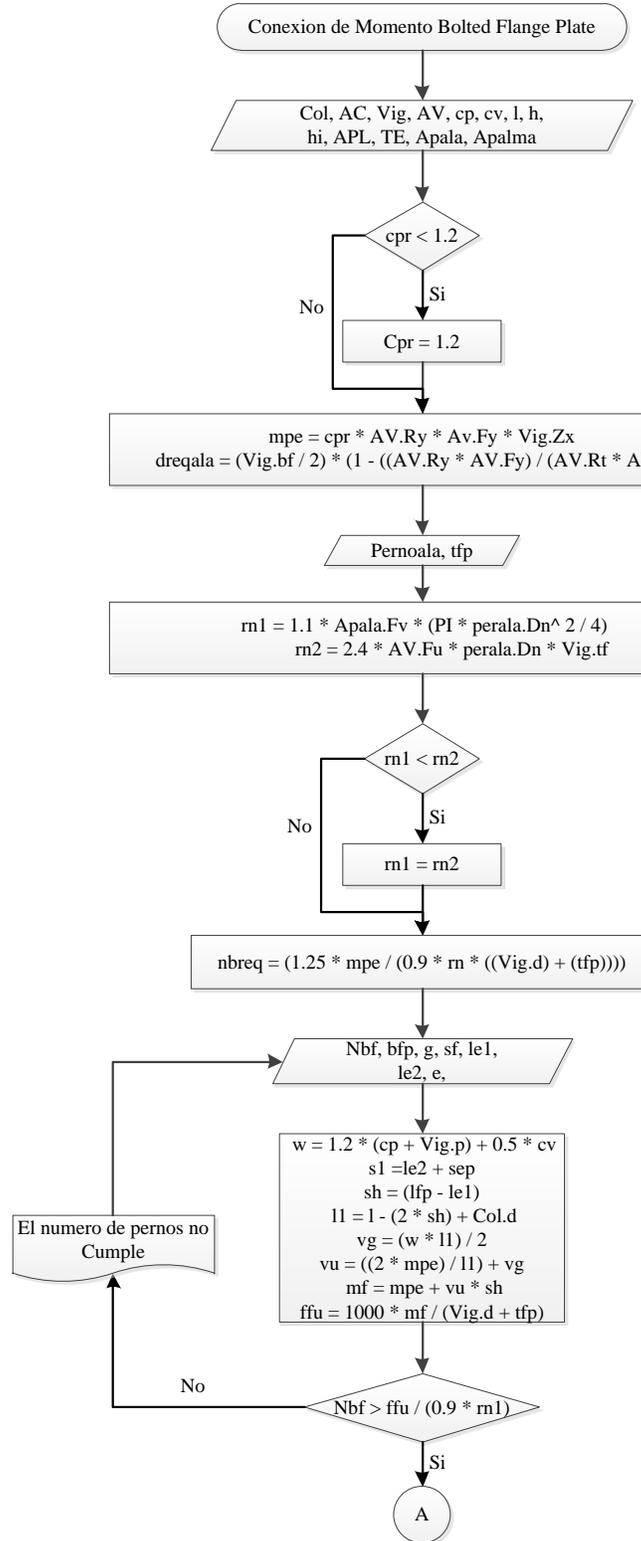
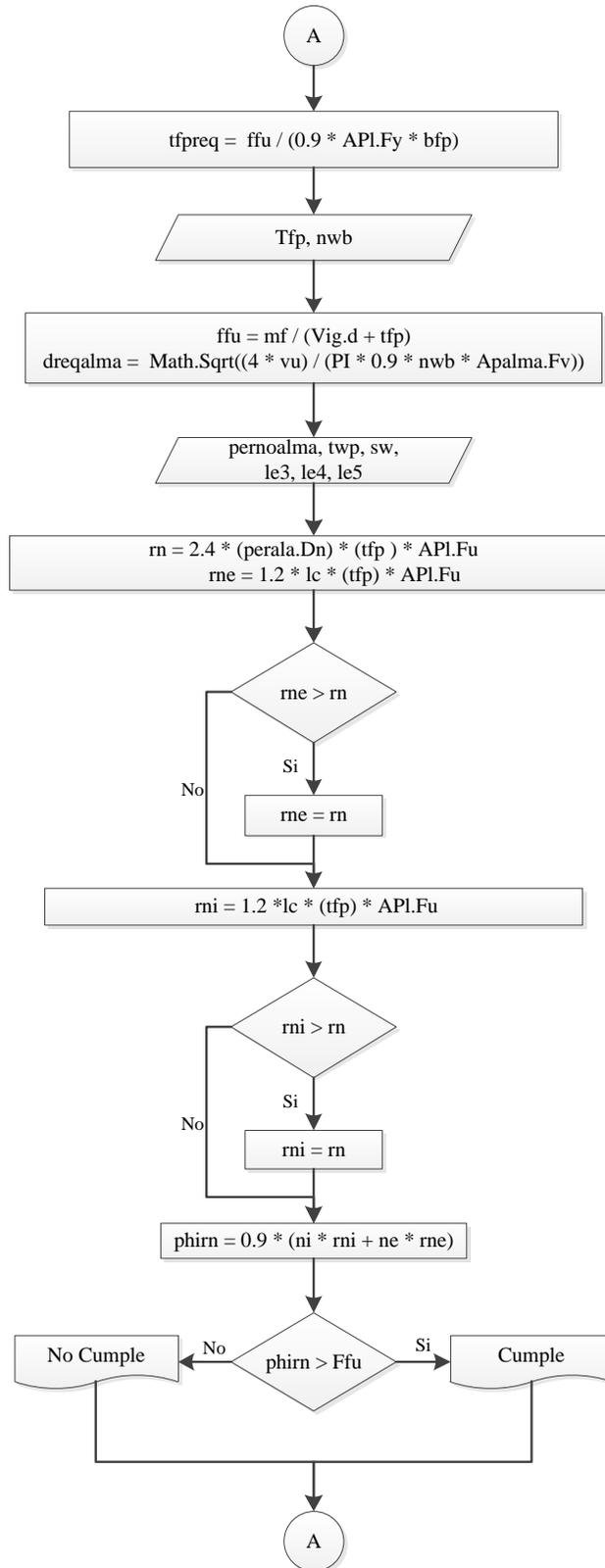
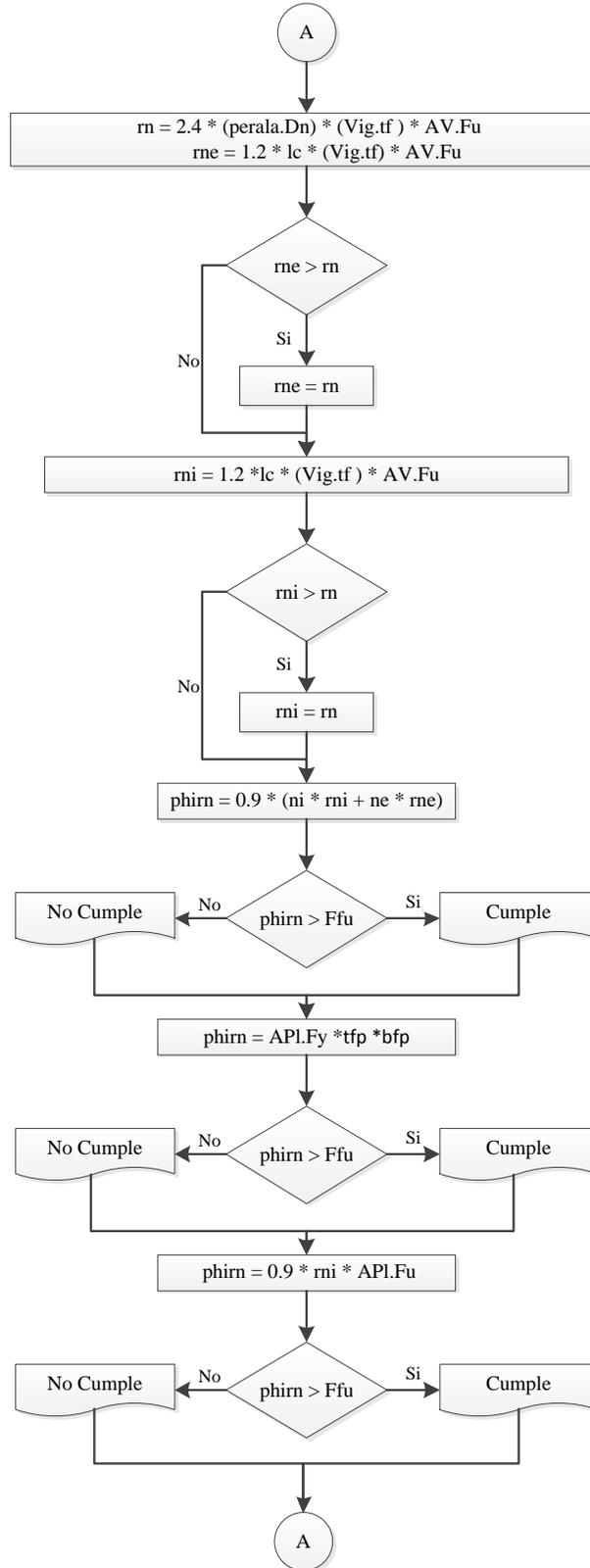
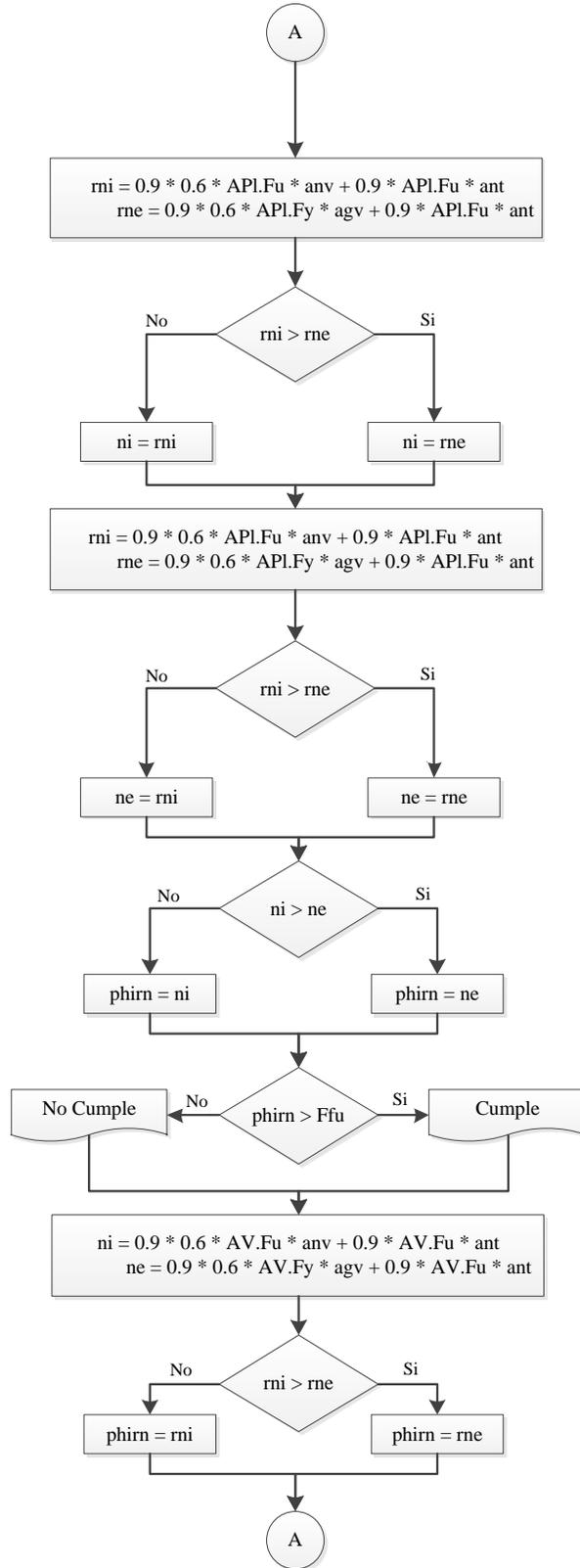


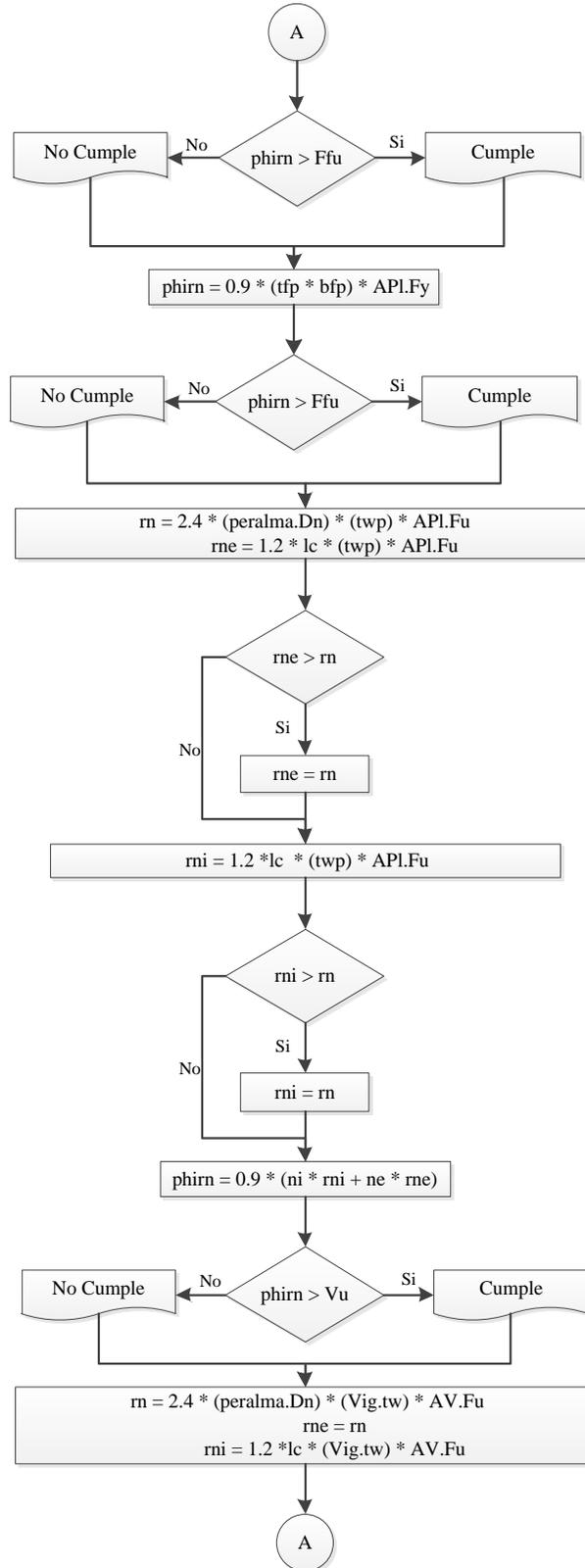
Diagrama de flujo de la conexión a momento, bolted flange plate.

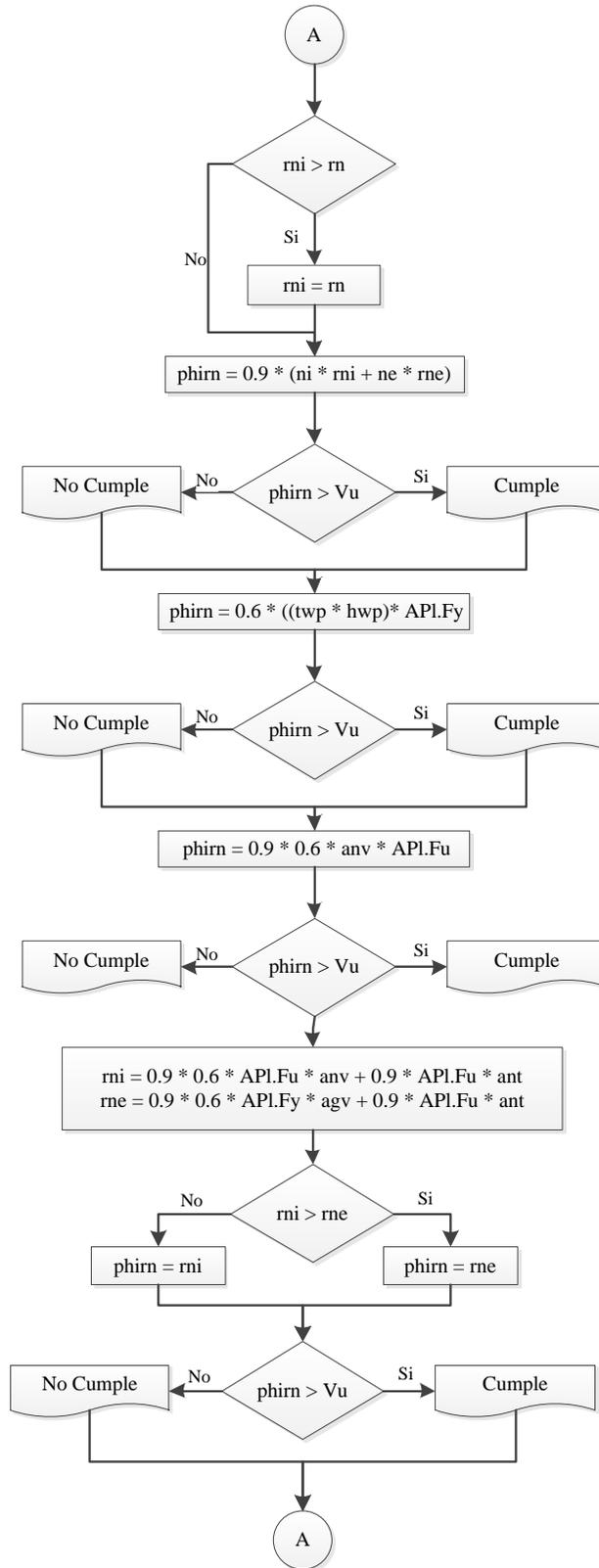


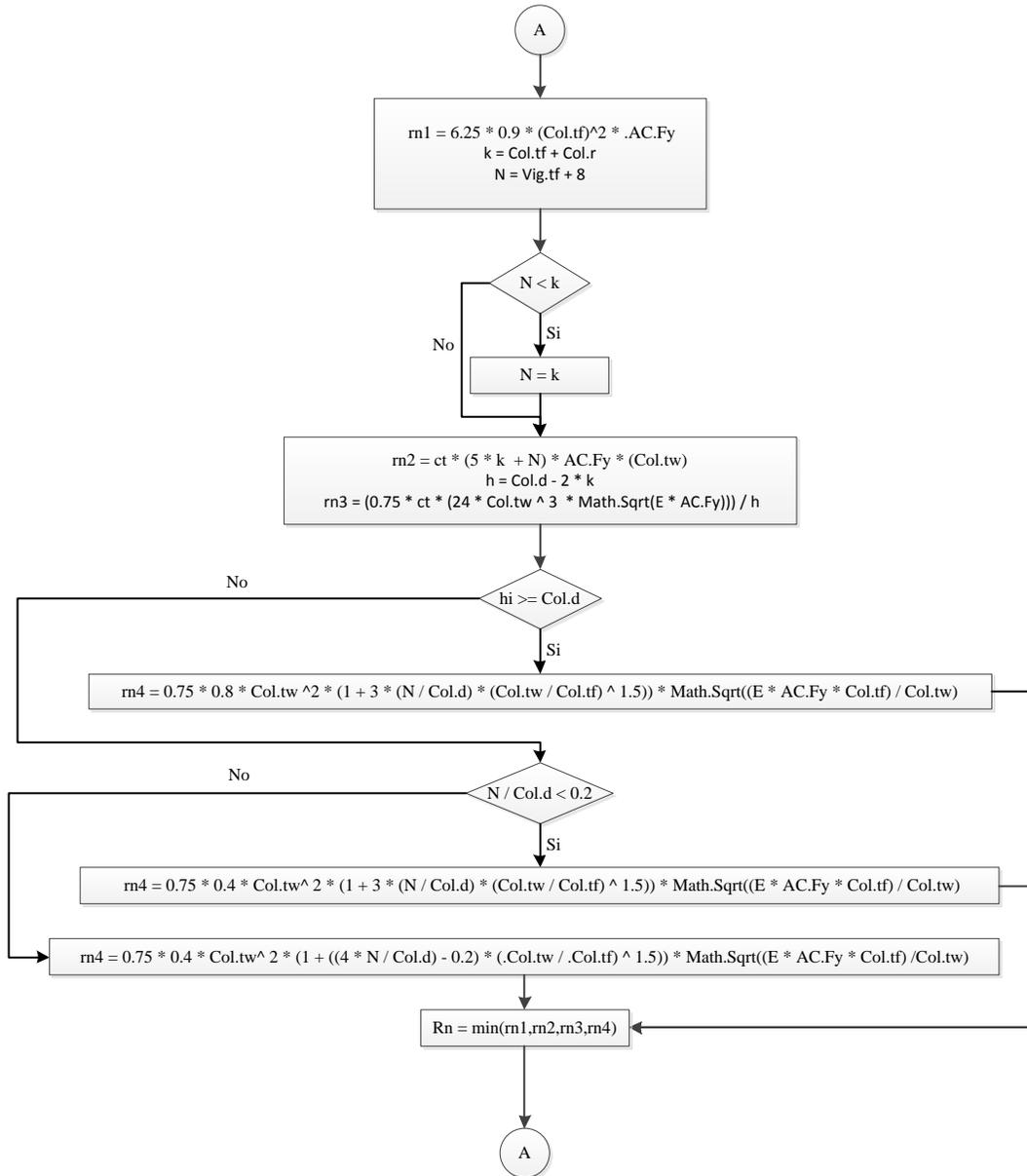


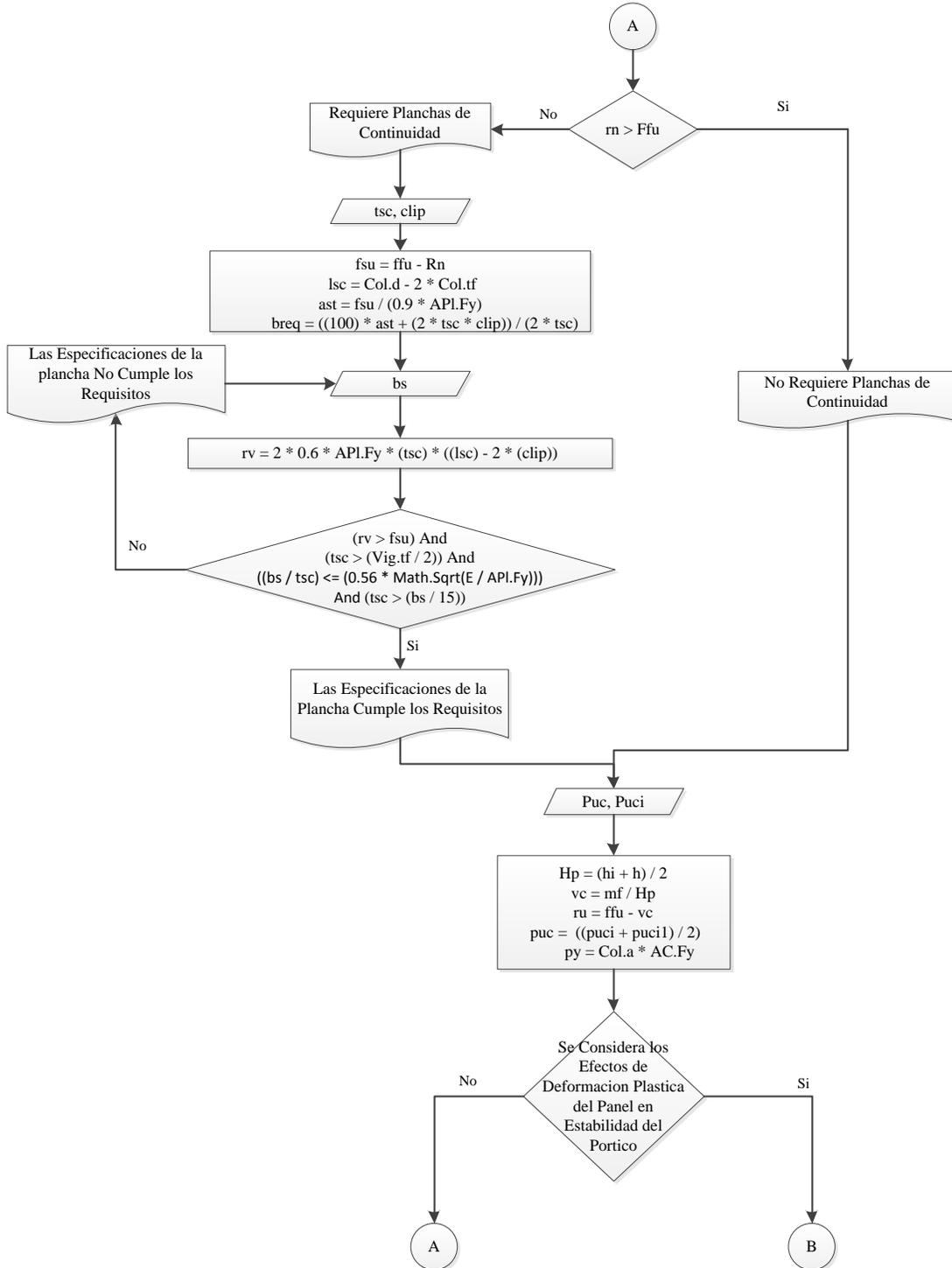


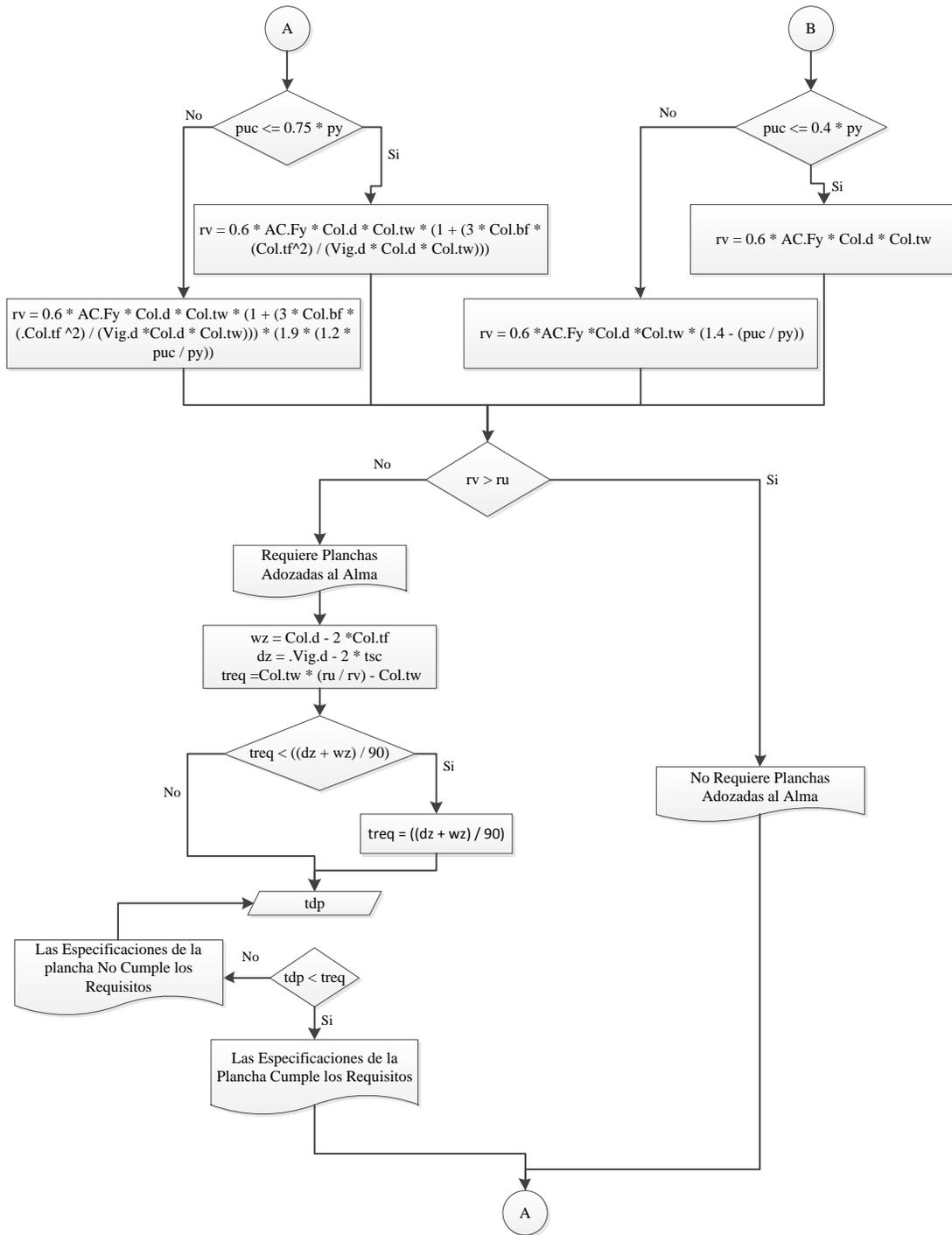












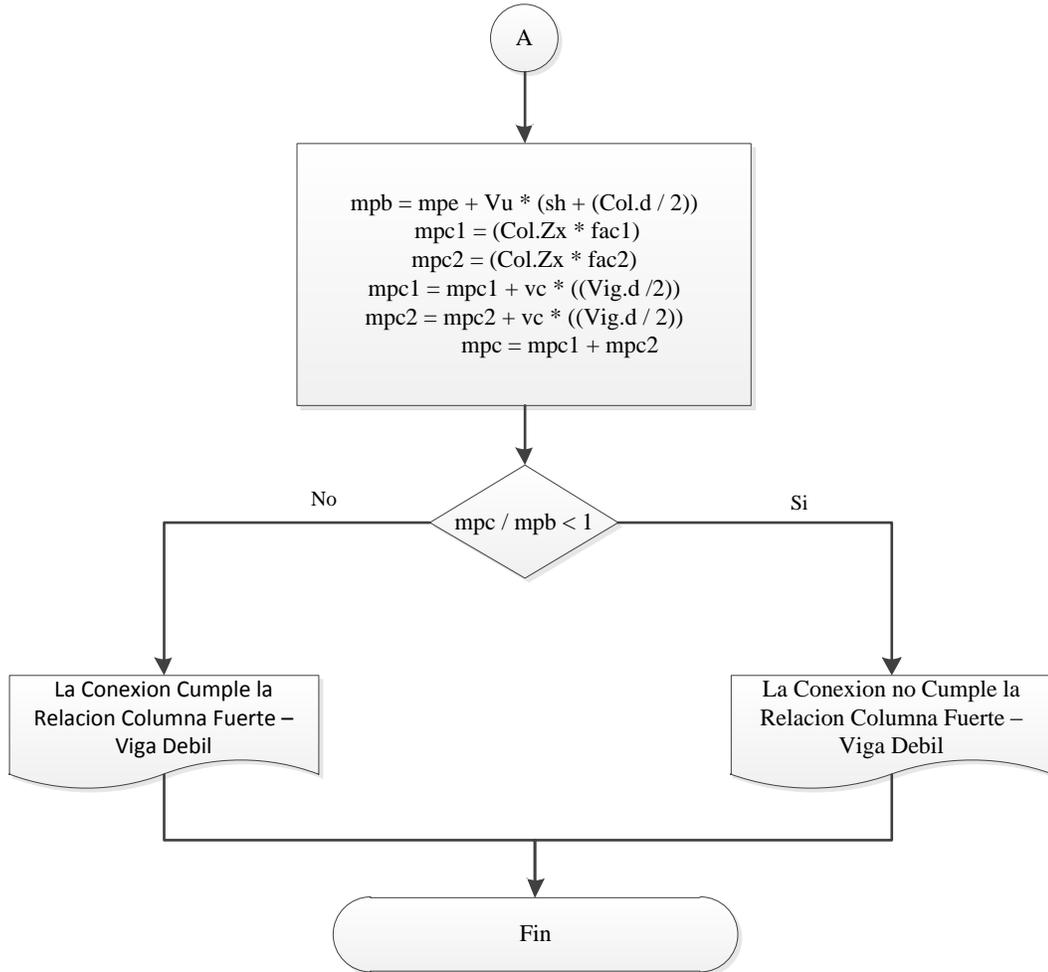
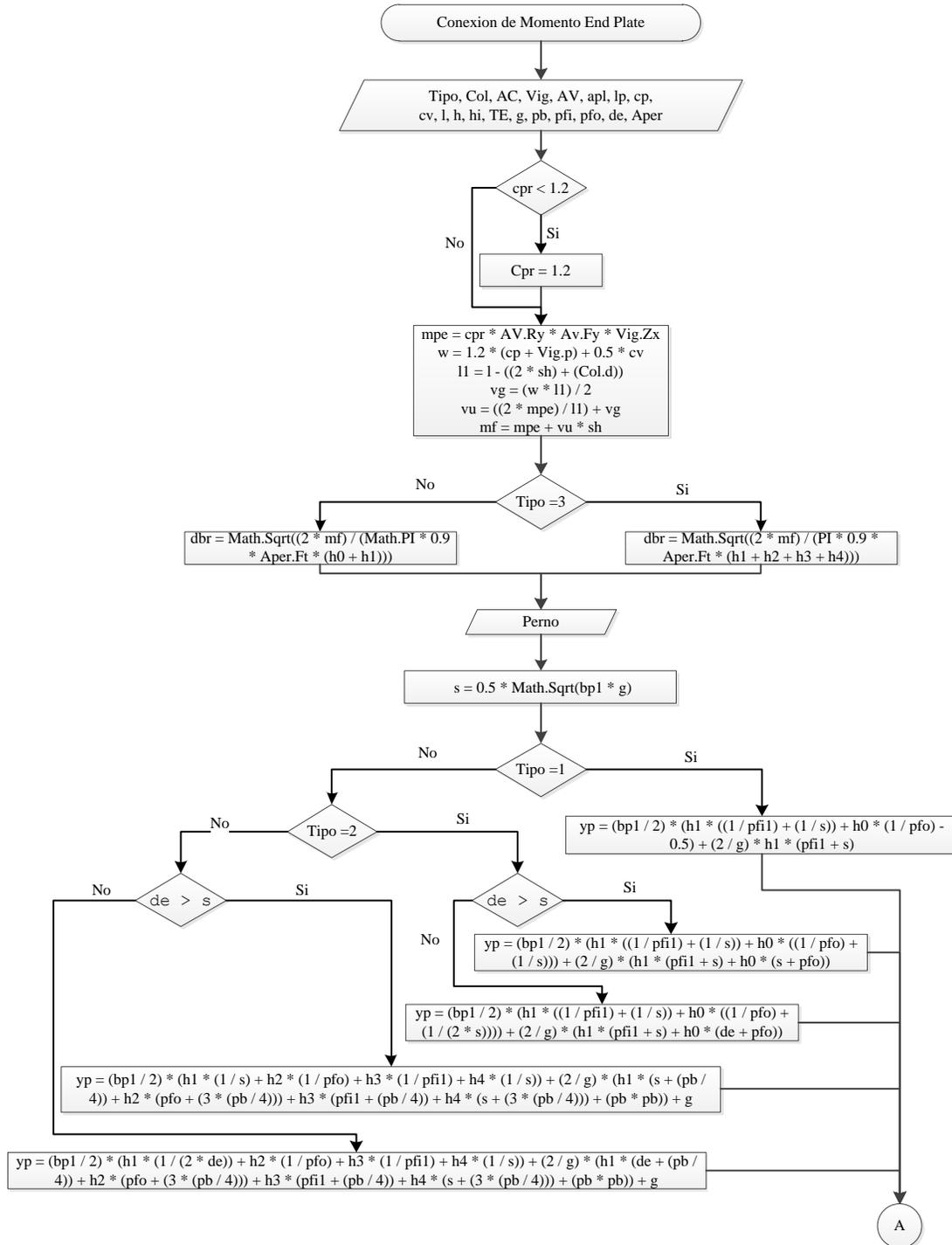
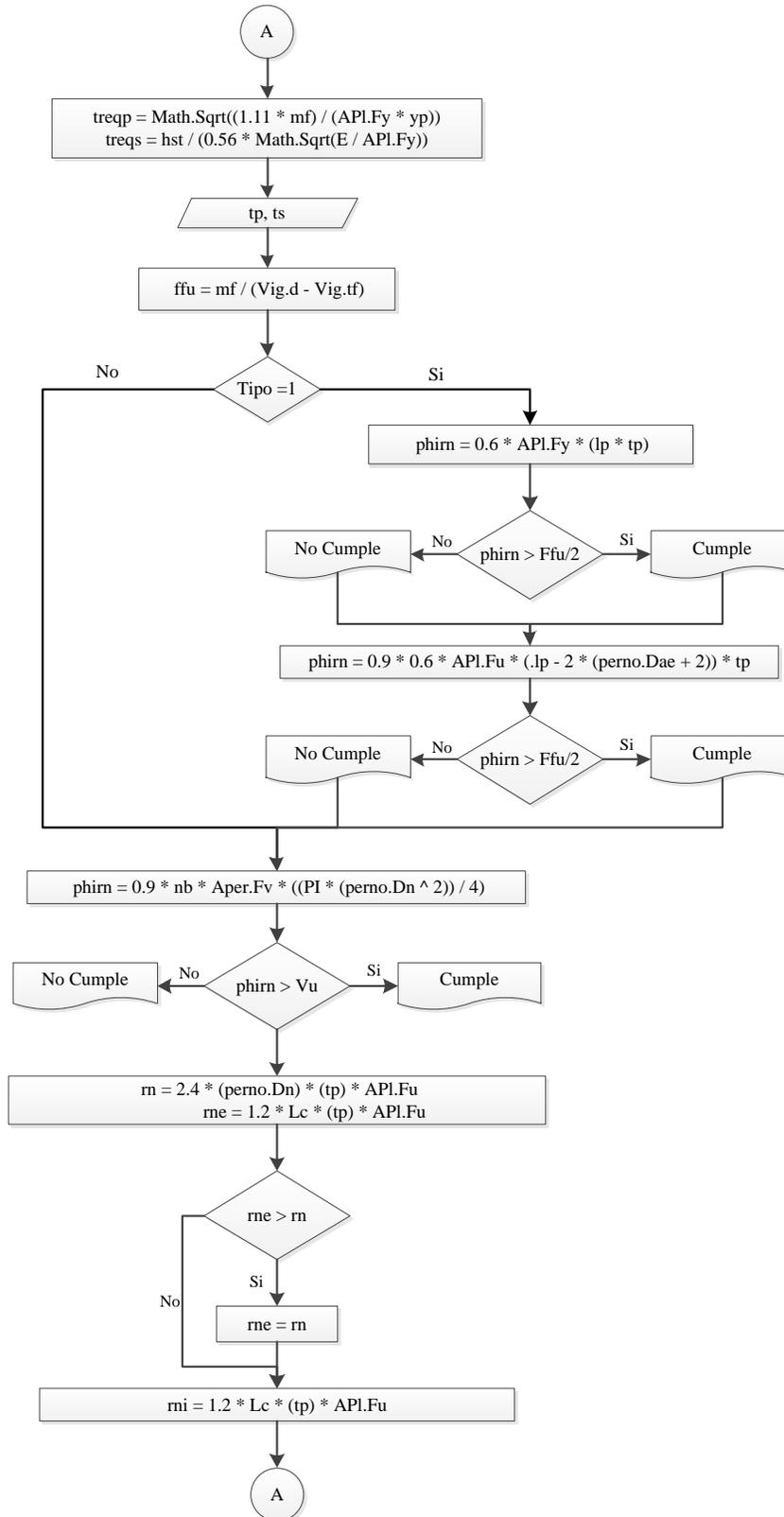
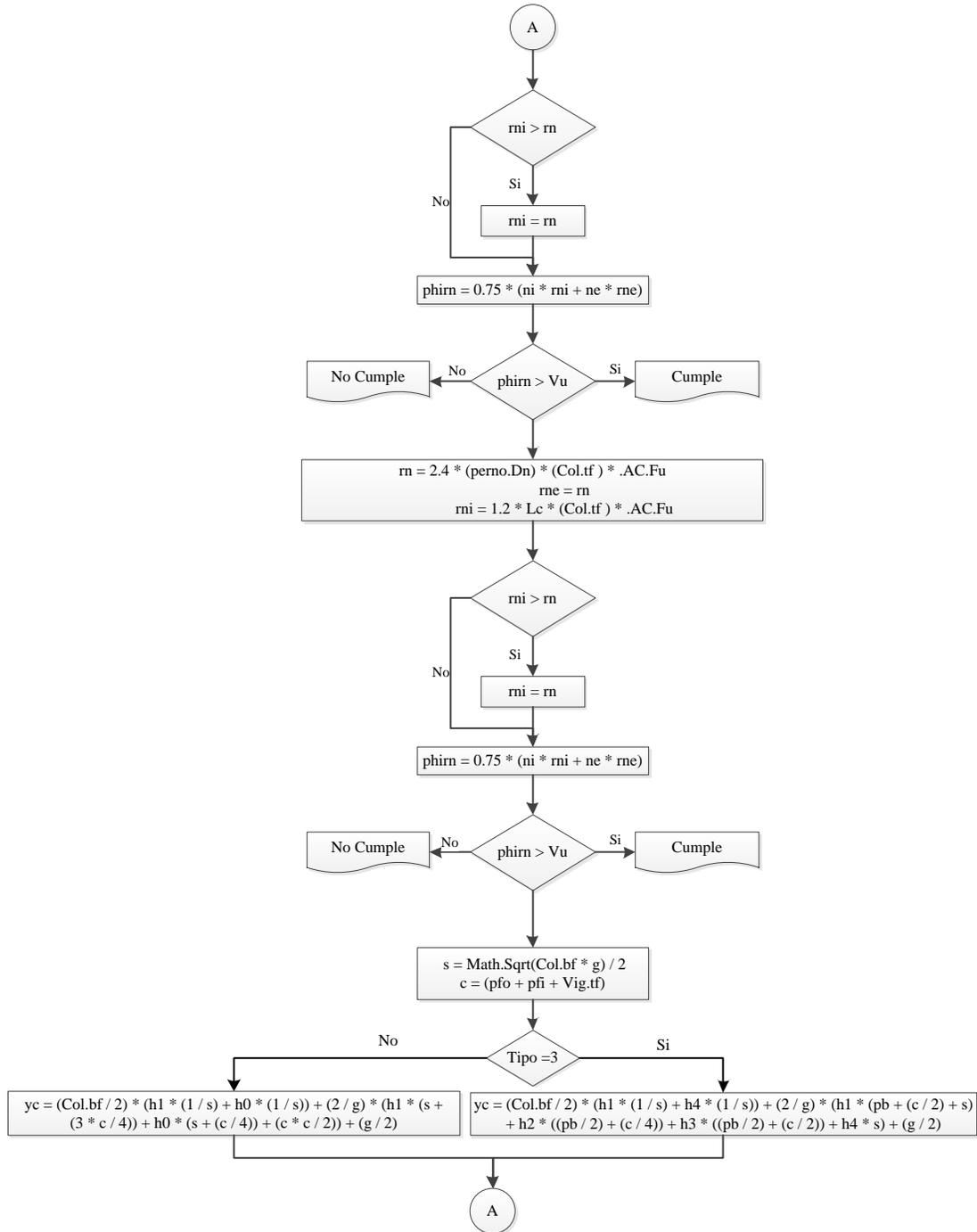
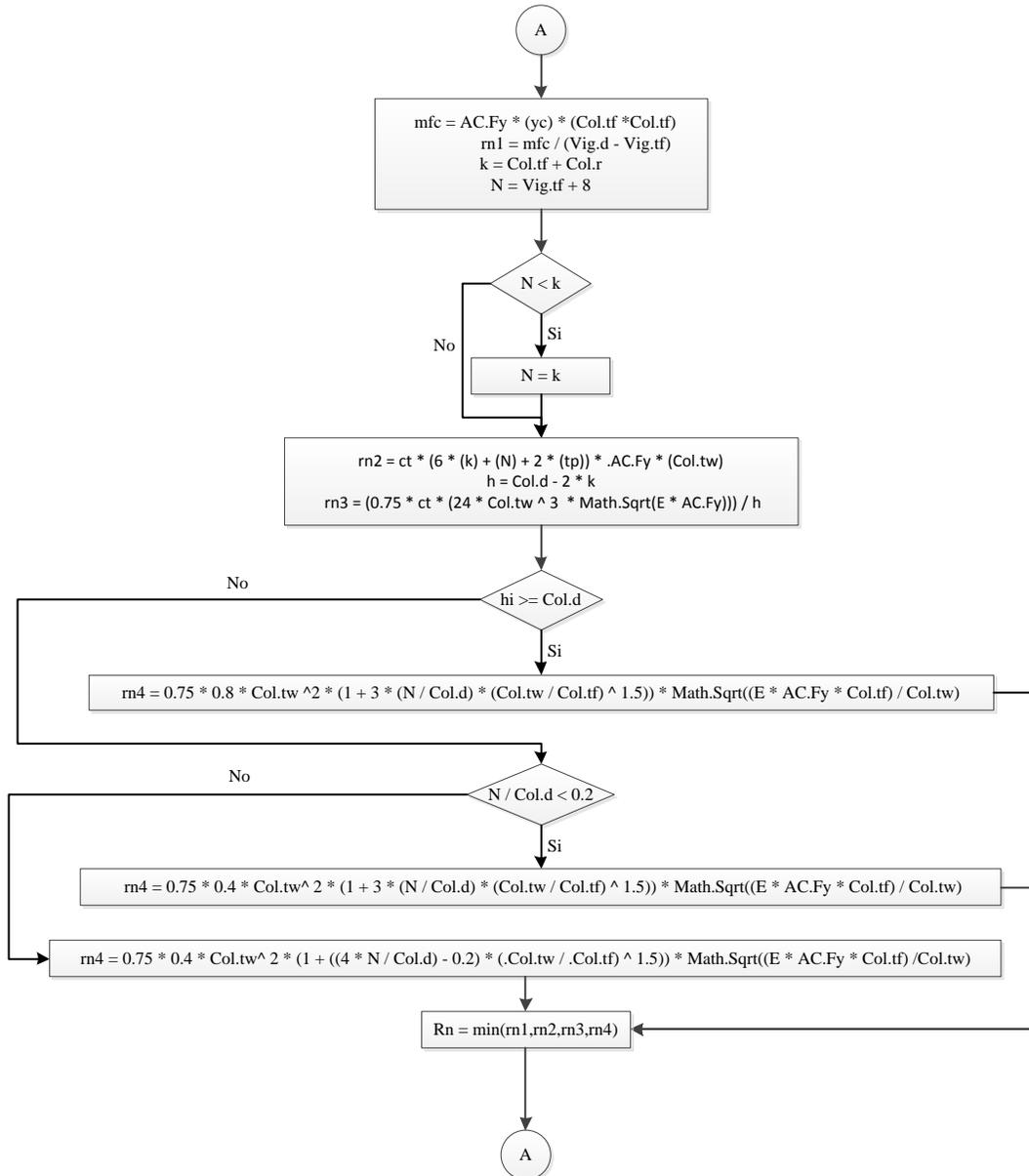


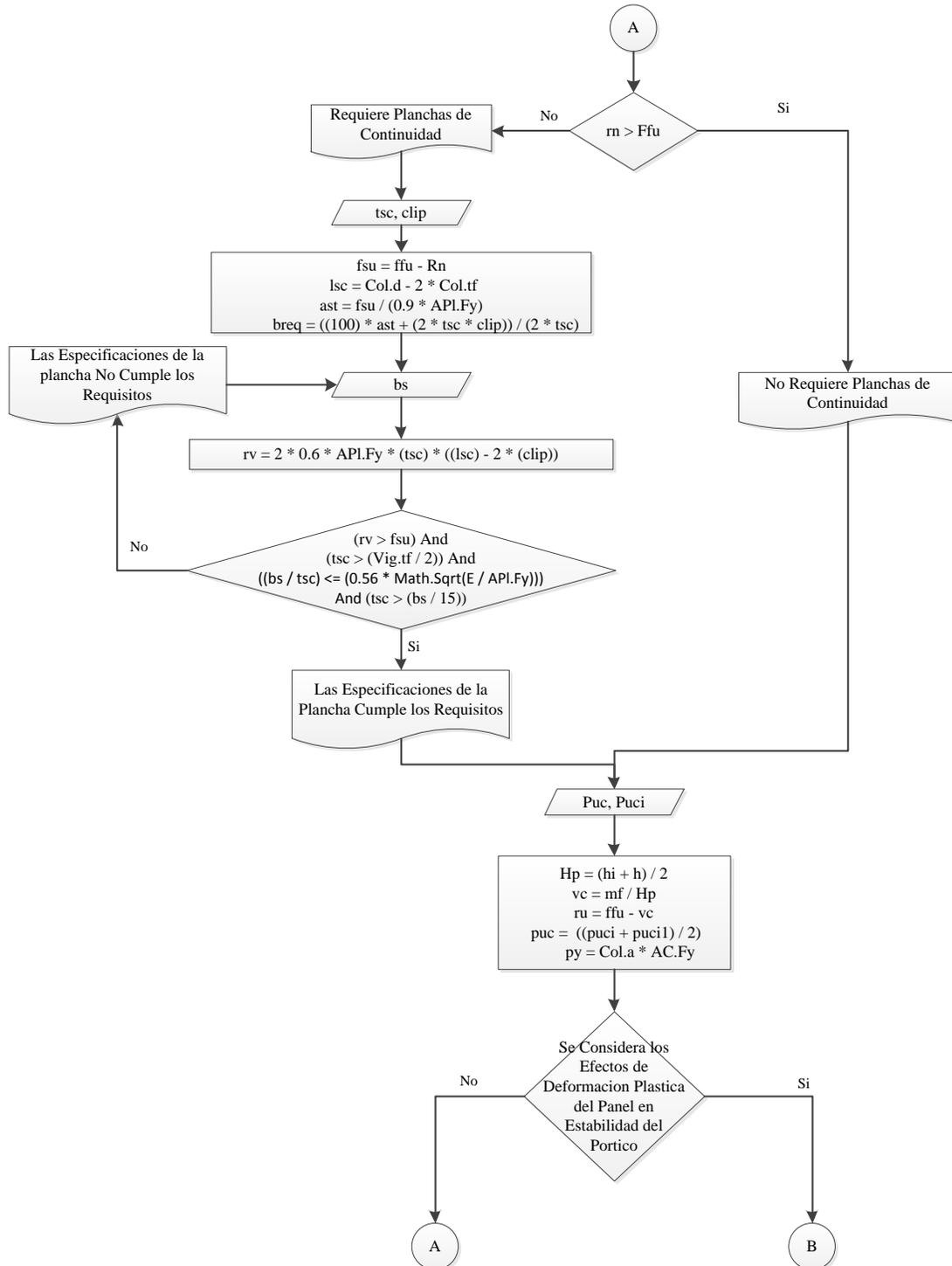
Diagrama de flujo de la conexión a momento, end plate.

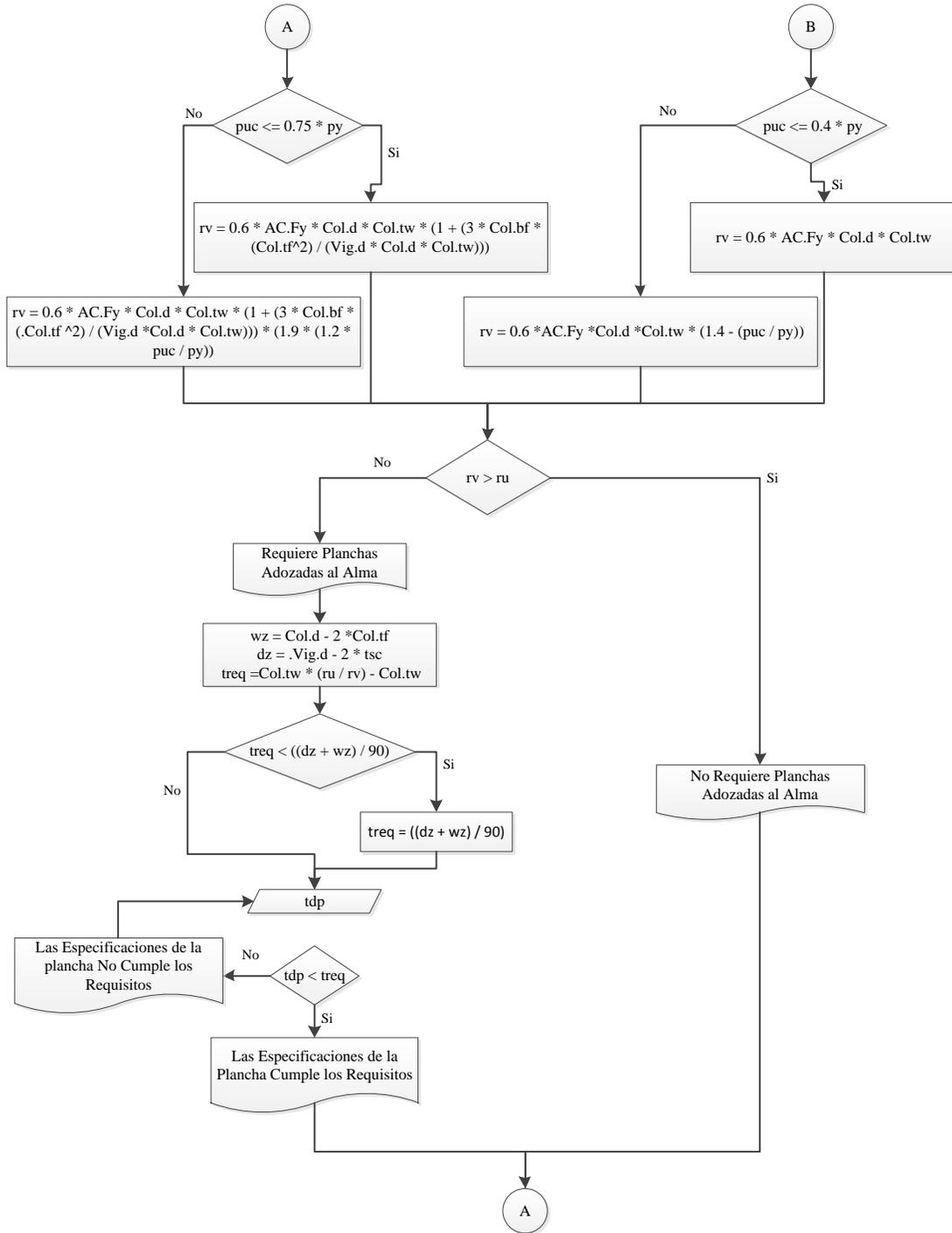


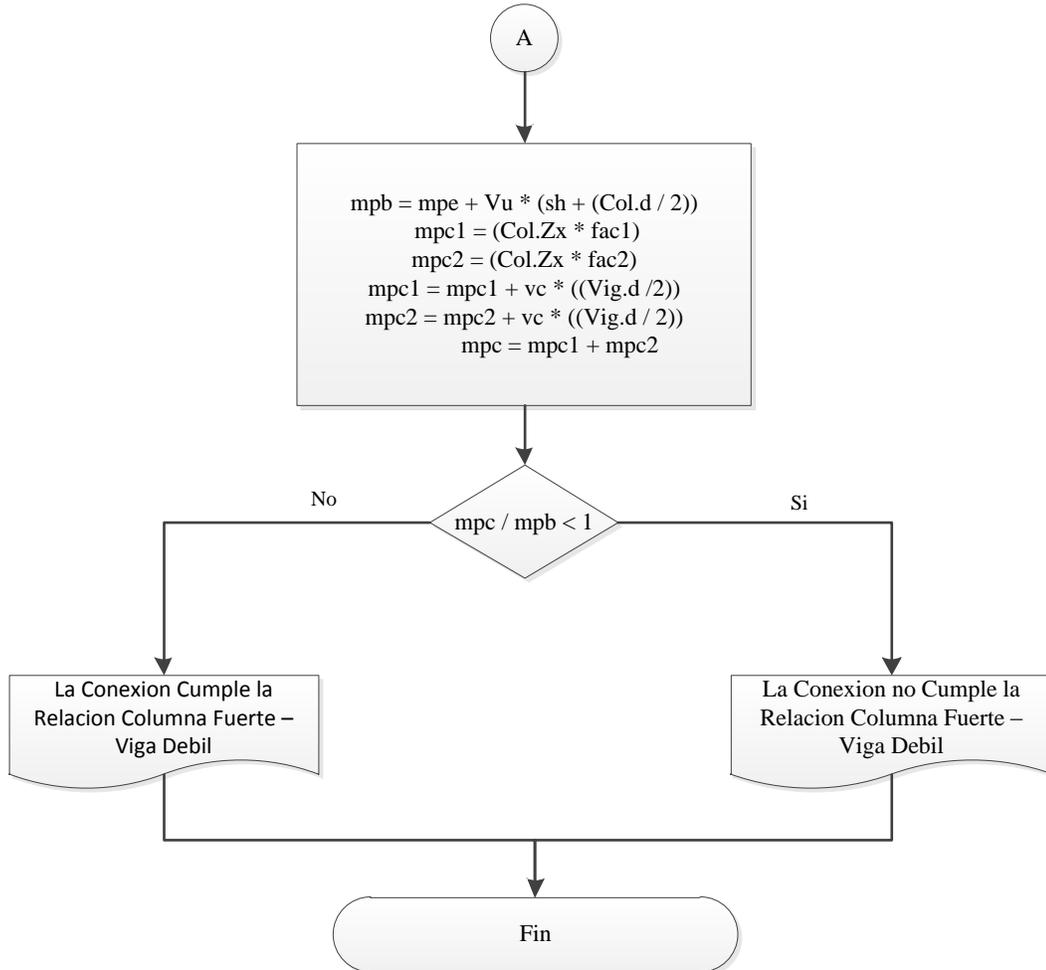












Ejemplos a realizar.

Se realizara el diseño de un pórtico sencillo, sin aplicar criterio sismo resistente y aplicando criterio sismo resistente, para poder apreciar la diferencia existente entre ambos criterios y el porqué de las conexiones.

Para la validación del programa, se procederá a realizar un ejemplo de cada una de las conexiones de forma manual, y luego, se introducirán los mismos datos en el programa, y se procederá a hacer una comparación entre los resultados obtenidos, y el análisis de dicha comparación.

Los ejemplos a ser desarrollados en el capítulo IV, serán los siguientes:

Ejemplo I. Diseño de un pórtico plano sin criterio sismo resistente.

El pórtico consta de vigas VP-140 y columnas CP-260, se le aplicó una carga lineal de 1250kg/m de carga permanente, 2000kg/m de carga viva y un sismo de 2000kg acumulado por nivel. A continuación se le anexa una imagen del pórtico:

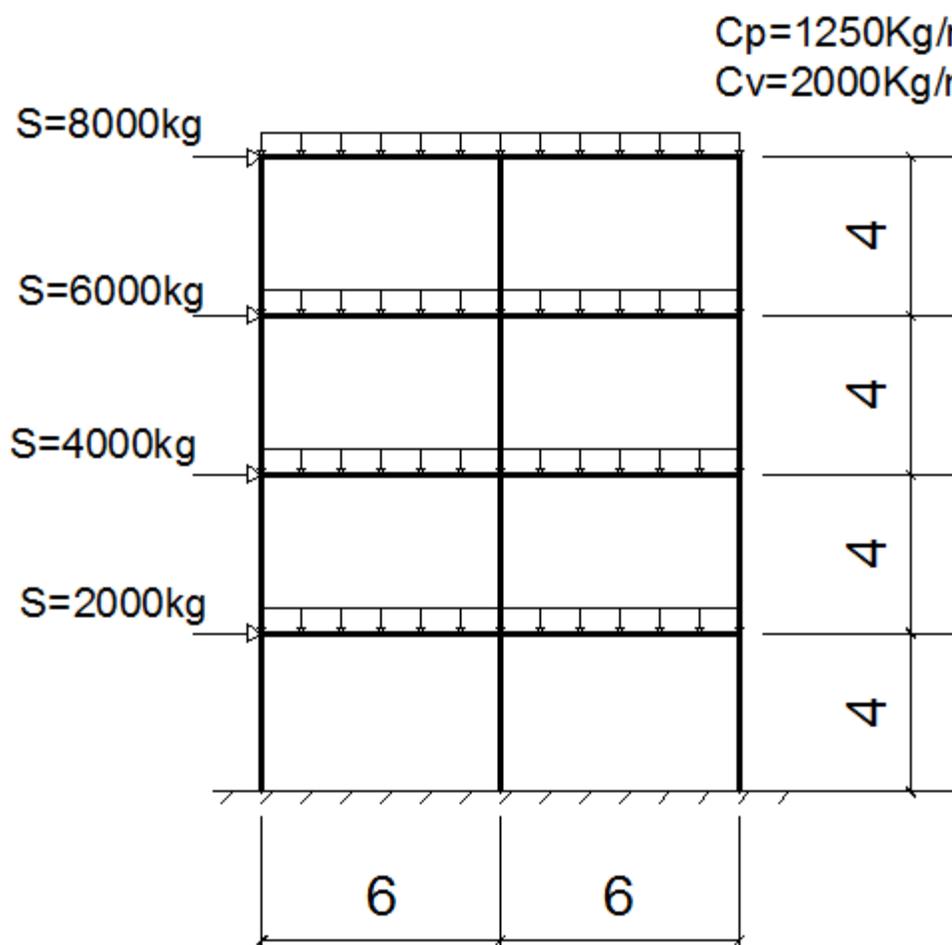


Figura L. Pórtico sin criterio sismo resistente.

Fuente: Ligas, Younes 2011.

Ejemplo II. Diseño de un pórtico plano con criterio sismo resistente, caso 1.

El pórtico consta de vigas VP-140 y columnas CP-260, se le aplicó una carga lineal de 1250kg/m de carga permanente, 2000kg/m de carga viva y un sismo de 2000kg acumulado por nivel. A continuación se le anexa una imagen del pórtico:

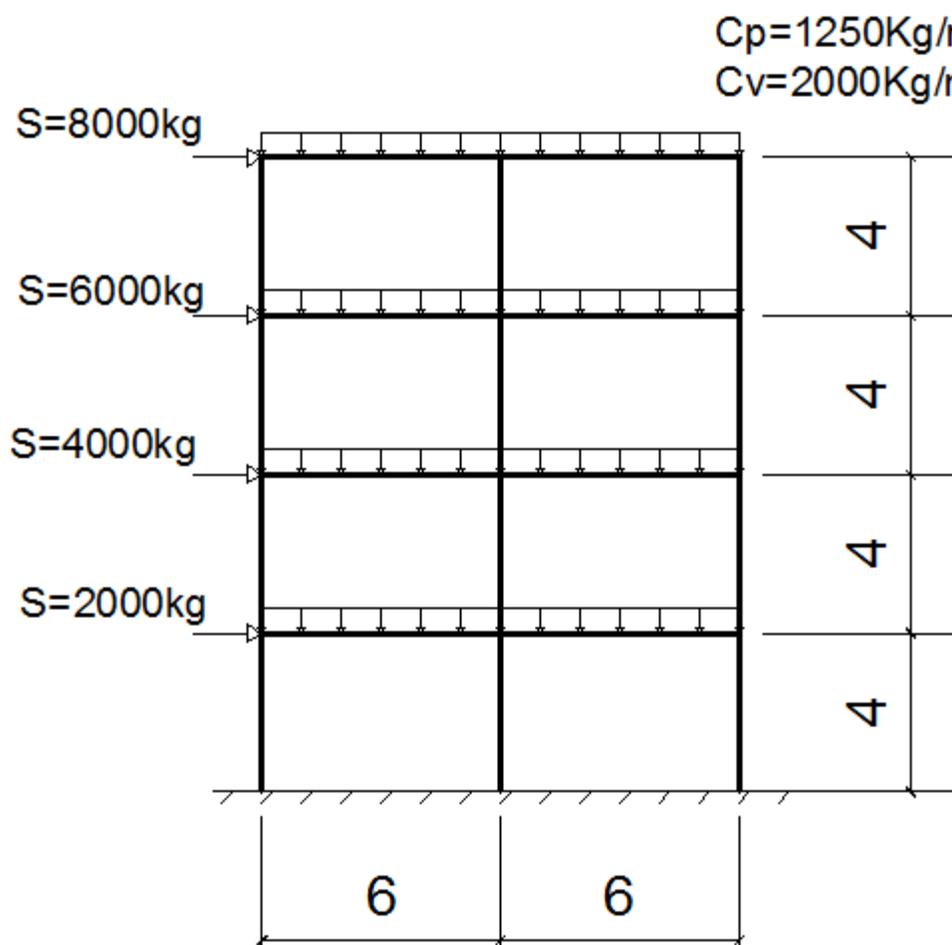


Figura LI. Pórtico con criterio sismo resistente

Fuente: Ligas, Younes 2011.

Ejemplo III. Diseño de un pórtico plano con criterio sismo resistente, caso 2.

Consta de vigas IPE-330 y columnas HEB-300, se le aplicó una carga lineal de 1250kg/m de carga permanente, 2000kg/m de carga viva y un sismo de 2000kg acumulado por nivel. A continuación se le anexa una imagen del pórtico:

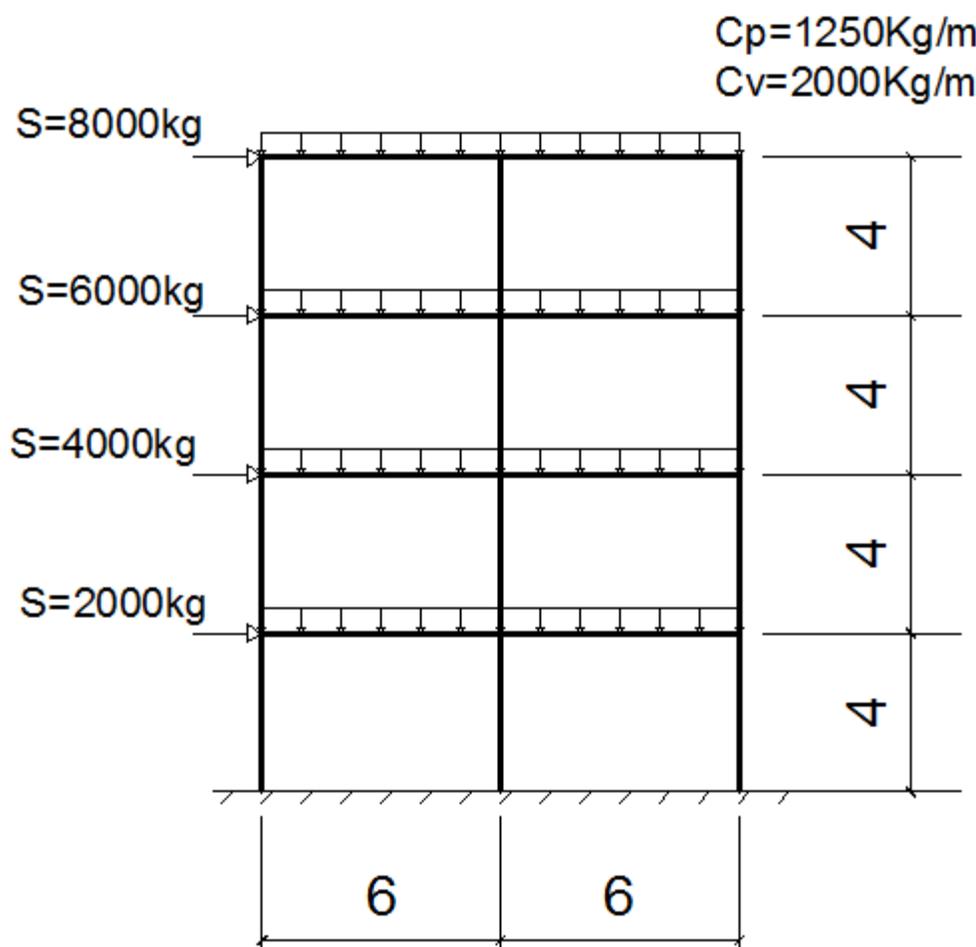


Figura LII. Pórtico con criterio sismo resistente, 2.

Fuente: Ligas, Younes 2011.

Ejemplo IV. Conexión a corte, doble ángulo.

Se diseñará una conexión a corte tipo doble ángulo, dicha conexión estará compuesta por una viga IPE-450, una correa IPE-300 y los ángulos serán tipo L 100x100x8 de acero A36, la configuración geométrica de la conexión será la siguiente:

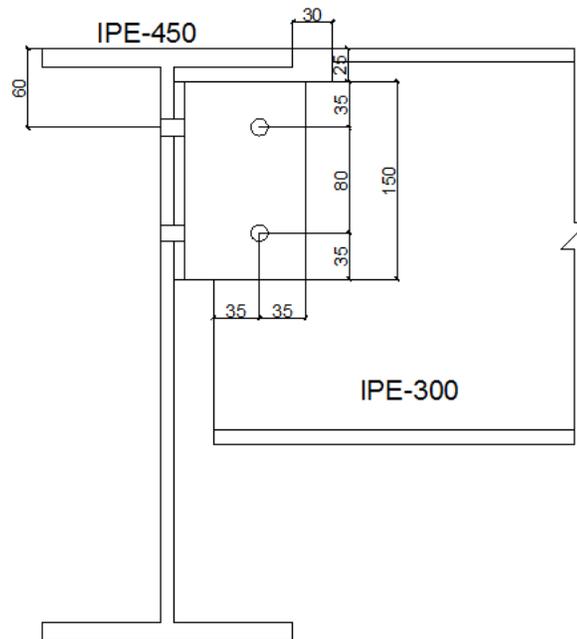


Figura LIII. Detalle geométrico de conexión doble ángulo

Fuente: Ligas, Younes 2011.

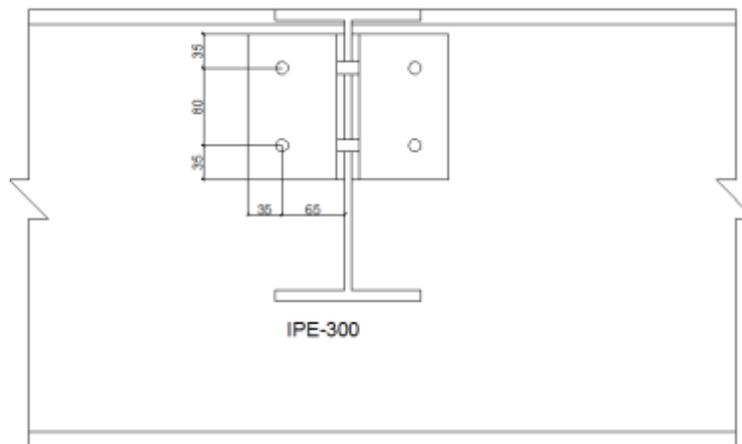


Figura LIV. Detalle geométrico de conexión doble ángulo

Fuente: Ligas, Younes 2011.

Ejemplo V. Conexión a corte, shear tab.

Se diseñará una conexión a corte tipo shear tab, dicha conexión estará compuesta por una viga IPE-450, una correa IPE-300 de acero A36, poseerá unos pernos de $\varnothing 7/8''$ y la configuración geométrica de la conexión será la siguiente:

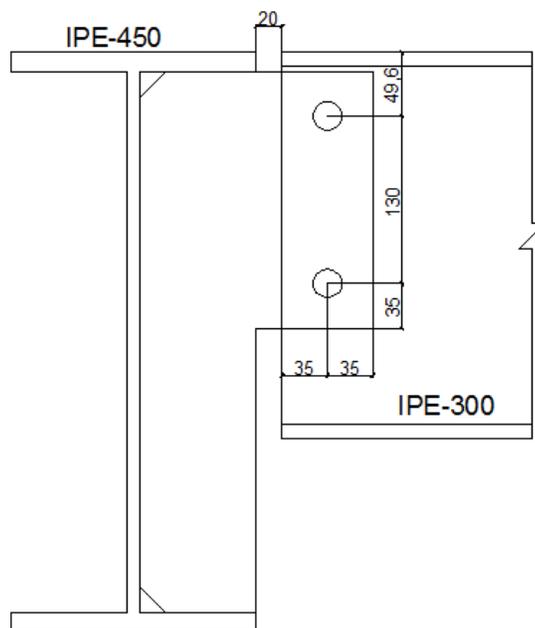


Figura LV. Detalle geométrico de conexión doble ángulo.

Fuente: Ligas, Younes 2011.

Ejemplo VI. Conexión a momento, reduce beam section.

Se diseñará una conexión a momento tipo RBS, dicha conexión estará compuesta por una columna HEB-450 y una viga IPE-400 de acero A36, la viga medirá 6 metros de longitud y una altura de entre piso de 3 metros, estará sometida a un momento por carga permanente de 9000Kgm, un momento por carga viva de 5000Kgm, un momento por carga sísmica de 14000Kgm, un corte por carga permanente de 6000Kg y un corte por carga viva de 3000Kg. La carga axial sobre el nodo tendrá un valor de 100Ton y debajo de nodo tendrá un valor 120Ton.

Ejemplo VII. Conexión a momento, bolted flange plate.

Se diseñará una conexión a momento tipo BFP, dicha conexión estará compuesta por una columna HEB-450 y una viga IPE-400 de acero A36, la viga medirá 6 metros de longitud y una altura de entre piso de 3 metros, se le aplicará una carga permanente de 1500Kg/m y una carga viva de 1250Kg/m. La plancha a utilizar será de un acero A-36 y tendrá un ancho de 240mm. La conexión poseerá una separación entre pernos de 50mm, la distancia entre la viga y la columna será de 20mm, se asumirá un espesor de la plancha de 25mm que deberá ser comprobado, los pernos estarán a una distancia de 35mm de los bordes de la plancha, el gramí será de 100mm.

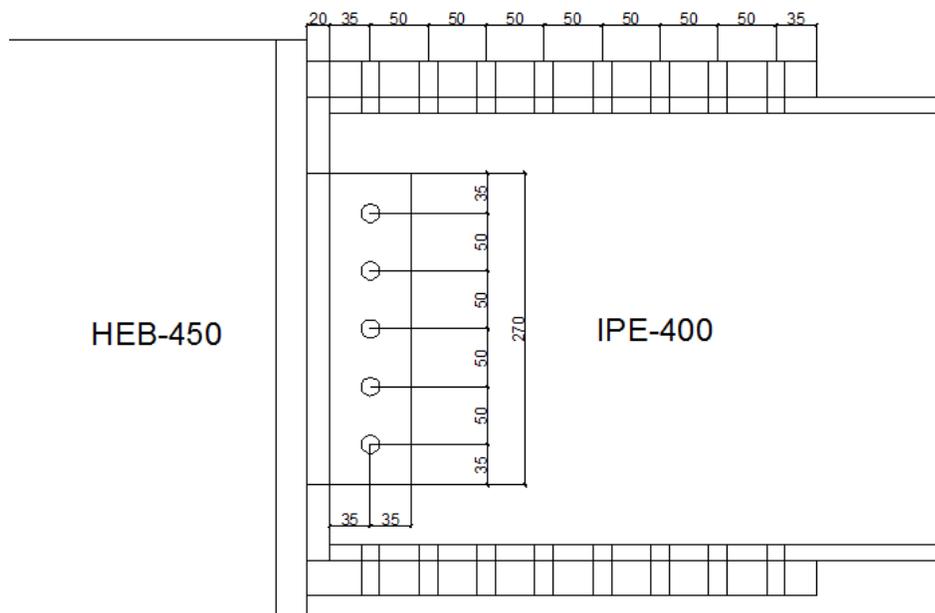


Figura LVI. Detalle geométrico de conexión bolted flange plate

Fuente: Ligas, Younes 2011.

Ejemplo VIII. Conexión a momento, end plate 4E.

Se diseñará una conexión a momento tipo End plate 4E, dicha conexión estará compuesta por una columna HEB-450 y una viga IPE-400 de acero A36, la viga medirá 6 metros de longitud y una altura de entre piso de 3 metros, se le aplicará una carga permanente de 1500Kg/m y una carga viva de 1250Kg/m. Los pernos serán tipo A490-N. La plancha a utilizar será de un acero A-36 y tendrá un ancho de 200mm. La

conexión poseerá un gramil de 120mm, una distancia del perno exterior al borde de la plancha de 40mm, del perno exterior al límite superior del ala de la viga de 40mm y del perno interior al límite inferior de la viga de 40mm.

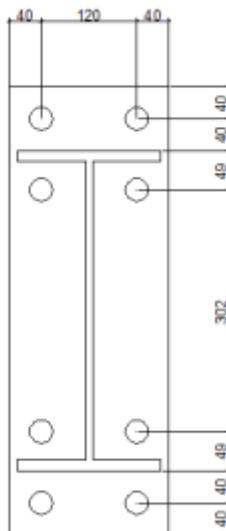


Figura LVII. Detalle geométrico de conexión end plate 4E

Fuente: Ligas, Younes 2011.

Ejemplo IX. Conexión a momento, end plate 4ES.

Se diseñará una conexión a momento tipo End plate 4ES, dicha conexión estará compuesta por una columna HEB-450 y una viga IPE-400 de acero A36, la viga medirá 6 metros de longitud y una altura de entre piso de 3 metros, se le aplicará una carga permanente de 1500Kg/m y una carga viva de 1250Kg/m. Los pernos serán tipo A490-N. La plancha a utilizar será de un acero A-36 y tendrá un ancho de 200mm. La conexión poseerá un gramil de 120mm, una distancia del perno exterior al borde de la plancha de 45mm, del perno exterior al límite superior del ala de la viga de 45mm y del perno interior al límite inferior de la viga de 45mm. El rigidizador tendrá una altura de 90mm y un largo de 156mm.

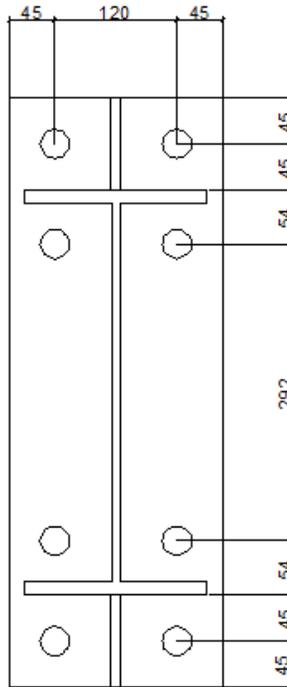


Figura LVIII. Detalle geométrico de conexión end plate 4ES

Fuente: Ligas, Younes 2011.

Ejemplo X. Conexión a momento, end plate 8ES.

Se diseñará una conexión a momento tipo End plate 8ES, dicha conexión estará compuesta por una columna HEB-450 y una viga IPE-400 de acero A36, la viga medirá 6 metros de longitud y una altura de entre piso de 3 metros, se le aplicará una carga permanente de 1500Kg/m y una carga viva de 1250Kg/m. Los pernos serán tipo A490-N. La plancha a utilizar será de un acero A-36 y tendrá un ancho de 230mm. La conexión poseerá un gramil de 130mm, una distancia vertical entre pernos de 90mm, una distancia del perno exterior al borde de la plancha de 45mm, del perno exterior al límite superior del ala de la viga de 45mm y del perno interior al límite inferior de la viga de 45mm. El rigidizador tendrá una altura de 180mm y un largo de 312mm.

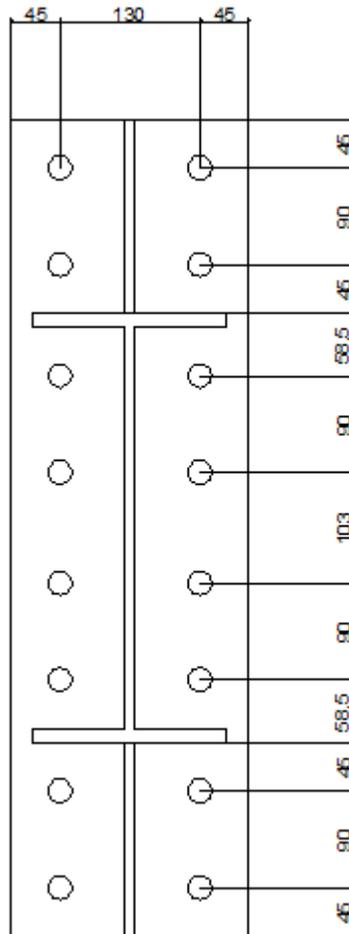


Figura LIX. Detalle geométrico de conexión end plate 8ES.
Fuente: Ligas, Younes 2011.

CAPITULO IV

RESULTADOS Y ANALISIS DE RESULTADOS

Ejecución del Programa

Una vez instalado el Programa, para ejecutarlo, se procede a entrar en el menú inicio, y hacer click en el icono del programa, al hacer esto, aparecerán nueve (9) ventanas, en las cuales el programa nos solicitara que ubiquemos los archivos de datos necesarios para la ejecución del mismo; en la esquina superior del archivo, el programa indicara el nombre del archivo que se debe seleccionar.

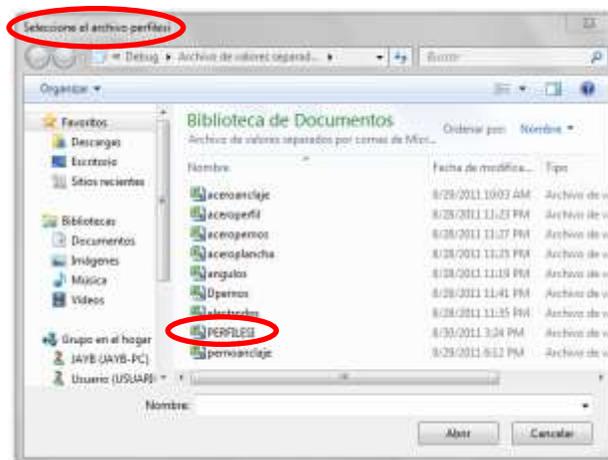


Figura LX. Selección de Archivos de Datos.

Fuente: Ligas, Younes 2011.

Luego de seleccionados los nueve archivos, nos aparecerá la ventana principal del programa, en la cual se le presenta al usuario tres opciones, mediante el escogerá el tipo de conexión a realizar.



Figura LXI. Ventana principal.

Fuente: Ligas, Younes 2011.

Si el usuario decide realizar una conexión a corte, procederá a hacer click en el botón “conexión a corte” y esto desplegara otra ventana, en la cual aparecen los tipos de conexiones de corte disponibles en el programa.



Figura LXII. Conexiones a corte.

Fuente: Ligas, Younes 2011.

Si el usuario decide realizar una conexión a momento, procederá a hacer click en el botón “conexión a momento” y esto desplegara otra ventana, en la cual aparecen los tipos de conexiones a momento disponibles en el programa.



Figura LXIII. Conexiones momento.

Fuente: Ligas, Younes 2011.

Si el usuario decide realizar una plancha base de acuerdo a la guía de diseño 1, procederá a hacer click en el botón “plancha base DG 01” y esto desplegara otra ventana, en la cual se le solicita al usuario los datos necesarios para el diseño de una plancha base según la guía de diseño 1 del AISC.

Plancha Base por Guia de Diseño 01

Columna
PERFIL: Ver Detalles

Especificaciones de Materiales
Acero de Plancha Base:

Tipo de Acero:

Tipo de Electrodo:

Resistencia del Concreto del Pedestal (Fc): Kg/cm²

Barras de Anclaje
Tipo de Barra de Anclaje: Numero de Filas de Anclaje:

Diametro de la Barra de Anclaje: Diametro del Agujero: mm

Detalles Geometricos de la Conexion

Plancha Base
Ancho de la Plancha (B): mm
Longitud de la Plancha (N): mm

Pedestal
Ancho del Pedestal (PB): mm
Longitud del Pedestal (PN): mm

Barras de Anclaje
Distancia Horizontal al Borde de la Plancha (ED1): mm
Distancia Vertical al Borde de la Plancha (ED2): mm

Fuerzas Mayoradas
Axial: Kg
Momento: Kg.m
Corte: Kg

Ver imagen

DESIGN

Figura LXIV. Ventana de plancha base.

Fuente: Ligas, Younes 2011.

Una vez que aparece la pantalla, el usuario procede a suministrar uno a uno los valores que solicita el programa; si el usuario tiene alguna duda de que significa el

valor, el programa proporciona la ayuda necesaria, si se hace click en el botón ver imagen, aparecerá una imagen en la cual se podrá apreciar a que hacer referencia el valor; una vez seleccionado todos los datos, se hace click en el botón Design.



Figura LXV. Ventana de plancha base, 2.

Fuente: Ligas, Younes 2011.

Al hacer click en el botón Design, aparecerá una pantalla en la cual se mostrara el resultado del diseño.



Figura LXVI. Ventana de resultados de plancha base.

Fuente: Ligas, Younes 2011.

En esta ventana se puede apreciar cuales son los resultados obtenidos y cuál es la condición del diseño, si satisface o si no satisface; ahora se procederá a explicar las ventanas para cada una de las conexiones del programa:

Conexión a corte, Doble Angulo.

Al usuario hacer click en el botón “Doble ángulo”, se desplegara la ventana para la introducción de datos necesarios para dicha conexión.

The screenshot shows the 'Conexion Doble Angulo' window with the following fields and sections:

- Viga Principal:** PERFL, Tipo de Acero.
- Viga Secundaria:** PERFL, Tipo de Acero.
- Angulo:** ANGULO, Longitud del Angulo (mm), Mirar que, Tipo de Acero, Numero de Pernos.
- Detalles Geometricos de la Conexion:**
 - Configuracion de Pernos en Viga Secundaria:** Distancia Vertical al Borde del Angulo (Lc1), Distancia Horizontal al Borde del Angulo (Lc2), Distancia Horizontal al Borde del Perfil (Lc3), Distancia Vertical al Borde del Perfil (Lc4), Ganso de Pernos del Ala (Ga), Separacion Vertical Entre Pernos (Lv).
 - Configuracion de Pernos en Viga Principal:** Distancia Horizontal al Borde del Angulo (Lc5), Ganso de Pernos del Ala (Gb), Ganso Total de los Pernos (gt).
 - Destaje en Viga Secundaria:** Separacion Entre las Alas de las Vigas (e), Altura del Destaje (dc), Longitud del Destaje (l), Altura de la Viga con Ala Destajada (ho).
- Pernos de Conexion:** Fuerza Constante Mayorada en kg, Tipo de Acero del Perno, Diametro Requerido del Perno, Perno Seleccionado, Diametro.
- Consideracion de Diseño:**
 - Se Considera la Deformacion en la Perforacion del Agujero por la Carga de Servicio.
 - No se Considera la Deformacion en la Perforacion del Agujero por la Carga de Servicio.

Figura LXVII. Ventana de conexión doble ángulo.

Fuente: Ligas, Younes 2011.

En esta ventana, se procede a introducir los datos uno a uno, y el usuario contara con las imágenes de ayuda para poder identificar de manera gráfica el significado de cada valor; una vez introducidos los datos, se procede a hacer click en el botón Design, y luego de esto nos aparecerá otra pantalla en la cual se observara el resultado de la conexión; en esta ventana se puede apreciar cuales son los resultados obtenidos y cuál es la condición del diseño, si satisface o si no satisface.

Estado Limite	ϕR_n	Vu	Estatus	Ratio	Evaluado Según:
Resistencia al Apilamiento Sobre los Ángulos de Conexión	13990.32	6000.00	Cumplido	0.43	AISC 340-05 Cap. 10, 10.2
Resistencia al Apilamiento Sobre el Alma de la Viga Principal	21916.17	6000.00	Cumplido	0.27	AISC 340-05 Cap. 10, 10.3
Resistencia al Apilamiento Sobre el Alma de la Viga Secundaria	16555.27	6000.00	Cumplido	0.36	AISC 340-05 Cap. 10, 10.3
Cedencia por Corte en el Ángulo de Conexión	18216.08	6000.00	Cumplido	0.33	AISC 340-05 Cap. 10, 10.4.2a
Rotura por Corte en el Ángulo de Conexión	10881.43	6000.00	Cumplido	0.32	AISC 340-05 Cap. 10, 10.4.2a
Bloque de Corte en el Ala A del Ángulo de Conexión	16384.41	6000.00	Cumplido	0.37	AISC 340-05 Cap. 10, 10.4.3
Bloque de Corte en el Ala B del Ángulo de Conexión	16384.41	6000.00	Cumplido	0.37	AISC 340-05 Cap. 10, 10.4.3
Cedencia por Corte en el Alma de la Viga Secundaria	29561.17	12000.00	Cumplido	0.42	AISC 340-05 Cap. 10, 10.4.2a
Rotura por Corte en el Alma de la Viga Secundaria	30816.16	12000.00	Cumplido	0.39	AISC 340-05 Cap. 10, 10.4.2a
Bloque de Corte en el Alma de la Viga Secundaria	24442.48	12000.00	Cumplido	0.49	AISC 340-05 Cap. 10, 10.4.3

Figura LXVIII. Ventana de resultados de conexión doble ángulo.

Fuente: Ligas, Younes 2011.

Conexión a corte, Shear Tab.

Al usuario hacer click en el botón “Shear tab”, se desplegara la ventana para la introducción de datos necesarios para dicha conexión

The 'Shear Tab' window contains the following sections:

- Viga Principal:** Fields for 'Perfil' (with a dropdown and 'Ver Detalles' button) and 'Tipo de Acero' (dropdown).
- Viga Secundaria:** Fields for 'Perfil' (with a dropdown and 'Ver Detalles' button) and 'Tipo de Acero' (dropdown).
- Plancha:** Fields for 'Espesor de la Plancha (mm)' (dropdown), 'Longitud de la Plancha (mm)' (input), 'Módulo de Acero' (dropdown), and 'Número de Pernos' (dropdown).
- Detalles Geométricos de la Conexión:**
 - Configuración de Pernos en Plancha de Conexión:** Fields for 'Distancia Vertical al Borde de la Plancha (mm)', 'Distancia Horizontal al Borde de la Plancha (mm)', 'Distancia Horizontal al Borde del Perfil (mm)', 'Corte en los esquinas del perfil (mm)', and 'Separación Vertical Entre Pernos (mm)'. Each has a 'Ver Imagen' button.
 - Configuración de Tipo de Soldadura:** Fields for 'Tipo de Electrodo' (dropdown), 'Espesor de Soldadura en el Alma (mm)', 'Espesor de Soldadura en el Ala (mm)', 'Longitud de Soldadura en el Alma (mm)', 'Longitud de Soldadura en el Ala (mm)', and 'Separación Entre las Alas de las Vigas (mm)'. Each has a 'Ver Imagen' button.
- Pernos de Conexión:** Fields for 'Fuente de Conexión', 'Fuente de Conexión Mayorada en %', 'Tipo de Acero del Perno' (dropdown), 'Perno Seleccionado' (dropdown), and 'Diámetro' (input).

Figura LXIX. Ventana de conexión doble ángulo.

Fuente: Ligas, Younes 2011.

En esta ventana, se procede a introducir los datos uno a uno, y el usuario contara con las imágenes de ayuda para poder identificar de manera gráfica el significado de cada valor; una vez introducidos los datos, se procede a hacer click en el botón

Design, y luego de esto nos aparecerá otra pantalla en la cual se observara el resultado de la conexión; en esta ventana se puede apreciar cuales son los resultados obtenidos y cuál es la condición del diseño, si satisface o si no satisface.

Estado Limite	ϕR_n	V_u	Estatus	Ratio	Evaluado Segun:
Resistencia al Corte de un Perno	6284.31	8803.68	No Cumple	1.40	AISC 360-10 Cap. J, Sec. J3.3
Resistencia al Apalancamiento sobre la Plancha	11670.76	8803.68	Cumple	0.75	AISC 360-10 Cap. J, Sec. J3.10
Resistencia al Apalancamiento sobre el Alce en la Viga	6767.72	8803.68	No Cumple	1.01	AISC 360-10 Cap. J, Sec. J3.10
Excedencia por Corte de la Plancha	37950.00	18000.00	Cumple	0.26	AISC 360-10 Cap. J, Sec. J3.20
Rotura por corte de la Plancha	39474.00	18000.00	Cumple	0.25	AISC 360-10 Cap. J, Sec. J3.20
Bloque de Corte en la Plancha	32510.25	18000.00	Cumple	0.31	AISC 360-10 Cap. J, Sec. J3.20
Excedencia por Flexion de la Plancha	22894.50	130428.30	Cumple	0.58	
Rotura por Flexion de la Plancha	246346.20	130428.30	Cumple	0.52	
Resistencia de la soldadura	2214.00	626.91	Cumple	0.24	

Figura LXX. Ventana de resultados de conexión shear tab.
Fuente: Ligas, Younes 2011.

Conexión a momento, reduce beam section.

Al usuario hacer click en el botón “reduce beam section”, se desplegara la ventana para la introducción de datos necesarios para dicha conexión

Reduce Beam Section

Columna: PERFIL: Tipo de Acero:

Viga: PERFIL: Tipo de Acero:

Detalles Geométricos de la Conexión: Desplaje en la viga: a: mm, b: mm, c: mm.

Solicitaciones Actuantes: Momentos: M_{up}: Kg/m, M_{oc}: Kg/m, M_s: Kg/m. Cortantes: V_{up}: Kg, V_{oc}: Kg.

Geometría del Perfil: Luz de la viga (l): m, Altura de Erosión (H): m, Altura de Erosión (H-1): m.

Especificaciones de Materiales: Acero de Plancha: Tipo de Electrodo:

Figura LXXI. Ventana de conexión reduce beam section.
Fuente: Ligas, Younes 2011.

En esta ventana, se procede a introducir los datos uno a uno, y el usuario contará con las imágenes de ayuda para poder identificar de manera gráfica el significado de cada valor; una vez introducidos los datos, se procede a hacer click en el botón Design, y luego de esto nos aparecerá otra pantalla en la cual se observará el resultado de la conexión; en esta ventana se puede apreciar cuáles son los resultados obtenidos y cuál es la condición del diseño, si satisface o si no satisface.

The screenshot shows a software window titled "Reduce Beam Section" with the following data:

Parameter	Value
Modulo de Seccion Reducida:	996.94 cm ³
Momento Maximo Probable:	45400.42 Kg.m
Momento Plastico por la Cedencia Esperada:	49714.50 Kg.m
Momento Maximo en la Cara de la Columna:	53520.51 Kg.m
Corte en la Seccion Reducida:	32480.36 Kg
Corte Maximo en el Alma de la Viga:	52219.20 Kg
Resistencia a Momento, segun AISC-358-05 5.8-8	NO CUMPLE
Resistencia al Corte, segun AISC 360-05. Cap G	CUMPLE

Conexion Viga - Columna
Para la conexión, se utilizara una plancha de espesor minimo de 10 mm, con soldadura de filete y pernos de instalacion, esta plancha seutilizara como Backup para la soldadura de penetracion completa del alma de la viga

Chequeo de la Columna

Buttons: DESIGN, ←, ×

Figura LXXII. Ventana de resultados de conexión reduce beam section.

Fuente: Ligas, Younes 2011.

Una vez que cumple el diseño de la conexión, se procede a realizar el chequeo del nodo en la columna, para ello hacemos click en el botón design en el cuadro “chequeo de la columna”, en esta ventana se definirá si hace falta alguna plancha de continuidad o algún refuerzo del alma de la columna en la zona de conexión y por último se verificara la relación columna fuerte viga débil que debe satisfacer la conexión; para ello se le solicitara al usuario algunos datos referentes a la geometría y estado de carga de la conexión.



Figura LXXIII. Ventana chequeo de columna de conexión reduce beam section.

Fuente: Ligas, Younes 2011.

Conexión a momento, bolted flange plate.

Al usuario hacer click en el botón “bolted flange plate”, se desplegara la ventana para la introducción de datos necesarios para dicha conexión



Figura LXXIV. Ventana de conexión bolted flange plate.

Fuente: Ligas, Younes 2011.

En esta ventana, se procede a introducir los datos uno a uno, y el usuario contara con las imágenes de ayuda para poder identificar de manera gráfica el significado de cada valor; una vez introducidos los datos, se procede a hacer click en el botón Design, y luego de esto nos aparecerá otra pantalla en la cual se observara el resultado de la conexión; en esta ventana se puede apreciar cuales son los resultados obtenidos y cuál es la condición del diseño, si satisface o si no satisface.

Estado Limite	ϕR_n	V_u	Estatus	Ratio	Evaluado Segun:
Resistencia al Aplastamiento Sobre las Planchas del Ala	537492.70	159578.30	Cumple	0.30	ASC 360-08 Cap. J, Sec. J2.10
Resistencia al Aplastamiento Sobre el Ala de la Viga	190951.30	159578.30	Cumple	0.84	ASC 360-08 Cap. J, Sec. J2.10
Resistencia a la Cedencia en Traccion de la Plancha del Ala	192200.00	159578.30	Cumple	0.83	ASC 360-08 Cap. J, Sec. J4.1
Fractura en Traccion de la Plancha del Ala	221503.20	159578.30	Cumple	0.72	ASC 360-08 Cap. J, Sec. J4.1
Bloque de Corte en la Plancha del Ala	351630.70	159578.30	Cumple	0.45	ASC 360-08 Cap. J, Sec. J4.3
Bloque de Corte en el Ala de la Viga	115007.00	159578.30	No Cumple	1.39	ASC 360-08 Cap. J, Sec. J4.3
Resistencia a la Compresion de las Planchas de Ala	173052.00	159578.30	Cumple	0.92	ASC 360-08 Cap. J, Sec. J4.4
Resistencia al Aplastamiento Sobre la Plancha de Corriente	42411.60	30560.88	Cumple	0.72	ASC 360-08 Cap. J, Sec. J2.10
Resistencia al Aplastamiento Sobre el Alma de la Viga	38577.15	30560.88	Cumple	0.79	ASC 360-08 Cap. J, Sec. J2.10
Resistencia a la Cedencia por Corte de la Plancha	31878.00	30560.88	Cumple	0.96	ASC 360-08 Cap. J, Sec. J4.2
Resistencia a la Fractura por Corte de la Plancha	26989.20	30560.88	No Cumple	1.13	ASC 360-08 Cap. J, Sec. J4.2
Bloque de Corte en la Plancha del Alma	30844.80	30560.88	Cumple	0.99	ASC 360-08 Cap. J, Sec. J4.2

Conexion Viga-Columna
 Para la conexion de las planchas del ala, se utilizara soldadura de penetracion completa para la plancha del alma de la viga, si se utiliza un respaldo, debe ser removido.
 Para la conexion de la plancha del alma, se utilizara soldadura de filete a ambos lados de la plancha con un espesor de: 5 mm

Chequeo de la Columna

DESIGN ← →

Figura LXXV. Ventana de resultados de conexión bolted flange plate.

Fuente: Ligas, Younes 2011.

Una vez que cumple el diseño de la conexión, se procede a realizar el chequeo del nodo en la columna, para ello hacemos click en el botón design en el cuadro “chequeo de la columna”, en esta ventana se definirá si hace falta alguna plancha de continuidad o algún refuerzo del alma de la columna en la zona de conexión y por último se verificara la relación columna fuerte viga débil que debe satisfacer la conexión; para ello se le solicitara al usuario algunos datos referentes a la geometría y estado de carga de la conexión.



Figura LXXVI. Ventana chequeo de columna de conexión bolted flange plate.
Fuente: Ligas, Younes 2011.

Conexión a momento, end plate.

Al usuario hacer click en el botón “end plate”, se desplegara la ventana para la introducción de datos necesarios para dicha conexión

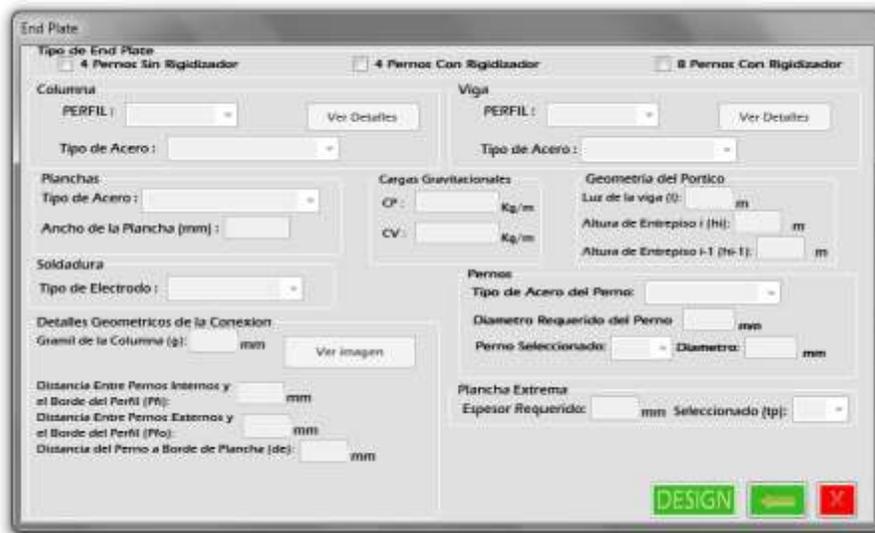


Figura LXXVII. Ventana de conexión bolted flange plate.
Fuente: Ligas, Younes 2011.

En esta ventana, primero se selecciona el tipo de end plate que se desea realizar, y luego se procede a introducir los datos uno a uno, y el usuario contara con las imágenes de ayuda para poder identificar de manera gráfica el significado de cada valor; una vez introducidos los datos, se procede a hacer click en el botón Design, y luego de esto nos aparecerá otra pantalla en la cual se observara el resultado de la conexión; en esta ventana se puede apreciar cuales son los resultados obtenidos y cuál es la condición del diseño, si satisface o si no satisface.



Figura LXXVIII. Ventana de resultados de conexión end plate.

Fuente: Ligas, Younes 2011.

Una vez que cumple el diseño de la conexión, se procede a realizar el chequeo del nodo en la columna, para ello hacemos click en el botón design en el cuadro “chequeo de la columna”, en esta ventana se definirá si hace falta alguna plancha de continuidad o algún refuerzo del alma de la columna en la zona de conexión y por último se verificara la relación columna fuerte viga débil que debe satisfacer la conexión; para ello se le solicitara al usuario algunos datos referentes a la geometría y estado de carga de la conexión.

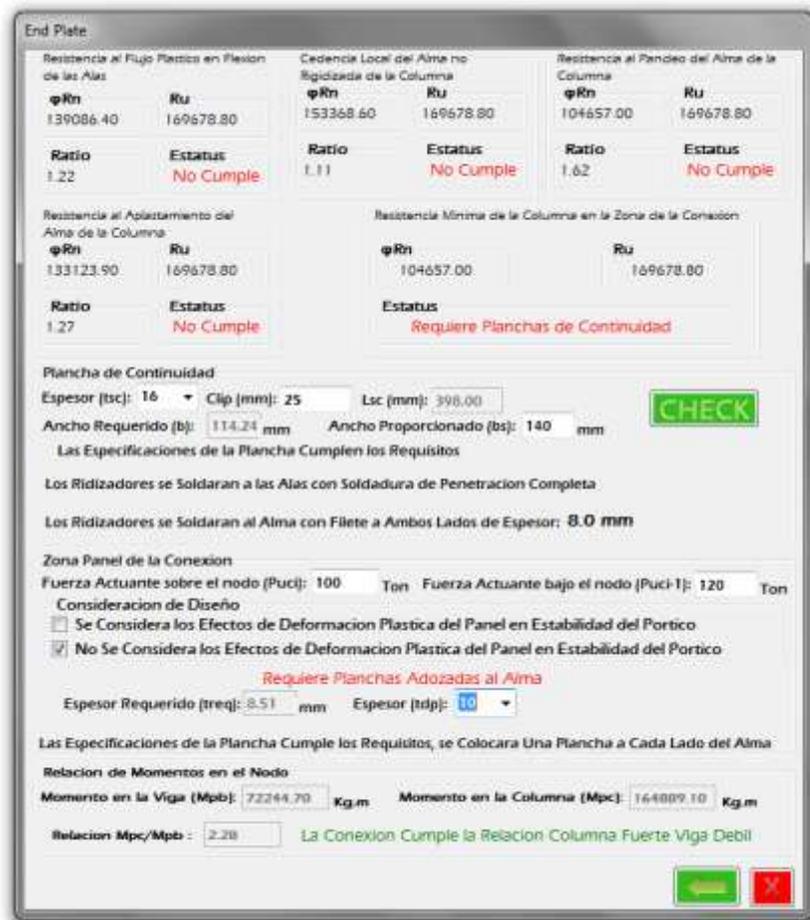
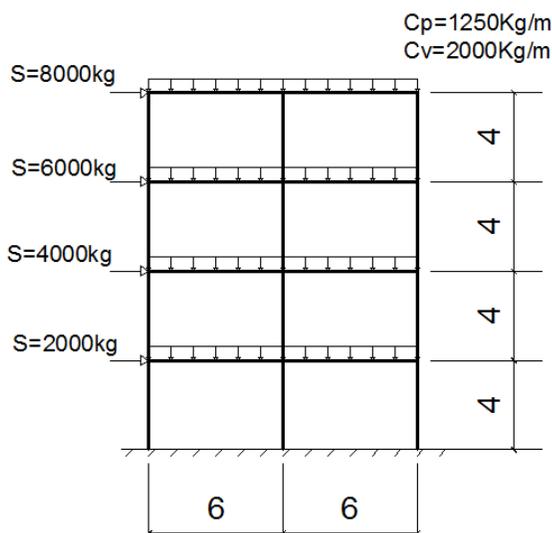


Figura LXXIX. Ventana chequeo de columna de conexión end plate.
Fuente: Ligas, Younes 2011.

Diseño de pórticos a momento.

Ejemplo I. Diseño de un pórtico plano sin criterio sismo resistente.

El pórtico consta de vigas VP-140 y columnas CP-260, se le aplicó una carga lineal de 1250kg/m de carga permanente, 2000kg/m de carga viva y un sismo de 2000kg acumulado por nivel. A continuación se le anexa una imagen del pórtico:



Diseño a Compresión de un elemento

▪ PERFIL SELECCIONADO → **CP-260**

Características del perfil:

$h = 260 \text{ mm}$	$I_y = 3520 \text{ cm}^4$	$J = 35,4\text{cm}^4$
$b = 260 \text{ mm}$	$r_x = 11,3 \text{ cm}$	$C_w = 540000\text{cm}^6$
$t_w = 9 \text{ mm}$	$r_y = 6,48 \text{ cm}$	$F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$
$t = 12 \text{ mm}$	$S_x = 815 \text{ cm}^4$	$F_u = 4080 \text{ Kg/cm}^2$
$A = 83,6 \text{ cm}^2$	$S_y = 271 \text{ cm}^4$	$E = 2,10\text{E}+06\text{Kg/cm}^2$
Peso = 65,7 Kg/m	$Z_x = 900\text{cm}^3$	
$I_x = 10600 \text{ cm}^4$	$Z_y = 410\text{cm}^3$	

PANDEO LOCAL

Aplicando la Tabla B4.1 de la norma AISC 360-05 comparamos la relación de esbeltez de los elementos con los límites establecidos para identificar si el elemento es compacto o no compacto.

Para las Alas:

$$\frac{b}{t} = 10,8$$

El elemento será compacto si $b/t < 0,38\sqrt{E/F_y}$

$$0,38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10,95 > 10,8 \text{ Por lo tanto el elemento es compacto en el ala.}$$

Para las Alas:

$$\frac{h}{t_w} = 26,2$$

El elemento será compacto si $h/t_w < 1,49\sqrt{E/F_y}$

$$1,49\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 42,92 > 26,2 \text{ Por lo tanto el elemento es compacto en el alma.}$$

- RELACION DE ESBELTEZ (λ)

Se obtiene el factor de longitud efectiva (K) utilizando la tabla I.2 del marco teórico

$$K = 1 \quad L = 400 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{KL}{r_{\min}} = 61,73$$

- PANDEO POR FLEXION

Para $\lambda \leq 4,71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ($F_e \geq 0,44F_y$):

$$F_{cr} = \left(0,658 \sqrt{\frac{F_y}{F_u}} \right) F_y$$

Para $\lambda > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ($F_e < 0.44F_y$):

$$F_{cr} = 0,877F_e$$

Siendo $F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$

Obtenemos que $4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135,70$

Caso $\lambda \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

Utilizamos $F_{cr} = \left(\begin{array}{c} F_y/F_e \\ 0,658 \end{array} \right) F_y$

Calculamos:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = 5439,1 \text{ Kg/cm}^2$$

Sustituyendo F_e en F_{cr}

$$\text{Obtenemos: } F_{cr} = 2082,42 \text{ Kg/cm}^2$$

- PANDEO FLEXO-TORSIONAL

Se calcula F_e de la Ecuación (E4-4) de la AISC 360-05

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y} = 1980,6 \text{ Kg/cm}^2$$

Calculamos el valor de F_{cr} tomando la misma ecuación usada en el caso de Pandeo por Flexión

$$F_{cr} = \left(\begin{array}{c} F_y/F_e \\ 0,658 \end{array} \right) F_y = 1482,26 \text{ Kg/cm}^2$$

- RESISTENCIA

La Resistencia nominal del elemento viene dada por el menor valor obtenido del esfuerzo nominal a compresión que no es más que:

$$P_n = \Phi F_{cr} A$$

$$P_n = 111,53 \text{ Ton}$$

Gobierna el Pandeo Flexo - Torsional

Diseño a Flexión de un elemento

PERFIL SELECCIONADO → **CV-140**

Característica del perfil:

$h = 140 \text{ mm}$	$I_y = 100 \text{ cm}^4$	$J = 1,52 \text{ cm}^4$
$b = 100 \text{ mm}$	$r_x = 6,11 \text{ cm}$	$C_w = 4490 \text{ cm}^6$
$t_w = 3 \text{ mm}$	$r_y = 2,51 \text{ cm}$	$F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$
$t = 6 \text{ mm}$	$S_x = 84,5 \text{ cm}^4$	$F_u = 4080 \text{ Kg/cm}^2$
$A = 15,8 \text{ cm}^2$	$S_y = 20 \text{ cm}^4$	$E = 2,10 \times 10^6 \text{ Kg/cm}$
$\text{Peso} = 12,4 \text{ Kg/m}$	$Z_x = 92,7 \text{ cm}^3$	$\text{Longitud} = 6 \text{ m}$
$I_x = 592 \text{ cm}^4$	$Z_y = 30,3 \text{ cm}^3$	

PANDEO LOCAL

Aplicando la Tabla B4.1 de la norma AISC 360-05 comparamos la relación de esbeltez de los elementos con los límites establecidos para identificar si el elemento es compacto o no compacto.

Para las Alas:

$$\frac{b}{t} = 8,33$$

El elemento será compacto si $b/t < 0,38 \sqrt{E/F_y}$

$$0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10,95 > 8,33 \text{ Por lo tanto el elemento es compacto en el ala.}$$

Para las Alas:

$$\frac{h}{t_w} = 42,7$$

El elemento será compacto si $h/t_w < 3,76\sqrt{E/F_y}$

$$1,49\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 108,33 > 42,7 \text{ Por lo tanto el elemento es compacto en el alma.}$$

Lo elementos a flexión son analizados utilizando el Capitulo F de la norma AISC 360-05

De la Tabla F 1.1 se utiliza la sección F.2

- FLUENCIA

$$M_n = F_y Z_x$$

Dónde:

Z_x = Modulo de Sección plástica alrededor del eje x

$$\phi M_n = \phi F_y Z_x = 211077,9 \text{Kgm} \quad \phi = 0,90$$

- PANDEO LATERAL-TORSIONAL

Asumiendo correas cada 1,5metros tenemos:

$$L_b = 150 \text{ cm}$$

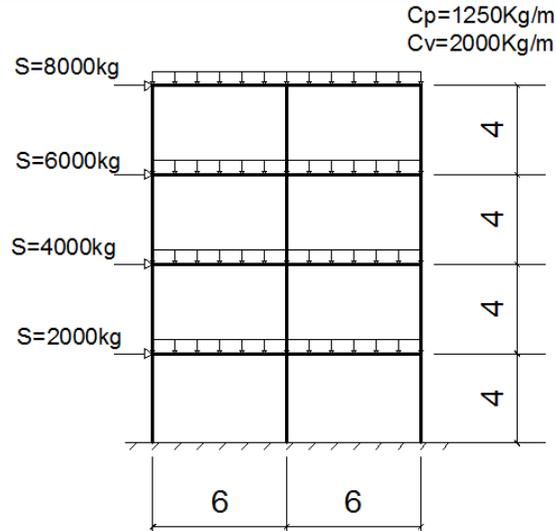
$$L_p = 1,76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,76 \times 3,55 \times \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6}{2530}} = 180 \text{cm}$$

Como $L_p > L_b$

Este estado límite no aplica.

Ejemplo II. Diseño de un pórtico plano con criterio sismo resistente, Caso 1.

El pórtico consta de vigas VP-140 y columnas CP-260, se le aplicó una carga lineal de 1250kg/m de carga permanente, 2000kg/m de carga viva y un sismo de 2000kg acumulado por nivel. A continuación se le anexa una imagen del pórtico:



Diseño a Compresión de un elemento

- PERFIL SELECCIONADO → **CP-260**

Características del perfil:

$h = 260 \text{ mm}$	$I_y = 3520 \text{ cm}^4$	$Z_x = 900 \text{ cm}^3$
$b = 260 \text{ mm}$	$r_x = 11,3 \text{ cm}$	$Z_y = 410 \text{ cm}^3$
$t_w = 9 \text{ mm}$		$J = 35,4 \text{ cm}^4$
$t = 12 \text{ mm}$	$r_y = 6,48 \text{ cm}$	
$A = 83,6 \text{ cm}^2$	$S_x = 815 \text{ cm}^4$	$F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$
Peso = 65,7 Kg/m	$S_y = 271 \text{ cm}^4$	$F_u = 4080 \text{ Kg/cm}^2$
$I_x = 10600 \text{ cm}^4$		$E = 2,10 \text{ E}+06 \text{ Kg/cm}^2$

PANDEO LOCAL

Aplicando la Tabla I-8-1 de la norma AISC 341-05 comparamos la relación de esbeltez de los elementos con los límites establecidos para identificar si el elemento es compacto sísmico.

Para las Alas:

$$\frac{b}{t} = 10,8$$

El elemento será compacto si $b/t < 0,38\sqrt{E/F_y}$

$0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 8,64 < 10,8$ Por lo tanto el elemento NO es compacto sísmico en el ala y no podrá ser utilizado en un pórtico especial con diseño sismo resistente.

Para las Alas:

$$\frac{h}{t_w} = 26,2$$

El elemento será compacto si $h/t_w < 2,45\sqrt{E/F_y}$

$2,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 70,59 > 26,2$ Por lo tanto el elemento es compacto sísmico en el alma pero al no ser compacto en el ala este elemento no podrá ser utilizado para el diseño sismo resistente.

Diseño a Flexión de un elemento

PERFIL SELECCIONADO → CV-140

Característica del perfil:

$h = 140 \text{ mm}$	$I_y = 100 \text{ cm}^4$	$J = 1,52 \text{ cm}^4$
$b = 100 \text{ mm}$	$r_x = 6,11 \text{ cm}$	$C_w = 4490 \text{ cm}^6$
$t_w = 3 \text{ mm}$	$r_y = 2,51 \text{ cm}$	$F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$
$t = 6 \text{ mm}$	$S_x = 84,5 \text{ cm}^4$	$F_u = 4080 \text{ Kg/cm}^2$
$A = 15,8 \text{ cm}^2$	$S_y = 20 \text{ cm}^4$	$E = 2,10 \text{ E}+06 \text{ Kg/cm}^2$
Peso = 12,4 Kg/m	$Z_x = 92,7 \text{ cm}^3$	Longitud = 6m
$I_x = 592 \text{ cm}^4$	$Z_y = 30,3 \text{ cm}^3$	

PANDEO LOCAL

Aplicando la Tabla I-8-1 de la norma AISC 341-05 comparamos la relación de esbeltez de los elementos con los límites establecidos para identificar si el elemento es compacto sísmico.

Para las Alas:

$$\frac{b}{t} = 8,33$$

El elemento será compacto si $b/t < 0,3\sqrt{E/F_y}$

$0,3 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 8,64 > 8,33$ Por lo tanto el elemento es compacto sísmico en el ala.

Para las Alas:

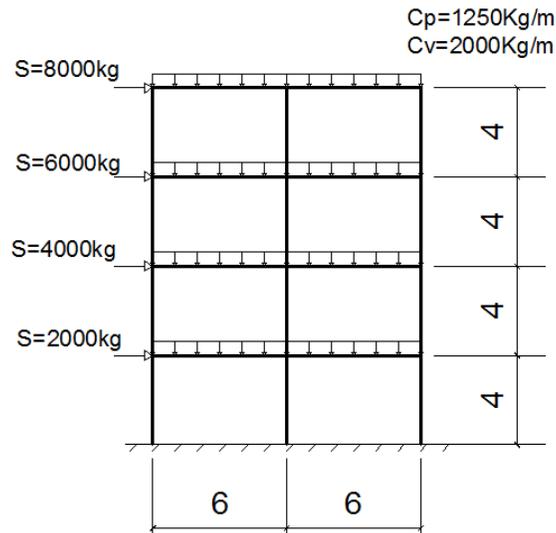
$$\frac{h}{t_w} = 42,7$$

El elemento será compacto si $h/t_w < 2,45\sqrt{E/F_y}$

$1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 70,59 > 42,7$ Por lo tanto el elemento es compacto sísmico en el alma.

Ejemplo III. Diseño de un pórtico plano con criterio sismo resistente, caso 2.

Consta de vigas IPE-330 y columnas HEB-300, se le aplicó una carga lineal de 1250kg/m de carga permanente, 2000kg/m de carga viva y un sismo de 2000kg acumulado por nivel. A continuación se le anexa una imagen del pórtico:



Diseño a Compresión de un elemento

- PERFIL SELECCIONADO → **HEB-300**

Características del perfil:

h =	300	mm	A =	149	cm ²	r _y =	7,58	cm
b =	300	mm	Peso =	117	Kg/m	F _y =	2530	Kg/cm ²
tw =	11	mm	I _x =	25200	cm ⁴	F _u =	4080	Kg/cm ²
t =	19	mm	I _y =	8560	cm ⁴	E =	2,10E+06	Kg/cm ²
r =	27	mm	r _x =	13	cm			

PANDEO LOCAL

$$\text{Alas} \left\{ \begin{array}{l} b/t = 7,89 \\ \text{Por la norma } 8,64 \\ b/t < 0.3\sqrt{E/F_y} \end{array} \right. \quad \text{Compacto}$$

$$\text{Alma} \left\{ \begin{array}{l} h/tw = 23,82 \\ \text{Por la norma } 42,93 \\ h/tw < 1.49\sqrt{E/F_y} \end{array} \right. \quad \text{Compacto}$$

▪ RELACION DE ESBELTEZ (λ)

Se obtiene el factor de longitud efectiva (K) utilizando la tabla I.2 del marco teórico

$$K = 1$$

$$L = 400 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{KL}{r_{\min}} = 52,77$$

▪ PANDEO POR FLEXION

Para $\lambda \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ($F_e \geq 0.44F_y$):

$$F_{cr} = \left(0,658 \sqrt{\frac{F_y}{F_u}} \right) F_y$$

Para $\lambda > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ($F_e < 0.44F_y$):

$$F_{cr} = 0,877F_e$$

Siendo $F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$

Obtenemos que $4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 135,70$

Caso $\lambda \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

Utilizamos $F_{cr} = \left(0,658 \left(\frac{F_y}{F_e} \right) \right) F_y$

Calculamos:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = 7443,95 \text{ Kg/cm}^2$$

Sustituyendo F_e en F_{cr}

$$\text{Obtenemos: } F_{cr} = 2194,48 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\emptyset P_n = \emptyset F_{cr} A_g$$

$$\emptyset P_n = 294,28 \text{ Ton}$$

- PANDEO FLEXO-TORSIONAL

Para miembros con simetría doble se toma C_w como:

$$C_w = \frac{I_y h_o^2}{4} \quad C_w = 1689765,4$$

Teniendo:

Modulo Elástico de Corte del Acero (G) 790000 Kg/cm²

Constante Torsional (J) 148,80 cm⁴

Una vez obtenidos los valores se calcula F_e de la Ecuación (E4-4) de la AISC 360-05

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y} = 9965,69 \text{ Kg/cm}^2$$

Calculamos el valor de F_{cr} tomando la misma ecuación usada en el caso de Pandeo por Flexión

$$F_{cr} = \left(\begin{matrix} F_y / F_u \\ 0,658 \end{matrix} \right) F_y = 2139,49 \text{ Kg/cm}^2$$

▪ RESISTENCIA

La Resistencia nominal del elemento viene dada por el menor valor obtenido del esfuerzo nominal a compresión que no es más que:

$$P_n = \Phi F_{cr} A$$

$$P_n = 286,91 \text{ Ton}$$

Gobierna el Pandeo por Flexo - Torsional

Planchas de Continuidad:

- Se pudiera omitir el uso de Planchas de Continuidad si se presentan las siguientes condiciones:

- ✓ Si al realizar el Análisis y Diseño de la Conexión Precalificada, no son requeridas las planchas de continuidad para las fuerzas concentradas en la Columna debido a los Momentos Máximos Probables provenientes de las vigas.

- ✓ Si se cumple que:

$$t_{fc} \geq 0,4 \sqrt{1,8 b_{fb} t_{fb} \frac{R_{yb} F_{yb}}{R_{yc} F_{yc}}}$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{fb}}{6}$$

Se tiene:

$$t_{fc} \geq 0,4 \sqrt{1,8 \times 160 \times 11,5 \frac{1,5 \times 2530}{1,5 \times 2530}} = 2,3 \text{ cm}$$

$$t_{fc} \geq \frac{16}{6} = 2,67 \text{ cm}$$

Como tenemos un $t_{fc} = 1,9 \text{ cm}$ no cumple con estas condiciones y es necesario el uso de planchas de continuidad

Para obtener el espesor de la plancha de continuidad es necesario saber cuál es la resistencia esperada a flexión actuando en la cara de la columna (M_f), se determinara mediante la siguiente ecuación:

$$M_f = M_{pr} + V_{ub} S_h$$

$$M_f = 36614 + 31108,75 \times 0,40 = 49057,5 \text{ Kg m}$$

Fuerza última de diseño de la plancha de continuidad:

$$F_{fu} = \frac{M_f}{d - t_f} = \frac{49057,5}{0,33 - 0,0115} = 154026,69 \text{ Kg}$$

Se verifican los siguientes estados límites según la sección J.10-6 de la norma AISC 360-05:

Flexión local del ala:

$$\phi R_n = \phi 6,25 t_{fc}^2 F_{yf} = 0,9 \times 6,25 \times (1,9)^2 \times 2530 = 51374,81 \text{ Kg}$$

Fluencia local del alma:

$$\phi R_n = \phi (5k + N) F_{yw} t_w$$

$$\phi R_n = 1 \times (5 \times 4,6 + 4,6) \times 2530 \times 1,1 = 76810,8 \text{ Kg}$$

Dónde:

$$k = t_{fc} + r_c = 1,9 + 2,7 = 4,6$$

Web local crippling:

$$\phi R_n = \phi 0,8 t_{wc}^2 \left[1 + 3 \frac{N}{d_c} \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{fc}}{t_{wc}}}$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 0,8 \times 1,1^2 \left[1 + 3 \frac{4,6}{30} \left(\frac{1,1}{1,9} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6 \times 2530 \times 1,9}{1,1}}$$

$$\phi R_n = 83641,37 \text{Kg}$$

Se toma el valor mínimo entre los ϕR_n y la diferencia entre ese valor y el valor de F_{fu} será la fuerza aplicada sobre las planchas.

$$F_{su} = F_{fu} - \phi R_n \text{min}$$

$$F_{su} = 135428,57 - 51374,81 = 84053,76$$

Una vez obtenido el valor de la fuerza aplicada sobre las planchas se procede a calcular el espesor requerido para cada una de las planchas:

$$A_s > \frac{F_{su}}{2\phi F_y} = \frac{84053,76}{2 \times 0,9 \times 2530} = 18,46 \text{cm}^2$$

$$t = \frac{A_s}{h} = \frac{18,46}{30 - 3,8} = 0,7 \text{cm}$$

$$t_{min} = t_{max} \left(t; \frac{tfc}{2} \right) = t_{max}(7 \text{mm}; 5,5 \text{mm}) \approx 8 \text{mm}$$

Diseño de la Zona del Panel de conexiones vigas-columnas:

Se deberá considerar el efecto actuante de la Resistencia Esperada a Corte en la columna (V_{uc}), el cual será determinado de la siguiente forma:

$$V_{uc} = \frac{M_{pe}}{H_c} = \frac{43134}{4} = 10,79 \text{ton}$$

Donde la resistencia esperada a flexión en la columna (M_{pc}) se calcula con la siguiente ecuación:

$$M_{pc \text{ arriba}} = Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) = 1790,47 \left(2530 - \frac{16755,8}{149} \right)$$

$$M_{pc \text{ arriba}} = 43285,42 \text{Kgm}$$

$$M_{pc \text{ abajo}} = Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) = 1790,47 \left(2530 - \frac{22605,04}{149} \right)$$

$$M_{pc \text{ arriba}} = 42582,54 \text{Kgm}$$

Se debe cumplir:

$$R_u \leq \phi_v R_v$$

La Resistencia Requerida por Corte (R_u) será determinada por la fórmula:

$$R_u = \frac{\sum M_f}{(d_b - t_f)} - V_{uc} = 154,03 - 10,79 = 143,24 \text{Ton}$$

En este caso no consideraremos la deformación de la zona panel en la estabilidad del marco, lo que nos lleva a las siguientes ecuaciones:

$$P_y = A_g F_y = 376,97 \text{Ton}$$

$$P_u = 19,68 \text{ Ton (Sacado del análisis de carga)}$$

$$0,4P_y = 150,79 \text{Ton.}$$

Como $P_u \leq 0.4 P_y$ en la columna:

$$R_v = 0,6F_y d_c t_w = 0,6 \times 2530 \times 30 \times 1,1 = 50,1 \text{Ton.}$$

Como R_v es menor que R_u es necesario el uso de planchas adosadas al alma de la columna. El espesor individual de las almas de la columna y de las planchas adosadas, cuando sean utilizadas, deberá satisfacer la condición:

Criterio Columna fuerte –Viga débil.

Para establecer un Criterio de Columna Fuerte – Viga Débil, debe cumplirse en cada junta la Relación de Momentos presentadas, salvo algunas excepciones.

$$\sum \frac{M_{pc}^*}{M_{pb}^*} > 1 \quad (\text{Ec. V.20})$$

La forma de calcular cada uno de estos momentos proyectados en el punto de intersección es la siguiente:

$$M_{pb}^* = \sum M_{pr} + V_{ub} \left(S_h + \frac{d_c}{2} \right) = 36614 + 31108,75(0,4 + 0,3/2)$$

$$M_{pb}^* = 53723,81 \text{Kgm}$$

$$M_{pc}^* = \sum Z_{xc} \left(F_y - \frac{P_{uc}}{A} \right) = 43285,42 + 42582,54$$

$$M_{pc}^* = 85867 \text{Kgm}$$

$$\sum \frac{M_{pc}^*}{M_{pb}^*} = 1,6 > 1$$

Diseño a Flexión de un elemento

PERFIL SELECCIONADO → IPE-330

Perfil	Peso Propio (Kg/m)	Zx (cm ³)	Zy (cm ³)	Ix (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)
IPE - 330	49,1	756	98,4	11800	787	330	160	11,5	7,5

Longitud = 6m

E = 2,10E+06 Kg/cm²

Fy = 2530 Kg/cm²

▪ PANDEO LOCAL

$$\left. \begin{array}{l} b/t_f = 6,96 \\ \text{Por norma} \\ b/t_f < 0,3\sqrt{E/f_y} \end{array} \right\} \begin{array}{l} 8,64 \\ \text{Compacto} \end{array}$$

$$\left. \begin{array}{l} h/t_w = 40,93 \\ \text{Por norma} \\ h/t_w < 2,45\sqrt{E/f_y} \end{array} \right\} \begin{array}{l} 70,59 \\ \text{Compacto} \end{array}$$

Capitulo F de la norma AISC 360-05

De la Tabla F 1.1 se utiliza la sección F.2

▪ FLUENCIA

$$M_n = \Phi \cdot F_y \cdot Z_x \quad \Phi = 0,90$$

Dónde:

Z_x = Modulo de Sección plástica alrededor del eje x

$$\Phi M_p = \Phi F_y Z_x = 172141 \text{Kgm}$$

▪ PANDEO LATERAL-TORSIONAL

Asumiendo correas cada 1,5metros tenemos:

$$L_b = 150 \text{ cm}$$

$$L_p = 1,76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,76 \times 3,55 \times \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6}{2530}} = 180 \text{ cm}$$

Como $L_p > L_b$

Este estado límite no aplica.

Se verifica que el ϕM_p sea mayor al momento actuante en la viga, valor obtenido en el análisis de carga del programa.

$$\phi M_p = 172141 \text{ Kg} > 23466,33 \text{ Kg}$$

Diseño de conexiones de forma manual.

Ejemplo IV. Conexión a corte, doble ángulo.

Diseño de los pernos.

Diámetro de los pernos requeridos:

$$d_b \text{ req'd} = \sqrt{\frac{4V_u}{2\phi\pi n_b F_{nv}}} = \sqrt{\frac{4 \times 15000}{2 \times 1 \times 3,1416 \times 2 \times 3370}} = 1,19 \text{ cm} \approx 1/2" \phi$$

Resistencia al aplastamiento sobre los ángulos:

$$\phi R_n = \phi(n_i)r_{ni} + \phi(n_o)r_{no} \geq V_u/2 \quad \phi = 0,75$$

La Resistencia al aplastamiento de los pernos sobre los ángulos de conexión vendrá dada por:

$$R_n = 2,4d_b t_a F_{ua} = 2,4 \times 1,27 \times 0,8 \times 4080 = 9948,67 \text{ Kg}$$

Para el cálculo del desgarramiento en el borde de los ángulos por los pernos externos se debe considerar lo siguiente:

$$L_c = L_{e4} - \frac{d_a}{2} = 35 - \frac{(12,7+1,6)}{2} = 27,85 \text{ mm}$$

$$r_{no} = 1,2L_c t_a F_{ua} = 1,2 \times 2,785 \times 0,8 \times 4080 = 10908,29 \text{ Kg}$$

Como R_n es mayor que r_{no} , controla el aplastamiento y el valor de r_{no} será:

$$r_{no} = 9948,67 \text{ Kg}$$

Para el cálculo del desgarramiento de la pancha entre los pernos internos:

$$L_c = S_v - d_a = 80 - 14,3 = 65,7\text{mm}$$

$$r_{ni} = 1,2L_c t_a F_{ua} = 1,2 \times 6,57 \times 0,8 \times 4080 = 25733,38\text{Kg}$$

Como R_n es mayor que r_{ni} , controla el aplastamiento y el valor de r_{ni} será:

$$r_{ni} = 9948,67\text{Kg}$$

Una vez obtenido los valores de r_{no} y r_{ni} se calcula y verifica ϕR_n de acuerdo a la ecuación VIII.2

$$\phi R_n = \phi(n_i)r_{ni} + \phi(n_o)r_{no}$$

$$0,75 \times 1 \times 9948,67 + 0,75 \times 1 \times 9948,67 = 14923\text{Kg}$$

Cumple que:

$$\phi R_n > \frac{V_u}{2}$$

$$14923\text{Kg} > 7500\text{Kg}$$

Resistencia al aplastamiento sobre el alma de la viga secundaria.

$$\phi R_n = \phi(n_i)r_{ni} + \phi(n_o)r_{no} \geq \frac{V_u}{2} \quad \phi = 0,75$$

La Resistencia al aplastamiento de los pernos sobre los ángulos de conexión vendrá dada por:

$$R_n = 2,4d_b t_{ws} F_{us} = 2,4 \times 1,27 \times 0,71 \times 4080 = 8829,45\text{Kg}$$

Para el cálculo del desgarramiento en el borde de los ángulos por los pernos externos se debe considerar lo siguiente:

$$L_c = L_{e3} - \frac{d_a}{2} = 35 - \frac{(12,7+1,6)}{2} = 27,85\text{mm}$$

$$r_{no} = 1,2L_c t_{ws} F_{us} = 1,2 \times 2,785 \times 0,71 \times 4080 = 9681,11\text{Kg}$$

Como R_n es mayor que r_{no} , controla el aplastamiento y el valor de r_{no} será:

$$r_{no} = 8829,45\text{Kg}$$

Para el cálculo del desgarramiento de la pancha entre los pernos internos:

$$L_c = S_v - d_a = 80 - 14,3 = 65,7\text{mm}$$

$$r_{ni} = 1,2L_c t_{ws} F_{us} = 1,2 \times 6,57 \times 0,71 \times 4080 = 22838,37\text{Kg}$$

Como R_n es mayor que r_{ni} , controla el aplastamiento y el valor de r_{ni} será:

$$r_{ni} = 8829,45\text{Kg}$$

Una vez obtenido los valores de r_{no} y r_{ni} se calcula y verifica ϕR_n de acuerdo a la ecuación VIII.2

$$\phi R_n = \phi(n_i)r_{ni} + \phi(n_o)r_{no}$$

$$0,75 \times 1 \times 8829,45 + 0,75 \times 1 \times 8829,45 = 13294,18 \text{Kg}$$

Cumple que:

$$\phi R_n > \frac{V_u}{2}$$

$$13294,18 \text{Kg} > 7500 \text{Kg}$$

Resistencia al aplastamiento sobre el alma de la viga principal.

$$\phi R_n = \phi(n_i)r_{ni} + \phi(n_o)r_{no} \geq \frac{V_u}{2} \quad \phi = 0,75$$

La Resistencia al aplastamiento de los pernos sobre los ángulos de conexión vendrá dada por:

$$R_n = 2,4d_b t_{wp} F_{up} = 2,4 \times 1,27 \times 0,94 \times 4080 = 11689,69 \text{Kg}$$

No aplica el desgarramiento por los pernos externos en la viga principal, por lo tanto:

$$r_{no} = 11689,69 \text{Kg}$$

Para el cálculo del desgarramiento de la pancha entre los pernos internos:

$$L_c = S_v - d_a = 80 - 14,3 = 65,7 \text{mm}$$

$$r_{ni} = 1,2L_c t_{wp} F_{up} = 1,2 \times 6,57 \times 0,94 \times 4080 = 30236,71 \text{Kg}$$

Como R_n es mayor que r_{ni} , controla el aplastamiento y el valor de r_{ni} será:

$$r_{ni} = 11689,69 \text{Kg}$$

Una vez obtenido los valores de r_{no} y r_{ni} se calcula y verifica ϕR_n de acuerdo a la ecuación VIII.2

$$\phi R_n = \phi(n_i)r_{ni} + \phi(n_o)r_{no}$$

$$0,75 \times 1 \times 11689,69 + 0,75 \times 1 \times 11689,69 = 17534,54 \text{Kg}$$

Cumple que:

$$\phi R_n > \frac{V_u}{2}$$

$$17534,54 \text{Kg} > 7500 \text{Kg}$$

Diseño de los ángulos.

La Resistencia de corte disponible de los elementos debe ser la menor del valor obtenido de acuerdo con los estados límites:

- Cálculo de la cedencia por corte, según la norma AISC 360-05 en el Capítulo J, Sección J4.2a:

$$\phi R_n = \phi 0.60 F_{ya} A_{ga} = 0,75 \times 0,6 \times 2530 \times 12 = 18216 \text{Kg} \geq V_u/2$$

$$A_g = t_a L_a = 0,8 \times 15 = 12 \text{cm}^2$$

- Cálculo de la rotura por corte, según la norma AISC 360-05 en el Capítulo J, Sección J4.2b:

$$\phi R_n = \phi 0.60 F_{ua} A_{na} = 1 \times 0,6 \times 4080 \times 9,71 = 17831,2 \text{Kg} \geq V_u/2$$

$$A_{na} = A_g - t_a d_a n_b = 12 - 0,8 \times 1,43 \times 2 = 9,71 \text{cm}^2$$

- Cálculo del bloque de cortante en el ala A del ángulo, según la norma AISC 360-05 en el Capítulo J, Sección J4.3

$$\phi R_n = \min \left\{ \begin{array}{l} \phi 0.6 F_{ua} A_{nv} + \phi F_{ua} A_{nt} \\ \phi 0.6 F_{ya} A_{gv} + \phi F_{ua} A_{nt} \end{array} \right.$$

$$A_{gv} = t_a (L_{e4} + S_v (n_b - 1)) = 0,8 (35 + 80 (2 - 1)) = 9,2 \text{cm}^2$$

$$A_{nv} = A_{gv} - t_a d_a (n_b - 0.5) = 9,2 - 0,8 \times 14,3 (2 - 0,5) = 7,5 \text{cm}^2$$

$$A_{nt} = t_a \left(L_{e2} - \left(\frac{d_a}{2} \right) \right) = 0,8 \left(35 - \left(\frac{14,3}{2} \right) \right) = 2,23 \text{cm}^2$$

$$\phi 0.6 F_{ua} A_{nv} + \phi F_{ua} A_{nt} = 0,75 \times 0,6 \times 4080 \times 7,5 + 0,75 \times 4080 \times 2,23 = 20593,8 \text{Kg}$$

$$\phi 0.6 F_{ya} A_{gv} + \phi F_{ua} A_{nt} = 0,75 \times 0,6 \times 2530 \times 9,2 + 0,75 \times 4080 \times 2,23 = 17298 \text{Kg}$$

$$\phi R_n = 17298 \text{Kg} > V_u/2$$

- Cálculo del bloque de cortante en el ala B del ángulo, según la norma AISC 360-05 en el Capítulo J, Sección J4.3

$$\phi R_n = \min \left\{ \begin{array}{l} \phi 0.6 F_{ua} A_{nv} + \phi F_{ua} A_{nt} \\ \phi 0.6 F_{ya} A_{gv} + \phi F_{ua} A_{nt} \end{array} \right.$$

$$A_{gv} = t_a(L_{e4} + S_v(n_b - 1)) = 0,8(35 + 80(2 - 1)) = 9,2\text{cm}^2$$

$$A_{nv} = A_{gv} - t_a d_a(n_b - 0.5) = 9,2 - 0,8 \times 14,3(2 - 0,5) = 7,5\text{cm}^2$$

$$A_{nt} = t_a \left(L_{e2} - \left(\frac{d_a}{2} \right) \right) = 0,8 \left(35 - \left(\frac{14,3}{2} \right) \right) = 2,23\text{cm}^2$$

$$\begin{aligned} & \emptyset 0.6F_{ua}A_{nv} + \emptyset F_{ua}A_{nt} \\ & 0,75 \times 0,6 \times 4080 \times 7,5 + 0,75 \times 4080 \times 2,23 = 20593,8\text{Kg} \\ & \emptyset 0.6F_{ya}A_{gv} + \emptyset F_{ua}A_{nt} \\ & 0,75 \times 0,6 \times 2530 \times 9,2 + 0,75 \times 4080 \times 2,23 = 17298\text{Kg} \\ & \emptyset R_n = 17298\text{Kg} > V_u/2 \end{aligned}$$

Calcular la resistencia al corte del alma de la viga siguiendo los estados límites de cedencia, de rotura y bloque de cortante según la norma AISC 360-05 en el Capítulo J.

Cedencia por corte, Sección J4.2a:

$$\emptyset R_n = \emptyset 0.60F_{ys}A_{gs} = 1 \times 0,6 \times 2530 \times 19,53 = 29638,95\text{Kg} \geq V_u$$

$$A_{gs} = t_{ws}h_o = 0,71 \times 27,5 = 19,53\text{cm}^2$$

Rotura por corte, Sección J4.2b

$$\emptyset R_n = \emptyset 0.60F_{us}A_{ns} = 0,75 \times 0,6 \times 4080 \times 17,49 = 32119,72\text{Kg}$$

$$\emptyset R_n \geq V_u$$

$$A_{ns} = t_s(h_o - d_a n_b) = 0,71(27,5 - 1,43 \times 2) = 17,49\text{cm}^2$$

Bloque de corte, Sección J4.3

$$\emptyset R_n = \min \begin{cases} \emptyset 0.6F_{up}A_{nv} + \emptyset F_{up}A_{nt} \\ \emptyset 0.6F_{yp}A_{gv} + \emptyset F_{up}A_{nt} \end{cases}$$

$$A_{gv} = t_{ws}(h_o - L_{e3}) = 0,71(27,5 - 3,5) = 17,04\text{cm}^2$$

$$A_{nv} = t_{ws}[(h_o - L_{e3}) - d_a(n_b - 0.5)]$$

$$A_{nv} = 0,71[(27,5 - 3,5) - 1,43(2 - 0,5)] = 15,52\text{cm}^2$$

$$A_{nt} = t_{ws} \left(L_{e1} - \left(\frac{d_a}{2} \right) \right) = 0,71 \left(3,5 - \left(\frac{1,43}{2} \right) \right) = 1,98\text{cm}^2$$

$$\emptyset 0.6F_{up}A_{nv} + \emptyset F_{up}A_{nt}$$

$$0,75 \times 0,6 \times 4080 \times 15,52 + 0,75 \times 4080 \times 1,98 = 34552,52 \text{Kg}$$

$$\phi 0.6 F_{yp} A_{gv} + \phi F_{up} A_{nt}$$

$$0,75 \times 0,6 \times 2530 \times 17,04 + 0,75 \times 4080 \times 1,98 = 25458,84$$

$$\phi R_n = 25458,84 \text{Kg}$$

Ejemplo V. Conexión a corte, shear tab.

Calculo de centro de gravedad de grupo de soldaduras:

Calculo de las Áreas:

$$A_1 = A_3 = \frac{\sqrt{2}}{2} d_{wx} L_{wx} = \frac{\sqrt{2}}{2} \times 10 \times 70,3 = 497,1 \text{mm}^2$$

$$A_2 = \frac{\sqrt{2}}{2} d_{wy} L_{wy} = \frac{\sqrt{2}}{2} \times 10 \times 380,8 = 2696,66 \text{mm}^2$$

Calculo de la distancia en el eje X

$$X_1 = X_3 = \left(\frac{\frac{b_f - t_w}{2} - \text{clip}}{2} \right) + \text{clip} = \left(\frac{\frac{190 - 9,4}{2} - 20}{2} \right) + 20$$

$$X_1 = X_3 = 55,15 \text{mm}$$

$$X_2 = 0$$

Calculo de la distancia en el eje Y

$$Y_1 = 0$$

$$Y_2 = \frac{d - 2t_f}{2} = \frac{450 - 2 \times 14,6}{2} = 210,4 \text{mm}$$

$$Y_3 = d - 2t_f = 450 - 2 \times 14,6 = 420,8 \text{mm}$$

Distancia en X del centro del grupo de soldadura:

$$X_{cgw} = \frac{X_1 A_1 + X_2 A_2 + X_3 A_3}{A_1 + A_2 + A_3}$$

$$\frac{55,15 \times 497,1 + 0 \times 2692,66 + 55,15 \times 497,1}{497,1 + 2692,66 + 497,1} = 14,87 \text{mm}$$

Distancia en Y del centro del grupo de soldadura:

$$Y_{cgw} = \frac{Y_1 A_1 + Y_2 A_2 + Y_3 A_3}{A_1 + A_2 + A_3}$$

$$\frac{0 \times 497,1 + 210,4 \times 2692,66 + 420,8 \times 497,1}{497,1 + 2692,66 + 497,1} = 210,4 \text{ mm}$$

Diseño de Pernos:

Se tomara en cuenta la excentricidad (a) del centro de gravedad de las soldaduras en el rigidizador a la fila de pernos

Excentricidad de la carga:

$$a = 0.5(b_{fm} - t_{wm}) + e + l_{es} - X_{cgw}$$

$$a = 0,5(190 - 9,4) + 20 + 35 - 14,87 = 130,43$$

Fuerza de corte sobre el perno más solicitado:

$$I_p = \sum y_i^2 = S_v^2 = 130^2 = 16900 \text{ mm}^2$$

$$P_x^* = \frac{V_u a y^*}{I_p} = \frac{10000 \times 130,43 \times 130}{16900} = 10032,95 \text{ Kg}$$

$$P_y^* = \frac{V_u}{n_p} = \frac{10000}{2} = 5000 \text{ Kg}$$

$$P^* = \sqrt{(P_x^*)^2 + (P_y^*)^2} = \sqrt{10032,95^2 + 5000^2} = 11209,82$$

Resistencia al corte de un perno.

$$\phi R_n = \phi F_v A_b = 0,75 \times 4220 \times 3,87 = 12248,55 \text{ Kg} > P^*$$

$$A_b = \frac{\pi d_b^2}{4} = \frac{\pi(2,22^2)}{4} = 3,87 \text{ cm}^2$$

Resistencia al aplastamiento.

$$\phi R_n > P^*$$

Dónde:

$$\phi R_n = \min(\phi r_n)$$

Resistencia al aplastamiento de un perno sobre la plancha

$$\phi r_n = \phi 2.4 d_b t_p F_{up} = 0,75 \times 2,4 \times 2,22 \times 1,0 \times 4080 = 16303,68 \text{ Kg}$$

Resistencia al aplastamiento de un perno sobre el alma de la viga

$$\phi r_n = \phi 2.4 d_b t_{ws} F_{us} = 0,75 \times 2,4 \times 2,22 \times 0,71 \times 4080 = 11575,62 \text{ Kg}$$

$$\phi R_n = 11575,62 \text{ Kg} > P^*$$

Diseño del Rigidizador:

Se revisará la resistencia al corte de la plancha de conexión tomando los siguientes parámetros:

Cedencia al corte de la plancha, según la norma AISC 360-05 en el Capítulo J, Sección J4.2a:

$$\phi R_n = \phi 0.60 F_{yp} A_g = 1 \times 0,6 \times 2530 \times 20 = 30360 \text{Kg} > V_u$$

$$A_g = t_p L_p = 20 \times 1 = 20 \text{cm}^2$$

Rotura por corte, Sección J4.2b

$$\phi R_n = \phi 0.60 F_{up} A_{nv} = 0,75 \times 0,6 \times 4080 \times 15,24 = 27980,64 \text{Kg}$$

$$\phi R_n \geq V_u$$

$$A_{ns} = t_p (L_p - d_a n_b) = 1(20 - 2,38 \times 2) = 15,24 \text{cm}^2$$

Bloque de corte, Sección J4.3

$$\phi R_n = \min \left\{ \begin{array}{l} \phi 0.6 F_{up} A_{nv} + \phi F_{up} A_{nt} \\ \phi 0.6 F_{yp} A_{gv} + \phi F_{up} A_{nt} \end{array} \right.$$

$$A_{gv} = t_p (L_p - L_{ev}) = 1,0(20 - 3,5) = 16,5 \text{cm}^2$$

$$A_{nv} = A_{gv} - t_p d_a (n_b - 0,5) = 16,5 - 2,38 \times (1,5) = 12,93 \text{cm}^2$$

$$A_{nt} = t_p \left(L_{eh} - \left(\frac{d_a}{2} \right) \right) = 1 \left(3,5 - \frac{2,38}{2} \right) = 2,31 \text{cm}^2$$

$$\phi 0.6 F_{up} A_{nv} + \phi F_{up} A_{nt}$$

$$0,75 \times 0,6 \times 4080 \times 12,93 + 0,75 \times 4080 \times 2,31 = 30808,1 \text{Kg}$$

$$\phi 0.6 F_{yp} A_{gv} + \phi F_{up} A_{nt}$$

$$0,75 \times 0,6 \times 2530 \times 16,5 + 0,75 \times 4080 \times 2,31 = 25853,85 \text{Kg}$$

$$\phi R_n = 25853,85 \text{Kg} > V_u$$

Resistencia a la flexión de la porción extendida de la plancha de conexión

Resistencia requerida a la flexión:

$$M_u = V_u a = 10000 \times 13,043 = 130430 \text{Kgcm}$$

Cedencia por flexión de la plancha:

$$\phi M_n = \phi F_{cr} S_p = 2105,9 \times 66,67 = 140400,35 \text{Kgcm} > M_u$$

Dónde:

$$S_p = \frac{t_s L_p^2}{6} = \frac{1 \times 20^2}{6} = 66,67 \text{ cm}^3$$

$$\phi F_{cr} = \sqrt{(\phi F_{ys})^2 - 3(f_v)^2} = \sqrt{(0,9 \times 2530)^2 - 3(500)^2}$$

$$\phi F_{cr} = 2105,9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_v = \frac{V_u}{L_p t_s} = \frac{10000}{20 \times 1} = 500 \text{ kg/cm}^2$$

Rotura por la flexión de la plancha:

$$\phi M_n = \phi F_{uP} S_{net} > M_u$$

$$S_{net} = \frac{t_p}{6} \left[L_p^2 - \frac{S_v^2 n_b (n_b^2 - 1) d_a}{L_p} \right] = \frac{1}{6} \left[20^2 - \frac{13^2 \times 2 (2^2 - 1) 2,38}{20} \right]$$

$$S_{net} = 46,56 \text{ cm}^3$$

Diseño de Soldadura:

Propiedades de la soldadura:

$$r_i = \sqrt{x_i^2 + y_i^2}$$

$$A_{wi} = \frac{\sqrt{2}}{2} D_i L_{wi}$$

$$I_p = \sum A_{wi} \left(\frac{L_w^2}{12} + r_i^2 \right)$$

Pos	Xi(mm)	Yi(mm)	ri(mm)	A _w (mm ²)	I _p (cm ⁴)
1	55,15	-310,4	214,22	497,1	2301,67
2	-14,87	0	14,87	2691,66	3313,38
3	55,15	210,4	214,22	597,1	2301,67
				3686,86	8831,98

Tensiones en los puntos críticos:

$$f_x = \frac{M_u x_j}{I_p}$$

$$f_y = \frac{V_u}{A_w} + \frac{M_u x_j}{I_p}$$

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2}$$

Pos	Xj(mm)	Yj(mm)	fx	fy	f
A	75,43	210,4	346,63	395,5	525,9
B	-14,87	190,4	313,7	246,73	399,1

Resistencia de la soldadura:

$$\phi F_w = 0.75 \times 0.6 F_{EXX} = 0,75 \times 0,6 \times 4920 = 2214 \text{Kg/cm}^2 > f$$

Ejemplo VI. Conexión a momento, reduce beam section.

Diseño del corte de la viga.

Se debe realizar un corte en la viga tal que cumpla con los límites previamente calculados.

Se seleccionan los valores de a, b y c cumpliendo con los siguientes parámetros:

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

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

$$90 \leq a \leq 135$$

$$260 \leq b \leq 340$$

$$a = 100\text{mm}$$

$$b = 300\text{mm}$$

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

$$18 \leq c \leq 45$$

$$c = 40\text{mm}$$

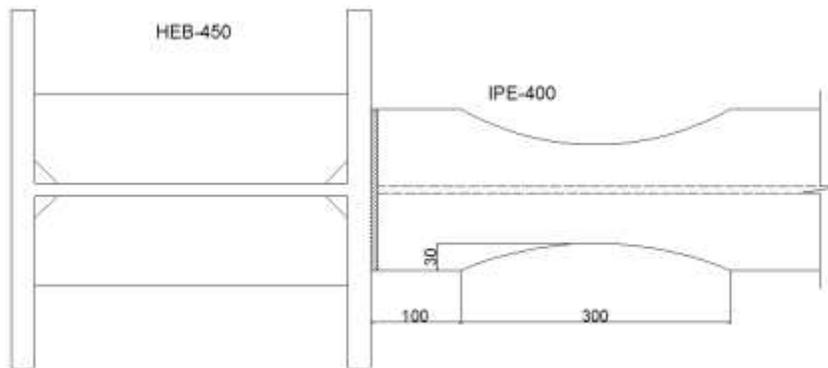


Figura LXXX. Detalle geométrico, conexión reduce beam section.

Fuente: Ligas, Younes 2011.

Cálculo de radio de corte:

$$R = \frac{4c^2 + b^2}{8c} = \frac{4 \times 40^2 + 300^2}{8 \times 40} = 301,25 \text{ mm}$$

Verificación de resistencia de la viga considerando la sección cortada.

$$M_{cp} = 6000 \text{ Kgm} \quad M_{cv} = 4000 \text{ Kgm} \quad M_s = 10000 \text{ Kgm}$$

$$M_u = 1,2M_{cp} + 0,5M_{cv} + M_s = 1,2 \times 6000 + 0,5 \times 4000 + 10000$$

$$M_u = 19200 \text{ Kgm}$$

Módulo de sección plástica al centro de la sección cortada

$$Z_e = Z_x - 2ct_{bf}(d - t_{bf}) = 1310 - 2 \times 4 \times 1,35 \times (40 - 1,35)$$

$$Z_e = 892,6 \text{ cm}^3$$

Cálculo del momento plástico que resiste la sección reducida:

$$\phi M_n = \phi Z_e F_y = 0,9 \times 892,6 \times 2530 = 20324,5 \text{ Kgm} \geq M_u$$

Cálculo del momento máximo probable en el centro de la sección reducida:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_e = 1,2 \times 1,5 \times 2530 \times 892,6 = 40649 \text{ Kgm}$$

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} = 1,31 \leq 1,2$$

Cálculo de la fuerza cortante al centro de cada lado de viga reducida.

$$V_{cp} = 4000 \text{ Kg} \quad V_{cv} = 2000 \text{ Kg}$$

$$V_g = 1,2V_{cp} + 0,5V_{cv} = 1,2 \times 4000 + 0,5 \times 2000 = 5800 \text{ Kg}$$

$$V_m = \frac{2M_{pr}}{L_h} = \frac{2 \times 40649}{5,05} = 16098,6 \text{ Kg}$$

$$L_h = L - d - b - 2a = 6 - 0,45 - 0,3 - 2 \times 0,1 = 5,05 \text{ m}$$

$$V_{RBS} = V_g + V_m = 5800 + 16098,6 = 21898,6 \text{ Kg}$$

Cálculo del momento máximo probable a la cara de la columna.

$$M_f = M_{pr} + V_{RBS} S_h = 40649 + 21898,6 \times 0,25 = 46123,7 \text{ Kgm}$$

$$S_h = a + \frac{b}{2} = 100 + \frac{300}{2} = 250 \text{ mm}$$

Cálculo del momento plástico en la viga basado en la cedencia esperada.

$$M_{pe} = Z_{xb} R_y F_y = 1310 \times 1,5 \times 2530 = 49714,5 \text{ Kg}$$

$$M_f \leq \phi_f M_{pe}$$

Corte máximo en el alma de la viga.

$$\phi V_n = \phi 0,6 A_w F_y = 1 \times 0,6 \times 34,4 \times 2530 = 52219,2 \text{Kg} > V_{RBS}$$

$$A_w = d t_w = 40 \times 0,86 = 34,4 \text{cm}^2$$

Diseño del Nodo.

Calculo de la Fuerza última de diseño:

$$F_{fu} = \frac{M_f}{d - t_f} = \frac{46123,7}{(0,4 - 0,0135)} = 119337 \text{Kg}$$

Flexión local del ala:

$$\phi R_n = \phi 6,25 t_{fc}^2 F_{yf} = 0,9 \times 6,25 \times 2,6^2 \times 2530 = 96203 \text{Kg}$$

Fluencia local del alma:

$$\phi R_n = \phi (5k + N) F_{yw} t_w = 1(5 \times 5,3 + 5,3) 2530 \times 1,4 = 112635 \text{Kg}$$

Web local crippling:

$$\phi R_n = \phi 0,8 t_{wc}^2 \left[1 + 3 \frac{N}{d_c} \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{fc}}{t_{wc}}}$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 0,8 (1,4^2) \left[1 + \frac{3 \times 5,30}{45} \left(\frac{1,4}{2,6} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6 \times 2530 \times 2,6}{1,4}}$$

$$\phi R_n = 133123,9 \text{Kg}$$

Resistencia al pandeo del alma de la columna.

$$\phi R_n = \phi \frac{2,4 t_w^3 \sqrt{E F_y}}{h} = \frac{0,75 \times 2,4 \times 1,4^3 \sqrt{2,1 \times 10^6 \times 2530}}{34,4}$$

$$\phi R_n = 109656,95 \text{Kg}$$

$$h = d - 2K = 450 - 2 \times 53 = 344 \text{mm}$$

Resistencia de diseño

$$F_{fu} > \phi R_n \text{ min} \quad \text{Se requieren planchas de continuidad}$$

$$F_{su} = F_{fu} - \phi R_n = 119337 - 96203 = 23134 \text{Kg}$$

Diseño de la plancha de continuidad:

$$A_s > \frac{F_{su}}{\phi F_y} = \frac{23134}{0,9 \times 2530} = 10,16 \text{cm}^2$$

$$b_{req} \geq \frac{A_s + 2t_{sc}Clip}{2t_{sc}} = \frac{10,16 + 2 \times 1,16 \times 2,5}{2 \times 1,6} = 5,68 \text{cm} \approx 100 \text{mm}$$

Espesor tentativo $t_{sc} = 16 \text{mm}$

Resistencia al corte.

$$\phi R_u = 2 \phi 0,6 F_y t_{sc} (l_{sc} - 2clip)$$

$$\phi R_u = 2 \times 1 \times 0,6 \times 2530 \times 1,6 (39,8 - 2 \times 2,5) = 169044 \text{Kg} < F_{fu}$$

$$l_{sc} = d - 2t_f = 450 - 2 \times 26 = 398 \text{mm}$$

Diseño de la soldadura de la plancha.

$$\phi F_w = 0,75 \times 0,6 F_{EXX} = 0,75 \times 0,6 \times 4920 = 2214 \text{Kg/m}^2$$

Espesor requerido

$$D_w \geq \frac{0,6 F_{ys} t_s}{\phi F_w \sqrt{2}} = \frac{0,6 \times 2530 \times 1,6}{2214 \sqrt{2}} = 7,8 \text{mm}$$

$$D_w \approx 8 \text{mm}$$

Chequeo de la Zona panel.

$$R_u = F_{fu} - V_c = 119337 - 14878,6 = 104458,4 \text{Kg}$$

$$V_{uc} = \frac{M_f}{H} = \frac{46123,7}{3,1} = 14878,6 \text{Kg}$$

$$H = \frac{H_i + H_{i-1}}{2} = \frac{3 + 3,2}{2} = 3,1 \text{m}$$

Resistencia al corte de la zona panel.

No se considera los efectos de deformación plástica del panel en la estabilidad del pórtico.

$$P_y = A_c F_y = 218 \times 2530 = 551540 \text{Kg} \quad (\text{Ec. V.9})$$

$$P_{uc} = \frac{100 + 120}{2} = 110 \text{Ton}$$

$$0,4 P_y = 220616 \text{Kg} > P_{uc}$$

$$\phi R_v = \phi 0,6 F_y d_c t_w = 0,6 \times 2530 \times 45 \times 1,4 = 95634 \text{Kg}$$

$$\phi R_v < R_u$$

Por lo tanto se requieren planchas adosadas al alma.

Calculo del espesor de la plancha.

El espesor individual de las almas de la columna y de las planchas adosadas, cuando sean utilizadas, deberá satisfacer las condiciones:

$$t_{req} \geq \frac{d_z + w_z}{90} = \frac{398 + 368}{90} = 8,6\text{mm}$$

$$d_z = d - 2t_{sc} = 400 - 2 \times 16 = 368\text{mm}$$

$$w_z = d - 2t_f = 450 - 2 \times 26 = 398\text{mm}$$

$$t_{req} \geq t_w \frac{R_u}{\phi R_v} - t_w = 1,4 \left(\frac{104458,4}{95634} \right) - 1,4 = 1,29\text{mm}$$

$$t_{dp} \geq 8,6\text{mm} \approx 10\text{mm}$$

Chequeo columna fuerte-viga débil.

$$\sum \frac{M_{pc}^*}{M_{pb}^*} > 1 \quad (\text{Ec. V.20})$$

Momento de la Viga:

$$M_{pb}^* = M_{pr} + V_{ub} \left(S_h + \frac{d_c}{2} \right)$$

$$M_{pb}^* = 49714,5 + 21898,6 \left(0,25 + \frac{0,45}{2} \right) = 60116,33\text{Kgm}$$

Momento de la columna:

$$M_{pc}^* = Z_x \left(F_y - \frac{P_{uc}}{A} \right) + V_{uc} \left(\frac{d_b}{2} \right) = 80325,7 + 79797,6$$

$$M_{pc}^* = 160123,3\text{Kgm}$$

$$M_{pci}^* = \frac{3862}{100} \left(2530 - \frac{100000}{218} \right) + 14878,6 \left(\frac{0,45}{2} \right)$$

$$M_{pci}^* = 80325,7\text{Kgm}$$

$$M_{pci-1}^* = \frac{3862}{100} \left(2530 - \frac{120000}{218} \right) + 14878,6 \left(\frac{0,45}{2} \right)$$

$$M_{pci-1}^* = 79797,6\text{Kgm}$$

$$\sum \frac{M_{pc}^*}{M_{pb}^*} = \frac{160123,3}{60116,33} = 2,66 > 1$$

Se cumple la relación columna fuerte-viga débil.

Ejemplo VII. Conexión a momento, bolted flange plate.

Cálculo del momento máximo probable.

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_e = 1,2 \times 1,5 \times 2530 \times 1310 = 59657,4 \text{ Kg m}$$

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} = 1,31 \leq 1,2$$

Cálculo del diámetro máximo del perno.

$$d_b \leq \frac{b_{fb}}{2} \left(1 - \frac{R_y F_{yb}}{R_t F_u} \right) - 3 \text{ mm} = \frac{180}{2} \left(1 - \frac{1,5 \times 2530}{1,2 \times 4080} \right) - 3$$

$$d_b \leq 17,24 \text{ mm}$$

$$d_b = \emptyset 5/8'' = 15,86 \text{ mm}$$

Cálculo de la resistencia nominal a corte por perno.

$$r_n = \min(1,1 F_{nv} A_b; 2,4 F_{ub} d_b t_{fb})$$

$$1,1 \times 5720 \times 1,99 = 12521,1 \text{ Kg}$$

$$2,4 \times 4080 \times 1,59 \times 1,35 = 21018,5 \text{ Kg}$$

$$r_n = 12521,1 \text{ Kg}$$

Selección de número estimado de pernos en cada ala.

$$n \geq \frac{1,25 M_{pr}}{\emptyset_n F_n (d + t_p)} = \frac{1,25 \times 59657,4}{0,9 \times 12521,1 (0,4 + 0,025)} = 15,57$$

$$n = 16 \text{ pernos.}$$

Ubicación de la rótula plástica.

$$S_h = S_1 + S \left(\frac{n}{2} - 1 \right) = 55 + 50 \left(\frac{16}{2} - 1 \right) = 405 \text{ mm}$$

Calculo de la fuerza cortante en la rótula plástica.

$$W = 1,2C_p + 0,5C_v = 12, x(1500 + 66,3) + 0,5(1250)$$

$$W = 2504,6Kg/m$$

Cálculo de la fuerza cortante gravitatoria.

$$V_g = \frac{WxL'}{2} = \frac{2504,5x4,74}{2} = 5936,85Kg$$

$$L' = L - (2Sh + dc) = 6 - (2x0,405 + 0,45) = 4,74m$$

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L'} + V_g = \frac{2x59657,4}{4,74} + 5936,85 = 31108,75Kg$$

Cálculo del momento esperado en la cara de la columna.

$$M_f = M_{pr} + V_u S_h = 59657,4 + 31108,75 * 0,405 = 72256,4Kgm$$

Cálculo de la fuerza de corte en la plancha del alma.

$$F_{fu} = \frac{M_f}{(d - t_{fb})} = \frac{72256,4}{0,4 + 0,025} = 170015,1Kg$$

Chequeo del número de pernos.

$$n \geq \frac{F_{fu}}{\phi_n r_n} = \frac{170015,1}{0,9x12521,1} = 15,09$$

$$16 > 15,09$$

Calculo del espesor requerido de la plancha del ala.

$$t_p \geq \frac{F_{fu}}{\phi_d F_y b_{fp}} = \frac{170015,1}{0,9x2530x24} = 31mm$$

Calculo de la fuerza de corte en las planchas del alma.

$$F_{fu} = \frac{M_f}{d + t_f} = \frac{72256,4}{(0,4 - 0,031)} = 167648,3Kg$$

Calculo del diámetro de pernos requeridos en el alma.

$$d_{b req} \geq \sqrt{\frac{4V_u}{\phi \pi n_w F_u}} = \sqrt{\frac{4x31108,75}{0,9x\pi x5x5720}} = 12,4$$

$$d_{b req} = \phi 5/8'' = 15,9mm$$

Verificación de la resistencia al aplastamiento y desgarramiento.

Planchas del ala.

Resistencia al aplastamiento.

$r_n = 2,4d_b t_p F_{up} = 2,4 \times 1,59 \times 3,1 \times 4080 = 48264,8 \text{Kg}$ Cálculo del
desgarramiento por los pernos externo.

$$L_c = L_{e1} - \frac{d_a}{2} = 35 - \frac{17,5}{2} = 26,25 \text{mm}$$

$$r_{no} = 1,2L_c t_p F_{up} = 1,2 \times 2,63 \times 3,1 \times 4080 = 39841,2 \text{Kg}$$

Como r_n es mayor que r_{no} , controla el aplastamiento y el valor de r_{no} será:

$$r_{no} = 48264,8 \text{Kg}$$

Cálculo del desgarramiento por los pernos internos.

$$L_c = S_f - d_a = 50 - 17,5 = 32,5 \text{mm}$$

$$r_{ni} = 1,2L_c t_p F_{up} = 1,2 \times 3,25 \times 3,1 \times 4080 = 49327,2 \text{Kg}$$

Como r_n es menor que r_{ni} , no controla el aplastamiento y el valor de r_{ni} será:

$$r_{ni} = 48264,8 \text{Kg}$$

Una vez obtenido los valores de r_{no} y r_{ni} se calcula y verifica ϕR_n

$$\phi R_n = \phi(n_i)r_{ni} + \phi(n_o)r_{no}$$

$$0,9 \times 14 \times 48264,8 + 0,9 \times 2 \times 39841,2 = 679850,6 \text{Kg} > F_{fu}$$

Resistencia al aplastamiento del ala de la viga.

$r_n = 2,4d_b t_{fb} F_u = 2,4 \times 1,59 \times 1,35 \times 4080 = 21018,5 \text{Kg}$ Cálculo del
desgarramiento por los pernos externo.

$$L_c = L_{e2} - \frac{d_a}{2} = 35 - \frac{17,5}{2} = 26,25 \text{mm}$$

$$r_{no} = 1,2L_c t_{fb} F_{up} = 1,2 \times 2,63 \times 1,35 \times 4080 = 17350,2 \text{Kg}$$

Como r_n es mayor que r_{no} , controla el aplastamiento y el valor de r_{no} será:

$$r_{no} = 17350,2 \text{Kg}$$

Cálculo del desgarramiento por los pernos internos.

$$L_c = S_f - d_a = 50 - 17,5 = 32,5 \text{mm}$$

$$r_{ni} = 1,2L_c t_{fb} F_u = 1,2 \times 3,25 \times 1,35 \times 4080 = 21481,2 \text{Kg}$$

Como r_n es menor que r_{ni} , no controla el aplastamiento y el valor de r_{ni} será:

$$r_{ni} = 21018,5\text{Kg}$$

Una vez obtenido los valores de r_{no} y r_{ni} se calcula y verifica ϕR_n

$$\phi R_n = \phi(n_i)r_{ni} + \phi(n_o)r_{no}$$

$$0,9 \times 14 \times 21018,5 + 0,9 \times 2 \times 17350,2 = 296063,5\text{Kg} > F_{fu}$$

Cedencia en tracción en las planchas del ala.

$$\phi R_n = \phi F_y A_g = 1 \times 2530 \times 74,4 = 188232\text{Kg} \geq F_{fu}$$

$$A_g = t_f b_{fp} = 3,1 \times 24 = 74,4\text{cm}^2$$

Fractura en tracción en las planchas del ala.

$$\phi R_n = \phi F_u A_n = 0,9 \times 4080 \times 63,24 = 232217,28\text{Kg} \geq F_{fu}$$

$$A_n = \min(0,85 A_g; t_p (b_{fp} - 2d_a))$$

$$0,85 A_g = 0,85 \times 74,4 = 63,24\text{cm}^2$$

$$t_p (b_{fp} - 2d_a) = 3,1(24 - 2 \times 1,75) = 63,55\text{cm}^2$$

$$A_n = 63,24\text{cm}^2$$

Resistencia por bloque de corte.

Plancha del ala.

$$\phi R_n = \text{Min}(\text{Modo de falla 1; Modo de falla 2})$$

Modo de falla 1.

$$\phi R_n = \min \left\{ \begin{array}{l} \phi 0,6 F_{up} A_{nv} + \phi F_{up} A_{nt} \\ \phi 0,6 F_{yp} A_{gv} + \phi F_{up} A_{nt} \end{array} \right.$$

$$A_{gv} = 2t_p(L_p - S_1) = 2 \times 3,1(44 - 5,5) = 238,7\text{cm}^2$$

$$A_{nv} = A_{gv} - 2t_p d_a \left(\frac{n_b}{2} - 0,5 \right) = 238,7 - 2 \times 3,1 \times 1,75 \left(\frac{16}{2} - 0,5 \right)$$

$$A_{nv} = 157,33\text{cm}^2$$

$$A_{nt} = t_p(g - d_a) = 3,1(10 - 1,75) = 25,58\text{cm}^2$$

$$\phi 0,6 F_{up} A_{nv} + \phi F_{up} A_{nt}$$

$$0,9 \times 0,6 \times 4080 \times 157,33 + 0,9 \times 4080 \times 25,58 = 440559,22 \text{Kg}$$

$$\emptyset 0.6 F_{yp} A_{gv} + \emptyset F_{up} A_{nt}$$

$$0,9 \times 0,6 \times 2530 \times 238,7 + 0,9 \times 4080 \times 25,58 = 420041,7 \text{Kg}$$

$$\emptyset R_{n \text{ modo1}} = 420041,7 \text{Kg}$$

Modo de falla 2.

$$\emptyset R_n = \min \left\{ \begin{array}{l} \emptyset 0.6 F_{up} A_{nv} + \emptyset F_{up} A_{nt} \\ \emptyset 0.6 F_{yp} A_{gv} + \emptyset F_{up} A_{nt} \end{array} \right.$$

$$A_{gv} = 2t_p(L_p - S_1) = 2 \times 3,1(44 - 5,5) = 238,7 \text{cm}^2$$

$$A_{nv} = A_{gv} - 2t_p d_a \left(\frac{n_b}{2} - 0,5 \right) = 238,7 - 2 \times 3,1 \times 1,75 \left(\frac{16}{2} - 0,5 \right)$$

$$A_{nv} = 157,33 \text{cm}^2$$

$$A_{nt} = t_p(b_{fp} - g - d_a) = 3,1(24 - 10 - 1,75) = 37,98 \text{cm}^2$$

$$\emptyset 0.6 F_{up} A_{nv} + \emptyset F_{up} A_{nt}$$

$$0,9 \times 0,6 \times 4080 \times 157,33 + 0,9 \times 4080 \times 37,98 = 486092 \text{Kg}$$

$$\emptyset 0.6 F_{yp} A_{gv} + \emptyset F_{up} A_{nt}$$

$$0,9 \times 0,6 \times 2530 \times 238,7 + 0,9 \times 4080 \times 37,98 = 465574,5 \text{Kg}$$

$$\emptyset R_{n \text{ modo2}} = 465574,5$$

$$\emptyset R_n = \min(420041,7; 465574,5)$$

$$\emptyset R_n = 420041,7 > F_{fu}$$

Alas de la viga.

$$\emptyset R_n = \min \left\{ \begin{array}{l} \emptyset 0.6 F_{up} A_{nv} + \emptyset F_{up} A_{nt} \\ \emptyset 0.6 F_{yp} A_{gv} + \emptyset F_{up} A_{nt} \end{array} \right.$$

$$A_{gv} = 2t_f \left[S_f \left(\frac{h_b}{2} - 1 \right) + L_{e2} \right] = 2 \times 1,35 \left[5 \left(\frac{16}{2} - 1 \right) + 3,5 \right]$$

$$A_{gv} = 103,95\text{cm}^2$$

$$A_{nv} = A_{gv} - 2t_p d_a \left(\frac{n_b}{2} - 0.5 \right)$$

$$A_{nv} = 103,95 - 2 \times 1,35 \times 1,75 \left(\frac{16}{2} - 0,5 \right)$$

$$A_{nv} = 68,51\text{cm}^2$$

$$A_{nt} = t_p (b_{fp} - g - d_a) = 1,35(18 - 10 - 1,75) = 8,44\text{cm}^2$$

$$\phi 0.6F_{up}A_{nv} + \phi F_{up}A_{nt}$$

$$0,9 \times 0,6 \times 4080 \times 168,51 + 0,9 \times 4080 \times 8,44 = 181932,9\text{Kg}$$

$$\phi 0.6F_{yp}A_{gv} + \phi F_{up}A_{nt}$$

$$0,9 \times 0,6 \times 2530 \times 103,95 + 0,9 \times 4080 \times 8,44 = 173008,2\text{Kg}$$

$$\phi R_n = 173,008,2\text{Kg} > F_{fu}$$

Resistencia a la compresión de planchas del ala.

$$k = 0,65$$

$$r = \frac{t_p}{\sqrt{12}} = \frac{3,1}{\sqrt{12}} = 8,95\text{mm}$$

$$\frac{kS_1}{r} = \frac{0,65 \times 55}{8,95} = 3,99 < 25$$

$$\phi R_n = \phi F_y A_g = 0,9 \times 2530 \times 74,7 = 169408,8\text{Kg}$$

$$A_g = t_p \times b_{fp} = 3,1 \times 24 = 74,4\text{cm}^2$$

Resistencia al aplastamiento de la plancha de corte.

$$r_n = 2,4d_{bw}t_wF_u = 2,4 \times 1,59 \times 1 \times 4080 = 15569,3\text{Kg} \quad \text{Cálculo del}$$

desgarramiento por los pernos externo.

$$L_c = L_{e3} - \frac{d_a}{2} = 35 - \frac{17,5}{2} = 26,25\text{mm}$$

$$r_{no} = 1,2L_c t_w F_u = 1,2 \times 2,63 \times 1 \times 4080 = 12852\text{Kg}$$

Como r_n es mayor que r_{no} , controla el aplastamiento y el valor de r_{no} será:

$$r_{no} = 12852\text{Kg}$$

Cálculo del desgarramiento por los pernos internos.

$$L_c = S_w - d_a = 50 - 17,5 = 32,5\text{mm}$$

$$r_{ni} = 1,2L_c t_w F_u = 1,2 \times 3,25 \times 1 \times 4080 = 15912\text{Kg}$$

Como r_n es menor que r_{ni} , no controla el aplastamiento y el valor de r_{ni} será:

$$r_{ni} = 15569,3\text{Kg}$$

Una vez obtenido los valores de r_{no} y r_{ni} se calcula y verifica ϕR_n

$$\phi R_n = \phi(n_i)r_{ni} + \phi(n_o)r_{no}$$

$$0,9 \times 4 \times 15569,3 + 0,9 \times 1 \times 12852 = 67616,28\text{Kg} > V_u$$

Resistencia al aplastamiento del alma de la viga.

$$r_n = 2,4d_b t_{wb} F_u = 2,4 \times 1,59 \times 0,86 \times 4080 = 13389,6\text{Kg}$$

Cálculo del desgarramiento por los pernos externo.

No aplica el desgarramiento por los pernos externos, por lo tanto:

$$r_{no} = 13389,6\text{Kg}$$

Cálculo del desgarramiento por los pernos internos.

$$L_c = S_w - d_a = 50 - 17,5 = 32,5\text{mm}$$

$$r_{ni} = 1,2L_c t_w F_u = 1,2 \times 3,25 \times 0,86 \times 4080 = 13684,32\text{Kg}$$

Como r_n es menor que r_{ni} , no controla el aplastamiento y el valor de r_{ni} será:

$$r_{ni} = 13389,6\text{Kg}$$

Una vez obtenido los valores de r_{no} y r_{ni} se calcula y verifica ϕR_n

$$\phi R_n = \phi(n_i)r_{ni} + \phi(n_o)r_{no}$$

$$0,9 \times 4 \times 13389,6 + 0,9 \times 1 \times 13389,6 = 60253,2\text{Kg} > V_u$$

Cedencia por corte en las planchas del alma.

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_y A_g = 1 \times 0,6 \times 2530 \times 27 = 40986\text{Kg} \geq V_u$$

$$A_g = t_w h_w = 1 \times 27 = 27\text{cm}^2$$

Fractura por corte en las planchas del alma.

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_u A_{nv} = 0,9 \times 0,6 \times 4080 \times 18,25 = 40208,4\text{Kg} \geq V_u$$

$$A_{nv} = t_w (h_w - n d_a) = 1(27 - 5 \times 1,75) = 18,25\text{cm}^2$$

Bloque de corte en la plancha.

$$\phi R_n = \min \left\{ \begin{array}{l} \phi 0,6 F_{up} A_{nv} + \phi F_{up} A_{nt} \\ \phi 0,6 F_{yp} A_{gv} + \phi F_{up} A_{nt} \end{array} \right.$$

$$A_{gv} = t_w[h_w + L_{e3}] = 1(27 - 3,5) = 23,5\text{cm}^2$$

$$A_{nv} = A_{gv} - t_w d_a (n_{bw} - 0,5) = 23,5 - 1 \times 1,75(5 - 0,5)$$

$$A_{nv} = 15,625\text{cm}^2$$

$$A_{nt} = t_w \left(L_{e5} - \frac{d_a}{2} \right) = 1 \left(3,5 - \frac{1,75}{2} \right) = 2,625\text{cm}^2$$

$$\phi 0,6 F_{up} A_{nv} + \phi F_{up} A_{nt}$$

$$0,9 \times 0,6 \times 4080 \times 15,625 + 0,9 \times 4080 \times 2,625 = 44064\text{Kg}$$

$$\phi 0,6 F_{yp} A_{gv} + \phi F_{up} A_{nt}$$

$$0,9 \times 0,6 \times 2530 \times 23,5 + 0,9 \times 4080 \times 2,625 = 41744,7\text{Kg}$$

$$\phi R_n = 41744,1\text{Kg} > V_u$$

Soldadura de la plancha del alma

$$\phi F_w = 0,75 \times 0,6 F_{EXX} = 0,75 \times 0,6 \times 4920 = 2214\text{Kg/m}^2$$

Espesor requerido

$$D_w \geq \frac{V_u}{L_w \phi F_w \sqrt{2}} = \frac{31108,75}{26 \times 2214 \sqrt{2}} = 3,8\text{mm}$$

$$D_w \approx 5\text{mm}$$

Resistencia de la columna en la zona de conexión.

Flexión local de las alas:

$$\phi R_n = \phi 6,25 t_{fc}^2 F_{yf} = 0,9 \times 6,25 \times 2,6^2 \times 2530 = 96203\text{Kg}$$

Fluencia local del alma:

$$\phi R_n = \phi (5k + N) F_{yw} t_w = 1(5 \times 5,3 + 5,3) 2530 \times 1,4 = 112635\text{Kg}$$

$$k = t_{fc} + r_c = 26 + 27 = 53\text{mm}$$

$$N = t_{fc} + 8 = 26 + 8 = 34\text{mm}$$

Como el valor de N es menor al de k se toma el valor de N igual a k. N=53mm

Resistencia al aplastamiento del alma:

$$\phi R_n = \phi 0,8 t_{wc}^2 \left[1 + 3 \frac{N}{d_c} \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{fc}}{t_{wc}}}$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 0,8 (1,4^2) \left[1 + \frac{3 \times 5,30}{45} \left(\frac{1,4}{2,6} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6 \times 2530 \times 2,6}{1,4}}$$

$$\phi R_n = 133123,9 \text{Kg}$$

Resistencia al pandeo del alma de la columna.

$$\phi R_n = \phi \frac{24 t_w^3 \sqrt{E F_y}}{h} = \frac{0,75 \times 24 \times 1,4^3 \sqrt{2,1 \times 10^6 \times 2530}}{34,4}$$

$$\phi R_n = 104656,95 \text{Kg}$$

$$h = d - 2K = 450 - 2 \times 53 = 344 \text{mm}$$

Se toma la resistencia menor y se compara con el valor del esfuerzo último.

$$\phi R_n = 104656,95 < F_{fu}$$

Como $\phi R_n < F_{fu}$ requerirá de planchas de continuidad.

Diseño de planchas de continuidad.

$$F_{su} = F_{fu} - \phi R_n = 170015,1 - 104656,95 = 65358,15 \text{Kg}$$

$$A_s > \frac{F_{su}}{\phi F_y} = \frac{65358,15}{0,9 \times 2530} = 28,7 \text{cm}^2$$

$$b_{req} \geq \frac{A_s + 2t_{sc} \text{Clip}}{2t_{sc}} = \frac{28,7 + 2 \times 1,3 \times 2,5}{2 \times 1,3} = 13,5 \text{cm} \approx 140 \text{mm}$$

Espesor tentativo $t_{sc} = 13 \text{mm}$

Resistencia al corte de la plancha.

$$\phi R_u = 2 \phi 0,6 F_y t_{sc} (l_{sc} - 2 \text{clip})$$

$$\phi R_u = 2 \times 1 \times 0,6 \times 2530 \times 1,3 (39,8 - 2 \times 2,5) = 137348,6 \text{Kg} > F_{fu}$$

$$l_{sc} = d - 2t_f = 450 - 2 \times 26 = 398 \text{mm}$$

Diseño de la soldadura de la plancha.

$$\phi F_w = 0,75 \times 0,6 F_{EXX} = 0,75 \times 0,6 \times 4920 = 2214 \text{Kg/m}^2$$

Espesor requerido

$$D_w \geq \frac{0,6 F_{ys} t_s}{\phi F_w \sqrt{2}} = \frac{0,6 \times 2530 \times 1,6}{2214 \sqrt{2}} = 7,8 \text{mm}$$

$$D_w \approx 8 \text{mm}$$

Chequeo de la Zona panel.

$$R_u = F_{fu} - V_c = 170015,1 - 23308,39 = 146706,7\text{Kg}$$

$$V_{uc} = \frac{M_f}{H} = \frac{72256\text{m}^4}{3,1} = 23308,39\text{Kg}$$

$$H = \frac{H_i + H_{i-1}}{2} = \frac{3 + 3,2}{2} = 3,1\text{m}$$

Resistencia al corte de la zona panel.

No se considera los efectos de deformación plástica del panel en la estabilidad del pórtico.

$$P_y = A_c F_y = 218 \times 2530 = 551540\text{Kg}$$

$$P_{uc} = \frac{100 + 120}{2} = 110\text{Ton}$$

$$0,4P_y = 220616\text{Kg} > P_{uc}$$

$$\phi R_v = \phi 0,6F_y d_c t_w = 0,6 \times 2530 \times 45 \times 1,4 = 95634\text{Kg}$$

$$\phi R_v < R_u$$

Por lo tanto se requieren planchas adosadas al alma.

Calculo del espesor de la plancha.

El espesor individual de las almas de la columna y de las planchas adosadas, cuando sean utilizadas, deberá satisfacer las condiciones:

$$t_{req} \geq \frac{d_z + w_z}{90} = \frac{398 + 368}{90} = 8,6\text{mm}$$

$$d_z = d - 2t_{sc} = 400 - 2 \times 16 = 368\text{mm}$$

$$w_z = d - 2t_f = 450 - 2 \times 26 = 398\text{mm}$$

$$t_{req} \geq t_w \frac{R_u}{\phi R_v} - t_w = 1,4 \left(\frac{146706,7}{95634} \right) - 1,4 = 7,5\text{mm}$$

$$t_{dp} \geq 8,6\text{mm} \approx 10\text{mm}$$

Chequeo columna fuerte-viga débil.

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

Momento de la Viga:

$$M_{pb}^* = M_{pr} + V_{ub} \left(S_h + \frac{d_c}{2} \right)$$

$$M_{pb}^* = 59657,4 + 31108,75 \left(0,405 + \frac{0,45}{2} \right) = 79245,91 \text{Kgm}$$

Momento de la columna:

$$M_{pc}^* = Z_x \left(F_y - \frac{P_{uc}}{A} \right) + V_{uc} \left(\frac{d_b}{2} \right) = 80325,7 + 79797,6$$

$$M_{pc}^* = 160123,3 \text{Kgm}$$

$$M_{pci}^* = \frac{3862}{100} \left(2530 - \frac{100000}{218} \right) + 14878,6 \left(\frac{0,45}{2} \right)$$

$$M_{pci}^* = 80325,7 \text{Kgm}$$

$$M_{pci-1}^* = \frac{3862}{100} \left(2530 - \frac{120000}{218} \right) + 14878,6 \left(\frac{0,45}{2} \right)$$

$$M_{pci-1}^* = 79797,6 \text{Kgm}$$

$$\sum \frac{M_{pc}^*}{M_{pb}^*} = \frac{160123,3}{79245,91} = 2,02 > 1$$

Se cumple la relación columna fuerte-viga débil.

Ejemplo VIII. Conexión a momento, end plate 4E.

Calculo del momento en la cara de la columna:

$$M_{pe} = C_{pr} R_y F_y Z_x = 1,2 \times 1,5 \times 2530 \times 1310 = 59657,4 \text{Kgm}$$

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} = \frac{2530 + 4080}{2 \times 2530} = 1,31 \leq 1,2$$

$$W = 1,2C_p + 0,5C_v = 1,2 \times (1500 + 66,3) + 0,5(1250)$$

$$W = 2504,6 \text{Kg/m}$$

$$S_h = \min \left(\frac{d}{2}; 3bf \right) = \min \left(\frac{400}{2}; 3 \times 180 \right) = \min(200; 540) = 0,2 \text{m}$$

Cálculo de la fuerza cortante gravitatoria.

$$V_g = \frac{W \times L'}{2} = \frac{2504,5 \times 5,15}{2} = 6449,3 \text{Kg}$$

$$L' = L - (2Sh + dc) = 6 - (2 \times 0,2 + 0,45) = 5,15 \text{m}$$

$$V_u = \frac{2M_{pe}}{L'} + V_g = \frac{2 \times 59657,4}{5,15} + 6449,3 = 29617,2 \text{Kg}$$

Cálculo del momento máximo probable a la cara de la columna.

$$M_f = M_{pe} + V_u S_h = 59657,4 + 29617,2 \times 0,2 = 65580,8 \text{Kgm}$$

Cálculo de Pernos:

El tipo y diámetro de los pernos (d_p) dependerá del tipo de conexión diseñada:

$$d_{p \text{ Req'd}} = \sqrt{\frac{2M_f}{\pi \phi_n F_t (h_o + h_1)}} = \sqrt{\frac{2 \times 100 \times 65580,8}{\pi \times 0,9 \times 7940 \times (43325 + 33975)}}$$

$$d_{p \text{ Req'd}} = 27,5 \text{mm} \approx 1 \frac{1}{8} \phi = 28,6 \text{mm}$$

Cálculo de Plancha extrema:

Calculo del espesor requerido de la plancha extrema.

$$t_{p \text{ Req'd}} = \sqrt{\frac{1,1M_f}{\phi F_y Y_p}} = \sqrt{\frac{1,1 \times 100 \times 65580,8}{2530 \times 298,6}} = 31 \text{mm}$$

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{P_{fi}} + \frac{1}{S} \right) + h_o \left(\frac{1}{P_{fo}} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g} [h_1 (P_{fi} + S)]$$

$$Y_p = \frac{20}{2} \left[33,975 \left(\frac{1}{4} + \frac{1}{7,75} \right) + 43,325 \left(\frac{1}{4} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{12} [33,975(4 + 7,75)]$$

$$Y_p = 298,6 \text{cm}$$

$$S = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g} = \frac{1}{2} \sqrt{20 \times 12} = 7,75 \text{cm} \geq P_{fi}$$

Calculo del F_{fu} :

$$F_{fu} = \frac{M_f}{(d - t_{fb})} = \frac{65580,8}{0,4 - 0,0135} = 1669678,7 \text{Kg}$$

Chequeo de la cedencia por corte de la plancha extrema de la conexión.

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_{yp} b_p t_p = 1 \times 0,6 \times 2530 \times 20 \times 3,1 = 94116 \geq \frac{F_{fu}}{2}$$

Chequeo de la ruptura por corte de la plancha extrema de la conexión.

$$\phi R_n = \phi 0,6 F_{up} A_n = 0,9 \times 0,6 \times 4080 \times 41,8 = 92093,76 \text{Kg} \geq \frac{F_{fu}}{2}$$

$$A_n = t_p (b_p - (2(d_a + 0,2))) = 3,1(20 - 2(3,06 + 0,2))$$

$$A_n = 41,8 \text{cm}^2$$

Chequeo de ruptura por corte en pernos.

$$\phi R_n = \phi n_b F_v A_b = 0,9 \times 4 \times 4220 \times 6,42 = 97597,1 \text{Kg} > V_u$$

Resistencia al aplastamiento de la plancha extrema.

$$r_n = 2,4 d_b t_p F_{up} = 2,4 \times 2,86 \times 3,1 \times 4080 = 86815,9 \text{Kg} \quad \text{Cálculo del}$$

desgarramiento por los pernos externo.

$$L_c = d_e - \frac{d_a}{2} = 4 - \frac{3,06}{2} = 2,47 \text{cm}$$

$$r_{no} = 1,2 L_c t_p F_{up} = 1,2 \times 2,47 \times 3,1 \times 4080 = 37488,6 \text{Kg}$$

Como R_n es menor que r_{no} , no controla el aplastamiento y el valor de r_{no} será:

$$r_{no} = 37488,6 \text{Kg}$$

Cálculo del desgarramiento por los pernos internos.

$$L_c = P_{fo} + P_{fi} + t_f + d_a = 4 + 4 + 1,35 - 3,06 = 6,29 \text{cm}$$

$$r_{ni} = 1,2 L_c t_p F_{up} = 1,2 \times 6,29 \times 3,1 \times 4080 = 95467,1 \text{Kg}$$

Como R_n es mayor que r_{ni} , controla el aplastamiento y el valor de r_{ni} será:

$$r_{ni} = 86815,9 \text{Kg}$$

Una vez obtenido los valores de r_{no} y r_{ni} se calcula y verifica ϕR_n de acuerdo a la ecuación VIII.2

$$\phi R_n = \phi (n_i) r_{ni} + \phi (n_o) r_{no}$$

$$0,75 \times 1 \times 86815,9 + 0,75 \times 1 \times 37488,6 = 186456,9 \text{Kg} > V_u$$

Resistencia al aplastamiento del ala de la columna

$r_n = 2,4d_b t_f F_u = 2,4 \times 2,86 \times 2,6 \times 4080 = 72813,3 \text{Kg}$ Cálculo del desgarramiento por los pernos externo.

No aplica el desgarramiento por los pernos externos, por lo tanto:

$$r_{no} = 72813,3 \text{Kg}$$

Cálculo del desgarramiento por los pernos internos.

$$L_c = P_{fo} + P_{fi} + t_f + d_a = 4 + 4 + 1,35 - 3,06 = 6,29 \text{cm}$$

$$r_{ni} = 1,2 L_c t_p F_{up} = 1,2 \times 6,29 \times 2,86 \times 4080 = 88076,1 \text{Kg}$$

Como R_n es mayor que r_{ni} , controla el aplastamiento y el valor de r_{ni} será:

$$r_{ni} = 72813,3 \text{Kg}$$

Una vez obtenido los valores de r_{no} y r_{ni} se calcula y verifica ϕR_n

$$\phi R_n = \phi(n_i)r_{ni} + \phi(n_o)r_{no}$$

$$0,75 \times 2 \times 72813,3 + 0,75 \times 2 \times 72813,3 = 218439,9 \text{Kg} > Vu$$

Resistencia de la columna en zona de conexión.

Resistencia de las alas no rigidizadas de la columna al flujo plástico en flexión.

$$Y_c = \frac{b_{fc}}{2} \left[h \left(\frac{1}{S} \right) + h_o \left(\frac{1}{S} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(S + \frac{3c}{4} \right) + h_o \left(S + \frac{c}{4} \right) + \frac{c^2}{2} \right] + \frac{g}{2}$$

$$S = \frac{\sqrt{b_f g}}{2} = \frac{\sqrt{300 \times 120}}{2} = 94,9 \text{mm}$$

$$C = P_{fo} + P_{fi} + t_f = 40 + 40 + 13,5 = 93,5 \text{mm}$$

$$Y_c = \frac{300}{2} \left[339,75 \left(\frac{1}{94,9} \right) + 433,25 \left(\frac{1}{94,9} \right) \right]$$

$$+ \frac{2}{120} \left[339,75 \left(94,9 + \frac{3 \times 93,5}{4} \right) + 433,25 \left(94,4 + \frac{93,5}{2} \right) + \frac{93,5^2}{2} \right] + \frac{120}{2}$$

$$Y_c = 3143,2 \text{mm}$$

$$\phi M_{pc} = \phi F_y Y_c t_f^2 = 2530 \times 314,32 \times 2,6^2 = 53757,52 \text{Kg m}$$

$$\phi R_n = \frac{\phi M_{pc}}{d - t_f} = \frac{53757,52}{0,4 - 0,0135} = 139088 \text{Kg}$$

Cedencia local del alma no rigidizada de la columna.

$$\phi R_n = \phi C_t (6K + N + 2t_p) F_y t_w$$

$$\phi R_n = 1 \times 1 (6 \times 5,3 + 5,3 + 2 \times 2,31) 2530 \times 1,4 = 153368,6 \text{Kg}$$

$$K = t_f + r = 26 + 27 = 53 \text{mm}$$

$$N = 13,5 + 8 = 21,5 \text{mm}$$

Como el valor de N es menor al valor de K se toma el valor de N igual al valor de K

Resistencia al pandeo del alma de la columna no rigidizada frente al ala comprimida de la viga.

$$\phi R_n = \phi \frac{24 t_w^3 \sqrt{E F_y}}{h} = \frac{0,75 \times 24 \times 1,4^3 \times \sqrt{2,1 \times 10^6 \times 2530}}{34,4}$$

$$\phi R_n = 104656,95 \text{Kg}$$

Resistencia al aplastamiento del alma de la columna no rigidizada.

$$\phi R_n = \phi 0,8 t_{wc}^2 \left[1 + 3 \frac{N}{d_c} \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{fc}}{t_{wc}}}$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 0,8 \times 1,4^2 \left[1 + 3 \frac{5,3}{45} \left(\frac{1,4}{2,6} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6 \times 2530 \times 2,6}{1,4}}$$

$$\phi R_n = 133123,94 \text{Kg}$$

Resistencia de diseño.

Se toma la resistencia menor y se compara con el valor del esfuerzo último.

$$\phi R_n = 104656,95 < F_{fu}$$

Como $\phi R_n < F_{fu}$ requerirá de planchas de continuidad.

Diseño de planchas de continuidad.

$$F_{su} = F_{fu} - \phi R_n = 169678,7 - 104656,95 = 65021,75 \text{Kg}$$

$$A_s > \frac{F_{su}}{\phi F_y} = \frac{65021,75}{0,9 \times 2530} = 28,6 \text{cm}^2$$

$$b_{req} \geq \frac{A_s + 2 t_{sc} \text{Clip}}{2 t_{sc}} = \frac{28,6 + 2 \times 1,3 \times 2,5}{2 \times 1,3} = 13,5 \text{cm} \approx 140 \text{mm}$$

Espesor tentativo $t_{sc} = 13 \text{mm}$

Resistencia al corte de la plancha.

$$\phi R_u = 2 \phi 0,6 F_y t_{sc} (l_{sc} - 2 \text{clip})$$

$$\phi R_u = 2 \times 1 \times 0,6 \times 2530 \times 1,3(39,8 - 2 \times 2,5) = 137348,6 \text{Kg} > F_{fu}$$

$$l_{sc} = d - 2t_f = 450 - 2 \times 26 = 398 \text{mm}$$

Diseño de la soldadura de la plancha.

$$\phi F_w = 0,75 \times 0,6 F_{EXX} = 0,75 \times 0,6 \times 4920 = 2214 \text{Kg/m}^2$$

Espesor requerido

$$D_w \geq \frac{0,6 F_{ys} t_s}{\phi F_w \sqrt{2}} = \frac{0,6 \times 2530 \times 1,6}{2214 \sqrt{2}} = 7,8 \text{mm}$$

$$D_w \approx 8 \text{mm}$$

Chequeo de la Zona panel.

$$R_u = F_{fu} - V_c = 169678,7 - 21155,1 = 148523,6 \text{Kg}$$

$$V_{uc} = \frac{M_f}{H} = \frac{65580,8}{3,1} = 21155,1 \text{Kg}$$

$$H = \frac{H_i + H_{i-1}}{2} = \frac{3 + 3,2}{2} = 3,1 \text{m}$$

Resistencia al corte de la zona panel.

No se considera los efectos de deformación plástica del panel en la estabilidad del pórtico.

$$P_y = A_c F_y = 218 \times 2530 = 551540 \text{Kg}$$

$$P_{uc} = \frac{100 + 120}{2} = 110 \text{Ton}$$

$$0,4 P_y = 220616 \text{Kg} > P_{uc}$$

$$\phi R_v = \phi 0,6 F_y d_c t_w = 0,6 \times 2530 \times 45 \times 1,4 = 95634 \text{Kg}$$

$$\phi R_v < R_u$$

Por lo tanto se requieren planchas adosadas al alma.

Calculo del espesor de la plancha.

El espesor individual de las almas de la columna y de las planchas adosadas, cuando sean utilizadas, deberá satisfacer las condiciones:

$$t_{req} \geq \frac{d_z + w_z}{90} = \frac{398 + 368}{90} = 8,6 \text{mm}$$

$$d_z = d - 2t_{sc} = 400 - 2 \times 16 = 368 \text{mm}$$

$$w_z = d - 2t_f = 450 - 2 \times 26 = 398 \text{ mm}$$

$$t_{\text{req}} \geq t_w \frac{R_u}{\phi R_v} - t_w = 1,4 \left(\frac{148523,6}{95634} \right) - 1,4 = 7,7 \text{ mm}$$

$$t_{\text{dp}} \geq 8,6 \text{ mm} \approx 10 \text{ mm}$$

Chequeo columna fuerte-viga débil.

$$\sum \frac{M_{\text{pc}}^*}{M_{\text{pb}}^*} > 1 \quad (\text{Ec. V.20})$$

Momento de la Viga:

$$M_{\text{pb}}^* = M_{\text{pr}} + V_{\text{ub}} \left(S_h + d_c/2 \right)$$

$$M_{\text{pb}}^* = 59657,4 + 29617,2 \left(0,2 + \frac{0,45}{2} \right) = 72244,71 \text{ Kgm}$$

Momento de la columna:

$$M_{\text{pc}}^* = Z_x \left(F_y - \frac{P_{\text{uc}}}{A} \right) + V_{\text{uc}} \left(d_b/2 \right) = 80325,7 + 79797,6$$

$$M_{\text{pc}}^* = 160123,3 \text{ Kgm}$$

$$M_{\text{pci}}^* = \frac{3862}{100} \left(2530 - \frac{100000}{218} \right) + 14878,6 \left(\frac{0,45}{2} \right)$$

$$M_{\text{pci}}^* = 80325,7 \text{ Kgm}$$

$$M_{\text{pci-1}}^* = \frac{3862}{100} \left(2530 - \frac{120000}{218} \right) + 14878,6 \left(\frac{0,45}{2} \right)$$

$$M_{\text{pci-1}}^* = 79797,6 \text{ Kgm}$$

$$\sum \frac{M_{\text{pc}}^*}{M_{\text{pb}}^*} = \frac{160123,3}{72244,71} = 2,22 > 1$$

Se cumple la relación columna fuerte-viga débil.

Ejemplo IX. Conexión a momento, end plate 4ES.

Calculo del momento en la cara de la columna:

$$M_{pe} = C_{pr} R_y F_y Z_x = 1,2 \times 1,5 \times 2530 \times 1310 = 59657,4 \text{Kgm}$$

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} = \frac{2530 + 4080}{2 \times 2530} = 1,31 \leq 1,2$$

$$W = 1,2C_p + 0,5C_v = 1,2 \times (1500 + 66,3) + 0,5(1250)$$

$$W = 2504,6 \text{Kg/m}$$

$$S_h = l_{st} + t_p = 156 + 28 = 184 \text{mm}$$

Cálculo de la fuerza cortante gravitatoria.

$$V_g = \frac{W \times L'}{2} = \frac{2504,5 \times 5,18}{2} = 6486,9 \text{Kg}$$

$$L' = L - (2S_h + dc) = 6 - (2 \times 0,184 + 0,45) = 5,18 \text{m}$$

$$V_u = \frac{2M_{pe}}{L'} + V_g = \frac{2 \times 59657,4}{5,15} + 6486,9 = 29519,9 \text{Kg}$$

Cálculo del momento máximo probable a la cara de la columna.

$$M_f = M_{pe} + V_u S_h = 59657,4 + 29519,9 \times 0,184 = 65089,1 \text{Kgm}$$

Cálculo de Pernos:

El tipo y diámetro de los pernos (d_p) dependerá del tipo de conexión diseñada:

$$d_{p \text{ Req'd}} = \sqrt{\frac{2M_f}{\pi \phi_n F_t (h_o + h_1)}} = \sqrt{\frac{2 \times 100 \times 65089,1}{\pi \times 0,9 \times 7940 \times (43,825 + 33,475)}}$$

$$d_{p \text{ Req'd}} = 27,4 \text{mm} \approx \phi 1 \frac{1}{8}'' = 28,6 \text{mm}$$

$$h_o = d - \frac{t_f}{2} + P_{fo} = 400 - \frac{13,5}{2} + 45 = 438,25 \text{mm}$$

$$h_1 = d - \frac{3t_f}{2} - P_{fi} = 400 - \frac{3 \times 13,5}{2} - 45 = 334,75 \text{mm}$$

Calculo del espesor requerido de la plancha extrema.

$$t_{p \text{ Req}} = \sqrt{\frac{1,1M_f}{\phi F_y Y_p}} = \sqrt{\frac{1,1 \times 100 \times 65089,1}{2530 \times 277,3}} = 27,5 \text{mm} \approx 28 \text{mm}$$

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{P_{fi}} + \frac{1}{S} \right) + h_o \left(\frac{1}{P_{fo}} + \frac{1}{2S} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1(P_{fi} + S) + h_o(d_e + P_{fo})]$$

$$Y_p = \frac{200}{2} \left[334,75 \left(\frac{1}{45} + \frac{1}{77,5} \right) + 438,25 \left(\frac{1}{45} + \frac{1}{2 \times 77,5} \right) \right]$$

$$+ \frac{2}{120} [334,75(45 + 77,5) + 438,25(45 + 45)]$$

$$Y_p = 3773,3\text{mm}$$

$$S = \frac{1}{2} \sqrt{b_{fg}} = \frac{1}{2} \sqrt{20 \times 12} = 7,75\text{cm} \geq d_e$$

Calculo del Ffu:

$$F_{fu} = \frac{M_f}{(d - t_{fb})} = \frac{65089,1}{0,4 - 0,0135} = 168406,5\text{Kg}$$

Calculo del espesor del rigidizador.

$$t_s \geq t_w \left(\frac{F_{yb}}{F_{ys}} \right) = 8,6 \left(\frac{2530}{2530} \right) = 8,6\text{mm}$$

$$t_s \geq \frac{h_{st}}{0,56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}} = \frac{90}{0,56 \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6}{2530}}} = 5,6\text{mm}$$

$$t_s = 10\text{mm}$$

Chequeo de ruptura por corte en pernos.

$$\phi R_n = \phi n_b F_v A_b = 0,9 \times 4 \times 4220 \times 6,42 = 97597,1\text{Kg} > V_u$$

Resistencia al aplastamiento de la plancha extrema.

$$r_n = 2,4 d_b t_p F_{up} = 2,4 \times 2,86 \times 2,8 \times 4080 = 78414,3\text{Kg}$$

Cálculo del desgarramiento por los pernos externo.

$$L_c = d_e - \frac{d_a}{2} = 4,5 - \frac{3,06}{2} = 2,97\text{cm}$$

$$r_{no} = 1,2 L_c t_p F_{up} = 1,2 \times 2,97 \times 2,8 \times 4080 = 40715,1\text{Kg}$$

Como r_n es mayor que r_{no} , controla el aplastamiento y el valor de r_{no} será:

$$r_{no} = 40715,1Kg$$

Cálculo del desgarramiento por los pernos internos.

$$L_c = P_{fo} + P_{fi} + t_f - d_a = 4,5 + 4,5 + 1,35 - 3,06 = 7,29cm$$

$$r_{ni} = 1,2L_c t_p F_{up} = 1,2 \times 7,29 \times 2,8 \times 4080 = 99937,2Kg$$

Como r_n es menor que r_{ni} , no controla el aplastamiento y el valor de r_{ni} será:

$$r_{ni} = 78414,3Kg$$

Una vez obtenido los valores de r_{no} y r_{ni} se calcula y verifica ϕR_n

$$\phi R_n = \phi(n_i)r_{ni} + \phi(n_o)r_{no}$$

$$0,75 \times 2 \times 78414,3 + 0,75 \times 2 \times 40715,1 = 178694,1Kg > Vu$$

Resistencia al aplastamiento del ala de la columna

$$r_n = 2,4d_b t_f F_u = 2,4 \times 2,86 \times 2,6 \times 4080 = 72813,3Kg \quad \text{Cálculo del}$$

desgarramiento por los pernos externo.

No aplica el desgarramiento por los pernos externos, por lo tanto:

$$r_{no} = 72813,3Kg$$

Cálculo del desgarramiento por los pernos internos.

$$L_c = P_{fo} + P_{fi} + t_f + d_a = 4,5 + 4,5 + 1,35 - 3,06 = 7,29cm$$

$$r_{ni} = 1,2L_c t_p F_{up} = 1,2 \times 7,29 \times 2,86 \times 4080 = 92798,8Kg$$

Como R_n es mayor que r_{ni} , controla el aplastamiento y el valor de r_{ni} será:

$$r_{ni} = 72813,3Kg$$

Una vez obtenido los valores de r_{no} y r_{ni} se calcula y verifica ϕR_n

$$\phi R_n = \phi(n_i)r_{ni} + \phi(n_o)r_{no}$$

$$0,75 \times 2 \times 72813,3 + 0,75 \times 2 \times 72813,3 = 218439,9Kg > Vu$$

Resistencia de la columna en zona de conexión.

Resistencia de las alas no rigidizadas de la columna al flujo plástico en flexión.

$$Y_c = \frac{b_{fc}}{2} \left[h \left(\frac{1}{S} \right) + h_o \left(\frac{1}{S} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(S + \frac{3c}{4} \right) + h_o \left(S + \frac{c}{4} \right) + \frac{c^2}{2} \right] + \frac{g}{2}$$

$$S = \frac{\sqrt{b_f g}}{2} = \frac{\sqrt{300 \times 120}}{2} = 94,9 \text{ mm}$$

$$C = P_{fo} + P_{fi} + t_f = 45 + 45 + 13,5 = 103,5 \text{ mm}$$

$$Y_c = \frac{300}{2} \left[334,75 \left(\frac{1}{94,9} \right) + 438,25 \left(\frac{1}{94,9} \right) \right] \\ + \frac{2}{120} \left[334,75 \left(94,9 + \frac{3 \times 103,5}{4} \right) + 438,25 \left(94,9 + \frac{103,5}{2} \right) \right. \\ \left. + \frac{103,5^2}{2} \right] + \frac{120}{2}$$

$$Y_c = 3215,8 \text{ mm}$$

$$\phi M_{pc} = \phi F_y Y_c t_f^2 = 2530 \times 3215,8 \times 2,6^2 = 54999,2 \text{ Kg m}$$

$$\phi R_n = \frac{\phi M_{pc}}{d - t_f} = \frac{54999,2}{0,4 - 0,0135} = 142300,6 \text{ Kg}$$

Cedencia local del alma no rigidizada de la columna.

$$\phi R_n = \phi C_t (6K + N + 2t_p) F_y t_w$$

$$\phi R_n = 1 \times 1 (6 \times 5,3 + 5,3 + 2 \times 2,8) 2530 \times 1,4 = 151243,4 \text{ Kg}$$

$$K = t_f + r = 26 + 27 = 53 \text{ mm}$$

$$N = 13,5 + 8 = 21,5 \text{ mm}$$

Como el valor de N es menor al valor de K se toma el valor de N igual al valor de K

Resistencia al pandeo del alma de la columna no rigidizada frente al ala comprimida de la viga.

$$\phi R_n = \phi \frac{24 t_w^3 \sqrt{E F_y}}{h} = \frac{0,75 \times 24 \times 1,4^3 \times \sqrt{2,1 \times 10^6 \times 2530}}{34,4}$$

$$\phi R_n = 104656,95 \text{ Kg}$$

Resistencia al aplastamiento del alma de la columna no rigidizada.

$$\phi R_n = \phi 0,8 t_{wc}^2 \left[1 + 3 \frac{N}{d_c} \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{fc}}{t_{wc}}}$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 0,8 \times 1,4^2 \left[1 + 3 \frac{5,3}{45} \left(\frac{1,4}{2,6} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6 \times 2530 \times 2,6}{1,4}}$$

$$\phi R_n = 133123,94 \text{ Kg}$$

Resistencia de diseño.

Se toma la resistencia menor y se compara con el valor del esfuerzo último.

$$\phi R_n = 104656,95 < F_{fu}$$

Como $\phi R_n < F_{fu}$ requerirá de planchas de continuidad.

Diseño de planchas de continuidad.

$$F_{Su} = F_{fu} - \phi R_n = 168406,5 - 104656,95 = 63749,52Kg$$

$$A_s > \frac{F_{Su}}{\phi F_y} = \frac{63749,52}{0,9 \times 2530} = 28cm^2$$

$$b_{req} \geq \frac{A_s + 2t_{sc}clip}{2t_{sc}} = \frac{28 + 2 \times 1,3 \times 2,5}{2 \times 1,3} = 13,3cm \approx 140mm$$

Espesor tentativo $t_{sc} = 13mm$

Resistencia al corte de la plancha.

$$\phi R_u = 2\phi 0,6F_y t_{sc} (l_{sc} - 2clip)$$

$$\phi R_u = 2 \times 1 \times 0,6 \times 2530 \times 1,3 (39,8 - 2 \times 2,5) = 137348,6Kg > F_{fu}$$

$$l_{sc} = d - 2t_f = 450 - 2 \times 26 = 398mm$$

Diseño de la soldadura de la plancha.

$$\phi F_w = 0,75 \times 0,6 F_{EXX} = 0,75 \times 0,6 \times 4920 = 2214Kg/m^2$$

Espesor requerido

$$D_w \geq \frac{0,6F_{ys}t_s}{\phi F_w \sqrt{2}} = \frac{0,6 \times 2530 \times 1,6}{2214 \sqrt{2}} = 7,8mm$$

$$D_w \approx 8mm$$

Chequeo de la Zona panel.

$$R_u = F_{fu} - V_c = 168406,5 - 20996,48 = 147410Kg$$

$$V_{uc} = \frac{M_f}{H} = \frac{65089,1}{3,1} = 20996,48Kg$$

$$H = \frac{H_i + H_{i-1}}{2} = \frac{3 + 3,2}{2} = 3,1m$$

Resistencia al corte de la zona panel.

No se considera los efectos de deformación plástica del panel en la estabilidad del pórtico.

$$P_y = A_c F_y = 218 \times 2530 = 551540 \text{Kg}$$

$$P_{uc} = \frac{100 + 120}{2} = 110 \text{Ton}$$

$$0,4P_y = 220616 \text{Kg} > P_{uc}$$

$$\phi R_v = \phi 0,6 F_y d_c t_w = 0,6 \times 2530 \times 45 \times 1,4 = 95634 \text{Kg}$$

$$\phi R_v < R_u$$

Por lo tanto se requieren planchas adosadas al alma.

Calculo del espesor de la plancha.

El espesor individual de las almas de la columna y de las planchas adosadas, cuando sean utilizadas, deberá satisfacer las condiciones:

$$t_{req} \geq \frac{d_z + w_z}{90} = \frac{398 + 368}{90} = 8,6 \text{mm}$$

$$d_z = d - 2t_{sc} = 400 - 2 \times 16 = 368 \text{mm}$$

$$w_z = d - 2t_f = 450 - 2 \times 26 = 398 \text{mm}$$

$$t_{req} \geq t_w \frac{R_u}{\phi R_v} - t_w = 1,4 \left(\frac{147410}{95634} \right) - 1,4 = 7,6 \text{mm}$$

$$t_{dp} \geq 7,6 \text{mm} \approx 10 \text{mm}$$

Chequeo columna fuerte-viga débil.

$$\sum \frac{M_{pc}^*}{M_{pb}^*} > 1 \quad (\text{Ec. V.20})$$

Momento de la Viga:

$$M_{pb}^* = M_{pr} + V_{ub} \left(S_h + \frac{d_c}{2} \right)$$

$$M_{pb}^* = 59657,4 + 29519,9 \left(0,184 + \frac{0,45}{2} \right) = 71731,04 \text{Kgm}$$

Momento de la columna:

$$M_{pc}^* = Z_x \left(F_y - \frac{P_{uc}}{A} \right) + V_{uc} \left(d_b/2 \right) = 84717,21 + 81174,1$$

$$M_{pc}^* = 165891,3Kgm$$

$$M_{pci}^* = \frac{3862}{100} \left(2530 - \frac{100000}{218} \right) + 20996,48 \left(\frac{0,45}{2} \right)$$

$$M_{pci}^* = 84717,21Kgm$$

$$M_{pci-1}^* = \frac{3862}{100} \left(2530 - \frac{120000}{218} \right) + 20996,48 \left(\frac{0,45}{2} \right)$$

$$M_{pci-1}^* = 81174,1$$

$$\sum \frac{M_{pc}^*}{M_{pb}^*} = \frac{165891,3}{71731,04} = 2,31 > 1$$

Se cumple la relación columna fuerte-viga débil.

Ejemplo X. Conexión a momento, end plate 8ES.

Cálculo del momento en la cara de la columna:

$$M_{pe} = C_{pr} R_y F_y Z_x = 1,2 \times 1,5 \times 2530 \times 1310 = 59657,4Kgm$$

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} = \frac{2530 + 4080}{2 \times 2530} = 1,31 \leq 1,2$$

$$W = 1,2C_p + 0,5C_v = 12, \times (1500 + 66,3) + 0,5(1250)$$

$$W = 2504,6Kg/m$$

$$S_h = l_{st} + t_p = 312 + 25 = 337mm$$

Cálculo de la fuerza cortante gravitatoria.

$$Vg = \frac{WxL'}{2} = \frac{2504,5 \times 4,88}{2} = 6106,2Kg$$

$$L' = L - (2S_h + dc) = 6 - (2 \times 0,337 + 0,45) = 4,88m$$

$$Vu = \frac{2M_{pe}}{L'} + Vg = \frac{2 \times 59657,4}{4,88} + 6106,2 = 30556Kg$$

Cálculo del momento máximo probable a la cara de la columna.

$$M_f = M_{pe} + V_U S_h = 59657,4 + 30556 * 0,337 = 69959,77 Kgm$$

Cálculo de Pernos:

El tipo y diámetro de los pernos (d_p) dependerá del tipo de conexión diseñada:

$$d_{p \text{ Req}} = \sqrt{\frac{2M_f}{\pi \phi_n F_t (h_1 + h_2 + h_3 + h_4)}}$$

$$d_{p \text{ Req}} = \sqrt{\frac{2 \times 100 \times 69959,77}{\pi \times 0,9 \times 7940 \times (52,8 + 43,8 + 33,4 + 24,4)}}$$

$$d_{p \text{ Req}} = 10,08 \text{ mm} \approx \phi \frac{7}{8}'' = 22,2 \text{ mm}$$

$$h_1 = d - \frac{t_f}{2} + P_b + P_{fo} = 400 - \frac{13,5}{2} + 90 + 45 = 528,25 \text{ mm}$$

$$h_2 = d - \frac{t_f}{2} + P_{fo} = 400 - \frac{13,5}{2} + 45 = 438,25 \text{ mm}$$

$$h_3 = d - \frac{3t_f}{2} - P_{fi} = 400 - \frac{3 \times 13,5}{2} - 45 = 334,75 \text{ mm}$$

$$h_4 = d - \frac{3t_f}{2} - P_{fi} - P_b = 400 - \frac{3 \times 13,5}{2} - 45 - 90 = 244,75 \text{ mm}$$

Calculo del espesor requerido de la plancha extrema.

$$t_{p \text{ Req}} = \sqrt{\frac{1,1M_f}{\phi F_y Y_p}} = \sqrt{\frac{1,1 \times 100 \times 69954,77}{2530 \times 514,05}} = 24,3 \text{ mm} \approx 25 \text{ mm}$$

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{2d_e} \right) + h_2 \left(\frac{1}{P_{fo}} \right) + h_3 \left(\frac{1}{P_{fi}} \right) + h_4 \left(\frac{1}{S} \right) \right] +$$

$$\frac{2}{g} \left[h_1 \left(d_e + \frac{P_b}{4} \right) + h_2 \left(P_{fo} + \frac{3P_b}{4} \right) + h_3 \left(P_{fi} + \frac{P_b}{4} \right) + h_4 \left(S + \frac{3P_b}{4} \right) + P_b^2 \right] + g$$

$$Y_p = \frac{205}{2} \left[528,25 \left(\frac{1}{2 \times 45} \right) + 438,25 \left(\frac{1}{45} \right) + 334,75 \left(\frac{1}{45} \right) + 244,75 \left(\frac{1}{82} \right) \right]$$

$$+ \frac{2}{130} \left[528,25 \left(45 + \frac{90}{4} \right) + 438,25 \left(45 + \frac{3 \times 90}{4} \right) \right.$$

$$\left. + 334,75 \left(45 + \frac{90}{4} \right) + 244,75 \left(82 + \frac{3 \times 90}{4} \right) + 90^2 \right] + 130$$

$$Y_p = 5140,5mm$$

$$S = \frac{1}{2}\sqrt{b_f g} = \frac{1}{2}\sqrt{20,5 \times 13} = 8,2cm \geq d_e$$

Calculo del Ffu:

$$F_{fu} = \frac{M_f}{(d - t_{fb})} = \frac{69954,77}{0,4 - 0,0135} = 180995, Kg$$

Calculo del espesor del rigidizador.

$$t_s \geq t_w \left(\frac{F_{yb}}{F_{ys}} \right) = 8,6 \left(\frac{2530}{2530} \right) = 8,6mm$$

$$t_s \geq \frac{h_{st}}{0,56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}} = \frac{180}{0,56 \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6}{2530}}} = 11,16mm$$

$$t_s = 13mm$$

Chequeo de ruptura por corte en pernos.

$$\phi R_n = \phi n_b F_v A_b = 0,9 \times 3,87 \times 4220 \times 8 = 117586,1Kg > V_u$$

Resistencia al aplastamiento de la plancha extrema.

$$r_n = 2,4 d_b t_p F_{up} = 2,4 \times 2,22 \times 2,5 \times 4080 = 54345,6Kg \quad \text{Cálculo del}$$

desgarramiento por los pernos externo.

$$L_c = d_e - \frac{d_a}{2} = 4,5 - \frac{2,38}{2} = 3,31cm$$

$$r_{no} = 1,2 L_c t_p F_{up} = 1,2 \times 3,31 \times 2,5 \times 4080 = 40514,4Kg$$

Como r_n es mayor que r_{no} , controla el aplastamiento y el valor de r_{no} será:

$$r_{no} = 40514,4Kg$$

Cálculo del desgarramiento por los pernos internos.

$$L_c = P_b - d_a = 9 - 2,38 = 6,62cm$$

$$r_{ni} = 1,2 L_c t_p F_{up} = 1,2 \times 6,62 \times 2,5 \times 4080 = 81028,8Kg$$

Como r_n es menor que r_{ni} , no controla el aplastamiento y el valor de r_{ni} será:

$$r_{ni} = 54345,6Kg$$

Una vez obtenido los valores de r_{no} y r_{ni} se calcula y verifica ϕR_n

$$\phi R_n = \phi(n_i)r_{ni} + \phi(n_o)r_{no}$$

$$0,75x4x54345,6 + 0,75x4x40514,4 = 284580Kg > Vu$$

Resistencia al aplastamiento del ala de la columna

$$r_n = 2,4d_b t_f F_u = 2,4x2,22x2,6x4080 = 56519,4Kg \quad \text{Cálculo del}$$

desgarramiento por los pernos externo.

No aplica el desgarramiento por los pernos externos, por lo tanto:

$$r_{no} = 56519,4Kg$$

Cálculo del desgarramiento por los pernos internos.

$$L_c = P_b - d_a = 9 - 2,38 = 6,62cm$$

$$r_{ni} = 1,2L_c t_p F_{up} = 1,2x6,62x2,6x4080 = 84269,95Kg$$

Como R_n es mayor que r_{ni} , controla el aplastamiento y el valor de r_{ni} será:

$$r_{ni} = 56519,4Kg$$

Una vez obtenido los valores de r_{no} y r_{ni} se calcula y verifica ϕR_n

$$\phi R_n = \phi(n_i)r_{ni} + \phi(n_o)r_{no}$$

$$0,75x4x56519,4 + 0,75x4x56519,4 = 339116,4Kg > Vu$$

Resistencia de la columna en zona de conexión.

Resistencia de las alas no rigidizadas de la columna al flujo plástico en flexión.

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{S} \right) + h_4 \left(\frac{1}{S} \right) \right] +$$

$$\frac{2}{g} \left[h_1 \left(S + P_b + \frac{C}{2} \right) + h_2 \left(\frac{C}{4} + \frac{P_b}{2} \right) + h_3 \left(\frac{c}{2} + \frac{P_b}{2} \right) + h_4(S) \right] + \frac{g}{2}$$

$$S = \frac{\sqrt{b_f g}}{2} = \frac{\sqrt{300x130}}{2} = 98,7mm$$

$$C = P_{fo} + P_{fi} + t_f = 45 + 45 + 13,5 = 103,5mm$$

$$Y_p = \frac{300}{2} \left[528,25 \left(\frac{1}{98,7} \right) + 244,75 \left(\frac{1}{98,7} \right) \right] \\ + \frac{2}{130} \left[528,25 \left(90 + \frac{103}{2} + 98,7 \right) + 438,25 \left(\frac{90}{2} + \frac{103,5}{4} \right) \right. \\ \left. + 334,75 \left(\frac{90}{2} + \frac{103,5}{2} \right) + 244,75(98,7) \right] + \frac{130}{2}$$

$$Y_c = 4541,7mm$$

$$\phi M_{pc} = \phi F_y Y_c t_f^2 = 2530 \times 454,17 \times 2,6^2 = 77675,8Kg\,m$$

$$\phi R_n = \frac{\phi M_{pc}}{d - t_f} = \frac{77675,8}{0,4 - 0,0135} = 200925,7Kg$$

Cedencia local del alma no rigidizada de la columna.

$$\phi R_n = \phi C_t (6K + N + 2t_p) F_y t_w$$

$$\phi R_n = 1 \times 1 (6 \times 5,3 + 5,3 + 2 \times 2,5) 2530 \times 1,4 = 149118,2Kg$$

$$K = t_f + r = 26 + 27 = 53mm$$

$$N = 13,5 + 8 = 21,5mm$$

Como el valor de N es menor al valor de K se toma el valor de N igual al valor de K

Resistencia al pandeo del alma de la columna no rigidizada frente al ala comprimida de la viga.

$$\phi R_n = \phi \frac{24t_w^3 \sqrt{EF_y}}{h} = \frac{0,75 \times 24 \times 1,4^3 \times \sqrt{2,1 \times 10^6 \times 2530}}{34,4}$$

$$\phi R_n = 104656,95Kg$$

Resistencia al aplastamiento del alma de la columna no rigidizada.

$$\phi R_n = \phi 0,8 t_{wc}^2 \left[1 + 3 \frac{N}{d_c} \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yc} t_{fc}}{t_{wc}}}$$

$$\phi R_n = 0,75 \times 0,8 \times 1,4^2 \left[1 + 3 \frac{5,3}{45} \left(\frac{1,4}{2,6} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{2,1 \times 10^6 \times 2530 \times 2,6}{1,4}}$$

$$\phi R_n = 133123,94Kg$$

Resistencia de diseño.

Se toma la resistencia menor y se compara con el valor del esfuerzo último.

$$\phi R_n = 104656,95 < F_{fu}$$

Como $\phi R_n < F_{fu}$ requerirá de planchas de continuidad.

Diseño de planchas de continuidad.

$$F_{su} = F_{fu} - \phi R_n = 180995,5 - 104656,95 = 76338,55Kg$$

$$A_s > \frac{F_{su}}{\phi F_y} = \frac{76338,55}{0,9 \times 2530} = 33,5cm^2$$

$$b_{req} \geq \frac{A_s + 2t_{sc}Clip}{2t_{sc}} = \frac{33,5 + 2 \times 1,3 \times 2,5}{2 \times 1,3} = 15,4cm \approx 160mm$$

Espesor tentativo $t_{sc} = 13mm$

Resistencia al corte de la plancha.

$$\phi R_u = 2\phi 0,6F_y t_{sc} (l_{sc} - 2clip)$$

$$\phi R_u = 2 \times 1 \times 0,6 \times 2530 \times 1,3 (39,8 - 2 \times 2,5) = 137348,6Kg > F_{fu}$$

$$l_{sc} = d - 2t_f = 450 - 2 \times 26 = 398mm$$

Diseño de la soldadura de la plancha.

$$\phi F_w = 0,75 \times 0,6 F_{EXX} = 0,75 \times 0,6 \times 4920 = 2214Kg/m^2$$

Espesor requerido

$$D_w \geq \frac{0,6F_{ys}t_s}{\phi F_w \sqrt{2}} = \frac{0,6 \times 2530 \times 1,6}{2214 \sqrt{2}} = 7,8mm$$

$$D_w \approx 8mm$$

Chequeo de la Zona panel.

$$R_u = F_{fu} - V_c = 180995,5 - 22566,05 = 158429,45Kg$$

$$V_c = \frac{M_f}{H} = \frac{69954,77}{3,1} = 22566,05Kg$$

$$H = \frac{H_i + H_{i-1}}{2} = \frac{3 + 3,2}{2} = 3,1m$$

Resistencia al corte de la zona panel.

No se considera los efectos de deformación plástica del panel en la estabilidad del pórtico.

$$P_y = A_c F_y = 218 \times 2530 = 551540 \text{Kg}$$

$$P_{uc} = \frac{100 + 120}{2} = 110 \text{Ton}$$

$$0,4P_y = 220616 \text{Kg} > P_{uc}$$

$$\phi R_v = \phi 0,6 F_y d_c t_w = 0,6 \times 2530 \times 45 \times 1,4 = 95634 \text{Kg}$$

$$\phi R_v < R_u$$

Por lo tanto se requieren planchas adosadas al alma.

Calculo del espesor de la plancha.

El espesor individual de las almas de la columna y de las planchas adosadas, cuando sean utilizadas, deberá satisfacer las condiciones:

$$t_{req} \geq \frac{d_z + w_z}{90} = \frac{398 + 368}{90} = 8,6 \text{mm}$$

$$d_z = d - 2t_{sc} = 400 - 2 \times 16 = 368 \text{mm}$$

$$w_z = d - 2t_f = 450 - 2 \times 26 = 398 \text{mm}$$

$$t_{req} \geq t_w \frac{R_u}{\phi R_v} - t_w = 1,4 \left(\frac{158429,45}{95634} \right) - 1,4 = 9,2 \text{mm}$$

$$t_{dp} \geq 9,2 \text{mm} \approx 10 \text{mm}$$

Chequeo columna fuerte-viga débil.

$$\sum \frac{M_{pc}^*}{M_{pb}^*} > 1 \quad (\text{Ec. V.20})$$

Momento de la Viga:

$$M_{pb}^* = M_{pr} + V_{ub} \left(S_h + \frac{d_c}{2} \right)$$

$$M_{pb}^* = 59657,4 + 30556 \left(0,337 + \frac{0,45}{2} \right) = 76829,87 \text{Kgm}$$

Momento de la columna:

$$M_{pc}^* = Z_x \left(F_y - \frac{P_{uc}}{A} \right) + V_{uc} \left(d_b / 2 \right) = 85070,36 + 81527,25$$

$$M_{pc}^* = 166597,61 \text{Kgm}$$

$$M_{pci}^* = \frac{3862}{100} \left(2530 - \frac{100000}{218} \right) + 22566,05 \left(\frac{0,45}{2} \right)$$

$$M_{pci}^* = 85070,36 \text{Kgm}$$

$$M_{pci-1}^* = \frac{3862}{100} \left(2530 - \frac{120000}{218} \right) + 22566,05 \left(\frac{0,45}{2} \right)$$

$$M_{pci-1}^* = 81527,25$$

$$\sum \frac{M_{pc}^*}{M_{pb}^*} = \frac{166597,61}{76829,87} = 2,17 > 1$$

Se cumple la relación columna fuerte-viga débil.

Diseño de conexiones utilizando el programa.

Ejemplo IV. Conexión a corte, doble ángulo.

Una vez el usuario llega a la ventana de conexiones a corte, doble ángulo, se deben de introducir los datos se la conexión a diseñar y hacer click en el botón DESIGN; al hacer click, se desplegara otra ventana en la cual se visualizara el estado de la conexión.



Figura LXXXI. Conexión a corte, doble ángulo, datos.
Fuente: Ligas, Younes 2011.

Conexion Doble Angulo

Estado Limite	ϕR_n	Vu	Estatus	Ratio	Evaluado Segun:
Resistencia al Aplastamiento Sobre los Angulos de Conexion	14923.01	7500.00	Cumple	0.50	AISC 360-05 Cap J, Sec. J3.10
Resistencia al Aplastamiento Sobre el Alma de la Viga Principal	17534.53	7500.00	Cumple	0.43	AISC 360-05 Cap J, Sec. J3.10
Resistencia al Aplastamiento Sobre el Alma de la Viga Secundaria	13244.17	7500.00	Cumple	0.57	AISC 360-05 Cap J, Sec. J3.10
Cedencia por Corte en el Angulo de Conexion	18216.00	7500.00	Cumple	0.41	AISC 360-05 Cap J, Sec. J4.2a
Rotura por Corte en el Angulo de Conexion	17831.23	7500.00	Cumple	0.42	AISC 360-05 Cap J, Sec. J4.2b
Bloque de Corte en el Ala A del Angulo de Conexion	17291.88	7500.00	Cumple	0.43	AISC 360-05 Cap J, Sec. J4.3
Bloque de Corte en el Ala B del Angulo de Conexion	17291.88	7500.00	Cumple	0.43	AISC 360-05 Cap J, Sec. J4.3
Cedencia por Corte en el Alma de la Viga Secundaria	29638.95	15000.00	Cumple	0.51	AISC 360-05 Cap J, Sec. J4.2a
Rotura por Corte en el Alma de la Viga Secundaria	32119.72	15000.00	Cumple	0.47	AISC 360-05 Cap J, Sec. J4.2b
Bloque de Corte en el Alma de la Viga Secundaria	25450.73	15000.00	Cumple	0.59	AISC 360-05 Cap J, Sec. J4.3

Figura LXXXII. Conexión a corte, doble ángulo, resultados.

Fuente: Ligas, Younes 2011.

En el renglón Estatus, se puede observar que todas las verificaciones cumplen, podemos ver el ratio de estas verificaciones en la siguiente columna.

Ejemplo V. Conexión a corte, shear tab.

Una vez el usuario llega a la ventana de conexiones a corte, shear tab, se deben de introducir los datos se la conexión a diseñar y hacer click en el botón DESIGN; al hacer click, se desplegara otra ventana en la cual se visualizara el estado de la conexión.

The screenshot shows the 'Shear Tab' design window with the following data:

Category	Parameter	Value	Unit
Viga Principal	PERFIL	IPE-450	
	Tipo de Acero	ASTM - A 36	
Viga Secundaria	PERFIL	IPE-300	
	Tipo de Acero	ASTM - A 36	
Plancha	Esesor tentativo	10	mm
	Longitud de la Plancha (mm)	200	mm
	Tipo de Acero	ASTM - A 36	
	Numero de Pernos	2	
Detalles Geometricos de la Conexion	Configuracion de Pernos en Plancha de Conexion		
	Distancia Vertical al Borde de la plancha (Lev)	35	mm
	Distancia Horizontal al Borde de la Plancha (Leh)	35	mm
	Distancia Horizontal al Borde del Perfil (Les)	35	mm
	Corte en las esquinas del perfil (clip)	20	mm
	Separacion Vertical Entre Pernos (Sv)	130	mm
	Configuracion de Grupo de Soldadura		
	Tipo de Electrodo	E70XX	
	Esesor de Soldadura en el Alma (Dwy)	10	mm
	Esesor de Soldadura en el Ala (Dwx)	10	mm
Longitud de Soldadura en el Alma (Lwy)	380.80	mm	
Longitud de Soldadura en el Ala (Lwx)	70.30	mm	
Separacion Enter las Alas de las Vigas (e)	20	mm	
Pernos de Conexion	Fuerza Cortante Mayorada en Kg	10000	
	Tipo de Acero del Perno	A 490 - N	
	Perno Seleccionado	7/8	
	Diametro	22.2	mm

Buttons: DESIGN, back arrow, close (X)

Figura LXXXIII. Conexión a corte, shear tab, datos.

Fuente: Ligas, Younes 2011.

Estado Limite	ϕR_n	V_u	Estatus	Ratio	Evaluado Segun:
Resistencia al Corte de un Perno	12250.94	11209.82	Cumple	0.92	AISC 360-05 Cap J, Sec J3.6
Resistencia al Aplastamiento Sobre la Plancha	16303.68	11209.82	Cumple	0.69	AISC 360-05 Cap J, Sec J3.10
Resistencia al Aplastamiento Sobre el Alma de la Viga	11575.61	11209.82	Cumple	0.97	AISC 360-05 Cap J, Sec J3.10
Cedencia por Corte de la Plancha	30360.00	10000.00	Cumple	0.33	AISC 360-05 Cap J, Sec J4.2a
Rotura por Corte de la Plancha	27980.64	10000.00	Cumple	0.36	AISC 360-05 Cap J, Sec J4.2b
Bloque de Corte en la Plancha	25853.85	10000.00	Cumple	0.39	AISC 360-05 Cap J, Sec J4.3
Cedencia por Flexion de la Plancha	140392.00	130428.30	Cumple	0.93	
Rotura por Flexion de la Plancha	142460.30	130428.30	Cumple	0.92	
Resistencia de la Soldadura	2214.00	525.91	Cumple	0.24	

Figura LXXXIV. Conexión a corte, shear tab, resultados.
Fuente: Ligas, Younes 2011.

En el renglón Estatus, se puede observar que todas las verificaciones cumplen, podemos ver el ratio de estas verificaciones en la siguiente columna.

Ejempl VI. Conexión a momento, reduce beam section.

Una vez el usuario llega a la ventana de conexiones a momento, reduce beam section, se deben de introducir los datos se la conexión a diseñar y hacer click en el botón DESIGN; al hacer click, se desplegara otra ventana en la cual se visualizara el estado de la conexión.

Reduce Beam Section

Columna
PERFIL: HEB-450 Ver Detalles
Tipo de Acero: ASTM - A 36

Viga
PERFIL: IPE-400 Ver Detalles
Tipo de Acero: ASTM - A 36

Detalles Geometricos de la Conexion
Destaje en la viga
a: 100 mm $90 < a < 135$
b: 300 mm $260 < b < 340$
c: 40 mm $18 < c < 45$
Ver imagen

Solicitaciones Actuales:
Momentos
Mcp: 6000 Kg/m
Mcv: 4000 Kg/m
Ms: 10000 Kg/m
Cortantes
Vcp: 4000 Kg
Vcv: 2000 Kg

Geometria del Portico
Luz de la viga (l): 6 m
Altura de Entrepiso i (hi): 3 m
Altura de Entrepiso i-1 (hi-1): 3.2 m

Especificaciones de Materiales
Acero de Planchas: ASTM - A 36
Tipo de Electrodo: E70XX

DESIGN ← X

Figura LXXXV. Conexión a momento, reduce beam section, datos.

Fuente: Ligas, Younes 2011.



Figura LXXXVI. Conexión a momento, reduce beam section, resultados.

Fuente: Ligas, Younes 2011.

En esta ventana, observamos los valores que nos pide la norma, y los chequeos respectivos, se observa que todos cumplen y se procede a hacer el chequeo de la columna, haciendo click en el botón DESIGN.

Reduce Beam Section

<p>Flexion Local de las Alas</p> <p>ϕR_n: 96203.25 R_u: 119334.20</p> <p>Ratio: 1.24 Estatus: No Cumple</p>	<p>Cedencia Local del Alma no Rigidizada de la Columna</p> <p>ϕR_n: 112635.60 R_u: 119334.20</p> <p>Ratio: 1.06 Estatus: No Cumple</p>	<p>Resistencia al Pandeo del Alma de la Columna</p> <p>ϕR_n: 104657.00 R_u: 119334.20</p> <p>Ratio: 1.14 Estatus: No Cumple</p>
<p>Resistencia al Aplastamiento del Alma de la Columna</p> <p>ϕR_n: 133123.90 R_u: 119334.20</p> <p>Ratio: 0.90 Estatus: Cumple</p>	<p>Resistencia Minima de la Columna en la Zona de la Conexion</p> <p>ϕR_n: 96203.25 R_u: 119334.20</p> <p>Estatus: Requiere Planchas de Continuidad</p>	

Plancha de Continuidad

Espesor (tsc): 16 Clip (mm): 25 Lsc (mm): 398.00 CHECK

Ancho Requerido (b): 56.75 mm Ancho Proporcionado (bs): 100 mm

Las Especificaciones de la Plancha Cumplen los Requisitos

Los Ridizadores se Soldaran a las Alas con Filete a Ambos Lados de Espesor: **8.0 mm**

Los Ridizadores se Soldaran al Alma con Filete a Ambos Lados de Espesor: **8.0 mm**

Zona Panel de la Conexion

Fuerza Actuante sobre el nodo (Puci): 100 Ton Fuerza Actuante bajo el nodo (Puci-1): 120 Ton

Consideracion de Diseño

Se Considera los Efectos de Deformacion Plastica del Panel en Estabilidad del Portico

No Se Considera los Efectos de Deformacion Plastica del Panel en Estabilidad del Portico

Requiere Planchas Adozadas al Alma

Espesor Requerido (treq): 8.51 mm Espesor (tdp): 10

Las Especificaciones de la Plancha Cumple los Requisitos, se Colocara Una Plancha a Cada Lado del Alma

Relacion de Momentos en el Nodo

Momento en la Viga (Mpb): 60116.17 Kg.m Momento en la Columna (Mpc): 162378.40 Kg.m

Relacion Mpc/Mpb : 2.70 La Conexion Cumple la Relacion Columna Fuerte Viga Debil

←
X

Figura LXXXVII. Conexión a momento, reduce beam section, chequeo del nodo.

Fuente: Ligas, Younes 2011.

En esta ventana, se realiza la verificación, debido a que la columna no satisface la resistencia en la zona de conexión, requiere de planchas de continuidad, se selecciona un espesor de plancha y se le hace click al botón CHECK, para chequear que la plancha seleccionada cumpla los requisitos, se terminan de suministrar los datos del nodo, y se observa que el nodo cumple.

Ejemplo VII. Conexión a momento, bolted flange plate.

Una vez el usuario llega a la ventana de conexiones a momento, bolted flange plate, se deben de introducir los datos se la conexión a diseñar y hacer click en el botón DESIGN; al hacer click, se desplegara otra ventana en la cual se visualizara el estado de la conexión.

The screenshot shows the 'Bolted Flange Plate' software interface with the following data:

Column	Viga
PERFIL: HEB-450	PERFIL: IPE-400
Tipo de Acero: ASTM - A 36	Tipo de Acero: ASTM - A 36

Cargas Gravitacionales	Geometria del Portico	Especificaciones de Conexion
CP: 1500 Kg/m	Luz de la viga (l): 6 m	Tipo de Acero de la Plancha: ASTM - A 36
CV: 1250 Kg/m	Altura de Entrepiso i (hi): 3 m	Tipo de Electrodo: E70XX
	Altura de Entrepiso i-1 (hi-1): 3.2 m	Tipo de Acero del Perno de Ala: A 490 - X
		Tipo de Acero del Perno del Alma: A 490 - X

Detalles Geometricos de la Conexion	
Plancha del Ala	
Diametro Maximo del Perno: 17.24 mm	
Perno Seleccionado: 5/8	Diametro: 15.9 mm
Espesor tentativo de la Plancha: 25 mm	
Numero de Pernos req.: 15.60	Numero de Pernos (nbfp): 16
Ancho de la Plancha (bfp): 240 mm	
Gamil de la Viga (g): 100 mm	Ver imagen
Separacion Entre Pernos (sf): 50 mm	
Distancia al Borde de la Plancha (Le1): 35 mm	
Distancia al Borde de la Viga (Le2): 35 mm	
Separacion Viga-Columna (e): 20 mm	
Longitud de la Plancha (Lfp): 440.00 mm	
Espesor Requerido de la Plancha: 31.1 mm	
Espesor de la Plancha (tfp): 31 mm	

Plancha del Alma	
Numero de Pernos (nwp): 5	
Diametro Requerido del Perno: 12.40 mm	
Perno Seleccionado: 35	Diametro: 15.9 mm
Espesor tentativo de la Plancha (twp): 10 mm	
Separacion Entre Pernos (Sw): 50 mm	
Distancia Vertical al Borde de la Plancha (Le3): 35 mm	
Distancia Horizontal al Borde de la Plancha (Le4): 35 mm	
Distancia al Borde de la Viga (Le5): 35 mm	
Altura de la Plancha (hwp): 270.00 mm	

Buttons: DESIGN, ←, X

Figura LXXXVIII. Conexión a momento, bolted flange plate, datos.

Fuente: Ligas, Younes 2011.

Bolted Flange Plate					
Estado Limite	ϕR_n	Vu	Estatus	Ratio	Evaluated Segun:
Resistencia al Aplastamiento Sobre las Planchas del Ala	679850.20	167647.40	Cumple	0.25	AISC 360-05 Cap J, Sec. J3.10
Resistencia al Aplastamiento Sobre el Ala de la Viga	296063.80	167647.40	Cumple	0.57	AISC 360-05 Cap J, Sec. J3.10
Resistencia a la Cedencia en Traccion de la Plancha del Ala	188232.00	167647.40	Cumple	0.89	AISC 360-05 Cap J, Sec. J4.1
Fractura en Traccion de la Plancha del Ala	232217.30	167647.40	Cumple	0.72	AISC 360-05 Cap J, Sec. J4.1
Bloque de Corte en la Plancha del Ala	420023.30	167647.40	Cumple	0.40	AISC 360-05 Cap J, Sec. J4.3
Bloque de Corte en el Ala de la Viga	172999.00	167647.40	Cumple	0.97	AISC 360-05 Cap J, Sec. J4.3
Resistencia a la Compresion de las Planchas de Ala	169408.80	167647.40	Cumple	0.99	AISC 360-05 Cap J, Sec. J4.4
Resistencia al Aplastamiento Sobre la Plancha de Cortante	67616.20	31107.71	Cumple	0.46	AISC 360-05 Cap J, Sec. J3.10
Resistencia al Aplastamiento Sobre el Alma de la Viga	60253.11	31107.71	Cumple	0.52	AISC 360-05 Cap J, Sec. J3.10
Resistencia a la Cedencia por Corte de la Plancha	40986.00	31107.71	Cumple	0.76	AISC 360-05 Cap J, Sec. J4.2
Resistencia a la Fractura por Corte de la Plancha	40208.40	31107.71	Cumple	0.77	AISC 360-05 Cap J, Sec. J4.2
Bloque de Corte en la Plancha del Alma	41744.70	31107.71	Cumple	0.75	AISC 360-05 Cap J, Sec. J4.3

Conexion Viga-Columna
 Para la conexion de las planchas del ala, se utilizara soldadura de penetracion completa para la plancha del alma de la viga, si se utiliza un respaldo, debe ser removido.
 Para la conexion de la plancha del alma, se utilizara soldadura de filet a ambos lados de la plancha con un espesor de: **5 mm**

Chequeo de la Columna

DESIGN

← [X]

Figura LXXXIX. Conexión a momento, bolted flange plate, resultados.

Fuente: Ligas, Younes 2011.

En el renglón Estatus, se puede observar que todas las verificaciones cumplen, podemos ver el ratio de estas verificaciones en la siguiente columna, observamos los valores que nos pide la norma, y los chequeos respectivos, se observa que todos cumplen y se procede a hacer el chequeo de la columna, haciendo click en el botón DESIGN.

Bolted Flange Plate

<p>Flexion Local de las Alas</p> <p>ϕRn: 96203.25 Ru: 167647.40</p> <p>Ratio: 1.74 Estatus: No Cumple</p>	<p>Cedencia Local del Alma no Rigidizada de la Columna</p> <p>ϕRn: 112635.60 Ru: 167647.40</p> <p>Ratio: 1.49 Estatus: No Cumple</p>	<p>Resistencia al Pandeo del Alma de la Columna</p> <p>ϕRn: 104657.00 Ru: 167647.40</p> <p>Ratio: 1.60 Estatus: No Cumple</p>
<p>Resistencia al Aplastamiento del Alma de la Columna</p> <p>ϕRn: 133123.90 Ru: 167647.40</p> <p>Ratio: 1.26 Estatus: No Cumple</p>	<p>Resistencia Minima de la Columna en la Zona de la Conexion</p> <p>ϕRn: 96203.25 Ru: 167647.40</p> <p>Estatus: Requiere Planchas de Continuidad</p>	

Plancha de Continuidad

Espesor (tsc): 16 Clip (mm): 25 Lsc (mm): 398.00 **CHECK**

Ancho Requerido (b): 123.05 mm Ancho Proporcionado (bs): 140 mm

Las Especificaciones de la Plancha Cumplen los Requisitos

Los Ridizadores se Soldaran a las Alas con Filete a Ambos Lados de Espesor: 8.0 mm

Los Ridizadores se Soldaran al Alma con Filete a Ambos Lados de Espesor: 8.0 mm

Zona Panel de la Conexion

Fuerza Actuante sobre el nodo (Puci): 100 Ton Fuerza Actuante bajo el nodo (Puci-1): 120 Ton

Consideracion de Diseño

Se Considera los Efectos de Deformacion Plastica del Panel en Estabilidad del Portico

No Se Considera los Efectos de Deformacion Plastica del Panel en Estabilidad del Portico

Requiere Planchas Adozadas al Alma

Espesor Requerido (treq): 8.51 mm Espesor (tdp): 10

Las Especificaciones de la Plancha Cumple los Requisitos, se Colocara Una Plancha a Cada Lado del Alma

Relacion de Momentos en el Nodo

Momento en la Viga (Mpb): 79255.26 Kg.m Momento en la Columna (Mpc): 166682.80 Kg.m

Relacion Mpc/Mpb: 2.10 **La Conexion Cumple la Relacion Columna Fuerte Viga Debil**

Figura XC. Conexión a momento, bolted flange plate, chequeo del nodo.

Fuente: Ligas, Younes 2011.

En esta ventana, se realiza la verificación, debido a que la columna no satisface la resistencia en la zona de conexión, requiere de planchas de continuidad, se selecciona un espesor de plancha y se le hace click al botón CHECK, para chequear que la plancha seleccionada cumpla los requisitos, se terminan de suministrar los datos del nodo, y se observa que el nodo cumple.

Ejemplo VIII. Conexión a momento, end plate 4E.

Una vez el usuario llega a la ventana de conexiones a momento, end plate, se deben seleccionar la opción 4 pernos sin rigidizador y se debe introducir los datos de la conexión a diseñar y hacer click en el botón DESIGN; al hacer click, se desplegara otra ventana en la cual se visualizara el estado de la conexión.

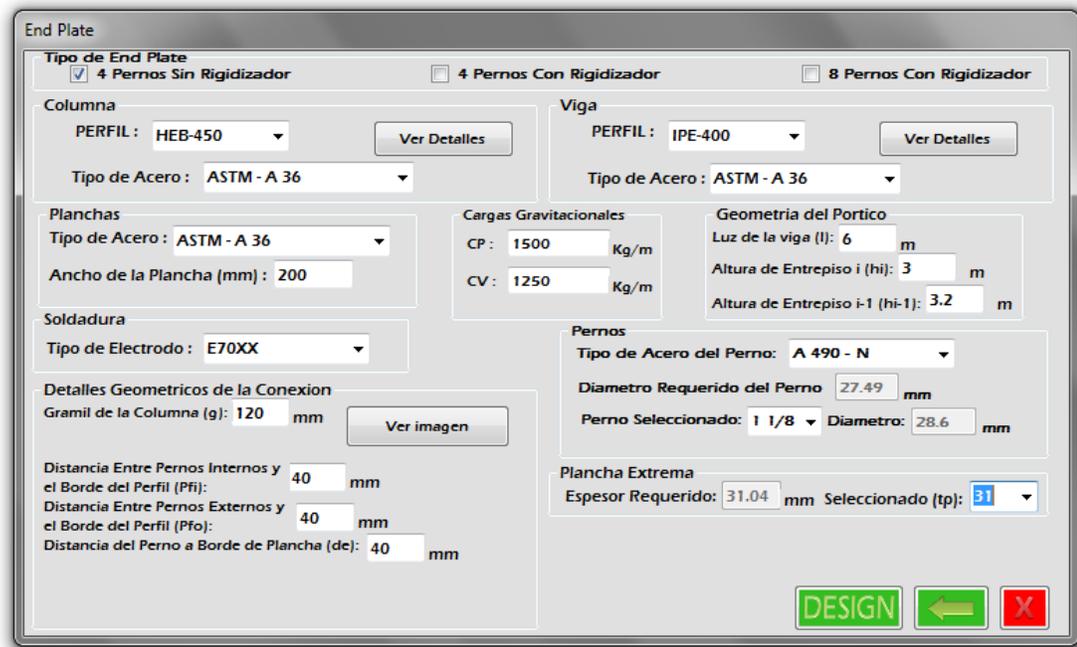


Figura XCI. Conexión a momento, end plate 4E, datos.
Fuente: Ligas, Younes 2011.

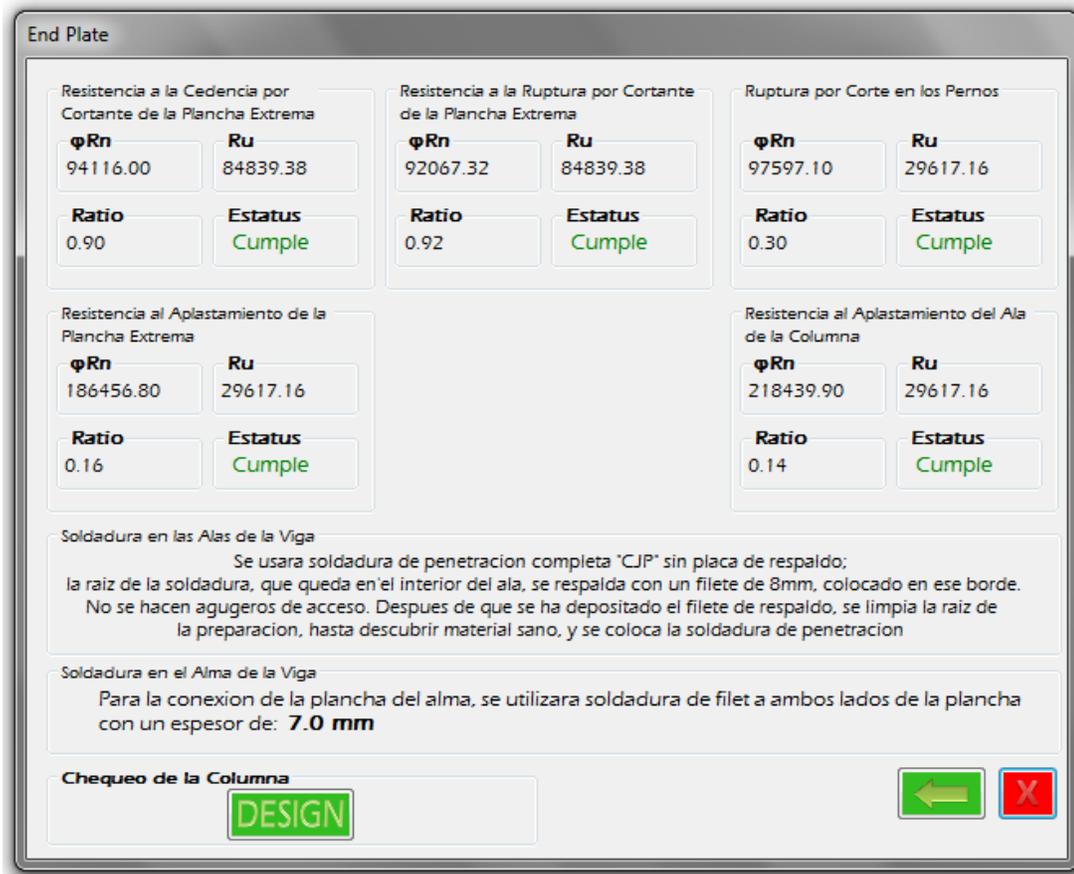


Figura XCII. Conexión a momento, end plate 4E, resultados.

Fuente: Ligas, Younes 2011.

En esta ventana, observamos los valores que nos pide la norma, y los chequeos respectivos, se observa que todos cumplen y se procede a hacer el chequeo de la columna, haciendo click en el botón DESIGN.

End Plate

Resistencia al Flujo Plastico en Flexion de las Alas ϕRn : 139086.40 Ru : 169678.80 Ratio: 1.22 Estatus: No Cumple	Cedencia Local del Alma no Rigidizada de la Columna ϕRn : 153368.60 Ru : 169678.80 Ratio: 1.11 Estatus: No Cumple	Resistencia al Pandeo del Alma de la Columna ϕRn : 104657.00 Ru : 169678.80 Ratio: 1.62 Estatus: No Cumple
Resistencia al Aplastamiento del Alma de la Columna ϕRn : 133123.90 Ru : 169678.80 Ratio: 1.27 Estatus: No Cumple	Resistencia Minima de la Columna en la Zona de la Conexion ϕRn : 104657.00 Ru : 169678.80 Estatus: Requiere Planchas de Continuidad	

Plancha de Continuidad

Espesor (tsc): 13 Clip (mm): 25 Lsc (mm): 398.00 **CHECK**

Ancho Requerido (b): 134.83 mm Ancho Proporcionado (bs): 140 mm

Las Especificaciones de la Plancha Cumplen los Requisitos

Los Ridizadores se Soldaran a las Alas con Soldadura de Penetracion Completa

Los Ridizadores se Soldaran al Alma con Filete a Ambos Lados de Espesor: 7.0 mm

Zona Panel de la Conexion

Fuerza Actuante sobre el nodo (Puci): 100 Ton Fuerza Actuante bajo el nodo (Puci-1): 120 Ton

Consideracion de Diseño

Se Considera los Efectos de Deformacion Plastica del Panel en Estabilidad del Portico
 No Se Considera los Efectos de Deformacion Plastica del Panel en Estabilidad del Portico

Requiere Planchas Adozadas al Alma

Espesor Requerido (treq): 8.58 mm Espesor (tdp): 10

Las Especificaciones de la Plancha Cumple los Requisitos, se Colocara Una Plancha a Cada Lado del Alma

Relacion de Momentos en el Nodo

Momento en la Viga (Mpb): 72244.70 Kg.m Momento en la Columna (Mpc): 164889.10 Kg.m

Relacion Mpc/Mpb : 2.28 **La Conexion Cumple la Relacion Columna Fuerte Viga Debil**

Figura XCIII. Conexión a momento, end plate 4E, chequeo del nodo.

Fuente: Ligas, Younes 2011.

En esta ventana, se realiza la verificación, debido a que la columna no satisface la resistencia en la zona de conexión, requiere de planchas de continuidad, se selecciona un espesor de plancha y se le hace click al botón CHECK, para chequear que la plancha seleccionada cumpla los requisitos, se terminan de suministrar los datos del nodo, y se observa que el nodo cumple.

Ejemplo IX. Conexión a momento, end plate 4ES.

Una vez el usuario llega a la ventana de conexiones a momento, end plate, se deben seleccionar la opción 4 pernos con rigidizador y se debe introducir los datos de la conexión a diseñar y hacer click en el botón DESIGN; al hacer click, se desplegara otra ventana en la cual se visualizara el estado de la conexión.

The screenshot shows the 'End Plate' software interface with the following parameters:

- Tipo de End Plate:** 4 Pernos Sin Rigidizador, 4 Pernos Con Rigidizador, 8 Pernos Con Rigidizador
- Columna:** PERFIL: HEB-450, Tipo de Acero: ASTM - A 36
- Viga:** PERFIL: IPE-400, Tipo de Acero: ASTM - A 36
- Planchas:** Tipo de Acero: ASTM - A 36, Ancho de la Plancha (mm): 200
- Cargas Gravitacionales:** CP: 1500 Kg/m, CV: 1250 Kg/m
- Geometria del Portico:** Luz de la viga (l): 6 m, Altura de Entrepiso i (hi): 3 m, Altura de Entrepiso i-1 (hi-1): 3.2 m
- Soldadura:** Tipo de Electrodo: E70XX
- Detalles Geometricos de la Conexion:** Gramil de la Columna (g): 120 mm
- Pernos:** Tipo de Acero del Perno: A 490 - N, Diametro Requerido del Perno: 27.37 mm, Perno Seleccionado: 1 1/8, Diametro: 28.6 mm
- Plancha Extrema:** Espesor Requerido: 27.49 mm, Seleccionado (tp): 28
- Rigidizador:** Espesor Requerido: 8.60 mm, Seleccionado (tsj): 10
- Distancias:** Distancia Entre Pernos Internos y el Borde del Perfil (Pfi): 45 mm, Distancia Entre Pernos Externos y el Borde del Perfil (Pfo): 45 mm, Distancia del Perno a Borde de Plancha (dc): 45 mm, Altura de los Rigidizadores (hst): 90.00 mm, Longitud de los Rigidizadores (lst): 156.00 mm

Buttons: DESIGN, ←, X

Figura XCIV. Conexión a momento, end plate 4ES, datos.

Fuente: Ligas, Younes 2011.



Figura XCV. Conexión a momento, end plate 4ES, resultados.

Fuente: Ligas, Younes 2011.

En esta ventana, observamos los valores que nos pide la norma, y los chequeos respectivos, se observa que todos cumplen y se procede a hacer el chequeo de la columna, haciendo click en el botón DESIGN.

End Plate

Resistencia al Flujo Plastico en Flexion de las Alas	Cedencia Local del Alma no Rigidizada de la Columna	Resistencia al Pandeo del Alma de la Columna
ϕR_n 142300.10	ϕR_n 151243.40	ϕR_n 104657.00
R_u 168165.60	R_u 168165.60	R_u 168165.60
Ratio 1.18	Ratio 1.11	Ratio 1.61
Estatus No Cumple	Estatus No Cumple	Estatus No Cumple

Resistencia al Aplastamiento del Alma de la Columna	Resistencia Minima de la Columna en la Zona de la Conexion
ϕR_n 133123.90	ϕR_n 104657.00
R_u 168165.60	R_u 168165.60
Ratio 1.26	Estatus Requiere Planchas de Continuidad

Plancha de Continuidad

Esesor (tsc): 13 Clip (mm): 25 Lsc (mm): 398.00 **CHECK**

Ancho Requerido (b): 132.27 mm Ancho Proporcionado (bs): 140 mm

Las Especificaciones de la Plancha Cumplen los Requisitos

Los Ridizadores se Soldaran a las Alas con Soldadura de Penetracion Completa

Los Ridizadores se Soldaran al Alma con Filete a Ambos Lados de Espesor: 7.0 mm

Zona Panel de la Conexion

Fuerza Actuante sobre el nodo (Puci): 100 Ton Fuerza Actuante bajo el nodo (Puci-1): 120 Ton

Consideracion de Diseño

Se Considera los Efectos de Deformacion Plastica del Panel en Estabilidad del Portico

No Se Considera los Efectos de Deformacion Plastica del Panel en Estabilidad del Portico

Requiere Planchas Adozadas al Alma

Esesor Requerido (treq): 8.58 mm Esesor (tdp): 10

Las Especificaciones de la Plancha Cumple los Requisitos, se Colocara Una Plancha a Cada Lado del Alma

Relacion de Momentos en el Nodo

Momento en la Viga (Mpb): 71632.40 Kg.m Momento en la Columna (Mpc): 164813.70 Kg.m

Relacion Mpc/Mpb : 2.30 La Conexion Cumple la Relacion Columna Fuerte Viga Debil

Figura XCVI. Conexión a momento, end plate 4ES, chequeo del nodo.

Fuente: Ligas, Younes 2011.

En esta ventana, se realiza la verificación, debido a que la columna no satisface la resistencia en la zona de conexión, requiere de planchas de continuidad, se selecciona un espesor de plancha y se le hace click al botón CHECK, para chequear que la plancha seleccionada cumpla los requisitos, se terminan de suministrar los datos del nodo, y se observa que el nodo cumple.

Ejemplo X. Conexión a momento, end plate 8ES.

Una vez el usuario llega a la ventana de conexiones a momento, end plate, se deben seleccionar la opción 8 pernos con rigidizador y se debe introducir los datos de la conexión a diseñar y hacer click en el botón DESIGN; al hacer click, se desplegara otra ventana en la cual se visualizara el estado de la conexión.

The screenshot shows the 'End Plate' software interface with the following data:

- Tipo de End Plate:** 4 Pernos Sin Rigidizador, 4 Pernos Con Rigidizador, 8 Pernos Con Rigidizador
- Columna:** PERFIL: HEB-450, Tipo de Acero: ASTM - A 36
- Viga:** PERFIL: IPE-400, Tipo de Acero: ASTM - A 36
- Planchas:** Tipo de Acero: ASTM - A 36, Ancho de la Plancha (mm): 230
- Cargas Gravitacionales:** CP: 1500 Kg/m, CV: 1250 Kg/m
- Geometria del Portico:** Luz de la viga (l): 6 m, Altura de Entrepiso i (hi): 3 m, Altura de Entrepiso i-1 (hi-1): 3.2 m
- Soldadura:** Tipo de Electrodo: E70XX
- Detalles Geometricos de la Conexion:** Gramil de la Columna (g): 130 mm, Distancia Entre Pernos (Pb): 90 mm, Distancia Entre Pernos Internos y el Borde del Perfil (Pfi): 45 mm, Distancia Entre Pernos Externos y el Borde del Perfil (Pfo): 45 mm, Distancia del Perno a Borde de Plancha (de): 45 mm, Altura de los Rigidizadores (hst): 180.00 mm, Longitud de los Rigidizadores (lst): 312.00 mm
- Pernos:** Tipo de Acero del Perno: A 490 - N, Diametro Requerido del Perno: 20.08 mm, Perno Seleccionado: 7/8, Diametro: 22.2 mm
- Plancha Extrema:** Espesor Requerido: 24.44 mm, Seleccionado (tp): 25
- Rigidizador:** Espesor Requerido: 11.16 mm, Seleccionado (ts): 13

Buttons: DESIGN, back arrow, and close (X).

Figura XCVII. Conexión a momento, end plate 8ES, datos.

Fuente: Ligas, Younes 2011.

End Plate

<p>Ruptura por Corte en los Pernos</p> <table style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 50%;">ϕR_n 117609.10</td> <td style="width: 50%;">R_u 30575.93</td> </tr> <tr> <td>Ratio 0.26</td> <td>Estatus Cumple</td> </tr> </table>	ϕR_n 117609.10	R_u 30575.93	Ratio 0.26	Estatus Cumple	<p>Resistencia al Aplastamiento de la Plancha Extrema</p> <table style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 50%;">ϕR_n 284580.00</td> <td style="width: 50%;">R_u 30575.93</td> </tr> <tr> <td>Ratio 0.11</td> <td>Estatus Cumple</td> </tr> </table>	ϕR_n 284580.00	R_u 30575.93	Ratio 0.11	Estatus Cumple	<p>Resistencia al Aplastamiento del Ala de la Columna</p> <table style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 50%;">ϕR_n 339116.60</td> <td style="width: 50%;">R_u 30575.93</td> </tr> <tr> <td>Ratio 0.09</td> <td>Estatus Cumple</td> </tr> </table>	ϕR_n 339116.60	R_u 30575.93	Ratio 0.09	Estatus Cumple
ϕR_n 117609.10	R_u 30575.93													
Ratio 0.26	Estatus Cumple													
ϕR_n 284580.00	R_u 30575.93													
Ratio 0.11	Estatus Cumple													
ϕR_n 339116.60	R_u 30575.93													
Ratio 0.09	Estatus Cumple													

Soldadura en las Alas de la Viga
Se usara soldadura de penetracion completa "CJP" sin placa de respaldo; la raiz de la soldadura, que queda en el interior del ala, se respalda con un filete de 8mm, colocado en ese borde. No se hacen agujeros de acceso. Despues de que se ha depositado el filete de respaldo, se limpia la raiz de la preparacion, hasta descubrir material sano, y se coloca la soldadura de penetracion

Soldadura en el Alma de la Viga
Para la conexion de la plancha del alma, se utilizara soldadura de filete a ambos lados de la plancha con un espesor de: **7.0 mm**

Chequeo de la Columna

DESIGN

←

✖

Figura XCVIII. Conexión a momento, end plate 8ES, resultados.

Fuente: Ligas, Younes 2011.

En esta ventana, observamos los valores que nos pide la norma, y los chequeos respectivos, se observa que todos cumplen y se procede a hacer el chequeo de la columna, haciendo click en el botón DESIGN.

End Plate

Resistencia al Flujo Plastico en Flexion de las Alas ϕR_n : 200970.40 R_u : 181012.90 Ratio: 0.90 Estatus: Cumple	Cedencia Local del Alma no Rigidizada de la Columna ϕR_n : 149118.20 R_u : 181012.90 Ratio: 1.21 Estatus: No Cumple	Resistencia al Pandeo del Alma de la Columna ϕR_n : 104657.00 R_u : 181012.90 Ratio: 1.73 Estatus: No Cumple
Resistencia al Aplastamiento del Alma de la Columna ϕR_n : 133123.90 R_u : 181012.90 Ratio: 1.36 Estatus: No Cumple	Resistencia Minima de la Columna en la Zona de la Conexion ϕR_n : 104657.00 R_u : 181012.90 Estatus: Requiere Planchas de Continuidad	

Plancha de Continuidad

Espesor (tsc): 13 Clip (mm): 25 Lsc (mm): 398.00 **CHECK**
 Ancho Requerido (b): 153.98 mm Ancho Proporcionado (bs): 160 mm
 Las Especificaciones de la Plancha Cumplen los Requisitos
 Los Ridizadores se Soldaran a las Alas con Soldadura de Penetracion Completa
 Los Ridizadores se Soldaran al Alma con Filete a Ambos Lados de Espesor: 7.0 mm

Zona Panel de la Conexion

Fuerza Actuante sobre el nodo (Puci): 100 Ton Fuerza Actuante bajo el nodo (Puci-1): 120 Ton
 Consideracion de Diseño
 Se Considera los Efectos de Deformacion Plastica del Panel en Estabilidad del Portico
 No Se Considera los Efectos de Deformacion Plastica del Panel en Estabilidad del Portico
Requiere Planchas Adozadas al Alma
 Espesor Requerido (treq): 9.19 mm Espesor (tdp): 10

Las Especificaciones de la Plancha Cumple los Requisitos, se Colocara Una Plancha a Cada Lado del Alma

Relacion de Momentos en el Nodo

Momento en la Viga (Mpb): 76841.08 Kg.m Momento en la Columna (Mpc): 165454.40 Kg.m
 Relacion Mpc/Mpb : 2.15 La Conexion Cumple la Relacion Columna Fuerte Viga Debil

Figura XCIX. Conexión a momento, end plate 8ES, chequeo del nodo.

Fuente: Ligas, Younes 2011.

En esta ventana, se realiza la verificación, debido a que la columna no satisface la resistencia en la zona de conexión, requiere de planchas de continuidad, se selecciona un espesor de plancha y se le hace click al botón CHECK, para chequear que la plancha seleccionada cumpla los requisitos, se terminan de suministrar los datos del nodo, y se observa que el nodo cumple.

Tabla comparativa de criterios de diseño.

Requisito	Criterio de diseño sin considerar acción sísmica	Criterio de diseño considerando acción sísmica
Relación ancho-espesor en el ala	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Relación ancho-espesor en el alma	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Chequeo del nodo en zona de conexión	No aplica	Planchas de continuidad Zona panel
Relación columna fuerte – viga débil	No aplica	Mpc/Mpb > 1

Tabla III. Comparación de criterios de diseño, en pórticos a momento.

Fuente: Ligas, Younes 2011.

Como se puede observar el diseño de los pórticos a momento, cuando se considera la acción sísmica, tiene una serie de limitaciones y requerimientos adicionales, que pueden ocasionar limitaciones en la utilización de perfiles y que generan la utilización de conexiones especiales o pre-calificadas.

Tablas comparativas de resultados manual-programa.

Conexión a corte, doble ángulo.

Criterio de Diseño	Valor Programa	Valor Manual	% diferencia
Resistencia al Aplastamiento Sobre los Ángulos de Conexión	14923.01 Kg	14923.00 Kg	0.00 %
Resistencia al Aplastamiento Sobre el Alma de la Viga Principal	17534.53 Kg	17534.54 Kg	0.00 %
Resistencia al Aplastamiento Sobre el Alma de la Viga Secundaria	13244.17 Kg	13244.18 Kg	0.00 %
Cedencia por Corte en el Angulo de Conexión	18216.00 Kg	18216.00 Kg	0.00 %
Rotura por Corte en el Angulo de Conexión	17831.23 Kg	17831.23 Kg	0.00 %
Bloque de Corte en el Ala A del Angulo de conexión	17291.88 Kg	17298.00 Kg	0.04 %
Bloque de Corte en el Ala B del Angulo de conexión	17291.88 Kg	17298.00 Kg	0.04 %
Cedencia por Corte en el Alma de la Viga Secundaria	29638.95 Kg	29638.95 Kg	0.00 %
Rotura por Corte en el Alma de la Viga Secundaria	32119.72 Kg	32119.72 Kg	0.00 %
Bloque de Corte en el Alma de la Viga Secundaria	25450.73 Kg	25458.52 Kg	0.03 %

Tabla IV. Comparación, conexión a corte, doble ángulo.

Fuente: Ligas, Younes 2011.

Se puede observar que la diferencia de resultados no es grande, esta diferencia en algunos resultados, puede ser debida a precisión decimal en la realización de los cálculos, y la misma no afecta el resultado de la conexión

Conexión a corte, shear tab.

Criterio de Diseño	Valor Programa	Valor Manual	% diferencia
Resistencia al Corte de un Perno	12250.94 Kg	12248.55 Kg	0.02 %
Resistencia al Aplastamiento Sobre la Plancha	16303.68 Kg	16303.68 Kg	0.00 %
Resistencia al Aplastamiento Sobre el Alma de la Viga	11575.61 Kg	11575.62 Kg	0.00 %
Cedencia por Corte de la Plancha	30360.00 Kg	30360.00 Kg	0.00 %
Rotura por Corte de la Plancha	27980.64 Kg	27980.64 Kg	0.00 %
Bloque de Corte en la Plancha	25853.85 Kg	25853.90 Kg	0.00 %
Cedencia por Flexión de la Plancha	140392.00 Kg.cm	140400.35 Kg.cm	0.01 %
Rotura por Flexion de la Plancha	142460.30 Kg.cm	142473.6 Kg.cm	0.01 %
Resistencia de la Soldadura	2214.00 Kg/cm ²	2214.00 Kg/cm ²	0.00 %

Tabla V. Comparación, conexión a corte, shear tab.

Fuente: Ligas, Younes 2011.

Se puede observar que la diferencia de resultados no es grande, esta diferencia en algunos resultados, puede ser debida a precisión decimal en la realización de los cálculos, y la misma no afecta el resultado de la conexión

Conexión a momento, reduce beam section.

Criterio de Diseño	Valor Programa	Valor Manual	% diferencia
Módulo de Sección Reducido	892.58 cm ³	892.60 cm ³	0.00 %
Momento Máximo Probable	40648.09 Kg.m	40649.00 Kg.m	0.00 %
Momento Plástico por la Cedencia Esperada	49714.50 Kg.m	49714.50 Kg.m	0.00 %
Momento Máximo en la Cara de la Columna	46122.66 Kg.m	46123.70 Kg.m	0.00 %
Corte en la Sección Reducida	21898.25 Kg	21898.60 Kg	0.00 %
Corte Máximo en el Alma de la Viga	52219.20 Kg	52219.20 Kg	0.00 %
Flexión Local de las Alas	96203.25 Kg	96203.00 Kg	0.00 %
Cedencia Local del Alma no Rigidizada de la Columna	112635.60 Kg	112635.00 Kg	0.00 %
Resistencia al Pandeo del Alma de la Columna	104657.00 Kg	104656.95 Kg	0.00 %
Resistencia al Aplastamiento del Alma de la Columna	133123.90 Kg	133123.90 Kg	0.00 %
Momento en la Viga	60116.17 Kg.m	60116.33 Kg.m	0.00 %
Momento en la Columna	162378.40 Kg.m	160123.30 Kg.m	1.41 %
Relación Mpc/Mpb :	2.70	2.66	1.5 %

Tabla VI. Comparación, conexión a momento, reduce beam section.

Fuente: Ligas, Younes 2011.

Se puede observar que la diferencia de resultados no es grande, esta diferencia en algunos resultados, puede ser debida a precisión decimal en la realización de los cálculos, y la misma no afecta el resultado de la conexión

Conexión a momento, bolted flange plate.

Criterio de Diseño	Valor Programa	Valor Manual	% diferencia
Resistencia al Aplastamiento Sobre las Planchas del Ala	679850.20 Kg	679850.64 Kg	0.00 %
Resistencia al Aplastamiento Sobre el Ala de la Viga	296063.98 Kg	296063.50 Kg	0.00 %
Resistencia a la Cedencia en Traccion de la Plancha del Ala	188232.00 Kg	188232.00 Kg	0.00 %
Fractura en Traccion de la Plancha del Ala	232217.30 Kg	232217.28 Kg	0.00 %
Bloque de Corte en la Plancha del Ala	420023.30 Kg	420041.70 Kg	0.00 %
Bloque de Corte en el Ala de la Viga	172999.00 Kg	173008.20 Kg	0.01 %
Resistencia a la Compresión de las Planchas de Ala	169408.80 Kg	169408.80 Kg	0.00 %
Resistencia al Aplastamiento Sobre la Plancha de Cortante	67616.20 Kg	67616.28 Kg	0.00 %
Resistencia al Aplastamiento Sobre el Alma de la Viga	60253.11 Kg	60253.20 Kg	0.00 %
Resistencia a la Cedencia por Corte de la Plancha	40986.00 Kg	40986.00 Kg	0.00 %
Resistencia a la Fractura por Corte de la Plancha	40208.40 Kg	40208.40 Kg	0.00 %
Bloque de Corte en la Plancha del Alma	41744.70 Kg	41744.10 Kg	0.00 %

Tabla VII. Comparación, conexión a momento, bolted flange plate.

Fuente: Ligas, Younes 2011.

Criterio de Diseño	Valor Programa	Valor Manual	% diferencia
Flexión Local de las Alas	96203.25 Kg	96203.25 Kg	0.00 %
Cedencia Local del Alma no Rigidizada de la Columna	112635.60 Kg	112635.60 Kg	0.00 %
Resistencia al Pandeo del Alma de la Columna	104657.00 Kg	104656.95 Kg	0.00 %
Resistencia al Aplastamiento del Alma de la Columna	133123.90 Kg	133123.90 Kg	0.00 %
Momento en la Viga	79255.26 Kg.m	79245.91 Kg.m	0.01 %
Momento en la Columna	166682.80 Kg.m	160123.30 Kg.m	4.10 %
Relación Mpc/Mpb :	2.10	2.02	3.96 %

Tabla VIII. Comparación, conexión a momento, bolted flange plate, Cont.

Fuente: Ligas, Younes 2011.

Se puede observar que la diferencia de resultados no es grande, esta diferencia en algunos resultados, puede ser debida a precisión decimal en la realización de los cálculos, y la misma no afecta el resultado de la conexión.

Conexión a momento, end plate 4E.

Criterio de Diseño	Valor Programa	Valor Manual	% diferencia
Resistencia a la Cedencia por Cortante de la Plancha Extrema	94116.00 Kg	94116.00 Kg	0.00 %
Resistencia a la Ruptura por Cortante de la Plancha Extrema	92067.32 Kg	92093.76 Kg	0.03 %
Ruptura por Corte en los Pernos	97597.10 Kg	97597.10 Kg	0.00 %
Resistencia al Aplastamiento de la Plancha Extrema	186456.80 Kg	186456.90 Kg	0.00 %
Resistencia al Aplastamiento del Ala de la Columna	218439.90 Kg	218439.90 Kg	0.00 %
Flexión Local de las Alas	139086.40 Kg	139088.00 Kg	0.00 %
Cedencia Local del Alma no Rigidizada de la Columna	153368.60Kg	153368.60Kg	0.00 %
Resistencia al Pandeo del Alma de la Columna	104657.00Kg	104656.95Kg	0.00 %
Resistencia al Aplastamiento del Alma de la Columna	133123.90Kg	133123.94Kg	0.00 %
Momento en la Viga	73344.70Kgm	72244.71Kgm	0.00 %
Momento en la Columna	164889.10Kgm	160123.30Kgm	2.89 %
Relación Mpc/Mpb :	2.28	2.22	2.63 %

Tabla IX. Comparación, conexión a momento, end plate 4E.

Fuente: Ligas, Younes 2011.

Se puede observar que la diferencia de resultados no es grande, esta diferencia en algunos resultados, puede ser debida a precisión decimal en la realización de los cálculos, y la misma no afecta el resultado de la conexión

Conexión a momento, end plate 4ES.

Criterio de Diseño	Valor Programa	Valor Manual	% diferencia
Ruptura por Corte en los Pernos	97597.10 Kg	97597.10 Kg	0.00 %
Resistencia al Aplastamiento de la Plancha Extrema	178694.20 Kg	178694.10 Kg	0.00 %
Resistencia al Aplastamiento del Ala de la Columna	218439.90 Kg	218439.90 Kg	0.00 %
Flexión Local de las Alas	142300.10 Kg	142300.60 Kg	0.00 %
Cedencia Local del Alma no Rigidizada de la Columna	151243.40 Kg	151243.40 Kg	0.00 %
Resistencia al Pandeo del Alma de la Columna	104657.00 Kg	104657.95 Kg	0.00 %
Resistencia al Aplastamiento del Alma de la Columna	133123.90 Kg	133123.94 Kg	0.00 %
Momento en la Viga	71632.40 Kg.m	71731.04 Kg.m	0.14 %
Momento en la Columna	164813.70 Kg.m	165891.30 Kg.m	0.65 %
Relación Mpc/Mpb :	2.3	2.31	0.43 %

Tabla X. Comparación, conexión a momento, end plate 4ES.

Fuente: Ligas, Younes 2011.

Se puede observar que la diferencia de resultados no es grande, esta diferencia en algunos resultados, puede ser debida a precisión decimal en la realización de los cálculos, y la misma no afecta el resultado de la conexión

Conexión a momento, end plate 8ES.

Criterio de Diseño	Valor Programa	Valor Manual	% diferencia
Ruptura por Corte en los Pernos	117609.10 Kg	117586.10 Kg	0.02 %
Resistencia al Aplastamiento de la Plancha Extrema	284580.00 Kg	284580.00 Kg	0.00 %
Resistencia al Aplastamiento del Ala de la Columna	339116.60 Kg	339116.40 Kg	0.00 %
Flexión Local de las Alas	200970.40 Kg	200925.70 Kg	0.02 %
Cedencia Local del Alma no Rigidizada de la Columna	149118.20 Kg	149118.20 Kg	0.00 %
Resistencia al Pandeo del Alma de la Columna	104657.00 Kg	104656.95 Kg	0.00 %
Resistencia al Aplastamiento del Alma de la Columna	133123.90 Kg	133123.94 Kg	0.00 %
Momento en la Viga	76841.08 Kg.m	76829.87 Kg.m	0.01 %
Momento en la Columna	165454.40 Kg.m	166597.61 Kg.m	0.69 %
Relación Mpc/Mpb :	2.15	2.17	0.92 %

Tabla XI. Comparación, conexión a momento, end plate 8ES.

Fuente: Ligas, Younes 2011.

Se puede observar que la diferencia de resultados no es grande, esta diferencia en algunos resultados, puede ser debida a precisión decimal en la realización de los cálculos, y la misma no afecta el resultado de la conexión

CONCLUSIONES.

1. El diseño sismo resistente de estructuras de edificación en acero, posee una serie de requerimientos adicionales que limitan la utilización de perfiles y conexiones, que no se presentan en edificaciones sin criterio sismo resistente.
2. Los perfiles deben cumplir con la relación ancho espesor de un compacto sísmico y así evitar que el elemento sufra una falla frágil durante el evento sísmico, como lo puede ser el pandeo local.
3. La filosofía vigente de la norma, establece que el principal objetivo es preservar las vidas de los ocupantes, no es objetivo la reparación de las estructuras luego del evento sísmico.
4. En las estructuras con pórticos especiales a momento o special moment frames; las vigas son los elementos encargados de disipar la energía suministrada por el sismo, por lo tanto es necesario garantizar que las mismas podrán alcanzar su máximo nivel de esfuerzos, para ello la norma AISC 358-05, nos da una serie de lineamientos que se deben satisfacer al momento de diseñar la conexión, y en la norma AISC 341-05 nos presentan las conexiones ya pre-calificadas para su uso en estos sistemas, que han sido ensayadas y cumplen los requerimientos.
5. El presente trabajo especial de grado, expone una solución para el desarrollo de conexiones pre-calificadas, acorde a las normativas AISC 341-05, AISC 358-05 y AISC 360-05.
6. Mediante el desarrollo de los diagramas de flujo presentados, se logró facilitar el proceso de desarrollo del programa de diseño de conexiones pre-calificadas, implementándose mediante el lenguaje de programación visual basic.net en un programa de uso sencillo y confiable, el cual aligera

el trabajo y disminuye el tiempo que se debe invertir en el desarrollo de una conexión de manera manual.

7. La utilización del programa, genera conexiones más eficientes, debido a que el mismo, realiza el proceso de verificaciones con una mayor velocidad, lo que permite al usuario realizar un mayor número de posibles soluciones a la conexión, y de esta forma seleccionar la más óptima para el caso en estudio.
8. El presente trabajo de grado, servirá a estudiantes e ingenieros, como un material de apoyo, en el cual podrán consultar los procedimientos de desarrollo de las conexiones, así como la teoría general del diseño de estructuras metálicas.

RECOMENDACIONES.

1. Para un mejor funcionamiento del programa, se recomienda que el usuario lea el instructivo y el trabajo especial de grado, con la finalidad de refrescar sus conocimientos en la materia y se le facilite el entender e identificar las variables involucradas y su significado.
2. Este programa desarrolla las conexiones utilizadas en los sistemas estructurales de pórticos a momento, por lo que se recomienda seguir con el estudio sobre las conexiones utilizadas en los sistemas de pórticos concéntricos y excéntricos, para así mejorar la herramienta y funcione para una mayor variedad de proyectos.
3. El trabajo especial de grado fue desarrollado tomando la normativa vigente; en caso de existir una normativa más actualizada, se recomienda verificar que el diseño de las conexiones cumpla con los requerimientos actualizados, y de no ser así realizar la revisión del presente trabajo de grado.
4. Se recomienda agregar un módulo, en el cual se le entregue al usuario un reporte detallado de los pasos de cálculo utilizados para el diseño de la conexión.
5. Se recomienda realizar un estudio de factibilidad económica y constructiva de cada una de las conexiones pre-calificadas.

BIBLIOGRAFÍA.

Manual of Steel Construction Load & Resistance Factor Design Volume I Structural Members, Specifications, & Codes. Volume II Connections.

FEMA-350 Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings.

COVENIN 1756-1:2001 Edificaciones Sismo resistentes Parte 1: Articulado .

ANSI/AISC 358-05 Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications.

ANSI/AISC 358-05s1-09 Supplement No.1 to ANSI/AISC 358-05 Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications.

ANSI/AISC 341-05 Seismic Provision for Structural Steel Building Including Supplement No.1.

ANSI/AISC 360-05 Specification for Structural Steel Building.

Steel Design Guide 1. Base Plate and Anchor Rod Design.

Steel Design Guide 4. Extended End-Plate Moment Connections Sismic and Wind Applications.

Vinakota, S. (2006) Estructuras de acero: Comportamiento y LRFD.

Díaz, H. (Febrero 2011). Diseño de Conexiones Sismo resistente en Estructuras metálicas. Ponencia presentada en el “II Curso de Conexiones en Estructuras Metálicas”. Valencia, Venezuela.