

# **TRABAJO ESPECIAL DE GRADO**

## **ELABORACIÓN DE UN MANUAL DE DISEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICACIONES EN ACERO BAJO LOS SISTEMAS SMF, SCBF Y EBF BASADO EN LAS NORMAS ANSI/AISC 360-05 Y 341-05.**

Presentado ante la ilustre  
Universidad Central de Venezuela

Por el Br:  
Molina Mata, Jesús Enrique  
Para optar por el Título de  
Ingeniero Civil

Caracas, Noviembre 2009

# **TRABAJO ESPECIAL DE GRADO**

## **ELABORACIÓN DE UN MANUAL DE DISEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICACIONES EN ACERO BAJO LOS SISTEMAS SMF, SCBF Y EBF BASADO EN LAS NORMAS ANSI/AISC 360-05 Y 341-05.**

TUTOR ACADÉMICO: Prof. Suilio Eliud Hernández

Presentado ante la ilustre  
Universidad Central de Venezuela

Por el Br:  
Molina Mata, Jesús Enrique  
Para optar por el Título de  
Ingeniero Civil

Caracas, Noviembre 2009

## ACTA

El día \_\_\_\_\_ se reunió el jurado formado por los profesores:

---

---

---

Con el fin de examinar el Trabajo Especial de Grado titulado: **“ELABORACIÓN DE UN MANUAL DE DISEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICACIONES EN ACERO BAJO LOS SISTEMAS SMF, SCBF Y EBF BASADO EN LAS NORMAS ANSI/AISC 360-05 Y 341-05”**. Presentado ante la Ilustre Universidad Central de Venezuela para optar al Título de **INGENIERO CIVIL**.

Una vez oída la defensa oral que el bachiller hizo de su Trabajo Especial de Grado, este jurado decidió las siguientes calificaciones:

NOMBRE	CALIFICACIÓN	
	Números	Letras
Br. Jesús Enrique Molina Mata		

Recomendaciones:

---

---

---

FIRMAS DEL JURADO

---

---

---

Caracas, \_\_\_\_ de \_\_\_\_\_ de 2009

*“A Morelva y Jesús mis padres y ejemplos  
a seguir, a Rolando y Carlos, mis hermanos  
y compañeros indiscutibles en esta  
aventura llamada vida, y a mi casa que  
vence las sombra, mi Alma Mater, mi UCV.  
Por ustedes y para ustedes”*

## AGRADECIMIENTOS

Agradezco a aquellos que me han brindado su confianza, amistad y apoyo, durante el sueño de conseguir el preciado título de Ingeniero Civil. A todos aquellos que creyeron en mí, en mis capacidades y en este Trabajo Especial de Grado.

A mi tutor el Ingeniero Suilio Eluid Hernández, quien me guio y motivó en la elaboración de este Trabajo, a los profesores del Departamento de Ingeniería Estructural, María Korody, Antonio Güell, José Velázquez, Norberto Fernández, entre otros que incentivaron en mí esta curiosidad por el diseño estructural y amor por esta profesión.

A las personas que colaboraron en la elaboración de esta Tesis los Ingenieros Jesús Sánchez y Luis Núñez.

A mis amigos y compañeros de clases que me apoyaron en mi carrera, Elena, Emilio, Rommel, Francisco, Andrés, María Karina, Maryvic, Gabriel, José Luis y José Santiago.

A mis compañeros y amigos de las Divisiones de Control de Estudios y Coordinación Académica de la Facultad de Ingeniería, en especial a Denis Riera y mis muchos compañeros pasantes.

A mis compañeros y equipo de trabajo en INESA, por su comprensión, preocupación y apoyo, durante la realización de esta tesis.

A todos ustedes, sin duda alguna...

*“Gracias Totales”.*

**Molina M, Jesús E.**

**ELABORACIÓN DE UN MANUAL DE DISEÑO SISMORRESISTENTE DE  
EDIFICACIONES EN ACERO BAJO LOS SISTEMAS SMF, SCBF Y EBF  
BASADO EN LAS NORMAS ANSI/AISC 360-05 Y 341-05.**

**Tutor Académico: Prof. Suilio Eliud Hernández Rojas.**

**Trabajo Especial de Grado. Caracas, U.C.V. Facultad de Ingeniería.**

**Escuela de Ingeniería Civil. 2009, 344 páginas.**

Palabras clave: acero, diseño sismorresistente, AISC, manual, edificaciones.

Las edificaciones en acero representan gran parte de la industria de la construcción en muchos países desarrollados, por las grandes ventajas de estos sistemas. Sin embargo en Venezuela la construcción de Edificaciones en Acero es mucho menor al porcentaje que se construye en Concreto Armado. Este fenómeno es causa y efecto del desconocimiento del Diseño Sismorresistente en acero, en los estudios de pregrado del Ingeniero Civil.

Debido a lo mencionado anteriormente surge la interrogante de ¿Cómo incentivar el diseño y construcción de edificaciones sismorresistente en acero? Respondiendo a esta interrogante surge este Manual de Diseño el cual les permite a los estudiantes de Ingeniería Civil y profesionales tener una referencia de las Normas y Códigos más actualizados en esta materia.

Con la intención de hacer el diseño sismorresistente en acero, más cómodo se recopilaron los lineamientos, teorías y filosofías recomendadas por el Instituto Americano de la Construcción en Acero, se organizaron en este Manual para los sistemas estructurales mayormente usados.

Para hacer más eficiente el diseño de las estructuras en acero se esquematizaron, de manera resumida, los pasos a seguir para este procedimientos. Con la intención de mostrar cómo se pueden automatizar ciertos parámetros de diseño, se crearon Hojas de Cálculo de gran ayuda para el diseño y chequeo de elementos y sistemas estructurales en acero.

Asimismo se crearon Tablas de Usos con los valores típicos de perfiles comerciales para el diseño de los sistemas estructurales en acero, facilitando así los cálculos.

Se generaron ejemplos de edificaciones en acero a fin de mostrar el uso de este Manual de Diseño, y con los resultados obtenidos se hicieron comparaciones y conclusiones al respecto del uso de distintos sistemas estructurales.

En este Trabajo Especial de Grado también se muestran los parámetros de diseño de otros elementos de la edificación tales como conexiones, losas, correas, planchas bases y empalmes en columnas.

## ÍNDICE GENERAL

INTRODUCCIÓN.....	1
<b>CAPÍTULO I: FUNDAMENTOS DE LA INVESTIGACIÓN.....</b>	<b>2</b>
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	3
OBJETIVOS.....	4
APORTES.....	5
ALCANCE.....	6
<b>CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO.....</b>	<b>7</b>
I. ACERO ESTRUCTURAL.....	8
I.1. Reseña Histórica del Acero Estructural.....	8
I.2. Producción de Acero.....	11
I.3. Procesos posteriores para tratamiento del acero.....	11
I.4. Clasificación de los aceros.....	13
<i>I.4.a. Composición química de los aceros.....</i>	<i>13</i>
<i>I.4.b. Contenido de óxidos.....</i>	<i>13</i>
<i>I.4.c. Propiedades mecánicas.....</i>	<i>15</i>
I.5. Productos comerciales en aceros.....	16
I.6. Criterios de Diseño en acero.....	18
<i>I.6.a. Estado límite de agotamiento resistente.....</i>	<i>19</i>
<i>I.6.b. Estado límite de servicio.....</i>	<i>19</i>
I.7. Diseño de los elementos en acero.....	20

<i>I.7.a. Diseño de miembros a Tracción.....</i>	20
<i>I.7.b. Diseño de miembros a Compresión.....</i>	20
<i>I.7.c. Diseño de miembros a Flexión.....</i>	22
<i>I.7.d. Diseño de miembros a Corte.....</i>	24
<i>I.7.e. Diseño a flexo compresión.....</i>	25
II. DISEÑO SISMORRESISTENTE EN ACERO.....	29
II.1. Filosofía del Diseño Sismorresistente.....	29
II.2. Pasos a seguir para elaborar un Diseño Sismorresistente en Acero.....	30
III. CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS SEGÚN SU TIPO, NIVEL DE DISEÑO Y TIPO DE CONEXIONES.....	31
III.1. Clasificación según el tipo estructural.....	31
III.2. Clasificación según el tipo de conexiones.....	34
IV. LINEAMIENTOS PARA EL PREDIMENSIONADO DE UNA ESTRUCTURA SISMORRESISTENTE EN ACERO.....	36
IV.1. Predimensionado de Vigas.....	36
IV.2. Predimensionado de Columnas.....	38
IV.3. Predimensionado de Arriostramientos.....	40
IV.4. Predimensionado del Sistema de Piso.....	40
<i>IV.4.a. Predimensionado de Correas y Vigas de Transferencia.....</i>	41
<i>IV.4.b. Predimensionado de losa.....</i>	42

V. CRITERIOS PARA DETERMINACIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA.....	44
V.1. Zonificación Sísmica.....	44
V.2. Movimientos de Diseño.....	45
V.3. Forma Espectrales.....	45
V.4. Clasificación según el Uso.....	46
V.4.a. Grupos.....	46
V.4.b. Factor de Importancia.....	47
V.5. Niveles de Diseño Requeridos.....	48
V.6. Clasificación según el Tipo de Estructura.....	49
V.7. Factor de Reducción de Respuesta.....	49
V.8. Coeficiente Sísmico para Edificaciones.....	50
V.9. Espectros de Diseño.....	51
VI. CASOS Y COMBINACIONES DE CARGAS DE DISEÑO.....	55
VI.1. Acciones o Casos de cargas.....	55
VI.2. Hipótesis de Solicitaciones o Combinaciones de Cargas.....	56
VII. CRITERIOS PARA EL ANÁLISIS DINÁMICO ESPACIAL.....	59
VII.1. Período Fundamental de la Estructura.....	59
VII.2. Número mínimo de modos de vibración.....	59
VII.3. Cortante Basal.....	60
VII.4. Torsión adicional.....	61

VIII. CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS DE LA EDIFICACIÓN.....	62
VIII.1. Desplazamientos Laterales Totales.....	62
VIII.2. Valores Límites.....	62
IX. ESTRUCTURAS TIPO PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTOS.....	63
IX.1. Características.....	63
IX.2. Desempeño Estructural.....	64
IX.3. Clasificación según su nivel de desempeño sismorresistente.....	65
IX.4. Requisitos en Pórticos Especiales a Momento.....	66
IX.4.a. Disposiciones Generales.....	66
IX.4.b. Conexiones vigas-columnas.....	66
IX.4.c. Zona del Panel de conexiones vigas-columnas.....	68
IX.4.d. Limitaciones en vigas.....	71
IX.4.e. Limitaciones en columnas.....	72
IX.4.f. Planchas de Continuidad.....	73
IX.4.g. Relación de Momentos Columna-Viga.....	75
IX.4.h. Conexiones Viga-Columna con Arriostramiento Lateral.....	78
IX.4.i. Conexiones Viga-Columna sin Arriostramiento Lateral.....	79
IX.4.j. Arriostramiento Lateral de Vigas.....	79
IX.4.k. Empalmes de Columnas.....	80

X. ESTRUCTURAS TIPO PÓRTICO CON DIAGONALES CONCÉNTRICAS.....	81
X.1. Características.....	81
X.2. Desempeño Estructural.....	82
X.3. Diagrama de Histéresis de un Arriostramiento Concéntrico.....	83
X.4. Clasificación según la disposición de los arriostramiento.....	84
X.5. Clasificación según su nivel de desempeño sismorresistente.....	84
X.6. Requisitos en Pórticos Especiales con Arriostramientos Concéntricos.....	85
X.6.a. Disposiciones Generales.....	85
X.6.b. Esbeltez en Arriostramientos.....	86
X.6.c. Resistencia Requerida en Arriostramientos.....	88
X.6.d. Distribución de Fuerzas Laterales.....	88
X.6.e. Limitaciones en Arriostramientos.....	90
X.6.f. Limitaciones en columnas.....	91
X.6.g. Resistencia Requerida en Conexiones de Arriostramientos.....	91
X.6.h. Requerimientos Especiales en Configuraciones con Arriostramientos Tipo V y Tipo V Invertida.....	92
X.6.i. Requerimientos Especiales en Configuraciones con Arriostramientos Tipo K.....	94
X.6.j. Empalmes en Columnas.....	94
X.6.k. Zonas protegidas.....	95

<b>XI. ESTRUCTURAS TIPO PÓRTICO CON DIAGONALES EXCÉNTRICAS.....</b>	<b>96</b>
XI.1. Características.....	96
XI.2. Desempeño Estructural.....	96
XI.3. Clasificación según la disposición de los arriostramientos.....	97
XI.4. Clasificación según su nivel de desempeño sismorresistente.....	98
XI.5. Requisitos en Pórticos con Arriostramientos Excéntricos.....	98
<i>XI.5.a. Disposiciones Generales.....</i>	<i>98</i>
<i>XI.5.b. Limitaciones en Viga-Eslabón.....</i>	<i>98</i>
<i>XI.5.c. Fuerza a Corte Requerida en la Viga-Eslabón..</i>	<i>99</i>
<i>XI.5.d. Rotación Plástica en la Viga-Eslabón.....</i>	<i>101</i>
<i>XI.5.e. Rigidizadores en la Viga-Eslabón.....</i>	<i>102</i>
<i>XI.5.f. Conexiones Viga-Eslabón con Columnas.....</i>	<i>104</i>
<i>XI.5.g. Arriostramientos Laterales en Viga-Eslabón....</i>	<i>105</i>
<i>XI.5.h. Arriostramientos Diagonales.....</i>	<i>105</i>
<i>XI.5.i. Vigas fuera del Eslabón.....</i>	<i>107</i>
<i>XI.5.j. Conexiones Viga-Columna.....</i>	<i>108</i>
<i>XI.5.k. Requisitos en Columnas.....</i>	<i>108</i>
<b>XII. CONEXIONES EN ESTRUCTURAS DE ACERO.....</b>	<b>110</b>
XII.1. Conexiones.....	110
XII.2. Tipos de Conexiones.....	110

<i>XII.2.a. Conexiones Simples</i> .....	110
<i>XII.2.b. Conexiones a Momentos o Rígidas</i> .....	110
XII.3. Criterios Básicos para el Diseño de las Conexiones.....	111
<i>XII.3.a. Criterios para el diseño de Conexiones Simples</i> .....	112
<i>XII.3.b. Criterios para el diseño de Conexiones Totalmente Restringidas</i> .....	112
<i>XII.3.c. Criterios para el diseño de Conexiones Parcialmente Restringidas</i> .....	112
XII.4. Selección de Conexión según el Tipo de Estructura.....	113
XII.5. Diseño de conexión a Corte con Rigidizador.....	114
<i>XII.5.a. Fuerzas de Diseño</i> .....	114
<i>XII.5.b. Diseño de Pernos</i> .....	114
<i>XII.5.c. Diseño de Soldadura</i> .....	115
<i>XII.5.d. Diseño del Rigidizador</i> .....	116
XII.6. Diseño de Conexiones End Plate.....	118
<i>XII.6.a. Fuerzas de Diseño</i> .....	118
<i>XII.6.b. Cálculo de Pernos</i> .....	119
<i>XII.6.c. Cálculo de Plancha Extrema</i> .....	119
<i>XII.6.d. Cálculo de Rigidizadores</i> .....	121
<i>XII.6.e. Chequeo de las planchas</i> .....	123
<i>XII.6.f. Soldaduras</i> .....	123
XII.7. Diseño de Conexión de Arriostramientos.....	124

XII.7.a. Fuerzas de Diseño.....	124
XII.7.b. Diseño de Pernos.....	125
XII.7.c. Diseño por aplastamiento del arriostramiento y del ángulo.....	126
XII.7.d. Diseño por tracción del arriostramiento y del ángulo.....	127
XII.7.e. Diseño por Bloque de corte del arriostramiento y del ángulo.....	127
XII.7.f. Diseño de Plancha Nudo.....	128
XII.7.g. Equilibrio de Fuerzas en Plancha Nudo.....	129
XIII. DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS EN LAS ESTRUCTURAS EN ACERO.....	131
XIII.1. Sistema de piso.....	131
XIII.1.a. Selección de Losacero.....	131
XIII.1.b. Diseño de Sección Mixta.....	133
XIII.1.c. Requisitos por Arriostramiento Lateral de Vigas.....	134
XIII.1.d. Diseño de Conectores de Corte.....	135
XIII.2. Diseño de Plancha Base.....	137
XIII.2.a. Fuerzas de Diseño.....	138
XIII.2.b. Dimensiones de Plancha Base y Pedestal.....	138
XIII.2.c. Diseño por Flexión.....	138
XIII.2.d. Diseño del Pedestal.....	141
XIII.2.e. Diseño de las Barras de Anclaje.....	141

<i>XIII.2.f. Espesor de Plancha Base</i> .....	141
XIII.3. Diseño de Empalmes de Columnas.....	143
<b>CAPÍTULO III: METODOLOGÍA</b> .....	145
<b>CAPÍTULO IV: RESULTADOS Y ANÁLISIS</b> .....	156
Flujograma FG1: Pasos Generales para el Diseño Sismorresistente en Acero.....	157
Flujograma FG2: Determinación de Acción Sísmica.....	158
Flujograma FG3: Diseño de Sistemas SMF.....	159
Flujograma FG4: Diseño de Sistemas SCBF.....	160
Flujograma FG5: Diseño de Sistemas EBF.....	161
Flujograma FG6: Diseño de Conexiones End Plate.....	162
Flujograma FG7: Diseño de Conexiones de Arriostramientos.....	163
Flujograma FG8: Diseño de Conexiones a Corte con Rigidizadores..	164
Hoja de Cálculo: Edificaciones Sismorresistentes COVENIN 1756-01.....	165
Hoja de Cálculo: Sistemas SMF.....	175
Hoja de Cálculo: Sistemas SCBF.....	181
Hoja de Cálculo: Sistemas EBF.....	188
Hoja de Cálculo: Diseño de Conexiones a Corte con Rigidizador.....	199
Hoja de Cálculo: Diseño de Conexiones End Plate.....	206
Hoja de Cálculo: Diseño de Conexiones de Arriostramientos.....	221
Hoja de Cálculo: Diseño de Planchas Base.....	229
Tablas de Uso A.....	241

Tablas de Uso B.....	249
Tablas de Uso C.....	255
Ejemplos de Aplicación: Memoria Descriptiva.....	258
Ejemplos de Aplicación: Memoria de Cálculo (SMF).....	266
Ejemplos de Aplicación: Memoria de Cálculo (SCBF).....	281
Ejemplos de Aplicación: Memoria de Cálculo (EBF).....	293
Contraste de Resultados.....	305
<b>CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>	<b>307</b>
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	310
APÉNDICES.....	312

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla I.1: Tensiones cedentes y de agotamiento de los aceros.	16
Tabla I.2: Valores de Factor de longitud efectiva (K).	21
Tabla IV.1: Flechas Máximas Verticales Recomendadas.	36
Tabla IV.2: Valores de altura de vigas mínima recomendada para $F_y = 2530\text{Kg/cm}^2$ .	38
Tabla IV.3: Relación entre módulo plástico de columna y vigas.	39
Tabla IV.4: Relación L/h para losas en sistemas de piso.	43
Tabla V.1: Valores de $A_o$ .	45
Tabla V.2: Forma Espectral y Factor de Corrección.	46
Tabla V.3: Factor de Importancia ( $\alpha$ ).	47
Tabla V.4: Niveles de Diseño ND.	48
Tabla V.5: Factores de Reducción de Respuesta (R) para estructuras en acero.	50
Tabla V.6: Valores de $T^*$ , $\beta$ y $p$ .	52
Tabla V.7: Valores de $T_+$ .	53
Tabla VIII.1: Valores límites de deriva/altura de entrepiso.	62
Tabla XIII.1: Cargas Admisibles para Losacero Calibre 22 (0.70mm).	132
Tabla XIII.2: Cargas Admisibles para Losacero Calibre 20 (0.90mm).	132
Tabla XIII.3: Resistencia Nominal $V_{nc}$ de un Conector a Corte Horizontal.	132

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura I.1: Torre Eiffel en París, Francia.	9
Figura I.2: Puente de Brooklyn en Nueva York, EEUU.	10
Figura I.3: Empire State en Nueva York, EEUU.	10
Figura I.4: Secciones transversales de perfiles comerciales en Venezuela.	17
Figura I.5: Determinación de $C_b$ .	23
Figura I.6: Interacción entre carga axial y momento.	25
Figura III.1: Sistema de Pórticos Resistentes a Momentos.	31
Figura III.2: Sistema de Pórticos con Diagonales Concéntricas.	32
Figura III.3: Sistema de Pórticos con Diagonales Excéntricas.	33
Figura III.4: Conexiones en estructuras de acero. De izquierda a derecha Conexión Simple, PR y FR	35
Figura IV.1: Colocación de los arriostramientos en X.	41
Figura V.1: Mapa de zonificación sísmica.	44
Figura V.2: Valores y Gráficos de Espectros de Diseño y Respuesta.	54
Figura IX.1: Pórtico Resistente a Momento.	63
Figura IX.2: Posible ubicación de mecanismo en un sistema MRF.	64
Figura IX.3: Pórtico con formación de rotulas plásticas en vigas.	65
Figura IX.4: Diagrama de Histéresis típico esperado.	66
Figura IX.5: Distribución de Fuerzas en la Zona del Panel.	68
Figura IX.6: Colocación y Soldadura en planchas adosadas al alma de la columna.	71

Figura IX.7: Planchas de continuidad en conexiones de una viga al ala de la columna.	73
Figura IX.8: Planchas de continuidad en conexiones de dos vigas a las alas de la columna.	74
Figura IX.9: Cálculo de $M^*_{pb}$ .	76
Figura IX.10: Cálculo de $M^*_{pc}$ .	77
Figura IX.11: Localización de Arriostramientos laterales.	80
Figura X.1: Pórticos con diagonales concéntricas.	81
Figura X.2: Desempeño estructural de un Pórtico con Diagonales Concéntricas	82
Figura X.3: Diagrama de Histéresis de un Arriostramiento Concéntrico.	84
Figura X.4: Clasificación según la disposición de los arriostramientos.	85
Figura X.5: Demanda en columnas para la Condición A.	86
Figura X.6: Demanda en columnas para la Condición B.	87
Figura X.7: Distribución de Arriostramientos en Pórticos.	89
Figura X.8: Distribución de Arriostramientos en planta.	89
Figura X.9: Plancha Nodo.	92
Figura X.10: Distribución de fuerzas en el sistema viga-arriostramiento	93
Figura X.11: Arriostramientos Tipo K.	94
Figura X.12: Zonas protegidas en los pórticos V Invertida y Tipo X.	95
Figura XI.1: Ejemplos de Pórticos con Arriostramientos Excéntricos.	97
Figura XI.2: Rotación plástica del eslabón.	101
Figura XI.3: Colocación de Rigidizadores para $e \leq 1.6M_p/V_p$ .	103

Figura XI.4: Colocación de Rigidizadores para $2.6\text{Mp/Vp} \leq e \leq 5\text{Mp/Vp}$ .	103
Figura XI.5: Colocación de Rigidizadores para $1.6 \text{ Mp/Vp} < e < 2.6 \text{ Mp/Vp}$ .	104
Figura XI.6: Fuerzas en Vigas fuera del Eslabón.	107
Figura XII.1: Curvas de momento rotación según el tipo de conexión.	111
Figura XII.2: Conexión Viga-Columna con arriostramientos diagonales.	113
Figura XII.3: Excentricidad de la carga en una Conexión a Corte con Rigidizador.	114
Figura XII.4: Bloque de Corte en Rigidizador.	117
Figura XII.5: End Plate de 4 y de 8 pernos con rigidizadores.	118
Figura XII.6: Líneas de falla en la Plancha Extrema.	121
Figura XII.7: Geometría del rigidizador.	122
Figura XII.8: Soldaduras en End Plate.	123
Figura XII.9: Diseño de Conexión de Arriostramientos con ángulos.	124
Figura XII.10: Bloque de Corte en ángulo y alas de arriostramiento.	127
Figura XII.11: Bloque de Corte en Plancha Nodo.	128
Figura XII.12: Ancho de Whitmore.	129
Figura XII.13: Método de fuerzas Uniformes.	130
Figura XIII.1: Sección Típica de Losa Acero.	131
Figura XIII.2: Viga en Sección mixta.	134
Figura XIII.3: Arreglo de los conectores de corte tipo “stud” doble.	136
Figura XIII.4: Métodos de Diseño para Momentos Bajos y Altos (De Izquierda a Derecha).	140

Figura XIII.5: Líneas de fallas por flexión en Plancha Base.	142
Figura XIII.6: Localización de los Empalmes en Columnas	143
Figura XIII.7: Ejemplos de Empalmes en Columnas.	144

## INTRODUCCIÓN

Las estructuras en acero son una opción ampliamente usada en muchos países del mundo, debido a su facilidad y rapidez de construcción, así como la seguridad que tienen estas estructuras, debido a muchas décadas de estudio en la materia. Sin embargo en nuestro país esta rama de la construcción no se ha desarrollado ampliamente, teniendo así poca información en la carrera de pregrado del Ingeniero Civil y normas que tratan de este tema muy desactualizadas, en comparación a los avances hechos por el Instituto Americano de la Construcción en Acero, AISC por sus siglas en ingles.

En nuestro país, una zona por excelencia sísmica, el diseño de todas las estructuras debe contemplar las acciones y criterios sísmicos normalizados, y ampliamente estudiados, ya que de esto depende el correcto funcionamiento de las estructuras.

Este Trabajo Especial de Grado se realizo con la intención de mejorar esta situación de desconocimiento de la materia Diseño Sismorresistente en Estructuras de Acero, en los estudiantes de pregrado y los nuevos ingenieros civiles, proporcionando así un Manual de referencia a consultar al momento de realizar el diseño de una edificación en acero.

Para la elaboración de este Manual de Diseño se consultaron diversas bibliografías que tratan el tema, principalmente los Códigos de la AISC (341-05 y 360-05) en sus últimas ediciones al momento de la elaboración de este Manual. Se recopilaron los lineamientos para el adecuado diseño de una estructura en acero, así como sus conexiones y demás elementos.

Se elaboraron Flujogramas de resumen, Tablas de Uso, Hojas de Cálculo y Ejemplos de Aplicación con la finalidad de que sirvan de ayuda en la elaboración del Diseño Sismorresistente en Acero.

# **CAPÍTULO I**

**FUNDAMENTOS DE LA INVESTIGACIÓN**

## PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Las estructuras en acero siempre han sido una opción dentro de la rama de la construcción debido a la gran capacidad resistente del acero así como a la facilidad y rapidez en la instalación. Tal como lo definen los autores de la norma COVENIN 1618-98 “Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites” en su introducción, en Venezuela el diseño sismorresistente tiene que ser lo común y el diseño no sismorresistente la excepción.

Por estas razones el conocimiento en esta materia debe ser de gran importancia dentro del pensum del ingeniero civil, que se dedicará a la parte estructural, sin embargo durante la carrera de pregrado en la Universidad Central de Venezuela solo se trata este aspecto en la materia obligatoria Estructuras de Acero (1166), dentro de la cual, según el programa de dicha asignatura, solo se dedican 2 (dos) horas académicas al diseño sismorresistente en acero.

Respondiendo a la situación descrita previamente, surge la interrogante de ¿cómo se puede incentivar el estudio a fondo del diseño sismorresistente en estructuras de acero dentro de la formación de pregrado del Ingeniero Civil?, del mismo modo como se hace con el área de diseño en concreto armado. Para esto se plantea la elaboración de un manual de diseño sismorresistente para estructuras en acero con el cual los estudiantes e ingenieros recién graduados puedan instruirse y documentarse para afrontar el diseño de una edificación de esta índole.

La elaboración de este manual se hará tomando como base las normas o códigos AISC “Instituto Americano de la Construcción de Acero”, debido a que éstos contienen los fundamentos de las normas para edificaciones en acero en todo el continente, están más actualizadas con respecto a los eventos sísmicos más recientes y además, la mayoría de los programas de computación orientados al análisis de estructuras se fundamentan en los lineamientos de dichas normas.

## OBJETIVO GENERAL

Elaborar un manual de diseño sismorresistente de edificaciones en acero bajo los sistemas SMF, SCBF y EBF basado en las normas ANSI/AISC 360-05 Y 341-05.

## OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Establecer la filosofía y pasos a seguir para elaborar el diseño sismorresistente de una edificación en acero.
- Establecer los lineamientos técnicos para un predimensionado de las estructuras de acero bajo los sistemas SMF, SCBF y EBF.
- Recopilar los lineamientos técnicos para el diseño y chequeo sismorresistente de los elementos de una edificación en acero bajo los sistemas SMF, SCBF y EBF.
- Esquematar los pasos a seguir para el diseño sismorresistente de edificaciones en acero bajo los sistemas SMF, SCBF y EBF, mediante la utilización de diagramas de flujo.
- Programar hojas de cálculo para el diseño sismorresistente de una estructura de acero y sus elementos bajo los sistemas SMF, SCBF y EBF.
- Crear tablas de resumen para los valores de uso de perfiles tipo I y tipo H.
- Generar aplicaciones, como ejemplos de diseño de edificaciones regulares en acero bajo los sistemas SMF, SCBF y EBF, del uso de este manual.
- Contrastar los resultados obtenidos para los distintos sistemas estructurales adoptados.

## **APORTES**

Ampliar los conocimientos acerca de las estructuras de acero en los estudiantes e ingenieros civiles recién graduados en la Universidad Central de Venezuela, ya que el estudio de este tema en el pregrado se limita sólo al curso “Estructuras de Acero” con una duración de 60 horas académicas.

Establecer una referencia de las normativas y códigos vigentes para el estudio del diseño sismorresistente en estructuras de acero, que pueda ser consultada de forma fácil para un estudiante de pregrado.

Incentivar la incursión de una materia, de manera electiva, que trate a fondo el Diseño de Estructuras Sismorresistentes en Acero dentro del pensum de Ingeniero Civil en la Universidad Central de Venezuela, tal como se hace actualmente con materias acerca del concreto armado.

Incentivar el estudio del acero en otros Trabajos Especiales de Grado, para complementar el conocimiento en aspectos como preparación y ejecución de proyectos en acero, además de técnicas para el montaje y construcción de dichos proyectos.

## ALCANCE

En este Trabajo Especial de Grado se tomaron en cuenta consideraciones, con el fin de limitar el alcance de éste:

- **De las Normas:**

Para este Trabajo se tomaron en cuenta los Códigos y Guías elaboradas por el Instituto Americano de la Construcción en Acero.

Para la determinación de las acciones gravitacionales se consulto la Norma Venezolana COVENIN 2002: 88. En la consideración de los criterios del análisis dinámico y determinación de las acciones sísmicas se consulto la Norma COVENIN 1756:01.

- **De los sistemas y nivel de diseño:**

Se limito al estudio de las edificaciones bajo el nivel de diseño más exigente de las normas. En la elaboración de este Trabajo Especial de Grado se estudiaron solo estructuras en acero, bajo los sistemas SMF, SCBF y EBF.

- **De los materiales y perfiles:**

Se usaron los materiales indicados por las normas COVENIN en el diseño de Estructuras de acero, y solo se usaron perfiles de Sección doble T, comercialmente usados en nuestro país.

- **De los criterios de diseño:**

Se limito al diseño de las estructuras para el criterio de Estados Limites de agotamiento y servicio.

# **CAPÍTULO II**

**MARCO TEÓRICO**

## **I. ACERO ESTRUCTURAL**

### ***I.1. Reseña Histórica del Acero Estructural:***

La fabricación de los materiales ferrosos en la edad moderna fue impulsada por el avance tecnológico que permitió la instalación de los altos hornos, el primero de los cuales se erigió en Gleiwitz, Alemania en 1742, lográndose con ello un notable incremento en la capacidad productiva del hierro forjado y la fundición. El primer puente de este último material se construyó en Shropshire, Inglaterra con luces de 33 metros sobre el río Severn. 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 usó 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 Botánico 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 breves.

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.



**Figura I.1: 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.



**Figura I.2: Puente de Brooklyn en Nueva York, EEUU.**

Durante la primera guerra se abrió un paréntesis en la construcción de estos rascacielos, sin embargo entre 1920 y 1930 recomenzó con nuevo ímpetu, con edificio como el Empire State, el Wall Tower, el Chrysler y el Rockefeller Center en Nueva York.



**Figura I.3: Empire State en Nueva York, EEUU.**

Los primeros perfiles de acero fueron ángulos fabricados desde 1819, mientras que los doble T se elaboraron a partir de 1849. Ya en 1870 las acerías ofrecían ángulos, doble T y canales de hasta 40 cm de altura.

### ***1.2. Producción de Acero:***

La producción de acero y fundiciones de hierro en la actualidad, se basa en la aplicación de dos procesos siderúrgicos diferentes, que son:

- El alto horno, con reducción en el convertidor al oxígeno.
- La reducción directa, con hornos eléctricos.

Ambos tratamientos son de colada continua. La diferencia entre ellos consiste en que en el alto horno, el tratamiento se lleva a cabo utilizando coque como combustible y agente reductor, mientras que en la reducción directa, los minerales de hierro se llevan al estado líquido mediante el uso de la energía eléctrica, la cual permite elevar la temperatura en el horno hasta alcanzar el punto de fusión. De esta forma se reduce el mineral hierros en una sola operación al estado final de lingotes, productos semielaborados o piezas en bruto.

### ***1.3. Procesos posteriores para tratamiento del acero:***

Entre los procesos más usuales para los productos primarios de acero en lingotes está el tratamiento térmico de templado y de recocido.

El templado implica un calentamiento del metal a temperaturas muy elevadas, por encima de los 500°C, para luego enfriarlo rápidamente, poniéndolo en contacto con líquidos o sólidos fríos. Con este proceso se logra incrementar su resistencia pero se disminuye su ductilidad.

El recocido o revenido es un tratamiento térmico que consiste en un recalentamiento del acero normalizado o endurecido por el templado y luego enfriado nuevamente a diferentes velocidades. Con ello se recuperan algunas de las propiedades mecánicas alteradas por los procesos previos. Por ejemplo, el recocido devuelve parte de la ductilidad perdida debido al templado y se obtienen aceros de gran resistencia y aceptable ductilidad.

Luego de ser sometidos a los tratamientos térmicos mencionados, los productos semielaborados reciben otro tipo de tratamiento, que son etapas de conformado y acabado final, entre los cuales se pueden mencionar:

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

Entre los más destacados se encuentra el laminado en frío el cual consiste en hacer pasar los lingotes a través de trenes de laminación formado por rodillos cilíndricos que giran con sentidos opuestos a igual velocidad y dan forma al producto, a pesar de que su nombre es “laminado en frío” este no se realiza a temperatura ambiente, sino algo inferior a los 500°C y va produciendo en el metal una deformación plástica paulatina seguida de un endurecimiento posterior progresivo.

El laminado en frío incrementa notablemente la resistencia del metal, sin embargo, como el proceso se aplica con fuerzas de tracción en las barras, las

pruebas de laboratorio indican una disminución de los esfuerzos cedentes a compresión. Mediante la laminación en frío se obtienen secciones de pared delgada de formas diversas, las cuales pueden estar expuestas a una peligrosa corrosión. Para evitar este efecto, es recomendable galvanizar el acero o dotarlo de algún tipo de protección antes de laminarlo.

Otro proceso notable es el laminado en caliente el cual se realiza a altas temperaturas, comprendidas entre la de re cristalización y la de fusión del metal, originando un proceso de 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.a. Composición química de los aceros:***

De acuerdo con su composición química, los aceros pueden ser aceros sin alear, semialeados y aleados. Las aleaciones influyen en las propiedades del acero. Entre los metales de aleación se pueden citar el cobre (Cu), el níquel (Ni), el aluminio (Al), el manganeso (Mn) y el cromo (Cr). El fósforo y el azufre generalmente se segregan, ya que constituyen impurezas difíciles de eliminar.

El cromo mejora notablemente 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 y el molibdeno permite una mejor deformación en frío, el níquel incrementa la resistencia a la tracción y el aluminio le confiere al materia características de no envejecimiento y una estructura de grano fino, con buenas propiedades de soldabilidad.

#### 1.4.b. Contenido de óxidos:

Según su contenido de óxido, el grado de desoxidación de los aceros permite clasificarlos en aceros efervescentes, semicalmados y calmados.

**Aceros efervescentes:** Cuando la desoxidación del acero líquido resulta débil, se obtienen metales con alto grado de segregación y concentración de elementos. Evidencia de ello es la formación en el lingote de una piel exterior relativamente pura durante su solidificación y enfriamiento, mientras que en el interior de la masa su composición química se ve alterada por impurezas tales como el azufre y el fósforo, que debilitan el acero, disminuyendo su calidad y haciéndolo poco apto para soldar.

**Aceros semicalmados:** son los aceros parcialmente desoxidados con propiedades intermedias entre los efervescentes y los calmados. Se usan preferentemente en la fabricación de perfiles estructurales, barras y planchas.

**Aceros calmados:** son los aceros completamente desoxidados, en los cuales no existen reacciones posteriores del carbono con el oxígeno, durante la solidificación y conformación de lingotes. Estos aceros presentan una estructura cristalina homogénea, de composición química uniforme, apta para la fabricación de tubos sin costura, rieles y piezas forjadas. Los aceros calmados ofrecen excelentes características mecánicas, buenas posibilidades de ser soldados y gran ductilidad. A fines estructurales, se los emplea generalmente en perfiles de espesor considerable, que deban soportar fuertes solicitaciones.

#### 1.4.c. Propiedades mecánicas:

Según sus propiedades mecánicas, los aceros se clasifican en acero común (acero dulce), acero de alta resistencia y aceros especiales.

Las propiedades mecánicas de los aceros dependen de su composición química, de sus aleaciones, de su proceso de laminación, forma de enfriamiento, tratamiento térmico posterior y el tipo de solicitaciones a que sean sometidos. Las siguientes propiedades, sin embargo, son comunes a todos los aceros:

- Peso específico ( $\gamma$ ):  $7850 \text{ Kg/m}^3$
- Módulo de elasticidad longitudinal (E):  $2.1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad transversal o de corte (G):  $\frac{E}{2(1 + \nu)}$
- Coeficiente de Poisson ( $\nu$ ): 0.3 (en el rango elástico)  
0.5 (en rango plástico)
- Coeficiente de dilatación térmica ( $\alpha$ ):  $11.7 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$

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

**Acero común:** también conocido por acero dulce o acero al carbono, fue por muchos años el material más usado en la construcción. Es un acero con bajo contenido de carbono (entre el 0.12 y 0.6% en peso). Entre estos aceros están el AE25, ASTM A36 y Din ST37. La variación en el contenido de carbono resulta decisiva en las propiedades mecánicas de los diferentes aceros.

**Acero de alta resistencia:** son aquellos que han incrementado notablemente su punto de cedencia, por contenidos elevados de carbono (entre 1.4 y 1.7% en peso) o por aleaciones adecuadas, su ductilidad se ve drásticamente

disminuida. En algunos casos, las elevadas resistencias se logran mediante tratamientos térmicos y templados, o por trabajos en frío.

**Acero especiales:** se fabrican con sofisticadas aleaciones, para cubrir necesidades específicas, y no todos son adecuados para su aplicación estructural. Por ejemplo, los aceros de los cascos de submarinos, naves especiales o los usados para la construcción de máquinas de alta precisión.

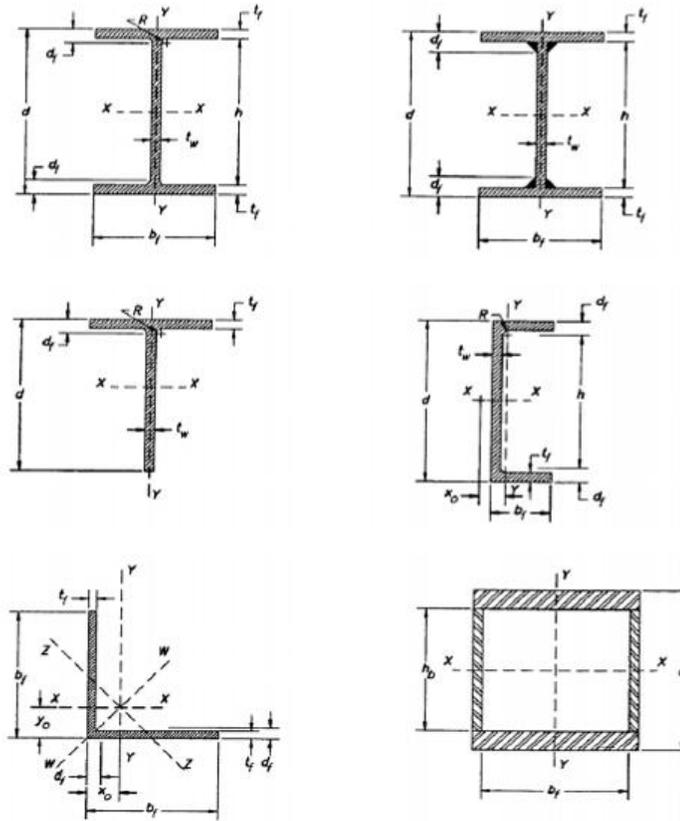
Designación	Tipo	Esfuerzo Cedente Fy Kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo de Agotamiento Fu Kg/cm <sup>2</sup>
SIDETUR	AE 25	2500	3700
	AE 35	3500	5500
ASTM	A 36	2570	4080
	A 572. Gr 42	2950	4220
	A 572. Gr 50	3515	4570
	A 572. Gr 55	3870	4920
	A 913. Gr 50	3515	4220
	A 913. Gr 60	4220	5273
	A 913. Gr 65	4570	5625
	A 588	3515	4920
	A 992	3515	4570
	A 529. Gr 50	3515	4570
	A 529. Gr 55	3870	4920
	DIN	ST 37	2400
ST 42		2600	4200
ST 52		3600	5200

**Tabla I.1: Tensiones cedentes y de agotamiento de los aceros.** (Fuente: Elaboración Propia)

### **I.5. Productos comerciales en aceros:**

Las secciones comerciales se obtienen generalmente de los lingotes de las coladas continuas, que son posteriormente tratados y conformados mediante laminadoras hasta darles la forma y dimensiones finales. Para esto los lingotes en

caliente deben pasar a través de rodillos que comprimen el material, dándole la forma transversal deseada. El laminado en caliente permite mantener la ductilidad inicial del acero, que se pierde cuando el tratamiento es el laminado en frío. Luego los productos comerciales son cortados según las longitudes requeridas para cada estructura en particular.



**Figura 1.4: Secciones transversales de perfiles comerciales en Venezuela.**

(Fuente: COVENIN 1618-98)

Por lo general los perfiles se designan por la forma de sus secciones transversales, tratando de obtener grandes momentos de inercia en relación a sus áreas. En la figura anterior se muestran las secciones comerciales típicas según la norma venezolana COVENIN 1618-98, así como también se denotan la nomenclatura sus dimensiones.

### **I.6. Criterios de Diseño en acero:**

El criterio de diseño estructural consiste en seleccionar las secciones óptimas de cada miembro, con sus correspondientes uniones y conexiones, entre un conjunto de alternativas para cada caso. Para ello se puede emplear métodos de diseño que tomen en cuenta el comportamiento de la estructura en el rango elástico, o métodos que permitan cierta incursión de las secciones en el rango inelástico.

Los criterios elásticos han sido usados durante muchos años con éxito en el diseño de estructuras de acero, sin embargo en la actualidad se prefiere la aplicación del criterio de los estados límites (criterios inelásticos), por amplias razones. Ante todo este último criterio permite tener una visión más general del problema, cuando un sistema estructural, bajo cargas superiores a las previstas en el análisis, plastifica algunas de sus secciones en una redistribución interna de los esfuerzos, de modo de recurrir a su energía de reserva de deformación para continuar resistiendo y mantener la estructura en pie.

El estado límite es la situación más allá de la cual una estructura, miembro o componente estructural, no es apta para satisfacer la función prevista, el objetivo del análisis y diseño según la teoría de los estados límites, es mantener la estructura alejada de la probabilidad de superar la frontera de utilidad, asegurando, tanto en forma local como global, la estabilidad, la resistencia y la rigidez de sus miembros, para cualquier combinación prevista de las solicitaciones que se pueden presentar durante la vida útil de la edificación.

Además, la estructura debe tener suficiente capacidad de absorción y disipación de energía para asegurar un comportamiento dúctil del sistema durante la más desfavorable combinación de acciones de las cargas. En el diseño se considera básicamente dos estados límites:

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

1.6.a. Estado límite de agotamiento resistente:

El cual está relacionado con la seguridad y capacidad resistente de cada miembro, uniones y conexiones, para lo cual se debe tener una resistencia de diseño mayor o igual a la resistencia que se requiere al mayorar las cargas nominales.

La capacidad resistente se define por el producto  $\phi R_t$ , siendo  $R_t$  la resistencia teórica, nominal o de diseño, y  $\phi$  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  $\gamma_i$  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.).

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_t \quad (I-1)$$

1.6.b. El estado límite de servicio:

Es la condición máxima aceptable para la cual una estructura mantiene su capacidad de apariencia, durabilidad y confort aptos para ser habitadas sin inconvenientes, entre estas exigencias se encuentran:

- 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 en acero:***

#### ***1.7.a. Diseño de miembros a Tracción:***

En estos casos se consideran la cedencia por la sección total y la fractura en la sección neta.

- Cedencia de la sección en el área total:

$$\phi_t N_t = \phi_t F_y A_g \geq P_u \quad \phi_t = 0.9 \quad \text{(I-2)}$$

- Fractura en la sección del área efectiva:

$$\phi_t N_t = \phi_t F_u A_e \geq P_u \quad \phi_t = 0.75 \quad \text{(I-3)}$$

Donde:

$N_t$  = 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.b. Diseño de miembros a Compresión:***

Para el adecuado comportamiento de los elementos a compresión se deben considerar los siguientes criterios:

- **Limitaciones en esbeltez:** para describir el comportamiento de un miembro estructural comprimido, no se hace en general referencia directa a su longitud, si no a la esbeltez ( $\lambda$ ) que resulta de la relación entre su longitud efectiva y su radio de giro mínimo.

$$\lambda = \frac{KL}{r_{\min}} \quad \text{(I-4)}$$

Donde:

$K$  = Factor de longitud efectiva.

$L$  = Longitud del elemento a compresión.

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

La forma del elemento comprimido pandeado se muestra con la línea de trazos						
Valor teórico de $K$	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valor recomendado para el diseño cuando las restricciones reales se aproximan a las ideales	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Símbolos para las restricciones en los extremos	Rotación restringida y traslación restringida	Rotación restringida y traslación restringida	Rotación libre y traslación restringida	Rotación restringida y traslación libre	Rotación libre y traslación libre	Rotación restringida y traslación libre

**Tabla I.2: Valores de Factor de longitud efectiva ( $K$ ).** (Fuente: Elaboración Propia)

Es recomendable que en elementos diseñados a compresión la esbeltez ( $\lambda$ ) no supere el valor de 200.

- **Resistencia Nominal a compresión:** la resistencia a compresión del elemento dependerá de su esfuerzo crítico al pandeo.

$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g \geq P_u \quad \phi_c = 0.85 \quad (I-5)$$

Donde:

$P_n$  = Resistencia teórica a compresión.

$F_{cr}$  = Esfuerzo crítico a pandeo. Definido por las siguientes ecuaciones:

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

$$F_{cr} = \left[ 0.658^{F_y/F_e} \right] F_y \quad (I-6)$$

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

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad (I-7)$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad (I-8)$$

#### 1.7.c. Diseño de miembros a Flexión:

Los estados límites de resistencia de los elementos sometidos a flexión, contemplan diferentes posibilidades en el comportamiento de de falla, bajo cargas factorizadas. La resistencia teórica a flexión ( $\phi_b M_n$ ), alrededor del eje mayor (x-x), resulta el menor de los valores obtenidos al considerar los siguientes ( $\phi_b=0.9$ ):

- **Cedencia:** para esta condición la resistencia a flexión de los elementos será el momento plástico de la sección.

$$M_p = F_y Z_x \quad (I-9)$$

Donde:

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

- **Pandeo Lateral Torsional:** la resistencia a flexión del elemento se verá afectada por la forma como esta arriostrada lateralmente.

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

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \quad (I-10)$$

- Cuando  $L_b > L_r$ :

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (I-11)$$

Donde:

$L_b$  = Longitud no arriostrada.

$S_x$  = Módulo de sección elástico alrededor del eje X-X (Propiedad del perfil)

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{(L_b / r_{ts})^2} \quad (I-12)$$

$C_b$  = Factor de modificación por pandeo lateral torsional.

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \leq 3.0 \quad (I-13)$$

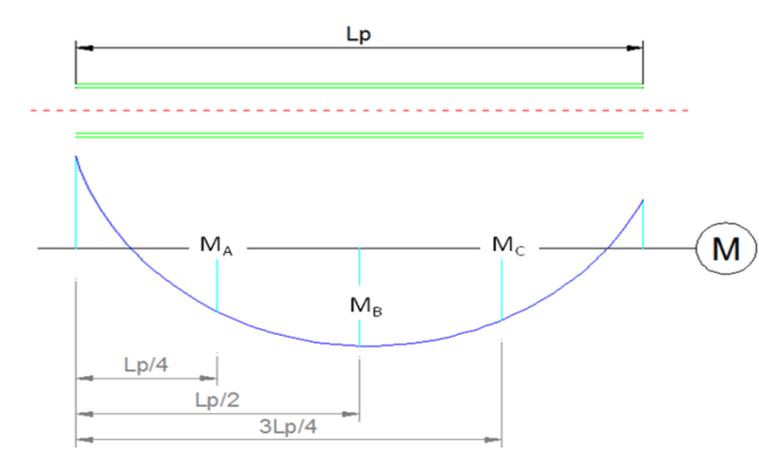


Figura I.5: Determinación de  $C_b$ . (Fuente: Elaboración Propia)

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

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (I-14)$$

$$L_r = \pi r_{ts} \sqrt{\frac{E}{0.7F_y}} \quad (I-15)$$

Donde:

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

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

$$r_{ts} = \frac{I_y h_o^2}{2S_x} \quad (I-16)$$

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

$h_o$  = Distancia entre centroides de las alas del perfil.

#### 1.7.d. Diseño de miembros a Corte:

La resistencia minorada al corte de la sección viene dada por la resistencia del alma sin rigidizadores, la cual será  $\phi_v V_n$ , siendo  $\phi_v=0.90$ :

$$V_n = 0.6F_y A_w \quad (I-17)$$

Donde:

$A_w$  = Área del alma de la sección.  $A_w = t_w d$ .

1.7.e. Diseño a flexo compresión:

Los elementos diseñados bajo la acción combinada de cargas axiales y momentos deberán cumplir con la siguiente ecuación para determinar que este dentro de los parámetros aceptables de demanda/capacidad:

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

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad \text{(I-18)}$$

Para  $P_u/\phi P_n < 0.2$ :

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad \text{(I-19)}$$

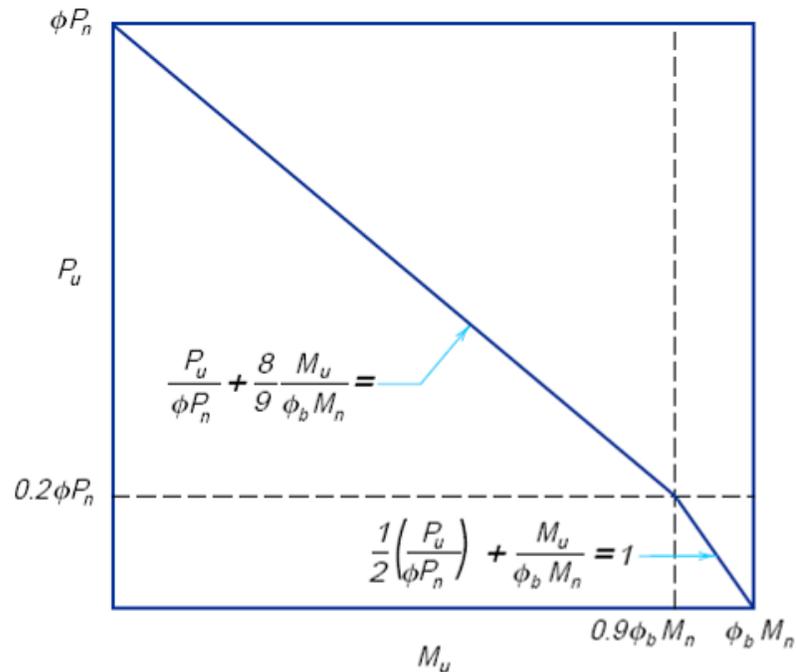


Figura I.6: Interacción entre carga axial y momento. (Fuente: AISC-LRFD Volumen II)

✓ **Ejemplo:** Para una columna con las siguientes condiciones:

$$L = 2.80m \quad K = 1.0$$

$$Pu = 96\ 000\ Kg \quad Vu = 18\ 000\ Kg$$

$$Mu_x = 25\ 000\ Kg\cdot m \quad Mu_y = 5\ 000\ Kg\cdot m$$

Elegir el perfil HEA adecuado con  $F_y = 2\ 530\ Kg/cm^2$ .

• Probando con HEA 340:

d	330	mm	Altura del perfil
t <sub>w</sub>	9,5	mm	Espesor de alma
A <sub>g</sub>	133	cm <sup>2</sup>	Área gruesa de sección
r <sub>min</sub>	7,46	cm	Radio de giro mínimo
Z <sub>x</sub>	1850	cm <sup>3</sup>	Modulo plástico de la sección en eje x-x
Z <sub>y</sub>	759	cm <sup>3</sup>	Modulo plástico de la sección en eje y-y

- Resistencia a compresión:

$$\lambda = \frac{KL}{r_{min}} = 40 \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 136 \quad (\text{Aplica Ec. 1.6})$$

$$F_{cr} = \left[ 0.658^{F_y/F_e} \right] F_y = 2\ 329\ Kg/cm^2 \quad \phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = 263\ 334\ Kg$$

- Resistencia a flexión:

$$\phi_b M_{nx} = \phi_b F_y Z_x = 42\ 119\ Kg\cdot m$$

$$\phi_b M_{ny} = \phi_b F_y Z_y = 17\ 279\ Kg\cdot m$$

- Ecuación de demanda capacidad:

$$P_u / \phi P_n \geq 0.2 \quad (\text{Aplica Ec. I-18})$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) = 0.36 + 0.59 + 0.29 = 1.14$$

“El perfil HEA 340 no satisface la condición de demanda actual”

- Probando con HEA 400:

d	390	mm	Altura del perfil
t <sub>w</sub>	11	mm	Espesor de alma
A <sub>g</sub>	159	cm <sup>2</sup>	Área gruesa de sección
r <sub>min</sub>	7,34	cm	Radio de giro mínimo
Z <sub>x</sub>	2561	cm <sup>3</sup>	Modulo plástico de la sección en eje x-x
Z <sub>y</sub>	876	cm <sup>3</sup>	Modulo plástico de la sección en eje y-y

- Resistencia a compresión:

$$\lambda = \frac{KL}{r_{\min}} = 41 \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 136 \quad (\text{Aplica Ec. I.6})$$

$$F_{cr} = \left[ 0.658^{F_y/F_e} \right] F_y = 2\,323 \text{ Kg/cm}^2 \quad \phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g = 313\,957 \text{ Kg}$$

- Resistencia a flexión:

$$\phi_b M_{nx} = \phi_b F_y Z_x = 58\,316 \text{ Kg-m}$$

$$\phi_b M_{ny} = \phi_b F_y Z_y = 19\,948 \text{ Kg-m}$$

- Ecuación de demanda capacidad:

$$P_u / \phi P_n \geq 0.2 \quad (\text{Aplica Ec. I-18})$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) = 0.31 + 0.42 + 0.25 = 0.91$$

“El perfil HEA 400 satisface las condiciones descritas”

- Diseño por Corte:

$$A_w = t_w d = 42.9 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w = 65\,122 \text{ Kg}$$

$$\phi_v V_n = 58\,609 \text{ Kg} \geq V_u$$

“El perfil HEA 400 satisface las condiciones de corte”

## **II. DISEÑO SISMORRESISTENTE EN ACERO.**

### **II.1. Filosofía del Diseño Sismorresistente en Acero:**

Para las estructuras sismorresistente en acero se toman en cuenta los siguientes parámetros que definen el diseño de cada uno de los elementos estructurales presentes en el sistema:

- Establecer un diseño por capacidad, limitar mecanismos frágiles y propiciar mecanismos dúctiles.
- Elegir y establecer el patrón de falla adecuado de los elementos “fusibles” que entraran en cedencia durante un evento sísmico.
- 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 Sismorresistente en Acero:**

Basado en las recomendaciones de la organización FEMA por sus siglas en ingles “Federal Emergency Management Agency” se establecen los siguientes pasos para un adecuado diseño sismorresistente en acero:

- Seleccionar un Tipo de Sistema Estructural y configuración de pórticos adecuados a la arquitectura presentada.
- Hacer un predimensionado 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 LAS ESTRUCTURAS SEGÚN SU TIPO, NIVEL DE DISEÑO Y TIPO DE CONEXIONES.**

#### **III.1. Clasificación según el tipo estructural:**

Las estructuras deberán quedar clasificadas en alguno de los tipos descritos a continuación. Una estructura se puede clasificar en tipos diferentes, en cada una de sus dos direcciones ortogonales de análisis.

**Tipo pórtico resistente a momentos:** son estructuras constituidas por pórticos de acero capaces de resistir las acciones mediante deformaciones debidas principalmente a la flexión de sus vigas y columnas de acero. En los sistemas resistentes a sismos estos tipos de pórticos corresponden al Tipo I de la COVENIN 1756-01.



**Figura III.1: Sistema de Pórticos Resistentes a Momentos.** (Fuente: Presentaciones AISC)

**Tipo pórtico con diagonales concéntricas:** son pórticos de acero cuya estabilidad o resistencia a las acciones se suministra por medio de diagonales, y en la cual todos sus miembros están solicitados principalmente por fuerzas axiales. En los sistemas resistentes a sismos los pórticos con diagonales concéntricas corresponden al Tipo III de la COVENIN 1756-01.

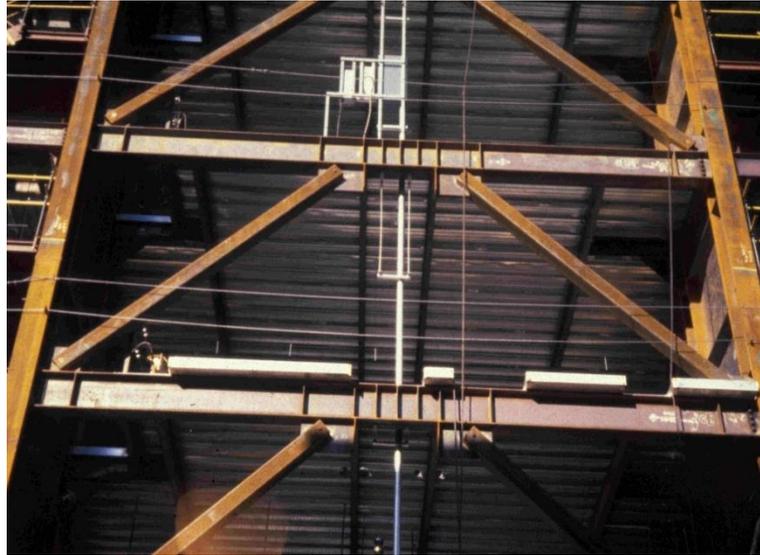
La configuración de pórticos con diagonales en X corresponde a un par de diagonales que se cruzan aproximadamente en su punto medio. Los pórticos con diagonales simples son aquellos con solo un arriostramiento se conectan en los nodos extremos del pórtico. Cuando un par de arriostramientos se conectan en un punto único por encima de la luz de la viga se denominan diagonales en V y cuando se conectan por debajo de la viga se les denomina pórticos con diagonales en  $\Lambda$  o V invertida.



**Figura III.2: Sistema de Pórticos con Diagonales Concéntricas.** (Fuente: Presentaciones AISC)

**Tipo pórtico con diagonales excéntricas:** comprende los pórticos de acero con diagonales excéntricas vinculadas a vigas dúctiles, denominadas *viga eslabón*, capaces de concentrar la absorción y disipación de la energía del sistema. Las diagonales excéntricas pueden disponerse en diversas configuraciones. El eslabón

dúctil puede situarse en la longitud media de la viga entre las dos conexiones de las diagonales, o adyacente a una columna, entre la conexión de la viga a la diagonal y la cara de la columna. En los sistemas resistentes a sismos los pórticos con arriostramientos excéntricos corresponden al Tipo IIIa de la COVENIN 1756-01.



**Figura III.3: Sistema de Pórticos con Diagonales Excéntricas.** (Fuente: Presentaciones AISC)

### **III.2. Clasificación según el Nivel de Diseño:**

De conformidad con lo establecido en la Norma venezolana COVENIN 1756-01 en el artículo 6.2, las estructuras deberán quedar 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):** El diseño en zonas sísmicas no requiere 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:**

Cada uno de los tipos de conexiones controlará de una manera específica el comportamiento y la respuesta tanto de la estructura como de cada una de sus partes, condicionando las dimensiones y resistencia de los miembros y sus conexiones. Los tipos de estructuras en acero según sus conexiones existentes en esta serán:

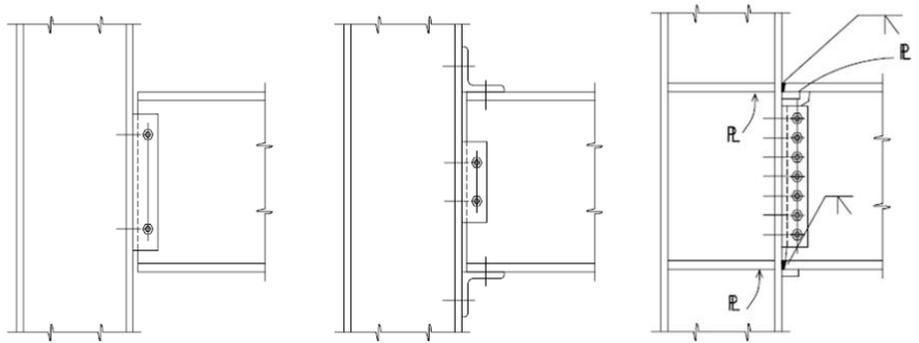
**Tipo TR, estructuración con conexiones totalmente restringidas:** este tipo de construcción se designa comúnmente como estructuración con conexiones rígidas (pórtico rígido o continuo) y se supone que durante las deformaciones de la estructura las conexiones tienen la suficiente rigidez para mantener inalterados los ángulos originales entre los miembros que se interceptan.

**Tipo PR, estructuración con conexiones parcialmente restringidas:** este tipo de construcción supone que las conexiones no tienen la suficiente rigidez para mantener los ángulos entre los miembros que la interceptan.

Cuando se ignore 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. 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 III.4: Conexiones en estructuras de acero. De izquierda a derecha Conexión Simple, PR y FR.** (Fuente: AISC LRFD)

## IV. LINEAMIENTOS PARA EL PREDIMENSIONADO DE UNA ESTRUCTURA SISMORRESISTENTE EN ACERO.

### IV.1. Predimensionado de Vigas:

El predimensionado de vigas se realizará por la condición de servicio de las deflexiones o flechas máximas recomendadas, por la AISC, para dichos elementos:

Edificio	Carga	Descripción	Flecha Recomendada
Industrial	CV	Tramos de miembros que soportan techos con recubrimiento no flexibles	L/240
		Tramos de miembros que soportan techos con recubrimiento flexibles	L/180
		Tramos de miembros que soportan pisos	L/300
	P <sub>G</sub>	Tramos de miembros que soportan grúas móviles con capacidad: <div style="text-align: right;">                     ≥ 25 Ton                      &lt; 25 Ton                 </div>	L/800 L/600
Otros	CV	Tramos de miembros en pisos y techos que soportan acabados susceptibles de agrietarse	L/360
		Tramos de miembros en pisos y techos que soportan acabados no susceptibles de agrietarse	L/300

CV: Carga variables

P<sub>G</sub>: Fuerza máxima vertical para el apoyo de grúa móvil.

**Tabla IV.1: Flechas Máximas Verticales Recomendadas.**

(Fuente: Diseño Estructural de Acero por Estados Límites Prof. A. Güell)

Tomando en cuenta los valores aproximados de momento (M) y deformación ( $\Delta$ ) máximos, para vigas simplemente apoyadas con cargas uniformes:

$$M = \frac{qL^2}{8} \quad (IV-1)$$

$$\Delta = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI} \quad (IV-2)$$

Sabiendo que el momento de inercia (I) es igual a:

$$I = S \frac{d}{2} \quad (IV-3)$$

Y Asumiendo conservadoramente que:

$$M = 0.5F_y S \longrightarrow M/S = 0.5F_y \quad (IV-4)$$

Se puede despejar de la ecuación de deflexión máxima:

$$\Delta = \frac{5}{48} \left( \frac{qL^2}{8} \right) \frac{L^2}{ES(d/2)} = \frac{5}{24} \frac{M L^2}{S Ed} = \frac{5}{24} (0.5F_y) \frac{L^2}{Ed}$$

$$\Delta = \frac{5}{12} \frac{L^2}{Ed} F_y \quad (IV-5)$$

Para el primer caso de deflexión máxima en la Tabla VI.1 se obtiene:

$$\Delta = \frac{L}{240} = \frac{5}{12} \frac{L^2}{Ed} F_y \quad (IV-6)$$

$$d = \frac{5 \times 240}{12} \frac{F_y}{E} L \quad (IV-7)$$

En la tabla a continuación se muestran los valores recomendados para alturas de vigas (d), haciendo una aproximación, para un valor de  $F_y = 2530 \text{Kg/cm}^2$ .

Edificio	Vigas en	$d_{\min}$
Industrial	Tramos de miembros que soportan techos con recubrimiento no flexibles	L/23
	Tramos de miembros que soportan techos con recubrimiento flexibles	L/28
	Tramos de miembros que soportan pisos	L/18
	Tramos de miembros que soportan grúas móviles con capacidad: <div style="text-align: right;"> <math>\geq 25</math> Ton      L/10  <math>&lt; 25</math> Ton      L/12                 </div>	
Otros	Tramos de miembros en pisos y techos que soportan acabados susceptibles de agrietarse	L/16
	Tramos de miembros en pisos y techos que soportan acabados no susceptibles de agrietarse	L/20

**Tabla IV.2: Valores de altura de vigas mínima recomendada para  $F_y = 2\ 530\text{Kg/cm}^2$ .**

(Fuente: Elaboración Propia)

Para obtener valores para vigas con otro esfuerzo cedente bastara multiplicar el cociente de L por el valor dado  $2\ 530/F_{y\ \text{real}}$ .

#### **IV.2. Predimensionado de Columnas:**

Para las columnas se acostumbra a usar un predimensionado del área requerida basado en las cargas gravitacionales factorizadas (Q) por el área tributaria ( $A_t$ ) que recibe cada uno de estos elementos, entre un porcentaje (20-50%) del esfuerzo cedente de la columna.

$$A_g = \frac{A_t Q}{\%F_y} \quad \text{(IV-8)}$$

A este criterio se le adiciona un método de predimensionado basado en la esbeltez del elemento:

$$\lambda = \frac{KL}{r_{\min}} \leq 200 \quad \text{(IV-9)}$$

Sin embargo ninguno de estos métodos considera criterios sísmicos, por lo cual se incorpora un predimensionado, para sistemas SMF, basado en el criterio de columna fuerte viga débil (Detallado en el Capítulo IX), con lo cual se garantiza que la columna permanecerá de pie al momento de fallar la viga. Basado en el material de la exposición “Diseño Sismorresistente en Acero” del “V Diplomado en Ingeniería Estructural” (México 2009), se pudieron obtener los siguientes valores de relación entre módulo plástico de la columna entre módulo plástico de viga:

$Z_c / Z_{xb}$	Relación mínima entre módulos de columna y viga			
	Acero			
Vigas	ASTM - A 36	ASTM - A 572. Gr 42	ASTM - A 572. Gr 50, 55	ASTM - A 913. Gr 50, 55, 65
Una	1,25	1,02	0,87	0,87
Dos	2,50	2,04	1,74	1,74

$Z_c / Z_{xb}$	Relación mínima entre módulos de columna y viga			
	Acero			
Vigas	ASTM - A 588	ASTM - A 992	ASTM - A 529. Gr 50	ASTM - A 529. Gr 55
Una	0,87	0,87	0,95	0,87
Dos	1,74	1,74	1,90	1,74

**Tabla IV.3: Relación entre módulo plástico de columna y vigas.**

(Fuente: V Diplomado en Ingeniería Estructural)

El sufijo b significa viga (beam) y el sufijo c indica columna.

El valor de  $Z_c$  dependerá de la colocación de la columna, si las vigas llegan al ala de la columna se tomara el módulo del eje fuerte  $Z_c = Z_{xc}$ , mientras que si llegan al alma de la columna se tomara el módulo del eje débil  $Z_c = Z_{yc}$ .

Cuando la viga y columna sean de distintos aceros se entra a la tabla con la resistencia de la viga y se deberá multiplicar el valor de la relación dado por el factor  $F_{yb}/F_{yc}$ .

### **IV.3. Predimensionado de Arriostramientos:**

Es conveniente colocar los arriostramientos de la estructura en forma simétrica para que la fuerza sísmica se distribuya adecuadamente, evitando torsiones de la estructura. Es conveniente más arriostramientos en los pórticos con menor resistencia, es decir, los pórticos con menor cantidad de vigas y columnas resistentes.

La forma en que se elige el tipo de diagonales (*Véase en el Capítulo X*) dependerá del ángulo que su eje forme con la horizontal, ya que, mientras este ángulo sea más cercano a los 45°, el perfil del arriostramiento trabajara mejor ante las cargas laterales.

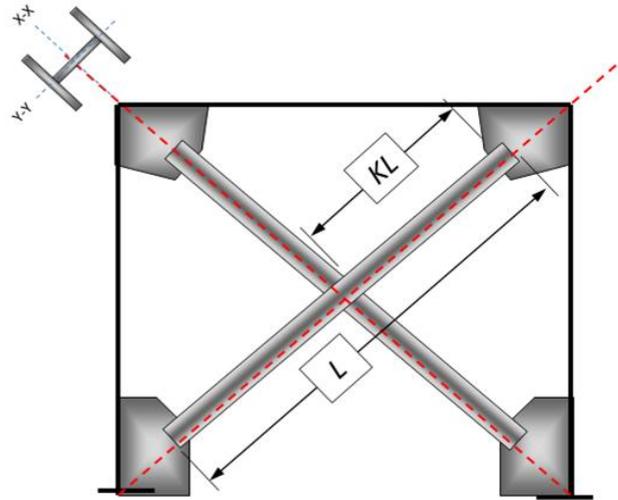
Para la selección de un perfil adecuado para las diagonales se considera el efecto del pandeo total de la sección o esbeltez, con el fin de determinar el radio de giro adecuado que cumpla con este requisito.

$$\frac{KL}{r_{\min}} \leq 4 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \longrightarrow r_{\min} \geq \frac{KL}{4} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad \text{(IV-10)}$$

Para los arriostramientos, considerados como libres en los extremos, se toma el factor de longitud efectiva  $K=1.0$  (*Véase Tabla I.2*) para ambos ejes del perfil.

En casos como los arriostramientos dispuestos en X de solo un piso se considera  $K=0.5$  para la longitud total del arriostramiento, solo para el sentido del pandeo total paralelo al eje del elemento, por lo cual se recomienda colocar el perfil con el eje del menor radio de giro (Eje Y-Y) paralelo al eje del arriostramiento, tal

como se indica en la Figura IV.1, en el otro sentido de pandeo el factor  $K=1.0$  y el radio de giro es el de eje mayor (Eje X-X)



**Figura IV.1: Colocación de los arriostramientos en X.** (Fuente: Elaboración Propia)

#### **IV.4. Predimensionado del Sistema de Piso:**

El predimensionado del sistema de piso no obedece a criterios sísmicos sino a los criterios de cargas gravitacionales y arriostramiento lateral de los elementos resistentes de la estructura. Entre los elementos del sistema de piso se encuentran las correas, vigas de transferencia y losas.

##### **IV.4.a. Predimensionado de Correas y Vigas de Transferencia:**

La orientación y número de las correas vendrá dado por la necesidad de arriostramiento de la viga a la que llegan. Una distancia ocasionalmente usada para colocar las correas es un valor entre 1.0 a 1.5 metros, orientadas paralelas a la menor luz de vigas, u ortogonal al pórtico con vigas que requieran una menor longitud no arriostrada (Véase Sección IX.4.j).

Cuando dichas correas tengan longitudes muy grandes se podrá disponer de una o más vigas de transferencia para que las cargas se distribuyan de manera más eficiente las vigas principales.

Para predimensionar el perfil por su capacidad se debe tomar la acción gravitacional factorizada (Q) por el ancho tributario ( $a_t$ ) de la correa o viga de transferencia. Donde su capacidad está dada por la sección que resista el siguiente momento:

$$\phi M_n = 0.9 Z_x F_y \geq \frac{(Q a_t) L^2}{8} \quad \text{(IV-11)}$$

Donde:

L= Longitud de la correa o viga de transferencia.

Q= Carga distribuida por acciones gravitacionales (Ecuaciones VI-1 y VI-2)

Para considerar el criterio de flecha máxima se debe respetar el siguiente parámetro:

$$\frac{L}{d} \leq \frac{56000}{F_y} \left( \frac{Z_x}{Z_{req}} \right) \quad \text{(IV-12)}$$

Donde:

d= Altura del perfil de la correa o viga de transferencia.

$Z_x$ = Módulo plástico del perfil de la correa o viga de transferencia.

$Z_{req}$ = Módulo plástico mínimo que satisfaga la inecuación (IV-11).

IV.4.b. Predimensionado de losa:

Típicamente en acero se usa la losa con encofrado colaborante o losacero, ya que parte de los esfuerzos por flexión los absorbe el sofito metálico que sirve de encofrado. El predimensionado de la altura (h) este elemento dependerá de la distancia entre apoyos o correas que la sostienen:

Caso:	L/h ≤
En tramos simplemente apoyados	22
En tramos extremos de losas continuas	27
En tramos intermedios de losas continuas	32

**Tabla IV.4: Relación L/h para losas en sistemas de piso.** (Fuente: COVENIN 1618-98)

Siendo la mínima altura de la losa 90mm y el espesor mínimo del concreto sobre la parte más exterior del sofito metálico 50mm.

## V. CRITERIOS PARA DETERMINACIÓN DE LA ACCIÓN SÍSMICA.

Para el diseño de las edificaciones sismorresistentes se deben seguir ciertos parámetros con la finalidad de determinar la acción sísmica, en nuestro país para tomar en cuenta dichos parámetros se consulta la Norma COVENIN 1756 “Edificaciones Sismorresistentes” y algunos contenidos de las Normas AISC.

### V.1. Zonificación Sísmica:

A efectos de la Norma 1756-01 nuestro territorio se divide en 8 zonas con distintas intensidades en las aceleraciones del suelo estas se indican en el mapa de la Figura 4.1 y en la Tabla 4.2 de dicha norma.

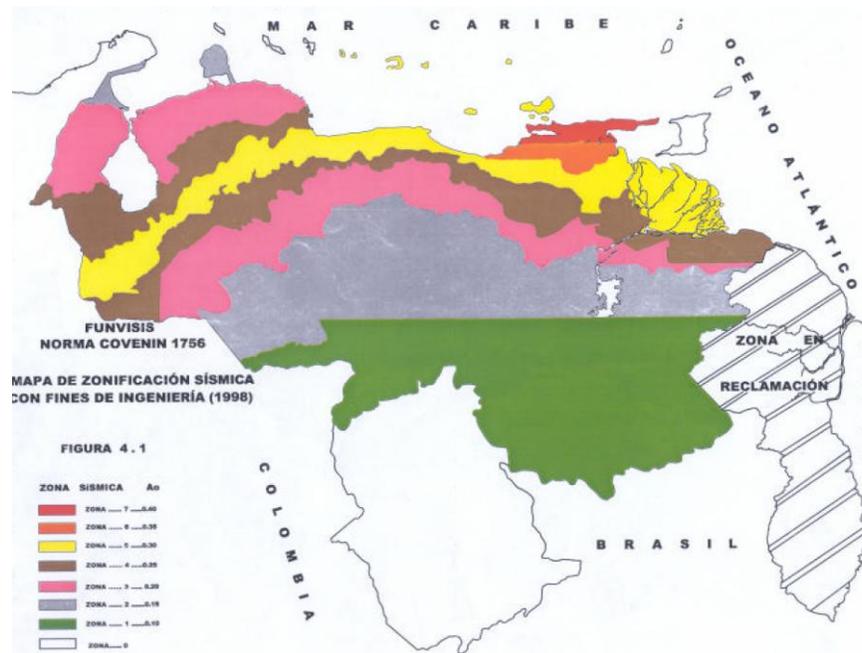


Figura V.1: Mapa de zonificación sísmica. (Fuente: COVENIN 1756-01)

## V.2. Movimientos de Diseño:

Los valores máximos de coeficiente de aceleración horizontal del suelo ( $A_o$ ) asignados a cada zona se dan en la tabla presentada a continuación:

ZONAS SÍSMICAS	PELIGRO SÍSMICO	$A_o$
7	Elevado	0.40
6		0.35
5		0.30
4	Intermedio	0.25
3		0.20
2	Bajo	0.15
1		0.10
0		--

**Tabla V.1: Valores de  $A_o$ .** (Fuente: COVENIN 1756-01)

## V.3. Forma Espectrales:

La Norma COVENIN 1756-01 define cuatro tipos de formas espectrales (S1, S2, S3 y S4) y un factor de corrección de aceleración horizontal ( $\phi$ ), los cuales dependerán de las características del perfil geotécnico del terreno de fundación, especificadas en el Artículo 5.1 de la norma.

Material	V <sub>sp</sub> (m/s)	H (m)	Zonas Sísmicas 1 a 4		Zonas Sísmicas 5 a 7	
			Forma Espectral	φ	Forma Espectral	φ
Roca sana/fracturada	>500	-	S1	0.85	S1	1.00
Roca blanda o meteorizada y suelos muy duros o muy densos	>400	<30	S1	0.85	S1	1.00
		30-50	S2	0.80	S2	0.90
		>50	S3	0.70	S2	0.90
Suelos duros o densos	250-400	<15	S1	0.80	S1	1.00
		15-50	S2	0.80	S2	0.90
		>50	S3	0.75	S2	0.90
Suelos firmes/medio densos	170-250	≤50	S3	0.70	S2	0.95
		>50	S3 <sup>(a)</sup>	0.70	S3	0.75
Suelos blandos/sueltos	<170	≤15	S3	0.70	S2	0.90
		>15	S3 <sup>(a)</sup>	0.70	S3	0.80
Suelos blandos o sueltos <sup>(b)</sup> intercalados con suelos más rígidos	-	H <sub>1</sub>	S3 <sup>(c)</sup>	0.65	S2	0.70

a) Si  $A_o \leq 0.15$  úsese S4

b) El espesor de los estratos blandos o sueltos ( $V_s < 170$  m/s) debe ser mayor que  $0.1 H$ .

c) Si  $H_1 \geq 0.25 H$  y  $A_o \leq 0.20$  úsese S4.

**Tabla V.2: Forma Espectral y Factor de Corrección.**

(Fuente: COVENIN 1756-01)

#### V.4. Clasificación según el Uso:

##### V.4.a. Grupos:

Para el diseño de las estructuras sismorresistentes, estas deberán ser clasificada según su importancia y riesgo sísmico asociado al número de personas expuestas, pérdidas económicas, así como el eventual impacto ambiental. La edificación deberá quedar clasificada en uno de los siguientes grupos:

- **Grupo A:** Edificaciones que albergan instalaciones esenciales, de funcionamiento vital en condiciones de emergencia o cuya falla pueda dar lugar a cuantiosas pérdidas humanas o económicas.

- **Grupo B1:** Edificaciones de uso público o privado, densamente ocupadas (más de 3000 personas o área techada de más de 20000 m<sup>2</sup>), permanente o temporalmente.
- **Grupo B2:** Edificaciones de uso público o privado, de baja ocupación, que no excedan los límites indicados en el Grupo B1.
- **Grupo C:** Construcciones no clasificables en los grupos anteriores, ni destinadas a la habitación o al uso público y cuyo derrumbe no pueda causar daño a edificaciones de los tres primeros grupos.

Las estructuras que al colapsar puedan representar un riesgo para la estabilidad de una estructura de un grupo superior, serán diseñadas bajo el criterio de este último.

V.4.b. Factor de Importancia:

La intención de la aplicación de un factor de importancia mayor que la unidad, es la de especificar movimientos asociados a una menor probabilidad de excedencia, de acuerdo a esto se establece un factor de importancia ( $\alpha$ ) conforme a la siguiente tabla:

GRUPO	$\alpha$
A	1.30
B1	1.15
B2	1.00

**Tabla V.3: Factor de Importancia ( $\alpha$ ).** (Fuente: COVENIN 1756-01)

Las estructuras clasificadas en el Grupo C no requieren de análisis sísmico.

### V.5. Niveles de Diseño Requeridos:

Las características de los distintos Niveles de Diseño para las estructuras en acero son definidas en la Sección III.2. de este Trabajo Especial de Grado.

Es evidente que si la relación entre resistencia exigida e intensidad de los movimientos de diseño establecidos en cada una de las zonas sísmicas se mantiene constante, los requisitos del detallado en las regiones críticas de la estructura deben ser los mismos en todas las zonas. Es decir, el empleo sistemático del Nivel de Diseño ND3 cualquiera que sea la zona, da lugar a espectros de diseños proporcionales a los valores de  $A_0$  fijados para cada zona. Se permite el empleo de niveles de diseño menores en los casos especificados en la siguiente tabla, lo cual se compensa con Factores de Reducción de Respuesta (R) más pequeños, con el incremento de las fuerzas de diseño.

GRUPO	ZONA SÍSMICA		
	1 y 2	3 y 4	5,6 y 7
A; B1	ND2 ND3	ND3	ND3
B2	ND1 (*) ND2 ND3	ND2 (*) ND3	ND3 ND2 (**)

(\*) Válido para edificaciones de hasta de 10 pisos ó 30 m de altura.

(\*\*) Válido para edificaciones de hasta de 2 pisos u 8 m de altura.

**Tabla V.4: Niveles de Diseño ND.** (Fuente: COVENIN 1756-01)

Podrían existir irregularidades en las estructuras las cuales implican que se deben diseñar uno o más elementos de la estructura bajo Nivel de Diseño ND3, independientemente de su clasificación. Dichas irregularidades y exigencias adicionales se especifican en el Artículo 6.2.2 de la COVENIN 1756-01.

### **V.6. Clasificación según el Tipo de Estructura:**

- **Tipo I:** Estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante sus vigas y columnas, tales como los sistemas estructurales constituidos por pórticos.
- **Tipo II:** Estructuras constituidas por combinaciones de los Tipos I y III, teniendo ambos el mismo Nivel de Diseño. Su acción conjunta debe ser capaz de resistir la totalidad de las fuerzas sísmicas. Los pórticos deben resistir por si solos por lo menos el 25% de las fuerzas, para quedar clasificados en el Tipo II.
- **Tipo III:** estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante pórticos diagonalizados o muros estructurales, que soportan la totalidad de las fuerzas. Se distinguen como estructuras de acero del Tipo IIIa los sistemas conformados por pórticos con diagonales excéntricas.
- **Tipo IV:** Estructuras que no posean diafragmas con la rigidez y resistencia necesarias para distribuir eficazmente las fuerzas sísmicas entre los diversos miembros verticales.

### **V.7. Factor de Reducción de Respuesta:**

La estructura en general y sus miembros en particular, pueden tener incursiones importantes en el dominio inelástico bajo la acción de los movimientos sísmicos de severidad, por lo que la capacidad de absorción y disipación de energía de la estructura se incorpora mediante factores de reducción conforme a las exigencias de la Norma COVENIN 1756-01 establece para estructuras de acero:

NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS DE ACERO				
	TIPO DE ESTRUCTURA (SECCIÓN 6.3.1)				
	I <sup>(1)</sup>	II	III	IIIa	IV
ND3	6.0 <sup>(2)</sup>	5.0	4.0	6.0 <sup>(3)</sup>	2.0
ND2	4.5	4.0	-	-	1.5
ND1	2.5	2.25	2.0	-	1.25

(1) Para sistemas con columnas articuladas en su base el valor de R será multiplicado por 0.75

(2) En pórticos con vigas de celosía se usará 5.0 limitado a edificios de no más de 30 metros de altura

(3) En aquellos casos donde la conexión viga colectora-columna sea del Tipo PR, según la Norma COVENIN 1618-98, úsese 5.0.

**Tabla V.5: Factores de Reducción de Respuesta (R) para estructuras en acero.**

(Fuente: COVENIN 1756-01)

### V.8. Coeficiente Sísmico para Edificaciones:

El coeficiente sísmico definido como  $V_o/W$  no será menor que  $(\alpha A_o)/R$ , donde:

$\alpha$  = Factor de Importancia.

$A_o$  = Coeficiente de la aceleración horizontal para cada zona.

R = Factor de reducción de respuesta.

$V_o$  = Fuerza cortante a nivel de base, obtenida utilizando los procedimientos de análisis.

W = Peso total de la edificación por encima del nivel de base.

Para la determinación del peso total (W), además de las cargas permanentes de la estructura, se usa un porcentaje de las acciones variables establecidas en la Norma COVENIN 2002, según se indica a continuación:

- Recipientes de líquidos: 100% de la carga de servicio con el recipiente lleno.
- Almacenes y depósitos donde la carga tenga el carácter de permanente tales como bibliotecas o archivos: 100% de la carga de servicio.
- Estacionamientos públicos: se considerara al menos 50% de la carga de servicio para el estacionamiento lleno.
- Edificaciones donde pueda haber concentración de público, más de unas 200 personas: 50% de la carga.
- Edificaciones con menor concentración de público: 25% de la carga de servicio.
- Techos y terrazas sin acceso: 0% de la carga de servicio.

### V.9. Espectros de Diseño:

Los espectros definen la respuesta máxima de oscilaciones de un grado de libertad y de un mismo amortiguamiento, expresados en función de un período, sometidos a un historial de aceleraciones dadas.

Las ordenadas  $A_d$  de los espectros de diseño, quedan definidas en función de su período  $T$  tal como se indica en las siguientes formulas:

$$T < T^+ \quad A_d = \frac{\alpha \varphi A_o \left[ 1 + \frac{T}{T^+} (\beta - 1) \right]}{1 + \left( \frac{T}{T^+} \right)^c (R - 1)} \quad (V-1)$$

$$T^+ \leq T \leq T^* \quad A_d = \frac{\alpha \varphi \beta A_o}{R} \quad (V-2)$$

$$T > T^* \quad A_d = \frac{\alpha \varphi \beta A_o}{R} \left( \frac{T^*}{T} \right)^p \quad (V-3)$$

Donde:

$A_d$  = Ordenada del espectro de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de gravedad.

$\alpha$  = Factor de Importancia.

$A_o$  = Coeficiente de la aceleración horizontal.

$\phi$  = Factor de corrección de aceleración horizontal.

$\beta$  = Factor de magnificación promedio.

$T_o = 0.25 T^*$  = Valor del período a partir del cual los espectros normalizados tienen un valor constante.

$T^*$  = Valor máximo del período en el intervalos donde los espectros normalizados tienen un valor constante.

$T^+$  = Período característico de variación de respuesta dúctil.

$$c = \sqrt[4]{R/\beta}.$$

$R$  = Factor de reducción de respuesta.

$p$  = Exponente que define la rama descendente del espectro.

Los factores no definidos previamente dependen de la forma espectral determinada según lo expuesto en la Sección IV.3. y se rigen por las siguientes tablas:

FORMA ESPECTRAL	$T^*$ (seg)	$\beta$	$p$
S1	0.4	2.4	1.0
S2	0.7	2.6	1.0
S3	1.0	2.8	1.0
S4	1.3	3.0	0.8

Tabla V.6: Valores de  $T^*$ ,  $\beta$  y  $p$ . (Fuente: COVENIN 1756-01)

CASO	$T^+$ (seg)
$R < 5$	$0.1 (R-1)$
$R \geq 5$	0.4

(1)  $T_0 \leq T^+$

**Tabla V.7: Valores de  $T^+$ .** (Fuente: COVENIN 1756-01)

✓ **Ejemplo:** Para una edificación destinada a un hospital, ubicada en la ciudad de Caracas, Dtto. Capital, en un suelo cuya forma espectral es del tipo S2. Y tomando en cuenta una configuración de pórticos SMF. Determinar el espectro de respuesta y diseño.

- Para el Distrito Capital: Zona Sísmica 5. (Sec V.1)
- $A_0 = 0.30$  (Sec V.2)
- Suelo S2:  $\phi = 0.90$  (Sec V.3)
- Grupo A:  $\alpha = 1.30$  (Sec V.4)
- Nivel de Diseño: ND3 (Sec V.5)
- Estructura de Acero Tipo I:  $R = 5.0$  (Sec V.6 y V.7)

Tomando en cuenta los valores indicados en la Sección V.9, se tendrá lo siguiente:

- $T^* = 0,7$  Máximo período en el intervalo donde los espectros tienen un valor constant
- $\beta = 2,6$  Factor de magnificación promedio.
- $\rho = 1,0$  Exponente que define la rama descendente del espectro.
- $T_0 = 0,18$  Período a partir del cual los espectros tienen un valor constante (seg.)
- $T^+ = 0,4$  Período característico de variación de respuesta dúctil.
- $c = 1,18$   $c = \sqrt[4]{R / \beta}$

Evaluando diferentes periodos vibración, en las Ecuaciones V-1, V-2 y V-3, se tendrán los siguientes valores y graficas de espectros de respuesta y diseño:

ESPECTRO DE DISEÑO		
T (seg)	CONDICIÓN	Ad (g)
0,00	T < T+	0,351
0,05	T < T+	0,313
0,10	T < T+	0,276
0,15	T < T+	0,248
0,20	T < T+	0,232
0,25	T < T+	0,216
0,30	T < T+	0,203
0,35	T < T+	0,192
0,40	T < T+	0,184
0,45	T+ ≤ T ≤ T*	0,183
0,50	T+ ≤ T ≤ T*	0,183
0,55	T+ ≤ T ≤ T*	0,183
0,60	T+ ≤ T ≤ T*	0,183
0,65	T+ ≤ T ≤ T*	0,183
0,70	T+ ≤ T ≤ T*	0,183
0,75	T > T*	0,173
0,80	T > T*	0,162
0,85	T > T*	0,152
0,90	T > T*	0,144
0,95	T > T*	0,136
1,00	T > T*	0,129
1,20	T > T*	0,111
3,20	T > T*	0,043
3,40	T > T*	0,043
3,60	T > T*	0,037
3,80	T > T*	0,037
4,00	T > T*	0,032

ESPECTRO DE RESPUESTA		
T (seg)	CONDICIÓN	Ad (g)
0,00	T < To	0,351
0,05	T < To	0,511
0,10	T < To	0,672
0,15	T < To	0,832
0,20	To ≤ T ≤ T*	0,913
0,25	To ≤ T ≤ T*	0,913
0,30	To ≤ T ≤ T*	0,913
0,35	To ≤ T ≤ T*	0,913
0,40	To ≤ T ≤ T*	0,913
0,45	To ≤ T ≤ T*	0,913
0,50	To ≤ T ≤ T*	0,913
0,55	To ≤ T ≤ T*	0,913
0,60	To ≤ T ≤ T*	0,913
0,65	To ≤ T ≤ T*	0,913
0,70	To ≤ T ≤ T*	0,913
0,75	T > T*	0,863
0,80	T > T*	0,809
0,85	T > T*	0,761
0,90	T > T*	0,718
0,95	T > T*	0,680
1,00	T > T*	0,645
1,20	T > T*	0,555
3,20	T > T*	0,213
3,40	T > T*	0,213
3,60	T > T*	0,183
3,80	T > T*	0,183
4,00	T > T*	0,160

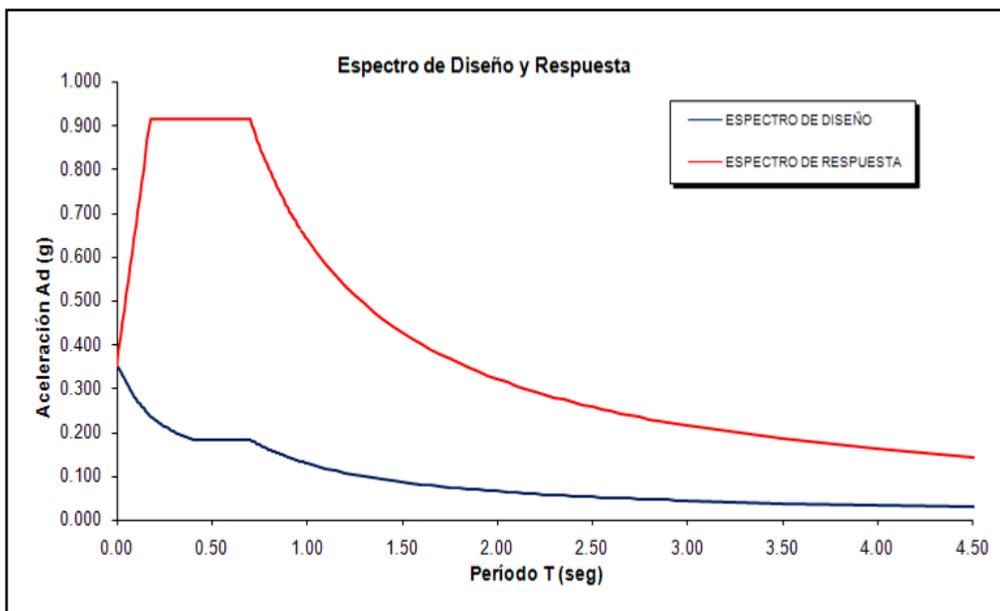


Figura V.2: Valores y Gráficos de Espectros de Diseño y Respuesta.

## **VI. CASOS Y COMBINACIONES DE CARGAS DE DISEÑO.**

El diseño de las estructura de acero según la AISC pudiese ser según el Método de las Tensiones Admisibles o el Método de los Estados Límites, sin embargo en nuestro país se usa, principalmente, el Método de los Estados Límites, cuyo objetivo es mantener una baja probabilidad de alcanzar un estado límite preestablecido para una dada tipología estructural.

Para lograr este objetivo 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. En las normas se alcanzan estos objetivos multiplicando las solicitaciones por sus factores de mayoración para cuantificar la demanda y multiplicando las resistencias teóricas por sus correspondientes factores de minoración para calcular la capacidad.

### **VI.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)

### **VI.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 de la hipótesis de solicitaciones que produzca el efecto más desfavorable.

1.4CP	(VI-1)
1.2CP + 1.6CV + 0.5CVt	(VI-2)
1.2CP + 1.6CVt + (0.5CV o 0.8W)	(VI-3)
1.2CP + 1.3W + 0.5CV + 0.5CVt	(VI-4)
0.9CP + 1.3W	(VI-5)
1.2CP + $\gamma$ CV $\pm$ S	(VI-6)
0.9CP $\pm$ S	(VI-7)

El factor de mayoración de la Carga Variable ( $\gamma$ ) 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 ( $S_H$ ) más los efectos alternantes de la componente sísmica vertical, como se indica a continuación:

$$S = S_H \pm (0.2\alpha\phi\beta A_o)CP \quad \text{(VI-8)}$$

- En las combinaciones especiales donde se incorpore el factor de sobrerresistencia ( $\Omega_o$ ), puede tomarse  $S_H$  como el efecto de la componente sísmica más desfavorable.

En el diseño de las estructuras de aceros 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:

$$1.2CP + \gamma CV \pm \Omega_o S_H \quad \text{(VI-9)}$$

$$0.9CP \pm \Omega_o S_H \quad \text{(VI-10)}$$

La carga sísmica amplificada  $\Omega_0 S_H$  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 sobrerresistencia del sistema estructural dependerá de la configuración del mismo y tendrá los siguientes valores:

- Sistemas aporricados:  $\Omega_0 = 3.00$
- Pórticos con diagonales concéntricas o excéntricas:  $\Omega_0 = 2.00$

## VII. CRITERIOS PARA EL ANÁLISIS DINÁMICO ESPACIAL.

### VII.1. Período Fundamental de la Estructura:

El valor del período fundamental de la estructura calculado en el análisis dinámico espacial, no excederá el valor de 1.4 veces el período estimado de la estructura ( $T_a$ ) definido de la siguiente forma:

- Para edificaciones Tipo I:

$$T_a = C_t h_n^{0.75} \quad \text{(VII-1)}$$

- Para edificaciones de cualquier otro Tipo:

$$T_a = 0.05 h_n^{0.75} \quad \text{(VII-2)}$$

Donde:

$C_t = 0.07$  para edificios de concreto o mixtos acero concreto.

$C_t = 0.08$  para edificios de acero.

$h_n$  = Altura de la edificación medida desde el ultimo nivel hasta el primer nivel donde los desplazamientos estén restringidos.

### VII.2. Número mínimo de modos de vibración:

El número de modos de vibración ( $N_3$ ) a utilizar en el análisis dinámico, será el mayor entre los dos siguientes valores:

- $N_3 = 3N_1$ , donde  $N_1$  está dado por valor de las siguientes formulas:
  - Para edificaciones con menos de 20 pisos:

$$N_1 = \frac{1}{2} \left( \frac{T_1}{T^*} - 1.5 \right) + 3 \geq 3 \quad \text{(VII-3)}$$

– Para edificaciones de 20 pisos o más:

$$N_1 = \frac{2}{3} \left( \frac{T_1}{T^*} - 1.5 \right) + 4 \geq 4 \quad \text{(VII-4)}$$

Donde:

$T_1$  = Período del modo fundamental.

Los valores  $N_1$  deben redondearse al entero inmediato superior. Para estructuras de menos de 3 pisos, el número de modos a incorporar es igual al número de pisos.

- $N_3$  = Numero de modos que garanticen que la sumatoria de masas participativas de los primeros  $N$  modos exceda el 90% de la masa total del edificio para cada una de las direcciones de análisis.

### **VII.3. Cortante Basal:**

El cortante basal  $V_o$  deberá compararse con el valor calculado según el Método Estático Equivalente, definido en el artículo 9.3 de la Norma COVENIN 1756-01, para un período de  $1.6 T_a$ , el cual se denota como  $V_o^*$ . Cuando  $V_o$  sea menor a  $V_o^*$ , los valores de diseño se deberán multiplicar por  $V_o^*/V_o$ .

$$V_o^* = \mu A_d W \quad \text{(VII-5)}$$

Donde:

$A_d$  = Ordenada del espectro de diseño para el período de  $1.6 T_a$ .

$W$  = Peso total de la edificación.

$\mu$  = Mayor de los siguientes valores.

$$\mu = 1.4 \left[ \frac{N+9}{2N+12} \right] \quad \text{(VII-6)}$$

$$\mu = 0.80 + \frac{1}{20} \left[ \frac{1.6T_a}{T^*} - 1 \right] \quad \text{(VII-7)}$$

N = Número de niveles.

#### **VII.4. Torsión adicional:**

Los efectos de la componente rotacional del terreno y de las incertidumbres en la ubicación de centros de masa y rigidez, se incluyen en el diseño añadiendo a los resultados del análisis dinámico, las solicitaciones más desfavorables que resulten de aplicar estáticamente sobre la edificación los siguientes momentos torsores:

Para sismo X:

$$Mt_{kx} = \pm V_{kx} (0.06B_{ky}) \quad \text{(VII-8)}$$

Para sismo Y:

$$Mt_{ky} = \pm V_{ky} (0.06B_{kx}) \quad \text{(VII-9)}$$

Donde:

$V_{kx}, V_{ky}$  = Fuerza cortante de piso en el nivel k en la dirección X o Y.

$B_{kx}, B_{ky}$  = Mayor dimensión horizontal de la edificación en el nivel k en la dirección X o Y.

El momento torsor en un piso no podrá ser menor que en ninguno de los niveles superiores.

## VIII. CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS DE LA EDIFICACIÓN.

### VIII.1. Desplazamientos Laterales Totales:

El desplazamiento lateral total  $\Delta_i$  del nivel  $i$  se calculará como:

$$\Delta_i = 0.8R\Delta_{ei} \quad \text{(VIII-1)}$$

Donde:

$R$  = Factor de Reducción de Respuesta.

$\Delta_{ei}$  = Desplazamiento lateral del nivel  $i$  calculado para las fuerzas de diseño.

### VIII.2. Valores Límites:

Se denomina deriva ( $\delta_i$ ) a diferencia de desplazamientos totales entre dos niveles consecutivos, existen valores límites para la deriva de entre pisos a fin de controlar los desplazamientos de la estructura, determinados por el cociente que se muestra a continuación y cuyo valor no excederá los valores de la Tabla VIII.1:

$$\frac{\delta_i}{h_i - h_{i-1}} \quad \text{(VIII-2)}$$

TIPO Y DISPOSICION DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	EDIFICACIONES		
	GRUPO A	GRUPO B1	GRUPO B2
Susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0.012	0.015	0.018
No susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0.016	0.020	0.024

**Tabla VIII.1: Valores límites de deriva/altura de entrepiso.** (Fuente: COVENIN 1756-01)

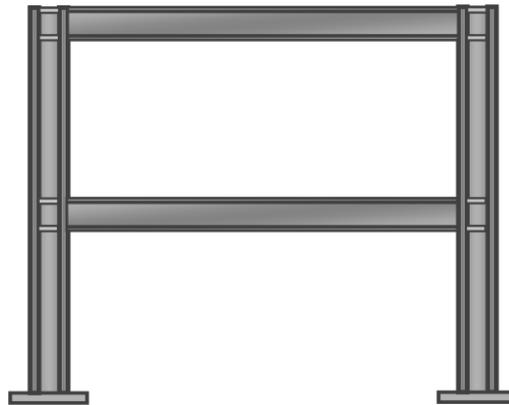
## IX. ESTRUCTURAS TIPO PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTOS.

### IX.1. Características:

En este tipo de sistema estructural se espera que los miembros, juntas y conexiones de los pórticos de acero sean capaces de soportar deformaciones inelásticas significativas cuando sean sometidos a las fuerzas resultantes de los movimientos sísmicos de diseño que actúan conjuntamente con las acciones gravitacionales. Las características principales de este tipo de sistemas estructurales son:

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

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

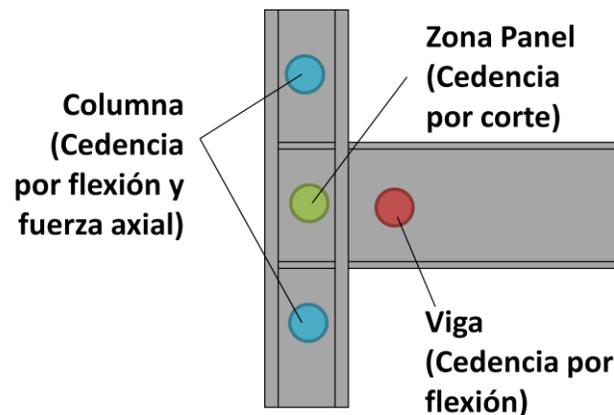


**Figura IX.1: Pórtico Resistente a Momento.** (Fuente: Presentaciones AISC)

## IX.2. Desempeño Estructural:

Son sistemas capaces de desarrollar ductilidad, disipación de energía e incursiones significativas en el rango inelástico.

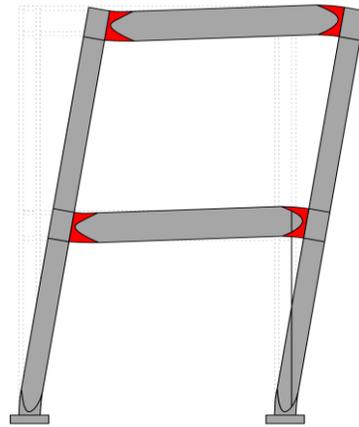
- Sistemas con poca rigidez elástica.
- Los mecanismos que pueden presentarse son:
  - Cedencia por flexión en las **Vigas**.
  - Cedencia por corte en la zona del **Panel**.
  - Cedencia por flexión y fuerza axial en **Columnas**.



**Figura IX.2: Posible ubicación de mecanismo en un sistema MRF.**

(Fuente: V Diplomado Estructural CSI Caribe)

- Para lograr una buena ductilidad y disipación de energía es necesario que se presente el mecanismo de rótulas plásticas en vigas.



**Figura IX.3: Pórtico con formación de rótulas plásticas en vigas.**

(Fuente: V Diplomado Estructural CSI Caribe)

- De presentarse rótulas plásticas en columnas podría generarse un entrepiso débil y con ello provocar el colapso de la estructura.

### **IX.3. Clasificación según su nivel de desempeño sismorresistente:**

- **Pórticos Especiales a Momentos:** son sistemas capaces de desarrollar incursiones inelásticas significativas, de manera estable. Estos pórticos serán los que cumplen con el Nivel de Diseño ND3. En las normas AISC son conocidos como “*Special Moment Frames*” o SMF.
- **Pórticos Intermedios a Momentos:** son sistemas capaces de desarrollar incursiones inelásticas moderadas, de manera estable. Estos pórticos serán los que cumplen con el Nivel de Diseño ND2. En las normas AISC son conocidos como “*Intermediate Moment Frames*” o IMF.
- **Pórticos Ordinarios a Momentos:** son sistemas con una capacidad inelástica muy limitada, su desempeño está basado en el rango elástico. Estos pórticos serán los que cumplen con el Nivel de Diseño ND1. En las normas AISC son conocidos como “*Ordinary Moment Frames*” u OMF.

#### IX.4. Requisitos en Pórticos Especiales a Momento:

##### IX.4.a. Disposiciones Generales:

Los Pórticos Especiales a Momento o SMF deberán satisfacer los requerimientos establecidos en el Capítulo 9 de la Parte I de la Norma AISC 341-05.

##### IX.4.b. Conexiones vigas-columnas:

Las conexiones de vigas con columnas usadas en un sistema sismorresistente deberán satisfacer los tres 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  $0.80 M_p$  de la viga conectada, para una deriva de piso de 0.04 rad.

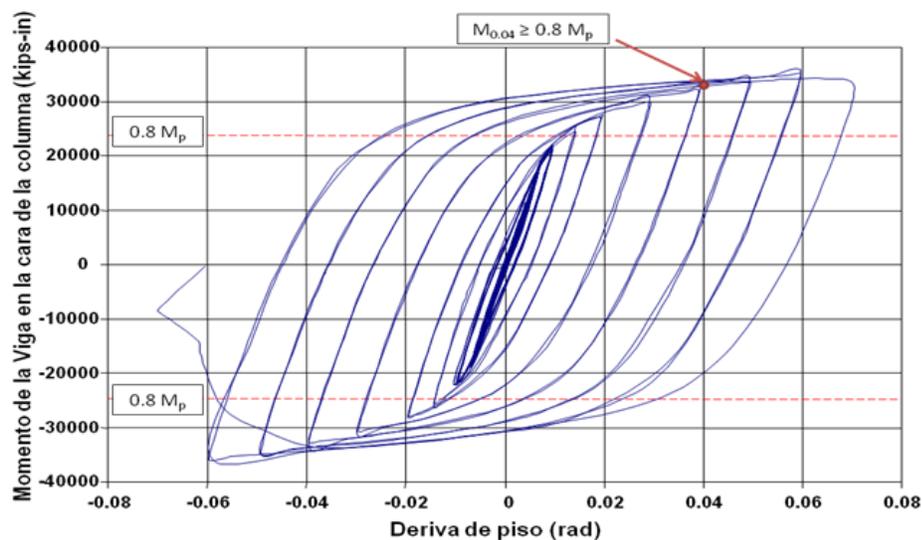


Figura IX.4: Diagrama de Histéresis típico esperado. (Fuente: V Diplomado Estructural CSI Caribe)

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

$$V_{ub} = (2M_{pr}/L_h) + V_g \quad \text{(IX-1)}$$

Donde:

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

$M_{pr} = 1.1 R_y M_p = 1.1 R_y Z_b F_{yb}$  = 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).

IX.4.c. Zona del Panel de conexiones vigas-columnas:

La resistencia requerida a corte de la Zona Panel deberá ser determinada por la suma de los momentos en las caras de las columnas determinado por la proyección de los momentos esperado en los puntos de las rotulas plásticas en las caras de las columnas.

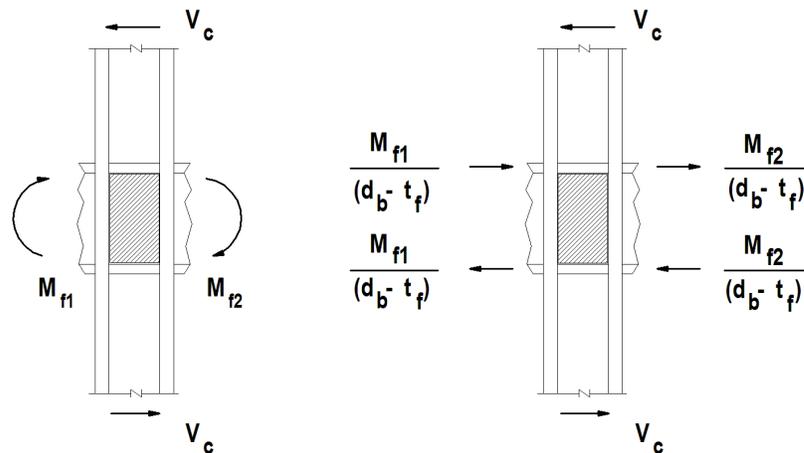


Figura IX.5: Distribución de Fuerzas en la Zona del Panel. (Fuente: AISC 341-05)

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

$$M_f = M_{pr} + V_{ub} s_h \quad \text{(IX -2)}$$

Donde:

$M_{pr}$  = 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 tendrá que considerar el efecto de la Resistencia Esperada a Corte actuando en la columna ( $V_{uc}$ ) determinado de la siguiente forma:

$$V_{uc} = (2M_{pc}/L_c) \quad (IX-3)$$

Donde:

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

$L_c = H_c - d_b$  = Luz libre de la columna.

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

$$M_{pc} = Z_c (F_{yc} - P_{uc} / A_g) \quad (IX-4)$$

Donde:

$P_{uc}$  = 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:

$$R_u \leq \phi_v R_v \quad (IX-5)$$

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

$$R_u = \frac{\sum M_f}{(d_b - t_f)} - V_{uc} \quad (IX-6)$$

La Resistencia Nominal basada en el estado límite de cedencia por corte ( $R_v$ ) será determinada según lo especificado en la sección J10.8 de la Norma AISC 360-05 "Specification for Structural Steel Buildings", con las siguientes fórmulas:

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

$$R_v = 0.6 F_y d_c t_p \left[ 1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right] \quad (IX-7)$$

Si  $P_u > 0.75 P_y$  en la columna (No Recomendado):

$$R_v = 0.6 F_y d_c t_p \left[ 1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right] \left[ 1.9 - \frac{1.2 P_u}{P_y} \right] \quad (IX-8)$$

Donde:

$d_c, d_b$  = Altura de Columna y Viga correspondiente.

$b_{cf}$  = Ancho del Ala de la Columna.

$t_{cf}$  = Espesor del Ala de la Columna.

$t_p$  = Espesor total del Alma de la Columna en la Zona Panel, incluyendo las planchas adosadas de refuerzo (si las hubiese).

$P_y = A_g F_y$  = 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:

$$t \geq (d_z + w_z)/90 \quad (IX-9)$$

Donde:

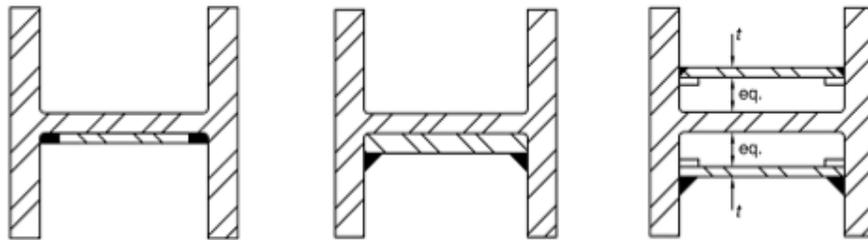
$t$  = Espesor del alma de la columna o de la plancha adosada.

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

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

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

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 IX.6: Colocación y Soldadura en planchas adosadas al alma de la columna.**

(Fuente: AISC 341-05)

#### IX.4.d. 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 ( $\lambda_{ps}$ ), 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 “*Límites 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 límites serán:

**Alas de Vigas:**

$$\frac{b_f}{2 t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad \text{(IX-10)}$$

**Almas de Vigas:**

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad \text{(IX-11)}$$

IX.4.e. Limitaciones en columnas:

Las columnas deberán cumplir con los siguientes requisitos:

- **Relación Ancho-Espesor:** Las secciones deben ser compactas sísmicas ( $\lambda_{ps}$ ), 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:**

$$\frac{b_f}{2 t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad \text{(IX-12)}$$

### Almas de Columnas:

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_y} \leq 0.125:$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 3.14 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \left[ 1 - 1.54 \frac{P_u}{\phi P_y} \right] \quad (\text{IX-13})$$

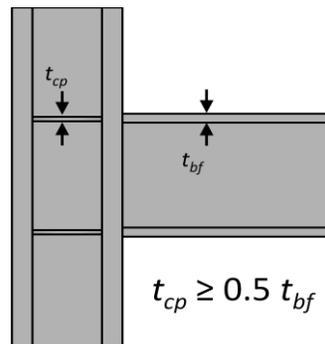
$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_y} > 0.125:$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \left[ 2.33 - \frac{P_u}{\phi P_y} \right] > 1.49 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad (\text{IX-14})$$

#### IX.4.f. 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:

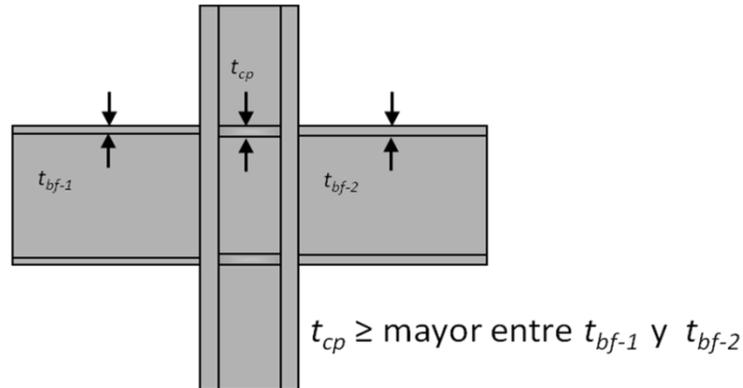
- Para las uniones de Vigas-Columnas en una sola cara el espesor de Plancha de Continuidad debe ser como mínimo la mitad del espesor del ala de la viga que se conecta a la columna.



**Figura IX.7: Planchas de continuidad en conexiones de una viga al ala de la columna.**

(Fuente: V Diplomado Estructural CSI Caribe)

- 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 IX.8: Planchas de continuidad en conexiones de dos vigas a las alas de la columna.**

(Fuente: V Diplomado Estructural CSI Caribe)

- 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:

$$t_{cf} \geq 0.4 \sqrt{1.8 b_{bf} t_{bf} \frac{R_{yb} F_{yb}}{R_{yc} F_{yc}}} \quad \text{(IX-15)}$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{6} \quad \text{(IX-16)}$$

Donde:

$t_{cf}$  = Espesor del Ala de la Columna.

$b_{bf}$  = Ancho del Ala de la Viga.

$t_{bf}$  = Espesor del Ala de la Viga.

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

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

#### IX.4.g. 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.

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1.0 \quad \text{(IX-17)}$$

Donde:

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

$$M_{pb}^* = M_{pr} + V_{ub} (s_h + d_c / 2) \quad \text{(IX-18)}$$

Donde:

$M_{pr}$  = 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, según la fórmula VIII-1 de este capítulo.

$s_h$  = 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).

$$M_{pc}^* = M_{pc} + V_{uc} (d_b/2) \quad \text{(IX-19)}$$

Donde:

$M_{pc}$  = 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, según la fórmula IX-3 de este capítulo.

$d_b$  = Ancho de la viga.

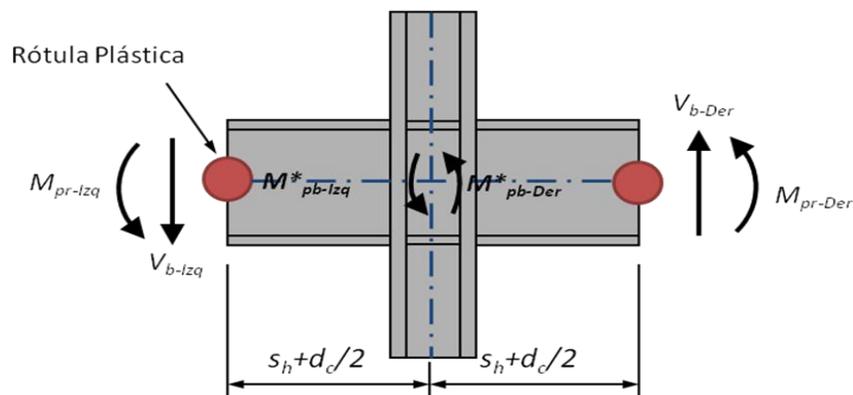


Figura IX.9: Cálculo de  $M_{pb}^*$ . (Fuente: V Diplomado Estructural CSI Caribe)

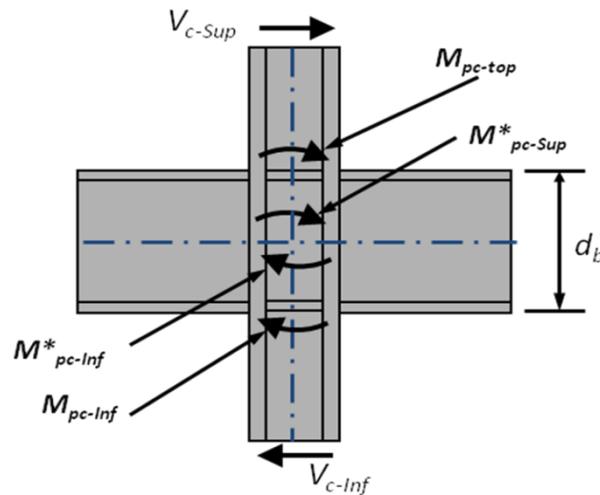


Figura IX.10: Cálculo de  $M_{pc}^*$ . (Fuente: V Diplomado Estructural CSI Caribe)

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 las cuales 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 sobrerresistencia 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.

#### IX.4.h. Conexiones Viga-Columna con Arriostamiento 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.

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 2.0 \quad \text{(IX-20)}$$

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.

$$0.02F_y b_{fb} t_{fb} \quad \text{(IX-21)}$$

- 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.

#### IX.4.i. Conexiones Viga-Columna sin Arriostramiento Lateral:

Las columnas con conexiones Viga-Columna sin soporte lateral en la dirección transversal a la del pórtico sísmico, se diseñara 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  $\Omega_0 S_H$ , donde  $S_H$  representa la componente horizontal de la fuerza sísmica y  $\Omega_0$  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 IX.4.h., más el momento de segundo orden que resulta del desplazamiento del ala de la columna.

#### IX.4.j. Arriostramiento Lateral de Vigas:

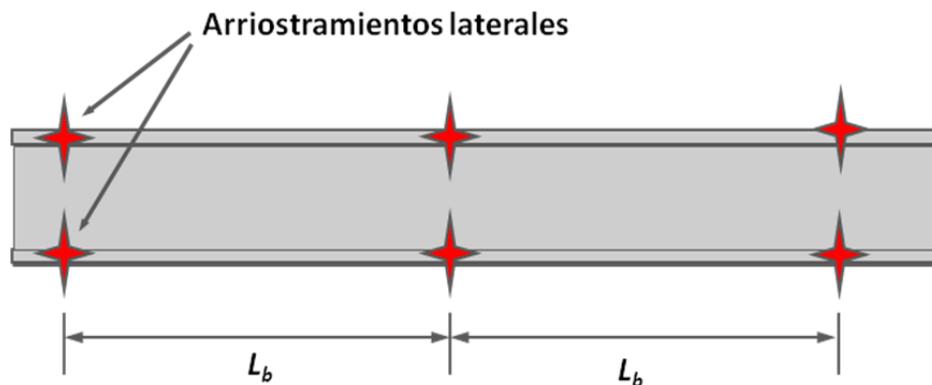
La alas de las vigas del sistema resistente a sismos deben estar debidamente arriostradas lateralmente para controlar el pandeo lateral torsional de las mismas.

$$L_b \leq 0.086 \left( \frac{E_s}{F_y} \right) r_y \quad \text{(IX-22)}$$

Donde:

$L_b$  = Distancia entre arriostramientos laterales.

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



**Figura IX.11: Localización de Arriostramientos laterales.**

(Fuente: V Diplomado Estructural CSI Caribe)

Los arriostramientos laterales deberán disponer de una resistencia a compresión y una rigidez adecuada para su correcto funcionamiento, estos valores se indican en la Sección XIII.2.

#### IX.4.k. Empalmes de Columnas:

Los empalmes de columnas para Sistemas SMF deberán cumplir con los requisitos descritos en la sección XIII-3, con la excepción de que se podrá usar soldadura de penetración completa que cumplan con los requisitos de la Sección 7.3b del Código AISC 341-05.

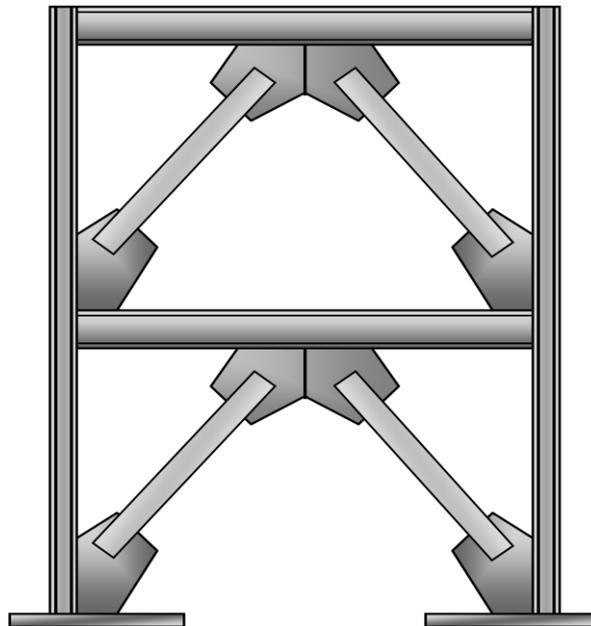
## X. ESTRUCTURAS TIPO PÓRTICO CON DIAGONALES CONCÉNTRICAS.

### X.1. Características:

Estos tipos de pórticos se diseñan para sistemas en Niveles de Diseño ND1 Y ND3, estos incluyen a los pórticos de acero con arriostramientos con diagonales concéntricas, dispuestas en X, V o V invertida, que solos o en combinación con pórticos forman parte del sistema resistente a sismo. 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.

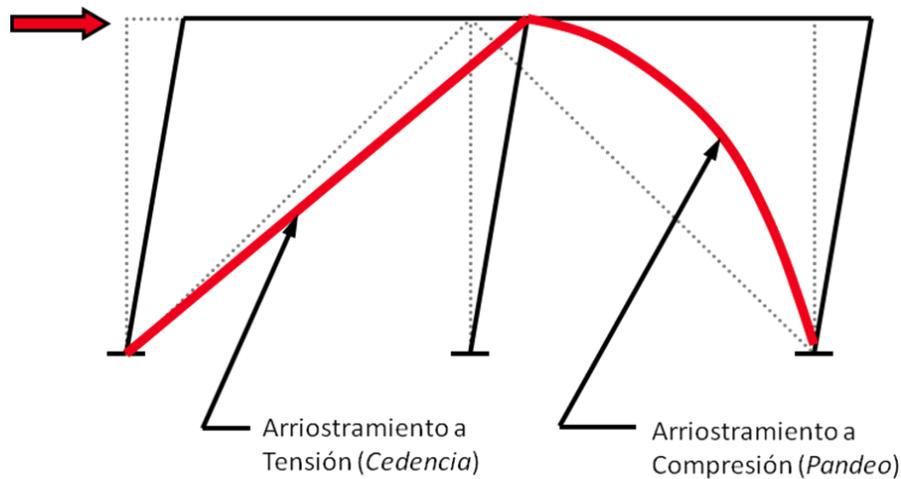
En las normas AISC a estos pórticos se les conoce con el término de “*Concentrically Brace Frames*” o con su abreviación CBF.



**Figura X.1: Pórticos con diagonales concéntricas.** (Fuente: Presentaciones AISC)

## X.2. Desempeño Estructural:

- Son sistemas capaces de desarrollar ductilidad, disipación 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.

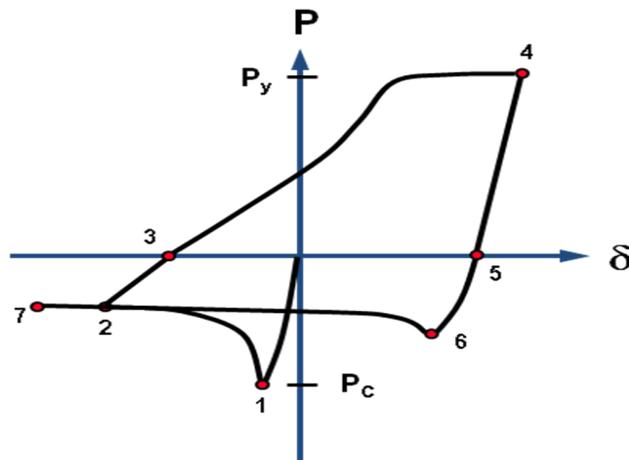


**Figura X.2: Desempeño estructural de un Pórtico con Diagonales Concéntricas.**

(Fuente: V Diplomado Estructural CSI Caribe)

### **X.3. Diagrama de Histéresis de un Arriostramiento Concéntrico:**

- Primera Fase: Se carga axialmente el elemento a compresión.
  - 1. Representa la capacidad a compresión definida por el pandeo del elemento.
  - 2. Representa la resistencia remanente a compresión (Post-pandeo). Se genera una rótula plástica en el centro del elemento (Debido al momento producido por efecto P- $\Delta$  en el miembro).
- Segunda Fase: Se descarga axialmente el elemento.
  - 3. Representa la deformación (acortamiento) remanente del elemento, generada al superar su capacidad elástica a compresión.
- Tercera Fase: Se carga axialmente el elemento a tracción:
  - 4. Representa la capacidad cedente del elemento a tracción.
- Cuarta Fase: Se descarga axialmente el elemento.
  - 5. Representa la deformación (alargamiento) remanente en el elemento al superar la capacidad elástica.
- Quinta Fase: Se carga axialmente el elemento a compresión en un segundo ciclo.
  - 6. Representa la capacidad a compresión “reducida” por el primer ciclo de carga.
  - 7. Representa la capacidad a compresión para cuando se forma nuevamente la rótula plástica en el medio del elemento.



**Figura X.3: Diagrama de Histéresis de un Arriostramiento Concéntrico.**

(Fuente: V Diplomado Estructural CSI Caribe)

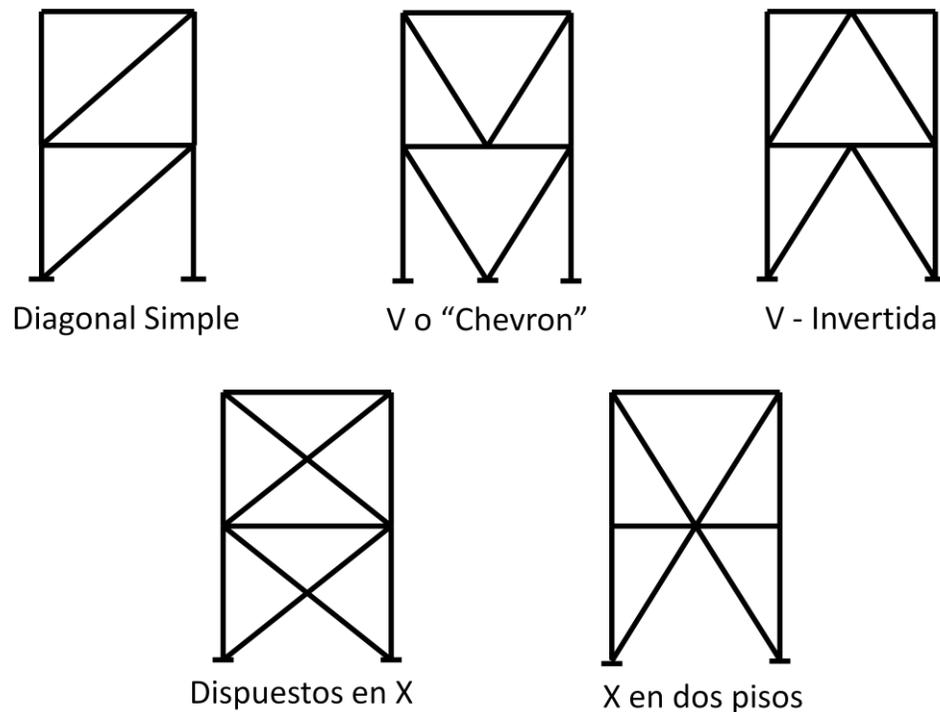
#### **X.4. Clasificación según la disposición de los arriostramientos:**

- 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.

#### **X.5. Clasificación según su nivel de desempeño sismorresistente:**

- **Pórticos Especiales con Arriostramientos Concéntricos:** son sistemas capaces de desarrollar incursiones inelásticas moderadas, de manera estable. Estos pórticos serán los que cumplen con el Nivel de Diseño ND3. En las normas AISC son conocidos como “*Special Concentrically Brace Frames*” o SCBF.

- **Pórticos Ordinarios con Arriostramientos Concéntricos:** son sistemas con una capacidad inelástica muy limitada, su desempeño está basado en el rango elástico. Estos pórticos serán los que cumplen con el Nivel de Diseño ND1. En las normas AISC son conocidos como “*Ordinary Concentrically Brace Frames*” u OCBF.



**Figura X.4: Clasificación según la disposición de los arriostramientos.**

(Fuente: COVENIN 1618-98)

## **X.6. Requisitos en Pórticos Especiales con Arriostramientos Concéntricos:**

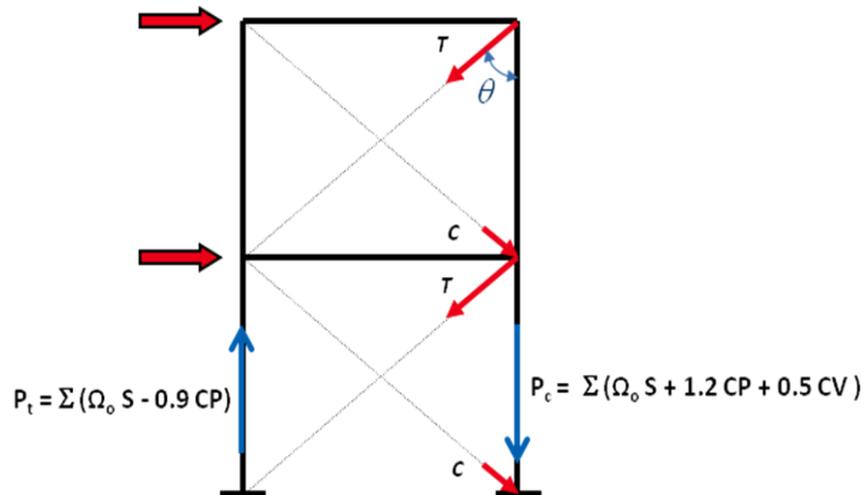
### **X.6.a. Disposiciones Generales:**

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.

X.6.b. 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:

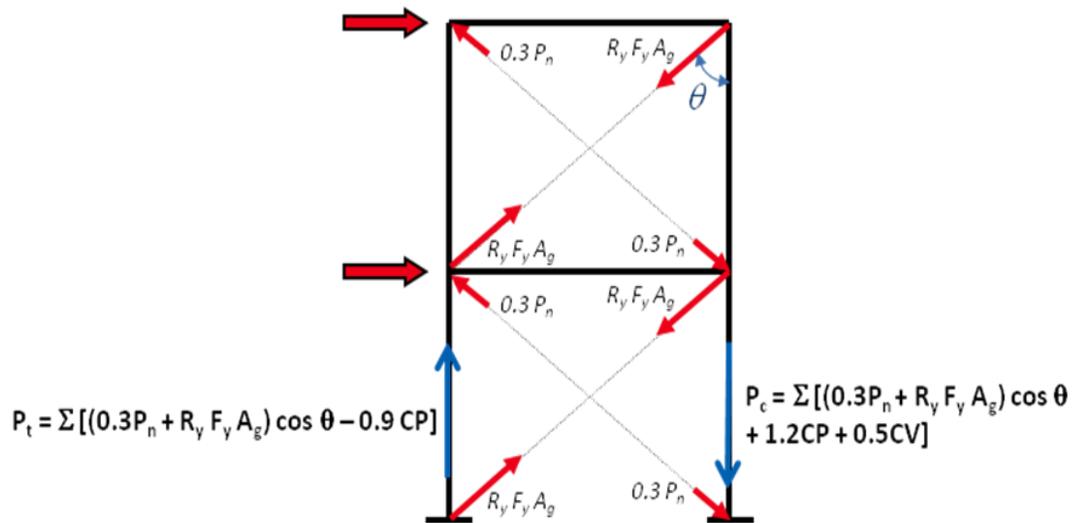
- Condición A: La resistencia disponible de las columnas debe ser mayor o igual a la demanda impuesta en las mismas, considerando la amplificación de la fuerza sísmica condicionada por el factor  $\Omega_0$ , que es igual a 2 para este tipo de sistemas SCBF.



**Figura X.5: Demanda en columnas para la Condición A.**

(Fuente: V Diplomado Estructural CSI Caribe)

- 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 X.6: Demanda en columnas para la Condición B.**

(Fuente: V Diplomado Estructural CSI Caribe)

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

$$\frac{KL}{r} \leq 4 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad (X-1)$$

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

$$4 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \leq \frac{KL}{r} \leq 200 \quad (X-2)$$

Donde:

K = Factor de Longitud Efectiva.

L = Longitud del Arriostramiento.

r = Radio de giro (Propiedad del Perfil Utilizado).

X.6.c. Resistencia Requerida en Arriostramientos:

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

$$P_t = R_y F_y A_g \quad (\text{X-3})$$

La resistencia a compresión en los arriostramientos será:

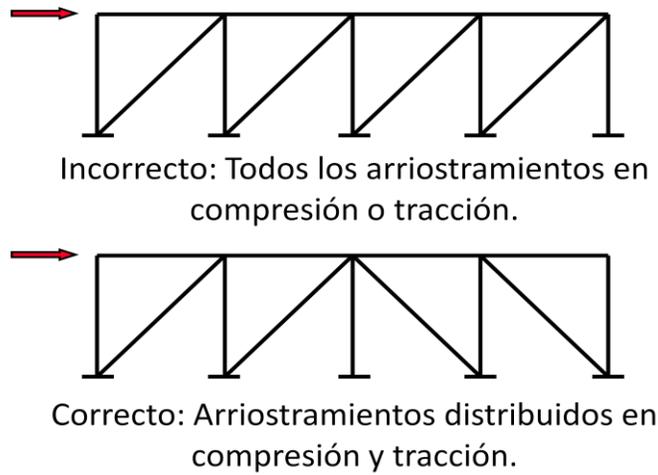
$$P_c = 1.1 R_y P_n = 1.1 R_y F_{cr} A_g \quad (\text{X-4})$$

La resistencia nominal a compresión ( $P_n$ ) será determinada por lo especificado en la Sección I.7.b. de este Trabajo Especial de Grado.

X.6.d. Distribución de Fuerzas Laterales:

Los arriostramientos se dispondrán a lo largo de cualquier línea resistente en direcciones alternadas, en forma tal que para cualquier dirección de la fuerza, paralela al arriostramiento, por lo menos un 30% pero no más del 70%, de la fuerza horizontal total, sea resistida por los arriostramientos traccionados, 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.

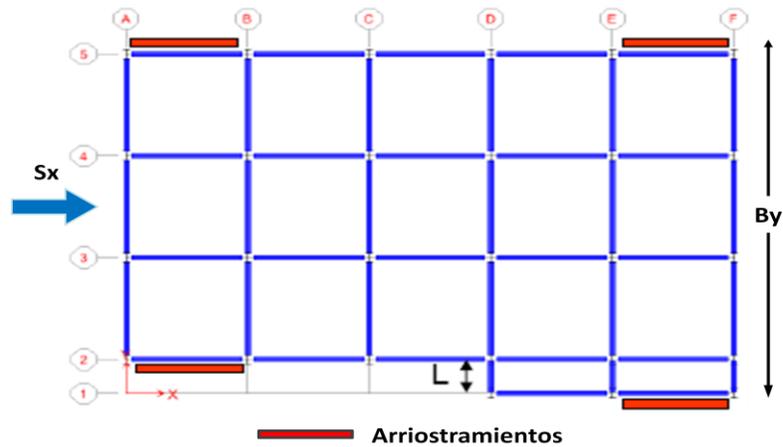
Lo que se traduce que la disposición de los arriostramiento debe ser alternante a fin de obtener una respuesta estructural estable y similar, en ambos sentidos de la acción sísmica, tal como se indica en la siguiente figura.



**Figura X.7: Distribución de Arriostramientos en Pórticos.**

(Fuente: V Diplomado Estructural CSI Caribe)

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 X.8: Distribución de Arriostramientos en planta.**

(Fuente: V Diplomado Estructural CSI Caribe)

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  $0.10B_y$ .

X.6.e. Limitaciones en Arriostramientos:

Los arriostramientos deberán cumplir con los siguientes requisitos:

- **Relación Ancho-Espesor:** Las secciones deben ser compactas sísmicas ( $\lambda_{ps}$ ), 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 “Límites 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:

**Alas de Arriostramientos:**

$$\frac{b_f}{2 t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad (\text{X-5})$$

**Almas de Arriostramientos:**

Si  $\frac{P_u}{\phi P_y} \leq 0.125$ :

$$\frac{h}{t_w} \leq 3.14 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \left[ 1 - 1.54 \frac{P_u}{\phi P_y} \right] \quad (\text{X-6})$$

Si  $\frac{P_u}{\phi P_y} > 0.125$ :

$$\frac{h}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \left[ 2.33 - \frac{P_u}{\phi P_y} \right] > 1.49 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad (\text{X-7})$$

X.6.f. Limitaciones en columnas:

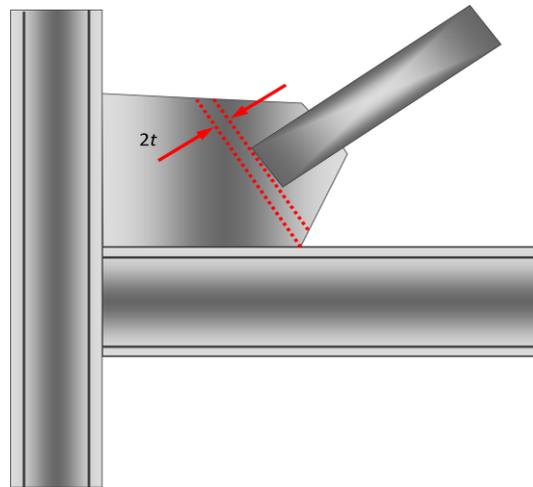
Las columnas deberán cumplir con los siguientes requisitos:

- **Relación Ancho-Espesor:** Las secciones deben ser compactas sísmicas ( $\lambda_{ps}$ ), a fin de limitar el pandeo local. Y cumplirán con las mismas relaciones que las columnas de los sistemas SMF, especificadas en la Sección IX.4.e.

X.6.g. 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”.



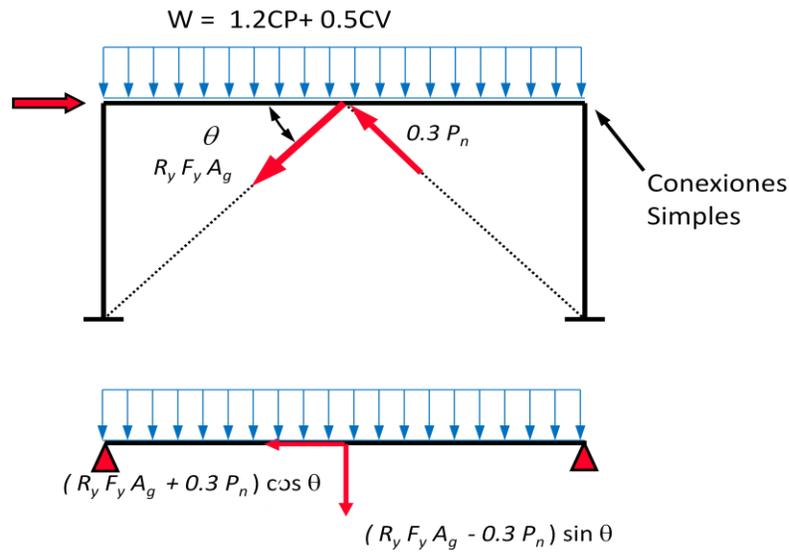
**Figura X.9: Plancha Nodo.** (Fuente: V Diplomado Estructural CSI Caribe)

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

#### X.6.h. 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:  $R_y F_y A_g$
  - Fuerza en arriostramientos a compresión:  $0.3 P_n$



**Figura X.10: Distribución de fuerzas en el sistema viga-arriostramiento**

(Fuente: V Diplomado Estructural CSI Caribe)

- Las vigas deben ser continua entre las columnas.
- Ambas alas de la viga deben estar soportadas lateralmente a una distancia menor que el limite  $L_{pd}$ .

$$L_{pd} = \left[ 0.12 + 0.076 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) \right] \left( \frac{E_s}{F_y} \right) r_y \quad (\text{X-8})$$

Donde:

$L_{pd}$  = 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.

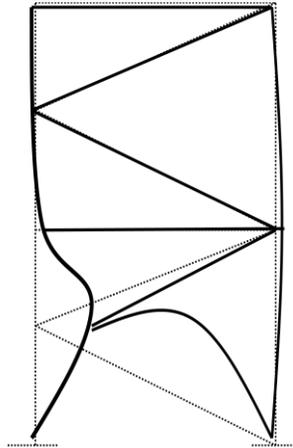
$r_y$  = Radio de giro menor.

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

### X.6.i. 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 X.11: Arriostramientos Tipo K.** (Fuente: V Diplomado Estructural CSI Caribe)

#### X.6.j. Empalmes en Columnas:

Adicionalmente a lo indicado en la Sección XIII.3, los empalmes en columnas deberán diseñarse como mínimo para desarrollar el 50% de la menor resistencia a flexión de los miembros conectados.

La resistencia requerida por corte en los empalmes de columnas se establece considerando la resistencia esperada a flexión en los extremos de la columna, según la siguiente ecuación:

$$V_{uc} = \sum M_{pc}/H \quad \text{(X-9)}$$

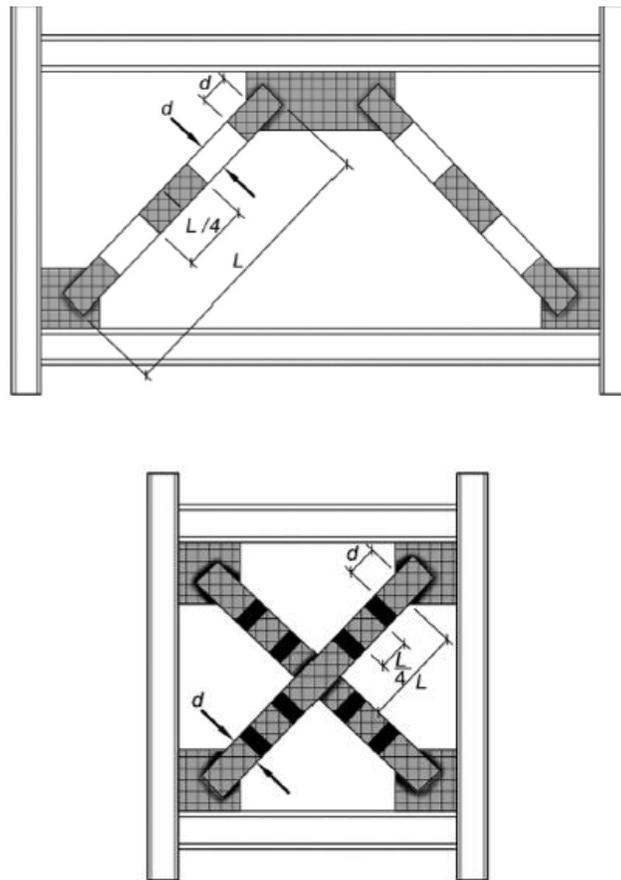
Donde:

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

H = Altura de entrepiso.

X.6.k. Zonas protegidas:

Las zonas protegidas en los arriostramientos pertenecientes a sistemas SCBF deberán incluir el centro de cada cuarto de la longitud del arriostramiento y las zonas adyacentes a cada conexión a una distancia igual al ancho del arriostramiento. Además deberá incluir los elementos que conectan los arriostramientos con las vigas y columnas.



**Figura X.12: Zonas protegidas en los pórticos V Invertida y Tipo X.** (Fuente: AISC 341-05)

## **XI. ESTRUCTURAS TIPO PÓRTICO CON DIAGONALES EXCÉNTRICAS.**

### **XI.1. Características:**

Estos tipos de pórticos se diseñaran para sistemas en Nivel de Diseño ND3 únicamente, estos incluyen arriostramientos excéntricos que solos o en combinación con pórticos forman parte del sistema resistente a sismo. Se espera que los miembros, juntas y conexiones de los pórticos de acero arriostrados con diagonales excéntricas sean capaces de soportar deformaciones inelásticas significativas cuando sean sometidos a las fuerzas resultantes de los movimientos sísmicos de diseño que actúan conjuntamente con las cargas gravitacionales. 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.

En las edificaciones de más de cinco pisos se permitirá estructurar el entrepiso más alto con diagonales concéntricas y considerarlo como parte integrante del pórtico con diagonales excéntricas para los propósitos de determinar los factores de sobrerresistencia y el factor de reducción de respuesta.

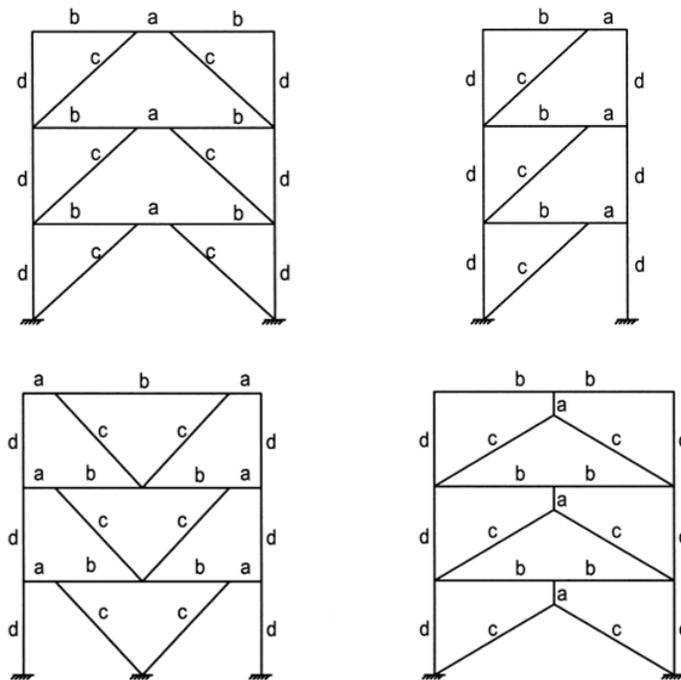
### **XI.2. Desempeño Estructural:**

- Sistemas capaces de desarrollar ductilidad, disipación de energía e incursiones inelásticas significativas.
- 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.

### XI.3. Clasificación según la disposición de los arriostramientos:

Los pórticos con diagonales excéntricas se pueden disponer de diversas formas ubicando la Viga-Eslabón en el centro de las vigas, a un costado de esta o a ambos, también puede estar dispuesta verticalmente de manera ortogonal fuera de la línea de la viga.



a: eslabón, b: viga colectora, c: arriostramiento, d: columna.

Figura XI.1: Ejemplos de Pórticos con Arriostramientos Excéntricos. (Fuente: AISC 341-05)

#### ***XI.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 Excéntricos**, en las normas AISC son conocidos como “*Eccentrically Brace Frames*” o EBF.

#### ***XI.5. Requisitos en Pórticos con Arriostramientos Excéntricos:***

##### ***XI.5.a. 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.

##### ***XI.5.b. Limitaciones en Viga-Eslabón:***

Las Vigas-Eslabón deberán cumplir con los siguientes requisitos:

- **Relación Ancho-Espesor:** Las secciones deben ser compactas sísmicas ( $\lambda_{ps}$ ), 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. Para los perfiles laminados con sección I los valores límites serán:

#### **Alas de Viga-Eslabón:**

$$\frac{b_f}{2 t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad \text{(XI-1)}$$

### Almas de Vigas-Eslabón:

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_y} \leq 0.125:$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 3.14 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \left[ 1 - 1.54 \frac{P_u}{\phi P_y} \right] \quad (\text{XI-2})$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_y} > 0.125:$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \left[ 2.33 - \frac{P_u}{\phi P_y} \right] > 1.49 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad (\text{XI-3})$$

- No se permite incorporar planchas adosadas ni soldaduras de penetración en el alma de los elementos “Eslabones”.

#### XI.5.c. 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 ( $\phi V_n$ ), donde  $\phi_v = 0.90$  y  $V_n$  será el menor de los siguientes valores:

- Cuando el eslabón fallaría por corte ( $e \leq 2M_p/V_p$ ):

$$V_n = V_p = 0.60 F_y (h - 2t_f) t_w \quad (\text{XI-4})$$

- Cuando el eslabón fallaría por flexión ( $e > 2M_p/V_p$ ):

$$V_n = 2M_p/e = 2ZF_y/e \quad (\text{XI-5})$$

Donde:

$V_p$  = 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:

$$P_u \leq 0.15P_y \quad \text{(XI-6)}$$

- 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:

$$V_{pa} = V_p \sqrt{1 - (P_u/P_y)^2} \quad \text{(XI-7)}$$

$$V_{pa} = 2M_{pa} / e = 2(1.18M_p [1 - (P_u/P_y)]) / e \quad \text{(XI-8)}$$

Donde:

$P_u$  = Carga Axial Mayorada Actuando en el Eslabón.

$P_y = A_g F_y$  = Rendimiento del Eslabón a Fuerza Axial.

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

- Cuando  $\rho'(A_w/A_g) \geq 0.30$  :

$$e \leq [1.15 - 0.5\rho'(A_w/A_g)] 1.6 M_p / V_p \quad \text{(XI-9)}$$

- Cuando  $\rho'(A_w/A_g) < 0.30$ :

$$e \leq 1.6 M_p/V_p \quad \text{(XI-10)}$$

Donde:

$$\rho' = P_u/V_u$$

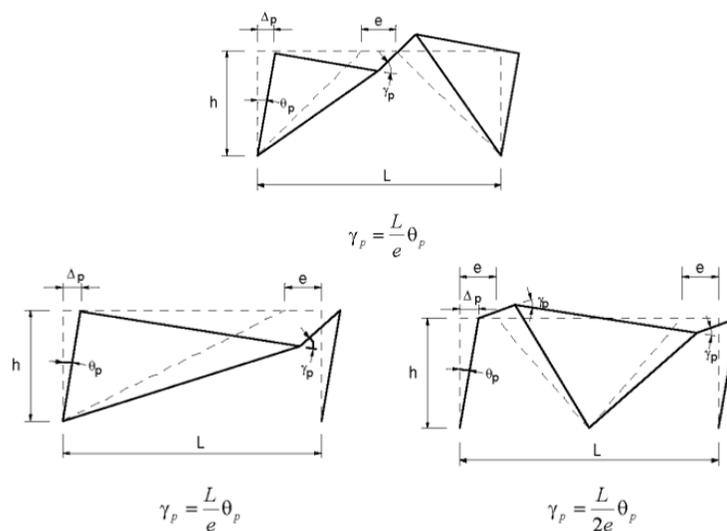
$P_u$  = Carga Axial Mayorada Actuando en el Eslabón.

$V_u$  = Corte Mayorado Actuando en el Eslabón.

$$A_w = (d - 2t_f) t_w = \text{Área del Alma del Perfil.}$$

#### XI.5.d. 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.



**Figura XI.2: Rotación plástica del eslabón.** (Fuente: AISC 341-05)

La rotación máxima del eslabón ( $\gamma_p$ ) 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.

Donde:

$V_p$  = Resistencia Esperada a Corte en el eslabón.

$M_p$  = Resistencia Esperada a Flexión en el eslabón.

$e$  = Longitud del eslabón.

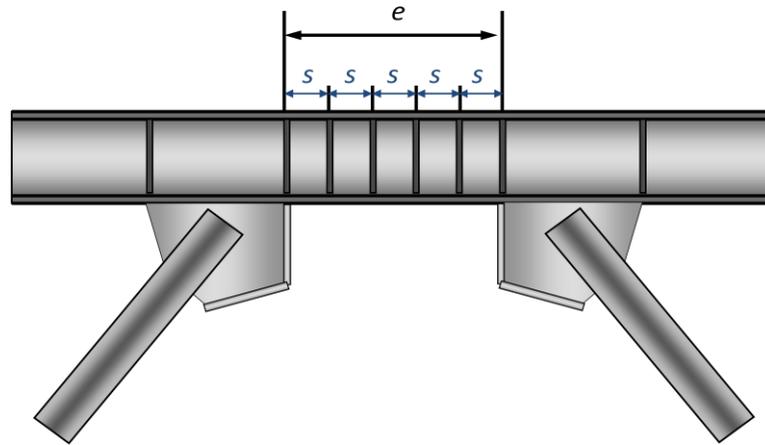
#### XI.5.e. Rigidizadores en la Viga-Eslabón:

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  $(b_f - 2t_w)$  y sus espesores mínimos será el mayor valor entre  $0.75 t_w$  o 10mm.

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

- Cuando  $e \leq 1.6 M_p/V_p$  la separación entre rigidizadores ( $s$ ) mínima será:
  - $30t_w - d/5$  para  $\gamma_p = 0.08$  rad.
  - $52t_w - d/5$  para  $\gamma_p \leq 0.02$  rad.

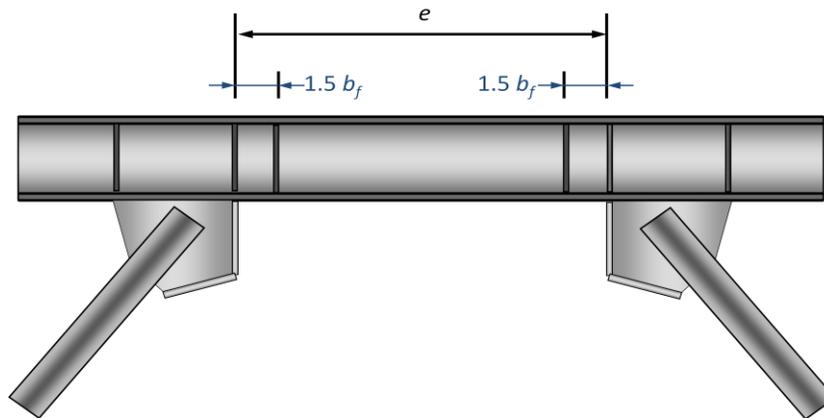
- La interpolación de los valores anteriores para  $0.02 < \gamma_p < 0.08$  rad.



**Figura XI.3: Colocación de Rigidizadores para  $e \leq 1.6M_p/V_p$ .**

(Fuente: V Diplomado Estructural CSI Caribe)

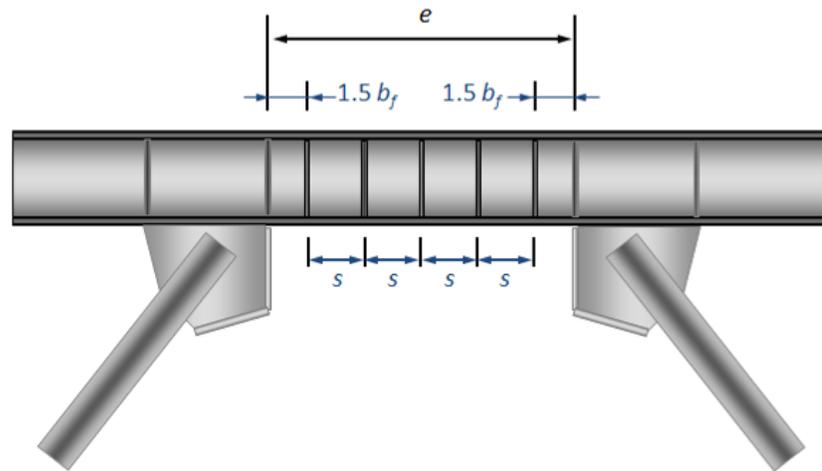
- Cuando  $2.6 M_p/V_p \leq e \leq 5 M_p/V_p$  se colocaran rigidizadores a una distancia  $1.5b_f$  de los rigidizadores colocados al principio y final del eslabón.



**Figura XI.4: Colocación de Rigidizadores para  $2.6M_p/V_p \leq e \leq 5M_p/V_p$ .**

(Fuente: V Diplomado Estructural CSI Caribe)

- Cuando el valor de la longitud del eslabón este entre  $1.6 M_p/V_p < e < 2.6 M_p/V_p$  se colocaran rigidizadores que cumplan con ambas condiciones anteriores.



**Figura XI.5: Colocación de Rigidizadores para  $1.6 M_p/V_p < e < 2.6 M_p/V_p$ .**

(Fuente: V Diplomado Estructural CSI Caribe)

- Cuando el valor de la longitud del eslabón exceda  $e > 5 M_p/V_p$  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  $R_n = A_{st} F_y$ , y para la soldadura en las alas del eslabón será al menos  $R_n = A_{st} F_y / 4$ , siendo  $A_{st}$  el área transversal de los rigidizadores conectados.

#### XI.5.f. 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 XI.5.d. 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 XI.5.c.

XI.5.g. 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 ( $\phi P_b$ ) mayor o igual a:

$$P_b = 0.06 M_r / h_o \quad \text{(XI-11)}$$

Donde:

$M_r = R_y Z F_y =$  Resistencia Esperada a Flexión en el Eslabón.

$h_o = b - t_f =$  Distancia entre los Centroides de las Alas del Eslabón.

Los arriostramientos laterales deberán cumplir con la rigidez adecuada señalada en la Sección XIII-2.

XI.5.h. Arriostramientos Diagonales:

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

**Alas de Arriostramientos:**

$$\frac{b_f}{2 t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad \text{(IX-12)}$$

### Almas de Arriostramientos:

$$\frac{h}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad (\text{IX-13})$$

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:

$$V_{MP} = 1.25R_y V_n \quad (\text{XI-14})$$

$$M_{MP} = \frac{e V_{MP}}{2} \quad (\text{XI-15})$$

Donde:

$V_n$  = 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:

$$P_{MP} = 1.1R_y P_n \quad (\text{XI-16})$$

Donde:

$P_n$  = Resistencia a Carga Axial del Arriostramiento.

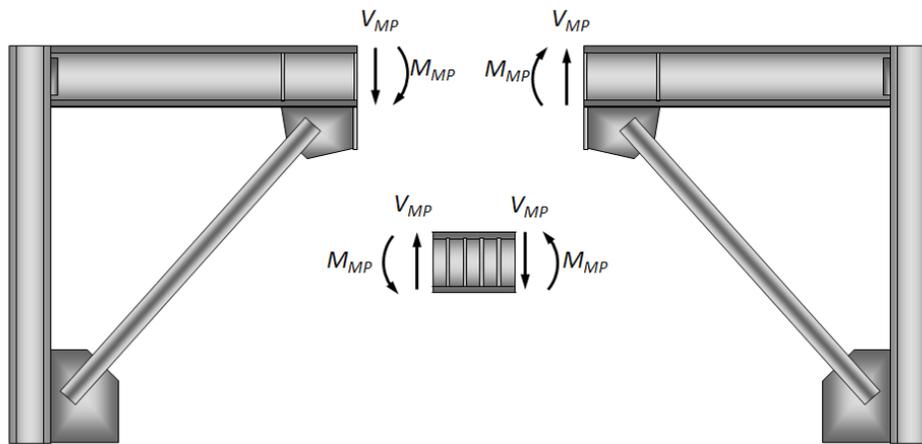
XI.5.i. Vigas fuera del Eslabón:

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:

$$V_{MP} = 1.1R_y V_n \quad \text{(XI-17)}$$

$$M_{MP} = \frac{e V_{MP}}{2} \quad \text{(XI-18)}$$

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



**Figura XI.6: Fuerzas en Vigas fuera del Eslabón.** (Fuente: V Diplomado Estructural CSI Caribe)

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 ( $V_{MP}$ ) entre el cortante último actuando en la viga eslabón ( $V_u$ ) siempre y cuando este factor sea mayor o igual el valor teórico recomendado ( $\Omega_0$ ).

$$\Omega_i = \frac{V_{MP}}{V_u} \geq \Omega_o \quad \text{(XI-19)}$$

Luego se determinara la combinación más desfavorable para el diseño de los elementos a flexo compresión (vigas fuera del eslabón y arriostramientos diagonales) sustituyendo el  $\Omega_o$ , por el factor de amplificación según sea el caso, en las combinaciones descritas en la formulas VI-9 y VI-10.

XI.5.j. 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.

XI.5.k. Requisitos en Columnas:

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

**Alas de Columnas:**

$$\frac{b_f}{2 t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad \text{(XI-20)}$$

### Almas de Columnas:

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_y} \leq 0.125:$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 3.14 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \left[ 1 - 1.54 \frac{P_u}{\phi P_y} \right] \quad \text{(XI-21)}$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_y} > 0.125:$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \left[ 2.33 - \frac{P_u}{\phi P_y} \right] > 1.49 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad \text{(XI-22)}$$

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 (VI-6 y VI-7) sustituyendo la acción sísmica por la sumatoria de los cortes máximos probable en las vigas eslabón por encima del nivel evaluado.

$$Q = \sum 1.1R_y V_n \quad \text{(XI-23)}$$

$$1.2CP + \gamma CV + Q \text{ (Compresión)} \quad \text{(XI-24)}$$

$$0.9CP - Q \text{ (Tracción)} \quad \text{(XI-25)}$$

## **XII. CONEXIONES EN ESTRUCTURAS DE ACERO.**

### **XII.1. Conexiones:**

Cuando se diseña una edificación para resistir las fuerzas, uno de los factores más importantes que tiene que tomarse en cuenta es el diseño de sus conexiones, ya que afecta el costo y la seguridad de la edificación.

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).

### **XII.2. Tipos de Conexiones:**

#### XII.2.a. Conexiones Simples:

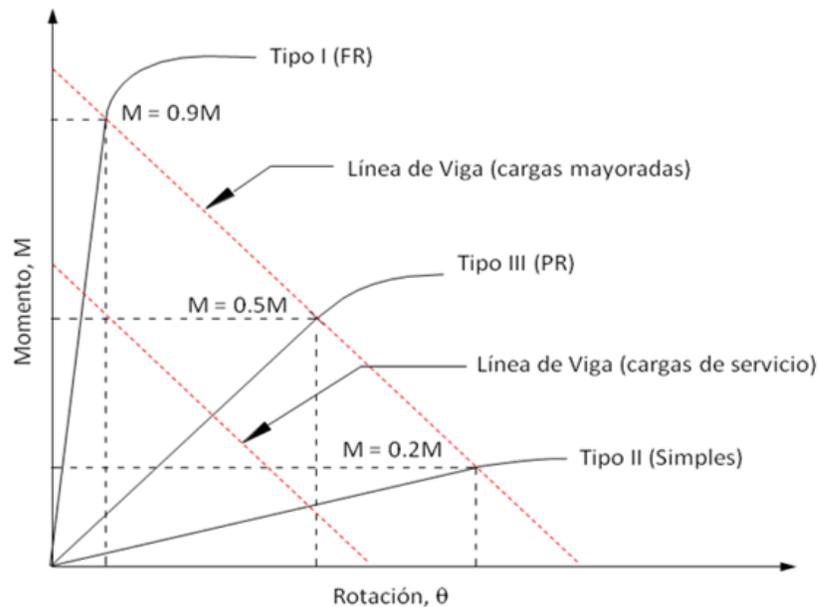
Son aquellas conexiones flexibles capaces de absorber las rotaciones de los extremos de las vigas simplemente apoyadas, su diseño será normalmente solo a por las reacciones a corte.

#### XII.2.b. Conexiones a Momentos o Rígidas:

Son aquellas conexiones donde los elementos se encuentren empotrados, se diseñarán considerando los efectos combinados de los momentos y las fuerzas cortantes 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 XII.1: Curvas de momento rotación según el tipo de conexión.** (Fuente: Elaboración Propia)

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. A continuación se muestran ejemplos de conexiones de uso frecuente en las estructuras:

### **XII.3. Criterios Básicos para el Diseño de las Conexiones.**

El concepto con que se diseñan los conectores, pernos o soldaduras así como los elementos conectantes se basa en aceptar la transmisión de la fuerza cortante que se realiza en el alma de la viga y que las fuerzas provenientes de la flexión se transmiten a través de las alas de las vigas.

XII.3.a. Criterios para el diseño de Conexiones Simples:

Como la conexión “articulada” está destinada a transmitir el corte de los elementos conectantes y los conectores se escogen para soportar corte, se espera que la ductilidad de la conexión permita una rotación adecuada para que se pueda considerar y modelar como una rótula.

XII.3.b. Criterios para el diseño de Conexiones Totalmente Restringidas:

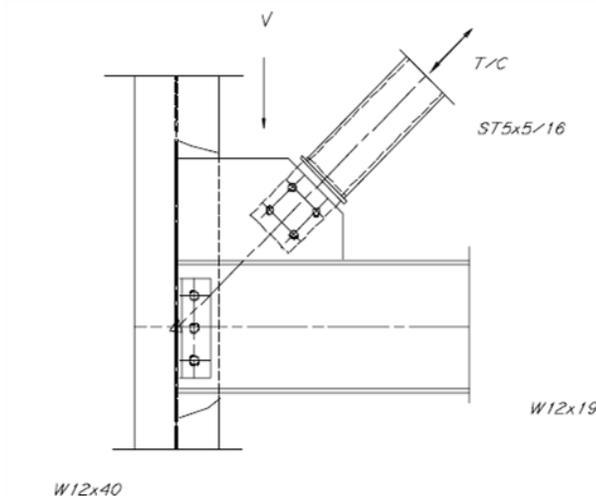
En el caso de las conexiones rígidas, adicionalmente a la transmisión del corte indicada anteriormente, se deberán considerar que las fuerzas generadas por el momento flector sean adecuadamente llevadas de las alas de las vigas a las alas de las columnas, ello se consigue uniendo las alas de vigas y columnas; por otro lado, para evitar que se dañe el alma de la columna por estas fuerzas se colocan frecuentemente planchas opuestas a las alas de las vigas, denominadas “rigidizadores en alma” o “planchas de continuidad”; finalmente, el alma de la columna deberá ser capaz también de soportar los esfuerzos cortantes radiales que se generan por el momento y, en muchos casos, se deberá reforzar mediante “planchas adosadas al alma” o “Double Plate”.

XII.3.c. Criterios para el diseño de Conexiones Parcialmente Restringidas:

Las conexiones semirrígidas son intermedias entre ambos de los tipos ya tratados y que por los elementos conectantes usados no se puede asegurar una rotación simultánea al requerimiento de la flexión entre viga y columna. Para su diseño se requiere un conocimiento especial de la cantidad de flexión a transmitir y las curvas de Momentos-Rotación del caso.

#### XII.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.



**Figura XII.2: Conexión Viga-Columna con arriostramientos diagonales.** (Fuente: AISC LRFD)

Las conexiones en pórticos arriostrados como la que se muestra en la figura anterior generalmente se hacen del tipo “articulada” pero para tomar las acciones axiales de los arriostramientos diagonales es necesario colocar Planchas Nodos o “Gusset Plate”.

## ***XII.5. Diseño de conexión a Corte con Rigidizador:***

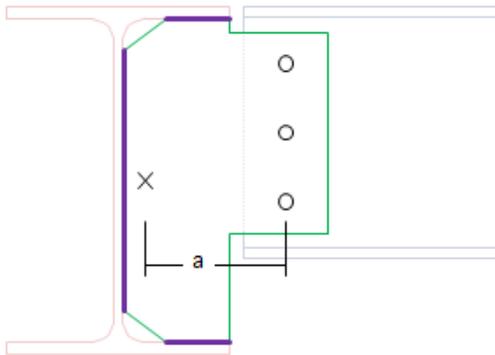
### ***XII.5.a. Fuerzas de Diseño:***

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

- El corte ultimo 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, determinada por la Ec. I-17.

### ***XII.5.b. Diseño de Pernos:***

Para el diseño de los pernos 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 XII.3: Excentricidad de la carga en una Conexión a Corte con Rigidizador.***

(Fuente: Elaboración Propia)

Donde el valor de la fuerza actuando sobre el perno más solicitado ( $P^*$ ) vendrá dado por las siguientes ecuaciones:

$$P^* = \sqrt{(P_x^*)^2 + (P_y^*)^2} \quad \text{(XII-1)}$$

$$P_x^* = \frac{V_u a y^*}{\sum y_i^2} \quad \text{(XII-2)}$$

$$P_y^* = \frac{V_u}{n_p} \quad \text{(XII-3)}$$

Donde:

$y^*$  = 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 ( $\phi P_{iv}$ ), cumpla con este valor. Además se revisará que la resistencia al aplastamiento ( $\phi R_n$ ) del perfil conectado y el rigidizador sea mayor o igual a  $P^*$ .

$$R_n = 2.4 d_p t_w F_u \quad \phi = 0.75 \quad \text{(XII-4)}$$

Donde:

$t_w$  = Espesor del alma del perfil a conectar o del rigidizador.

$F_u$  = Esfuerzo último del perfil a conectar o del rigidizador.

#### XII.5.c. 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.

XII.5.d. 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:

$$t_{smin} = \text{Máx} \left[ \frac{L_p}{64}; 6\text{mm} \right] \quad \text{(XII-5)}$$

$$t_{smax} = \text{Máx} \left[ \frac{d_p}{2} + \frac{25.4}{16}; t_{smin} \right] \quad \text{(XII-6)}$$

Donde:

$L_p$  = Longitud de plancha de corte.

Se revisará la resistencia a corte del rigidizador por los siguientes parámetros:

- Cedencia por corte de la plancha ( $\phi R_n$ ):

$$R_n = 0.6F_y (L_p t_s) \quad \phi = 1.00 \quad \text{(XII-7)}$$

- Rotura por corte de la plancha ( $\phi R_n$ ):

$$R_n = 0.6F_u A_n \quad \phi = 0.75 \quad \text{(XII-8)}$$

- Bloque de corte ( $\phi R_n$ ):

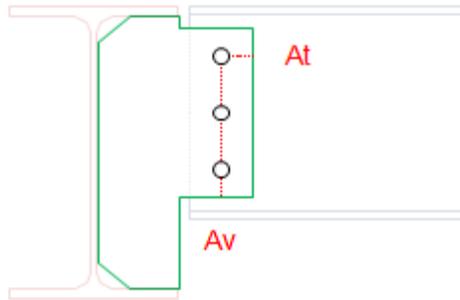
$$R_n = 0.6F_u A_{nv} + F_u A_{nt} \leq 0.6F_y A_{gv} + F_u A_{nt} \quad \phi = 0.75 \quad \text{(XII-9)}$$

Donde:

$A_{nv}$  = Área neta a corte.

$A_{gv}$  = Área gruesa a corte.

$A_{nt}$  = Área neta a tracción.



**Figura XII.4: Bloque de Corte en Rigidizador.** (Fuente: Elaboración Propia)

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 ( $M_u$ ).

$$\phi M_n = S_p \phi F_{cr} \quad \text{(XII-10)}$$

Donde:

$S_p$  = Modulo Elástico de la Sección de plancha de corte.

$$S_p = \frac{t_s L_p^2}{6} \quad \text{(XII-11)}$$

$\phi F_{cr}$  = Esfuerzo critico a flexión en la plancha de corte.

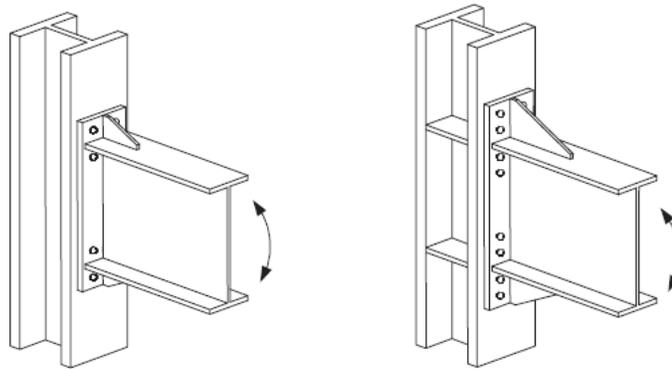
$$\phi F_{cr} = \sqrt{(\phi F_{ys})^2 - 3(f_v)^2} \quad \text{(XII-12)}$$

$f_v$  = Esfuerzo cortante en la plancha de corte.

$$f_v = \frac{V_u}{L_p t_s} \quad \text{(XII-13)}$$

## XII.6. 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 están ligadas 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 XII.5: End Plate de 4 y de 8 pernos con rigidizadores.**

(Fuente: Steel Design Guide 04- 2da Edición AISC)

### XII.6.a. Fuerzas de Diseño:

Las conexiones End Plate serán diseñadas con las fuerzas determinadas en la *Secciones IX.4.b.* y *IX.4.c.* Donde se encuentran las formulas 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.

XII.6.b. Cálculo de Pernos:

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

**4ES**

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

**(XII-14a)**

$$M_{np} = 2P_t (h_o + h_1)$$

**(XII-15a)**

**8ES**

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

**(XII-14b)**

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

**(XII-15b)**

Donde:

$F_t$  = 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 XII.6)

XII.6.c. 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 XII.6, las siguientes formulas sirven para calcular la Longitud de la Línea de falla a flexión:

Cuando  $d_e \leq S$ :

$$4ES \quad Y_p = \frac{b_p}{2} \left[ h_1 \left( \frac{1}{P_{fi}} + \frac{1}{S} \right) + h_o \left( \frac{1}{P_{fo}} + \frac{1}{2S} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1 (P_{fi} + S) + h_o (P_{fo} + d_e)] \quad (XII-16a)$$

$$\begin{aligned}
 8ES \quad Y_p &= \frac{b_p}{2} \left[ h_1 \left( \frac{1}{2d_e} \right) + h_2 \left( \frac{1}{P_{fo}} \right) + h_3 \left( \frac{1}{P_{fi}} \right) + h_4 \left( \frac{1}{S} \right) \right] + \\
 &\frac{2}{g} \left[ h_1 \left( d_e + \frac{P_b}{4} \right) + h_2 \left( P_{fo} + \frac{3P_b}{4} \right) + h_3 \left( P_{fi} + \frac{P_b}{4} \right) + h_4 \left( S + \frac{3P_b}{4} \right) + P_b^2 \right] + g
 \end{aligned} \tag{XII-16b}$$

Cuando  $d_e > S$ :

$$4ES \quad Y_p = \frac{b_p}{2} \left[ h_1 \left( \frac{1}{P_{fi}} + \frac{1}{S} \right) + h_o \left( \frac{1}{P_{fo}} + \frac{1}{S} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1(P_{fi} + S) + h_o(P_{fo} + S)] \tag{XII-17a}$$

$$\begin{aligned}
 8ES \quad Y_p &= \frac{b_p}{2} \left[ h_1 \left( \frac{1}{S} \right) + h_2 \left( \frac{1}{P_{fo}} \right) + h_3 \left( \frac{1}{P_{fi}} \right) + h_4 \left( \frac{1}{S} \right) \right] + \\
 &\frac{2}{g} \left[ h_1 \left( S + \frac{P_b}{4} \right) + h_2 \left( P_{fo} + \frac{3P_b}{4} \right) + h_3 \left( P_{fi} + \frac{P_b}{4} \right) + h_4 \left( S + \frac{3P_b}{4} \right) + P_b^2 \right] + g
 \end{aligned} \tag{XII-17b}$$

Donde:

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

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

$$S = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g} \tag{XII-18}$$

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

$$b_p = \min \{ b_p; b_f + 50\text{mm} \} \tag{XII-19}$$

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

$P_b$  = Separación entre pernos en 8ES.

$P_{fo}$  = Separación del borde de ala a pernos superiores.

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

$$P_{fi} = \min \{ P_{fi}; S \} \quad \text{(XII-20)}$$

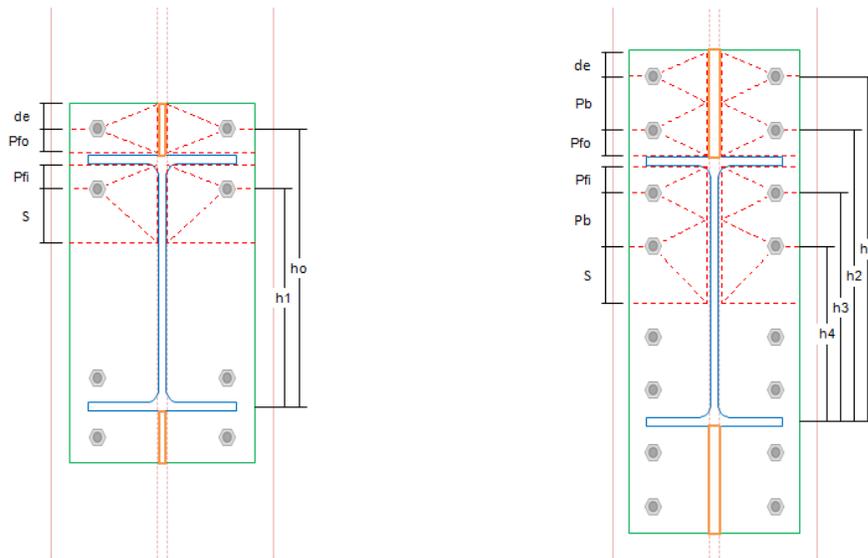


Figura XII.6: Líneas de falla en la Plancha Extrema. (Fuente: Elaboración Propia)

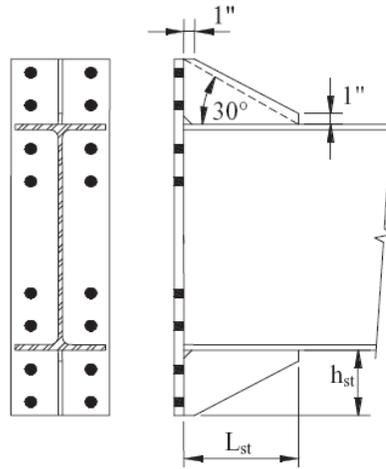
El espesor de plancha requerido vendrá dado por el valor resultante de la siguiente ecuación:

$$t_p \text{ Req'd} = \sqrt{\frac{1.11 \phi_n M_{np}}{\phi_d F_{yp} Y_p}} \quad \text{(XII-21)}$$

#### XII.6.d. 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 XII.7: 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:

$$t_s \leq t_{wb} \left( \frac{F_{yb}}{F_{ys}} \right) \quad \text{(XII-22)}$$

$$t_s \leq 1.79 h_{st} \sqrt{\frac{F_{ys}}{E}} \quad \text{(XII-23)}$$

Donde:

$t_{wb}$  = Ancho de Alma de viga.

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

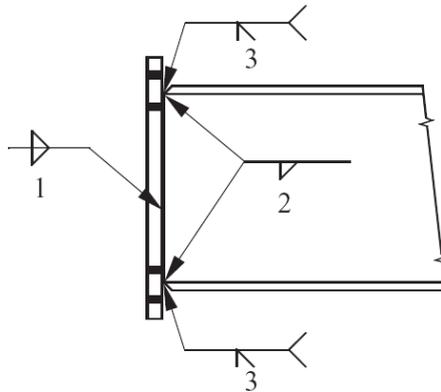
#### XII.6.e. Chequeo de las planchas:

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.

#### XII.6.f. 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.

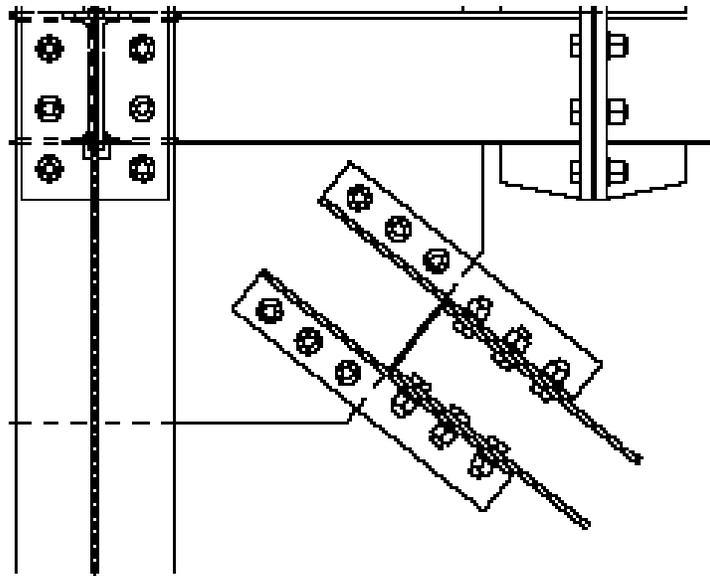


**Figura XII.8: Soldaduras en End Plate.** (Fuente: Steel Design Guide 04- 2da Edición AISC)

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, tal como se indica en la *Secciones IX.4.f y IX.4.c*.

### **XII.7. Diseño de Conexión de Arriostramientos:**

Para efectos de este Trabajo Especial de Grado se limitó el diseño de las conexiones de arriostramientos, a aquellas que llegan al nodo donde se encuentran la viga y columna, utilizando para la conexión una plancha nodo o Gusset Plate la cual se conecta al arriostramiento a través de perfiles tipo L o ángulos. El diseño de éstas se detalla a continuación.



**Figura XII.9: Diseño de Conexión de Arriostramientos con ángulos.**

(Fuente: V Diplomado Estructural CSI Caribe)

#### **XII.7.a. Fuerzas de Diseño.**

Las fuerzas de diseño de las conexiones de arriostramientos están definidas en la Sección X.6.g. tomando en consideración que la conexión es articulada, transmitiendo así carga axial y no momentos.

XII.7.b. Diseño de los Pernos:

Para la elección del número ( $n_p$ ) y diámetro ( $d_p$ ) de pernos se tomarán en cuenta que la resistencia de los pernos según los siguientes criterios, deberán ser mayor o igual a la fuerza actuante:

- Diseño por Corte Simple ( $\phi R_n$ ):

$$\phi R_n = 2n_p \phi P_{iv} \quad \phi = 0.75 \quad \text{(XII-24)}$$

- Diseño por Deslizamiento ( $\phi R_n$ ):

$$\phi R_n = 1.13 \mu h_{sc} N_s T_b \quad \text{(XII-25)}$$

Donde:

$\phi P_{iv}$  = Resistencia a corte minorada del perno por aplastamiento.

$T_b$  = Esfuerzo mínimo de pretensión en pernos de alta resistencia. Valor redondeado de la siguiente fórmula:

$$T_b \approx 0.7 \phi P_{it} \quad \text{(XII-26)}$$

$\phi P_{it}$  = Resistencia a tracción minorada del perno.

$\mu$  = Coeficiente medio de deslizamiento (AISC 360-05 Art. J3-8).

$h_{sc}$  = Coeficiente por tipo de agujero (AISC 360-05 Art. J3-8).

$N_s = 4n_p$  = Número de planos de corte.

XII.7.c. Diseño por aplastamiento del arriostramiento y del ángulo:

La resistencia a corte por aplastamiento de la sección será calculada tanto para el ángulo como para el arriostramiento ( $\phi R_n$ ), y debe ser mayor o igual a la carga axial de diseño.

$$\phi R_n = 4[\phi R_{n1} + (n_p - 1)\phi R_{n2}] \quad \phi = 0.75 \quad \text{(XII-27)}$$

Donde:

$R_{n1}$  y  $R_{n2}$  = Resistencia al aplastamiento de la sección longitudinal y transversal respectivamente. Definida como:

$$R_n = 1.2L_c t_f F_u \leq 2.4d_p t_f F_u \quad \text{(XII-28)}$$

$L_c = L_{c1}$  y  $L_{c2}$  = Longitud de la sección longitudinal y transversal respectivamente. Definida como:

$$L_{c1} = L_e - 0.5d_h \quad \text{(XII-29)}$$

$$L_{c2} = s - d_h \quad \text{(XII-30)}$$

$L_e$  = Distancia longitudinal del último perno al borde de ángulo o arriostramiento.

$d_h$  = Diámetro de agujeros.

$s$  = Separación entre pernos.

$t_f$  = Espesor del ala del arriostramiento o del ángulo.

$F_u$  = Esfuerzo ultimo del arriostramiento o ángulo.

XII.7.d. Diseño por tracción del arriostramiento y del ángulo:

La resistencia a tracción de las secciones de los ángulos en conjunto ( $4\phi N_t$ ) y del perfil del arriostramiento ( $\phi N_t$ ) debe ser mayor o igual a la fuerza axial de diseño, donde el valor de  $\phi N_t$  vendrá dado por la cedencia en la sección total (Ec. I-2) y la fractura en la sección neta (Ec. I-3).

XII.7.e. Diseño por Bloque de corte del arriostramiento y del ángulo:

La resistencia de ambas alas del arriostramiento ( $2\phi R_n$ ) y del conjunto de ángulos ( $4\phi R_n$ ) por bloque de corte deberá ser mayor o igual a la fuerza axial de diseño donde la resistencia  $\phi R_n$  está definida por:

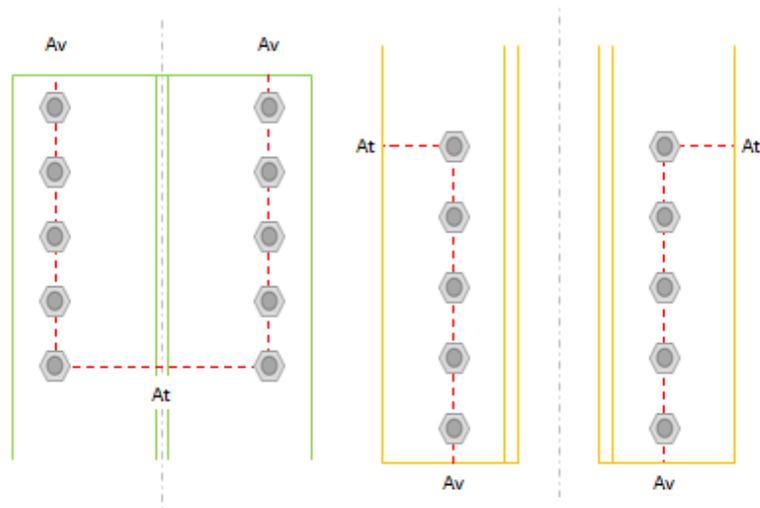
$$R_n = 0.6F_u A_{nv} + F_u A_{nt} \leq 0.6F_y A_{gv} + F_u A_{nt} \quad \phi = 0.75 \quad \text{(XII-31)}$$

Donde:

$A_{nv}$  = Área neta a corte.

$A_{gv}$  = Área gruesa a corte.

$A_{nt}$  = Área neta a tracción.



**Figura XII.10: Bloque de Corte en ángulo y alas de arriostramiento.** (Fuente: Elaboración Propia)

XII.7.f. Diseño de Plancha Nudo:

Para el diseño de plancha nudo se deberán considerar que la resistencia por los siguientes criterios, sea mayor o igual a la fuerza axial de diseño:

- Resistencia al aplastamiento ( $\phi R_n$ ):

$$R_n = 2n_p \times (2.4d_p t_{pn} F_{upn}) \quad \phi = 0.75 \quad \text{(XII-32)}$$

- Resistencia al bloque de corte ( $\phi R_n$ ):

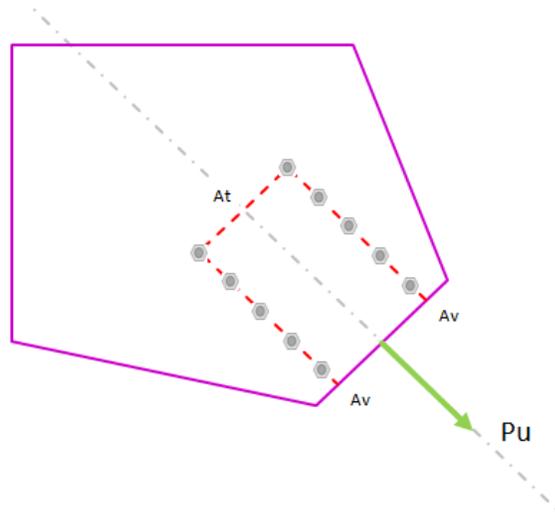
$$R_n = 0.6F_u A_{nv} + F_u A_{nt} \leq 0.6F_y A_{gv} + F_u A_{nt} \quad \phi = 0.75 \quad \text{(XII-33)}$$

Donde:

$A_{nv}$  = Área neta a corte.

$A_{gv}$  = Área gruesa a corte.

$A_{nt}$  = Área neta a tracción.



**Figura XII.11: Bloque de Corte en Plancha Nudo.** (Fuente: Elaboración Propia)

El espesor de la plancha nodo ( $t_{pn}$ ) deberá ser tal que tenga la suficiente resistencia a la tracción producto de la conexión, actuando en una longitud conocida como ancho de Whitmore, determinado por la siguiente fórmula:

$$d_w = 2(n_p - 1)s \times \tan(30^\circ) + b \quad \text{(XII-34)}$$

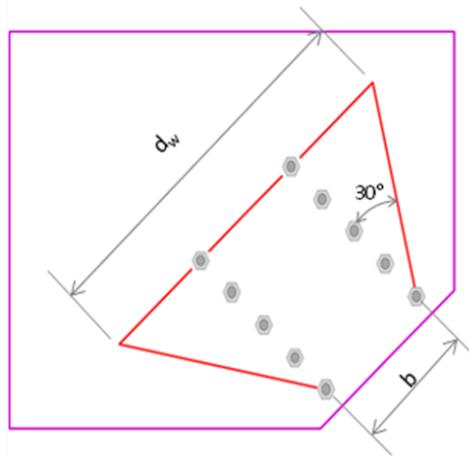


Figura XII.12: Ancho de Whitmore. (Fuente: Elaboración Propia)

$$t_{pn(req)} = \frac{P_u}{0.75F_{ypn} d_w} \quad \text{(XII-35)}$$

Se deberá cumplir con el espesor mínimo de plancha nodo para evitar posible pandeo.

$$t_{pn \min} = \frac{L_{fpn}}{0.75\sqrt{E/F_{ypn}}} \quad \text{(XII-36)}$$

#### XII.7.g. Equilibrio de Fuerzas en Plancha Nodo:

Para determinar la resistencia de las conexiones de la plancha nodo a la viga y columna, es necesario saber las fuerzas que transmite la plancha nodo, determinadas por el método de fuerzas uniformes de la AISC, el cual consiste en una distribución de fuerzas tal como se indica en las siguientes imágenes:

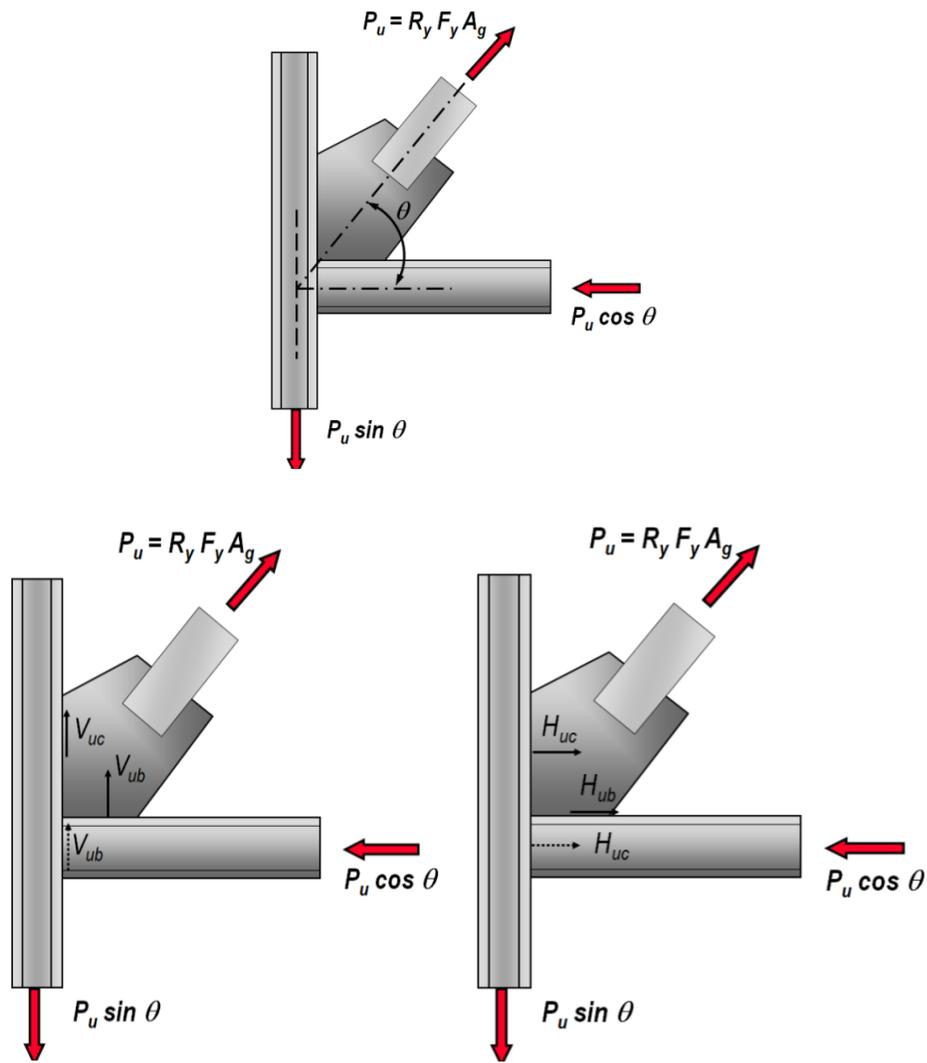


Figura XII.13: Método de fuerzas Uniformes. (Fuente: Presentaciones AISC)

De donde se obtiene el principio de que las fuerzas en el nodo deben estar en equilibrio:

$$V_{uc} + V_{ub} = P_u \text{ Sen}(\theta) \quad (\text{XII-37})$$

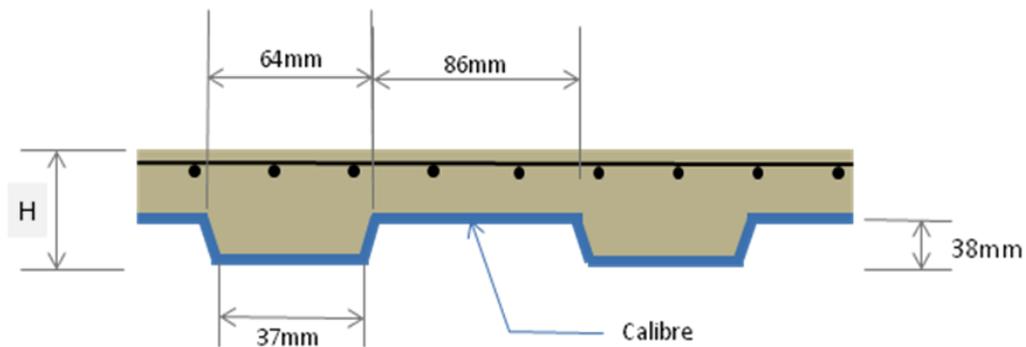
$$H_{uc} + H_{ub} = P_u \text{ Cos}(\theta) \quad (\text{XII-38})$$

### XIII. DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS EN LAS ESTRUCTURAS EN ACERO.

#### XIII.1. Sistema de piso:

##### XIII.1.a. Selección de Losacero:

Las secciones típicas de losa acero se especifican en la figura siguiente:



**Figura XIII.1: Sección Típica de Losa Acero.** (Fuente: Elaboración Propia)

Los valores de H varían desde los 10 cm a 16 cm, entre valores de espesor de sofito metálico típicos se encuentran 0.60mm, 0.70mm, 0.90mm, 1.20mm y 1.60mm, denotados en el mercado como Calibre 24, 22, 20, 18 y 16 respectivamente. El espesor mínimo del concreto sobre la parte más externa del sofito metálico será 5cm y cuando se coloque acero de refuerzo en la losacero, el recubrimiento mínimo será 2cm.

El acero usado normalmente en el sofito metálico será el ASTM A611 Grado C con un esfuerzo cedente de  $2320 \text{ Kg/cm}^2$ . Para el diseño de la losa acero se tomarán en cuenta los valores de cargas distribuidas resultantes de las combinaciones VI-1 y VI-2. En las siguientes tablas se mencionan algunos valores de cargas admisibles para losacero comerciales:

Cargas Admisibles en Kg/m <sup>2</sup>						
Distancia entre Apoyos	Espesor de losa de Concreto "H" (cm)					
	(m)	10	11	12	13	14
1.00	1874	2037	2215	2407	2641	2873
1.25	1578	1715	1864	2026	2223	2419
1.50	1328	1444	1596	1706	1871	2036
1.75	1092	1187	1290	1402	1524	1657
2.00	789	858	932	1014	1111	1208
2.25	664	722	785	853	934	1016
2.50	526	572	622	676	740	804
2.75	427	464	505	549	601	652
3.00	376	409	444	483	528	574

Nota: Usando Concreto 210 Kg/cm<sup>2</sup>

**Tabla XIII.1: Cargas Admisibles para Losacero Calibre 22 (0.70mm).**

(Fuente: Catalogo de Productos MAPLOCA)

Cargas Admisibles en Kg/m <sup>2</sup>						
Distancia entre Apoyos	Espesor de losa de Concreto "H" (cm)					
	(m)	10	11	12	13	14
1.00	2472	2716	2985	3280	3599	3917
1.25	2081	2286	2512	2761	3029	3297
1.50	1751	1925	2115	2324	2550	2775
1.75	1336	1469	1614	1774	1971	2189
2.00	1049	1153	1267	1392	1527	1661
2.25	886	973	1070	1176	1289	1402
2.50	706	776	853	937	1027	1116
2.75	576	634	697	766	839	911
3.00	510	560	615	677	741	805

Nota: Usando Concreto 210 Kg/cm<sup>2</sup>

**Tabla XIII.2: Cargas Admisibles para Losacero Calibre 20 (0.90mm).**

(Fuente: Catalogo de Productos MAPLOCA)

XIII.1.b. Diseño de Sección Mixta:

La resistencia minorada a flexión  $\phi_b M_t$  de la construcción mixta constituida por losas de concreto sobre láminas perforadas de acero para pisos, conectada adecuadamente a las vigas y correas donde se apoya será calculada según los criterios de acción mixta.

$$\phi_b M_t = T \times d' \quad \text{(XIII-1)}$$

Donde:

T= Fuerza a tracción actuando en la correa.

$$T = A_g F_y \quad \text{(XIII-2)}$$

d'= Distancia de la fuerza a tracción a la fuerza a compresión.

$$d' = \frac{d}{2} - \frac{a}{2} + t \quad \text{(XIII-3)}$$

d= Altura de la correa.

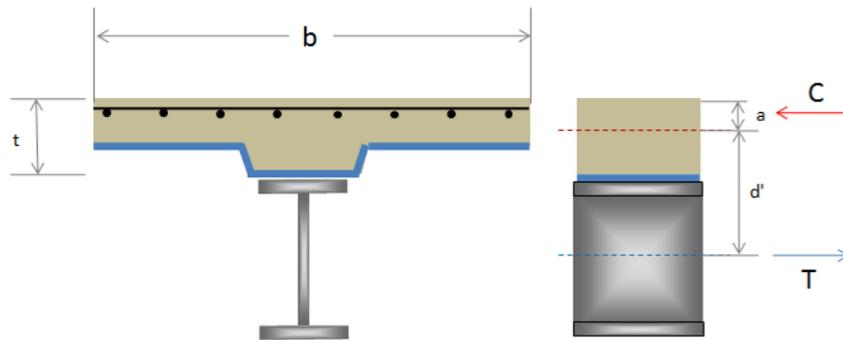
t = Espesor de la losa de acero.

a= Profundidad del eje neutro.

$$a = \frac{T}{0.85 f'_c b} \quad \text{(XIII-4)}$$

b=  $2b_s$  = Ancho efectivo de la losa. Siendo  $b_s$  el menor de los siguientes:

- Un octavo de la luz de la viga o correa.
- La mitad de la distancia al eje de la viga o correa adyacente.
- La distancia entre el eje de la viga o correa al borde de losa.



**Figura XIII.2: Viga en Sección mixta.** (Fuente: Elaboración Propia)

Los criterios mencionados son validos cuando la profundidad del eje neutro permanece dentro del ancho  $t$ .

XIII.1.c. Requisitos por Arriostramiento Lateral de Vigas:

Las Correas y Vigas de Transferencia, que arriostren lateralmente una viga, deberán cumplir con los criterios establecidos en el Apéndice 6 del Código AISC 360-05 en la Sec. 6.3-1b, para su resistencia axial y rigidez lateral.

Donde la resistencia a compresión ( $\phi P_n$ ), determinada según lo establecido para el diseño a compresión (Véase Sección 1.7.b), será al mayor o igual a la requerida ( $P_b$ ).

$$P_b = 0.02 M_r/h_o \quad \text{(XIII-5)}$$

Y donde la rigidez ( $\beta_n$ ) del arriostramiento lateral debe ser mayor o igual a la rigidez requerida ( $\beta_b$ ), ambas definidas a continuación:

$$\beta_b = \frac{4}{3} \left( \frac{10M_r}{L_b h_o} \right) \quad \text{(XIII-6)}$$

$$\beta_n = \text{Sen}^2 \varphi \frac{EA_{br}}{L_{br}} \quad \text{(XIII-7)}$$

Donde:

$M_r = R_y Z F_y$  = Resistencia Esperada a Flexión de la viga.

$h_o$  = Distancia entre centroides de las alas de la viga.

$L_b$  = Longitud no arriostrada de la viga.

$A_{br}$  = Área del perfil de la correa o viga de transferencia.

$L_{br}$  = Longitud total de la correa o viga de transferencia.

$\varphi$  = Ángulo entre el eje de la viga y correa o arriostramiento.

#### XIII.1.d. Diseño de Conectores de Corte:

Los conectores de corte ampliamente usado en la construcción en acero son los tipo “stud” y los perfiles U. Los primeros poseerán una cabeza, y tendrán un largo, después de instalados, no menor que cuatro veces su diámetro nominal y en cuanto al los perfiles U se requiere que sean laminados en caliente.

La demanda ( $V'$ ) de los conectores de corte está determinada por la menor de las siguientes fuerzas:

$$V' = 0.85f'_c (tb) \quad \text{(XIII-8)}$$

$$V' = A_g F_y \quad \text{(XIII-9)}$$

La resistencia nominal de un conector de corte “stud”, embutido en una losa de concreto es:

$$V_{nc} = 0.5A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} \leq A_{sc} F_u \quad \text{(XIII-10)}$$

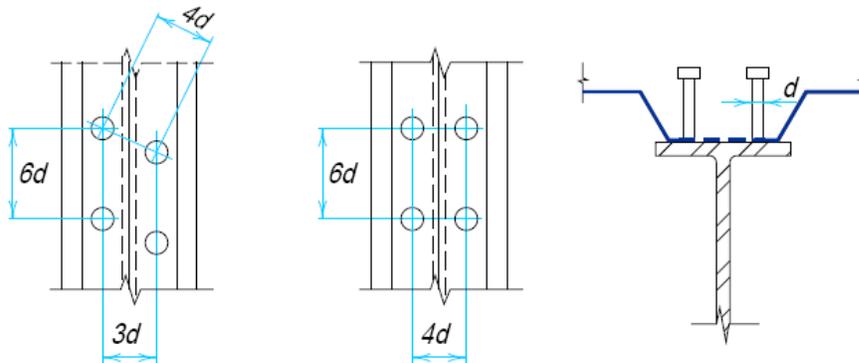
Donde:

$A_{sc}$  = Área transversal del conector tipo “stud”

$E_c = 15100 \sqrt{f'_c}$  = Módulo de elasticidad del concreto.

$F_u$  = Resistencia mínima específica de un conector tipo “stud”

Para un conector de corte tipo “stud” embutido en una losa sobre sofito metálico el valor  $0.5A_{sc}\sqrt{f'_c}E_c$  de la Ec. XIII-10, se deberá multiplicar por un factor de reducción el cual conservadoramente se puede tomar como 0.65.



**Figura XIII.3: Arreglo de los conectores de corte tipo “stud” doble.**

(Fuente: AISC-LRFD Volumen II)

La resistencia nominal de un conector de corte tipo perfil U será:

$$V_{nc} = 0.3(t_f + 0.5t_w)L_c\sqrt{f'_c}E_c \quad \text{(XIII-11)}$$

Donde:

$t_f$  y  $t_w$  = Ancho de ala y alma del perfil U.

$L_c$  = Longitud del perfil U.

Tipo de Conector	Concreto $f'_c$ (Kg/cm <sup>2</sup> )		
	210	250	280
Stud 1/2" x 2"	4260	4760	5260
Stud 5/8" x 2 1/2"	6620	7440	8210
Stud 3/4" x 3"	9530	10700	11800
Stud 7/8" x 3 1/2"	13000	14600	16100
U80	1820 L <sub>c</sub>	2050 L <sub>c</sub>	2270 L <sub>c</sub>
U100	1980 L <sub>c</sub>	2210 L <sub>c</sub>	2460 L <sub>c</sub>
U120	2130 L <sub>c</sub>	2380 L <sub>c</sub>	2630 L <sub>c</sub>

**Tabla XIII.3: Resistencia Nominal  $V_{nc}$  de un Conector a Corte Horizontal.**

(Fuente: Diseño Estructural de Acero por Estados Límites Prof. A. Güell)

La cantidad ( $n_c$ ) y espaciamento ( $sep_c$ ) de los conectores de cortes elegidos dependerá de las siguientes ecuaciones:

$$n_c = \frac{V'}{V_{nc}} \quad \text{(XIII-12)}$$

$$sep_c = \frac{L_{br}}{n_c} \quad \text{(XIII-13)}$$

### **XIII.2. 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.

#### XIII.2.a. 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 (Ec. V-9 y V-10).
- 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.

#### XIII.2.b. 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.

#### XIII.2.c. 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:

$$e = \frac{Mu}{Pu} \quad \text{(XIII-14)}$$

La excentricidad crítica ( $e_{crit}$ ) para la selección del método de diseño adecuado será la siguiente:

$$e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{Pu}{2q_{máx}} \quad \text{(XIII-15)}$$

Donde:

N= Longitud de la plancha Base, paralela al eje Y-Y de la columna.

$q_{máx}$  = Fuerza máxima entre plancha base y concreto.

$$q_{máx} = f_{p\ máx} \times B \quad \text{(XIII-16)}$$

$$f_{p\ máx} = \phi_c (0.85 f'_c) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad \text{(XIII-17)}$$

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:

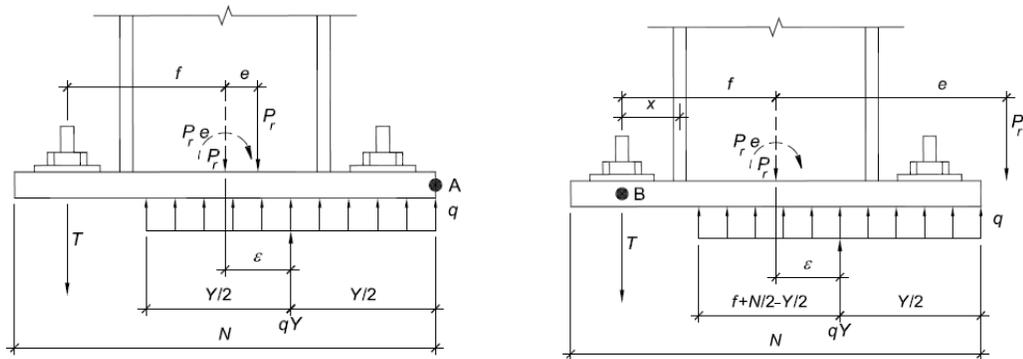


Figura XIII.4: Métodos de Diseño para Momentos Bajos y Altos (De Izquierda a Derecha).

(Fuente: Steel Design Guide 01- 2da Edición AISC)

- Momentos Bajos:

$$Y = N - 2e \quad \text{(XIII-18)}$$

$$q = \frac{Pu}{Y} \quad \text{(XIII-19)}$$

- Momentos Altos:

$$Y = f + \frac{N}{2} \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2Pu(e+f)}{q_{\max}}} \quad \text{(XIII-20)}$$

$$q = q_{\max} \quad \text{(XIII-21)}$$

$$T_u = qY - Pu \quad \text{(XIII-22)}$$

Donde:

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.

#### XIII.2.d. 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. XIII-17, la cual debe ser mayor o igual a la fuerza calculada, según sea el caso, en las Ec. XIII-19 y XIII-21.

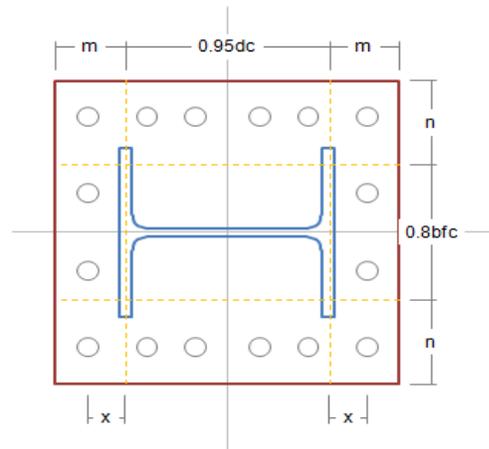
#### XIII.2.e. Diseño de las Barras de Anclaje:

El diámetro de las barras será elegido por su resistencia a tracción minorada ( $\phi P_t$ ), 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 formulas para el cálculo de la resistencia a la fractura del concreto por la tracción en las barras.

#### XIII.2.f. 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 XIII.5: Líneas de fallas por flexión en Plancha Base.** (Fuente: Elaboración Propia)

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:

$$\text{Cuando } Y \geq m \quad t_{p (req)} = 1.5 m \sqrt{\frac{f_p}{F_{yp}}} \quad \text{(XIII-23)}$$

$$\text{Cuando } Y < m \quad t_{p (req)} = 1.5 m \sqrt{\frac{f_p}{F_{yp}}} \quad \text{(XIII-24)}$$

$$t_{p (req)} = 1.5 n \sqrt{\frac{f_p}{F_{yp}}} \quad \text{(XIII-25)}$$

$$t_{p (req)} = 2.11 \sqrt{\frac{Tu x}{B F_{yp}}} \quad \text{(XIII-26)}$$

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.

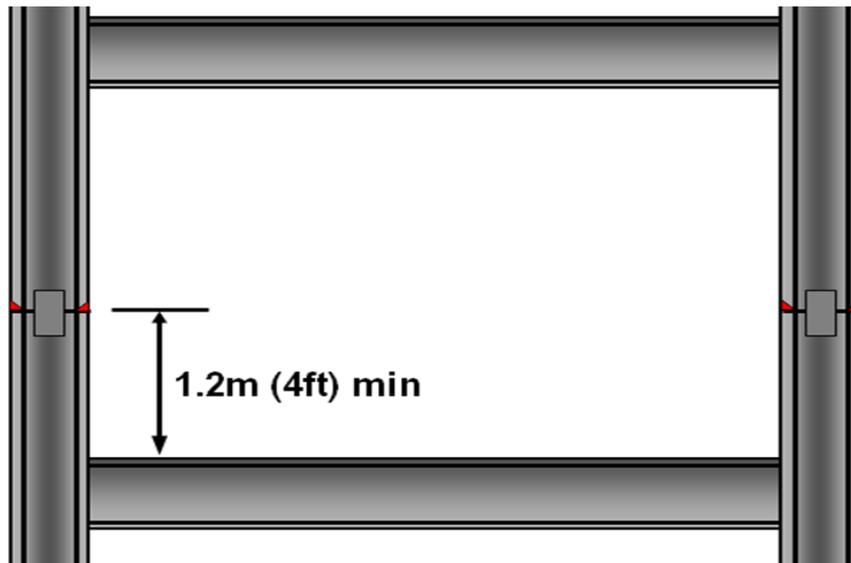
### **XIII.3. Diseño de Empalmes de Columnas:**

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.

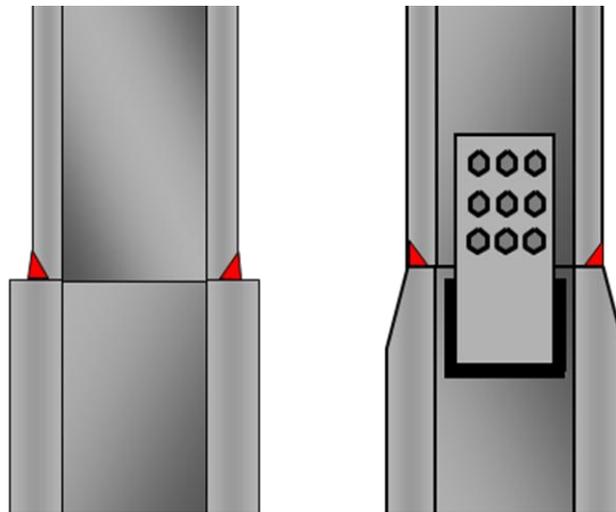
Además deberán cumplir con los siguientes requisitos:

- 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 XIII.6: Localización de los Empalmes en Columnas.** (Fuente: Presentaciones AISC)

- 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.



**Figura XIII.7: Ejemplos de Empalmes en Columnas.** (Fuente: Presentaciones AISC)

# **CAPÍTULO III**

**METODOLOGÍA**

**A. Establecer la filosofía y pasos a seguir para elaborar el diseño sismorresistente de una edificación en acero:**

Consultando las distintas fuentes de información tales como normas, guías de diseño, presentaciones de exposiciones, entre otras, se determinaron la filosofía y los pasos generales a seguir para elaborar el diseño sismorresistente de edificaciones en acero, que van desde la selección del tipo estructural hasta el diseño de conexiones.

Esta filosofía y pasos generales a seguir, se resumieron en la Sección II del Marco Teórico.

**B. Establecer los lineamientos técnicos para un predimensionado de las estructuras de acero bajo los sistemas SMF, SCBF y EBF:**

Basados en los apuntes usados en las asignaturas “Estructuras de Acero” y “Análisis y Diseño Estructural por Asistido por Computadora” y los lineamientos de las normas de acero correspondientes, se propusieron parámetros para el predimensionado de los elementos de las estructuras tales como:

- Vigas.
- Columnas.
- Arriostramientos.
- Correas y Vigas de transferencia.
- Losas.

Dichos parámetros se resumen en la Sección IV del Marco Teórico del presente Trabajo Especial de Grado.

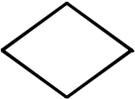
**C. Recopilar los lineamientos técnicos para el diseño y chequeo sismorresistente de los elementos de una edificación en acero bajo los sistemas SMF, SCBF y EBF:**

Recolectando los lineamientos de las normas AISC y con ayuda de las normas COVENIN, se establecieron los pasos para el diseño y chequeo de los elementos bajo las configuraciones SMF, SCBF y EBF, al igual que se definieron los parámetros y procedimientos para el diseño de algunas conexiones típicas dentro de las estructuras. Complementando la información con apoyo teórico y recomendaciones, entre los lineamientos recopilados se encuentran:

- Determinación de la Acción Sísmica. (Sección V)
- Casos y Combinaciones de Cargas. (Sección VI)
- Criterios de análisis dinámico de la estructura. (Sección VII)
- Control de desplazamiento de la edificación. (Sección VIII)
- Diseño de Pórticos Especiales a Momento “SMF” (Sección IX.4.)
- Diseño de Pórticos Especiales con Arriostramientos Concéntricos “SCBF” (Sección X.6.)
- Diseño de Pórticos Especiales con Arriostramientos Excéntricos “EBF” (Sección XI.5.)
- Diseño de Conexiones a Corte con Rigidizador. (Sección XII.5.)
- Diseño de Conexiones End Plate. (Sección XII.6.)
- Diseño de Conexiones de Arriostramientos. (Sección XII.5.)
- Diseño de otros elementos en las estructuras en acero. (Sección XIII)

**D. Esquematizar los pasos a seguir para el diseño sismorresistente de edificaciones en acero bajo los sistemas SMF, SCBF y EBF, mediante la utilización de diagramas de flujo:**

Se elaboraron diagramas de flujo cuya finalidad es resumir y reseñar los pasos a seguir para el diseño sismorresistente tomando como base los lineamientos recolectados en los códigos AISC mencionados en el punto anterior. La simbología usada para la elaboración de estos flujogramas se define en las siguientes tablas:

Nombre	Imagen	Descripción
Datos Externos		Define datos externos necesario para utilizar en algún proceso
Proceso Interno		Define análisis, calculo, o algún otro proceso necesario dentro del diagrama de flujo utilizado
Selección		Define una pregunta o proceso de selección de dos o más acciones o alternativas
Datos Internos		Define datos internos según alguna acción o alternativa tomada previamente
Guardar Datos		Define que una o más variables deben ser guardadas para utilizarlas en un proceso posterior
Proceso Externo		Define análisis, calculo, o algún otro proceso necesario, el cual se define fuera del diagrama de flujo utilizado y por lo general lleva a otro sub-diagrama

**Tabla D.1: Simbología en los diagramas de flujo (Parte 1 de 2).**

Nombre	Imagen	Descripción
Documento		Define una referencia a algún documento y/o capítulo dentro de este Trabajo Especial de Grado
Conector		Define la conexión entre cada uno de los símbolos, pueden incluir texto que indica una opción en un proceso de selección
Fin		Define el final de un diagrama de flujo, mención el resultado de dicho diagrama

**Tabla D.2: Simbología en los diagramas de flujo (Parte 2 de 2).**

En total se realizaron los siguientes ocho (8) flujogramas de resumen:

- Pasos Generales para el Diseño Sismorresistente en Acero (FG1).
- Determinación de Acción Sísmica (FG2).
- Diseño de Sistemas SMF (FG3).
- Diseño de Sistemas SCBF (FG4).
- Diseño de Sistemas EBF (FG5).
- Diseño de Conexiones End Plate (FG6).
- Diseño de Conexiones de Arriostramientos (FG7).
- Diseño de Conexiones a Corte con Rigidizadores (FG8)

**E. Programar hojas de cálculo para el diseño sismorresistente de una estructura de acero y sus elementos bajo los sistemas SMF, SCBF y EBF:**

Se programaron hojas de cálculo cuya finalidad es la de ayudar al cálculo, diseño y chequeo de la estructura en acero y sus elementos, según los lineamientos descritos en este Trabajo Especial de Grado. Dentro de estas hojas de cálculo se encuentran:

- **Edificaciones sísmicas COVENIN 1756-01:** Permite definir el espectro de respuesta, además del chequear de requisitos sísmicos propios de la mencionada norma.
- **Sistemas SMF:** Permite el diseño y chequeo de los elementos de dicho sistema.
- **Sistemas SCBF:** Permite el diseño y chequeo de los elementos de dicho sistema.
- **Sistemas EBF:** Permite el diseño y chequeo de los elementos de dicho sistema.
- **Conexiones a Corte con Rigidizador:** Su función es el diseñar, chequear y pre detallar las conexiones de este tipo.
- **Conexiones End Plate:** Su función es el diseñar, chequear y pre detallar las conexiones de este tipo.
- **Conexiones de Arriostramientos:** Su función es el diseñar, chequear y pre detallar las conexiones de este tipo.
- **Diseño de Plancha Base:** Su función es el diseñar, chequear y pre detallar las planchas bases.

El funcionamiento de las mencionadas Hojas de Cálculo se describe en el Capítulo IV de este trabajo Especial de Grado. Todas estas hojas de cálculo se programaron en formato .xls y se anexan a este Trabajo Especial de Grado. A continuación se presentan ejemplos de los componentes típicos que definen estas hojas de cálculo:

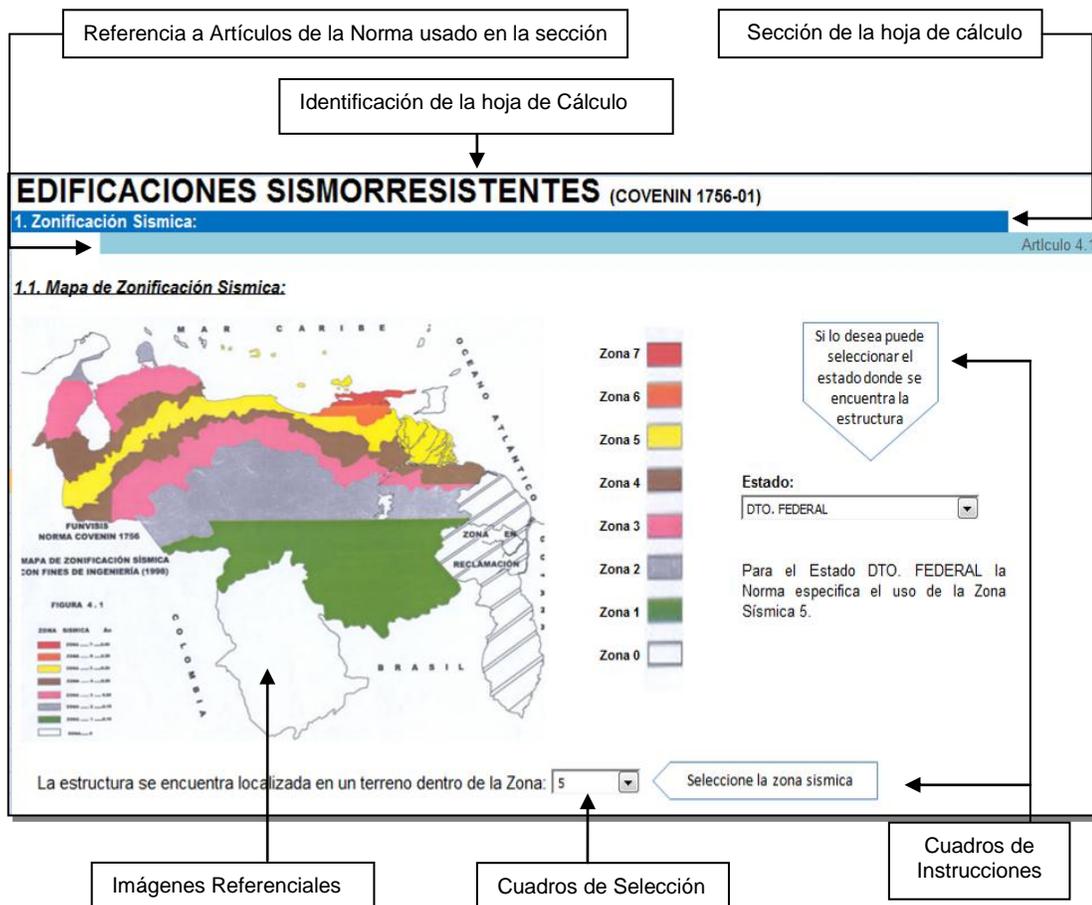


Figura E.1: Ejemplo de Hoja de Cálculo.

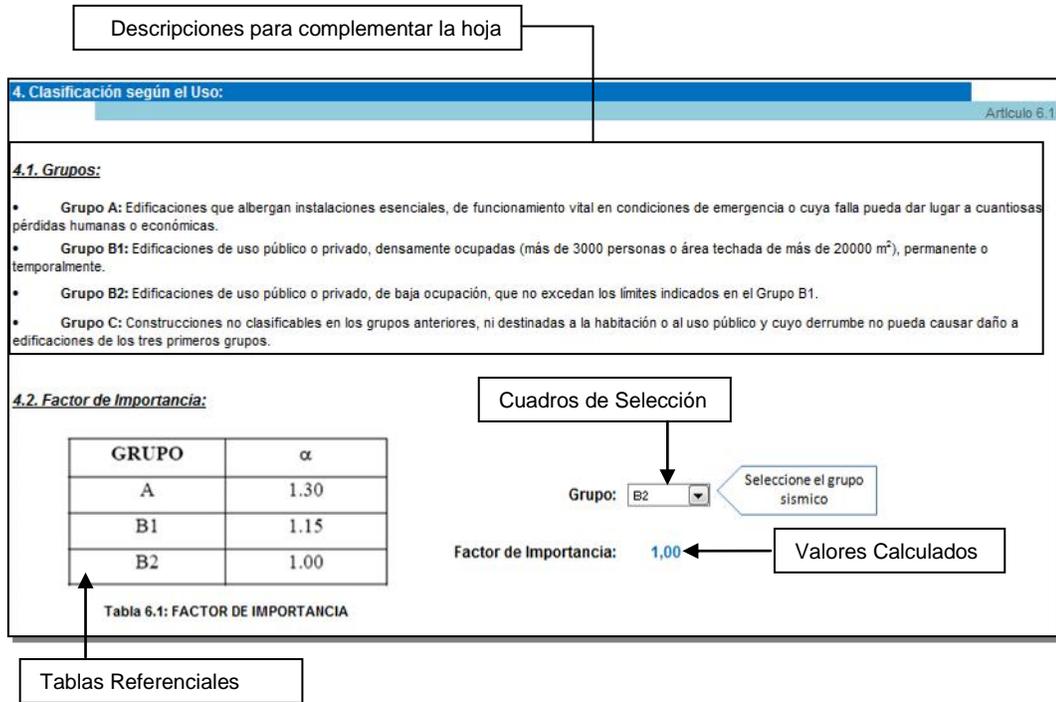


Figura E.2: Ejemplo de Hoja de Cálculo.

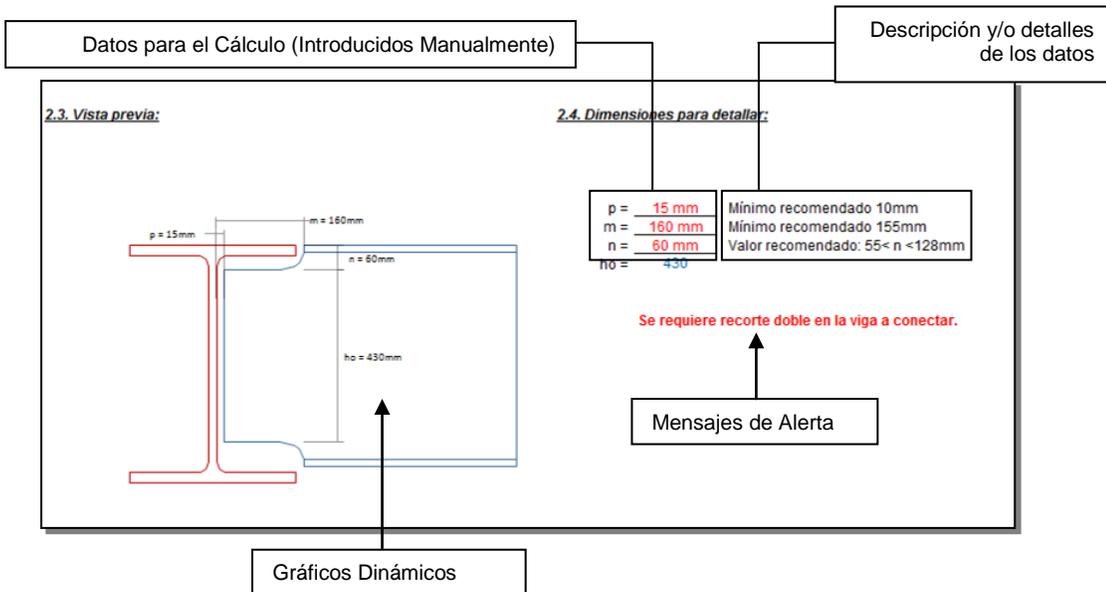


Figura E.3: Ejemplo de Hoja de Cálculo.

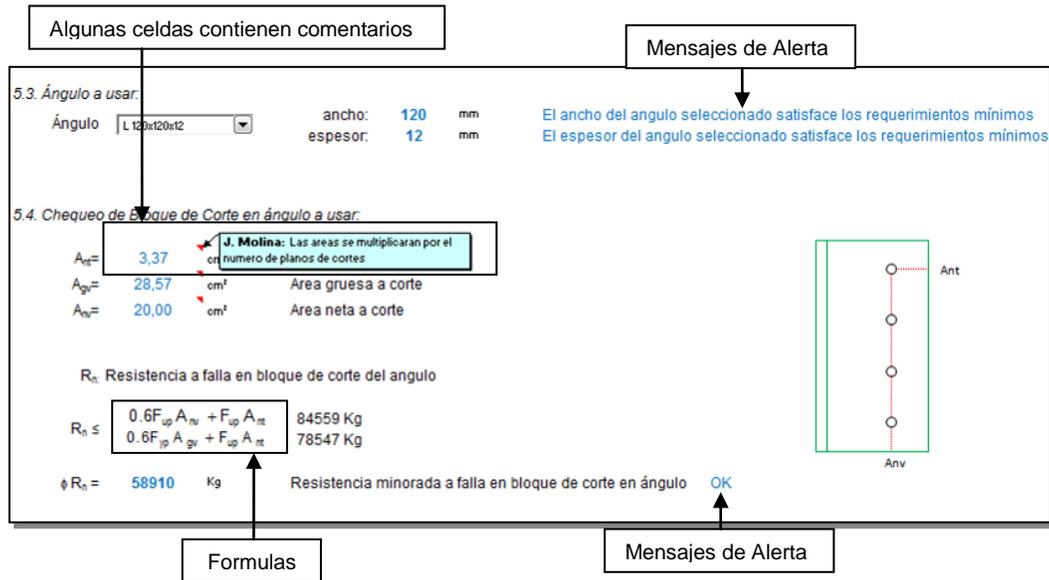


Figura E.4: Ejemplo de Hoja de Cálculo.

**F. Crear tablas de resumen para los valores de uso para perfiles tipo I y tipo H:**

Bajo los conceptos de aceptación de uso de los perfiles tipo I y tipo H, o perfiles doble T según cada tipo de sistema estructural se realizaron tablas para ubicar de manera rápida valores de diseño del perfil a utilizar. Estas tablas de uso de ubican dentro de 3 grandes grupos:

- **Tablas de Uso A:** Contiene los perfiles comerciales utilizados y se señala si cumple o no con los requisitos del pandeo local del perfil, para cada elemento y en cada sistema estructural, con la siguiente simbología:

<b>OK</b>	La Sección es Compacta Sísmica
<b>X</b>	La Sección no es Compacta Sísmica
<b>*</b>	La Sección es Compacta Sísmica hasta el valor de $P_{U_{m\acute{a}x}}$

Se indican en esta tabla los valores de  $\phi P_y$  (Ton), así como el valor de la fuerza axial máxima ( $P_{u_{m\acute{a}x}}$ ) en caso de que aplique mientras que si aparece el símbolo “-----”, significa que no existe una fuerza límite para el pandeo local.

Las tablas A se encuentran para valores de esfuerzos cedentes cercanos a 2500 y a 3500 Kg/cm<sup>2</sup>.

- **Tablas de Uso B:** Contiene los valores típicos para simplificar el diseño de sistemas SMF, se excluyen los perfiles que no cumplen con los requisitos de pandeo local. Entre los valores tabulados se encuentra la Resistencia a corte de la Zona Panel de la columna, la cual se obtuvo de la Ecuación IX-7 y para efectos de estas tablas se despejó de la siguiente forma:

$$R_v = 0.6 F_y d_c t_p \left[ 1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right] = 0.6 F_y d_c t_p + 0.6 F_y d_c t_p \left( \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right)$$

$$R_{v1} = 0.6 F_y d_c t_p \quad R_{v2} = 0.6 F_y d_c t_p \left( \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_c t_p} \right) \quad R_v = R_{v1} + \frac{R_{v2}}{d_b}$$

Para el caso de las vigas se tabulo el valor de longitud máxima no arriostrada, así como la carga axial de diseño de estos arriostramientos, las Tablas de Uso B de igual forma se elaboraron para valores de esfuerzo cedente cercanos a 2500 y a 3500 Kg/cm<sup>2</sup>.

- **Tablas de Uso C:** Contiene los valores típicos de diseño del eslabón en los Sistemas EBF, entre estos la resistencia a corte del eslabón, longitud del elemento para los casos de rotación, los valores de fuerza axial de diseño para los arriostramientos laterales y el espaciamiento mínimo de los rigidizadores en el eslabón.

**G. Generar aplicaciones, como ejemplos de diseño de edificaciones regulares en acero bajo los sistemas SMF, SCBF y EBF, del uso de este manual:**

Se modeló una edificación regular bajo las configuraciones SMF, SCBF y EBF con la ayuda del programa de análisis estructural ETABS v9 y se diseñó la estructura según cada una de estas configuraciones con el uso de los lineamientos, tablas y hojas de cálculo de este manual.

La descripción de la edificación y datos generales para su diseño se muestran en la Memoria Descriptiva de la edificación, mientras que el diseño y los resultados de la edificación serán mostrados en una Memoria de Cálculo, para cada sistema estructural adoptado. Las mencionadas memorias se encuentran en el Capítulo 4 de este Trabajo Especial de Grado.

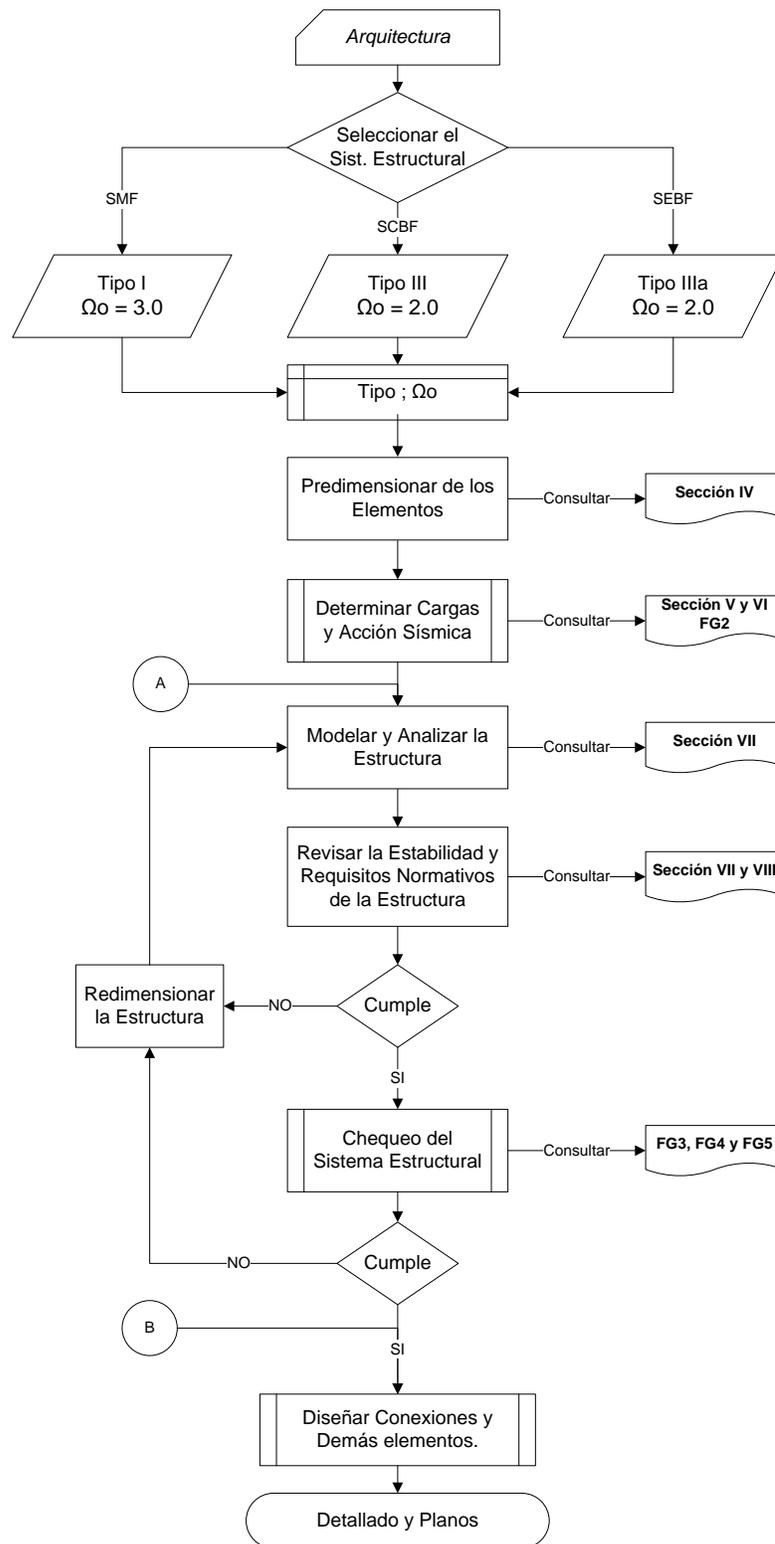
**H. Contrastar los resultados obtenidos para los distintos sistemas estructurales adoptados:**

Se determinaron datos tales como el peso de la estructura, respuesta dinámica, entre otros, de forma tal que se pueda realizar comparaciones entre los distintos sistemas estructurales adoptados, y así establecer conclusiones al respecto.

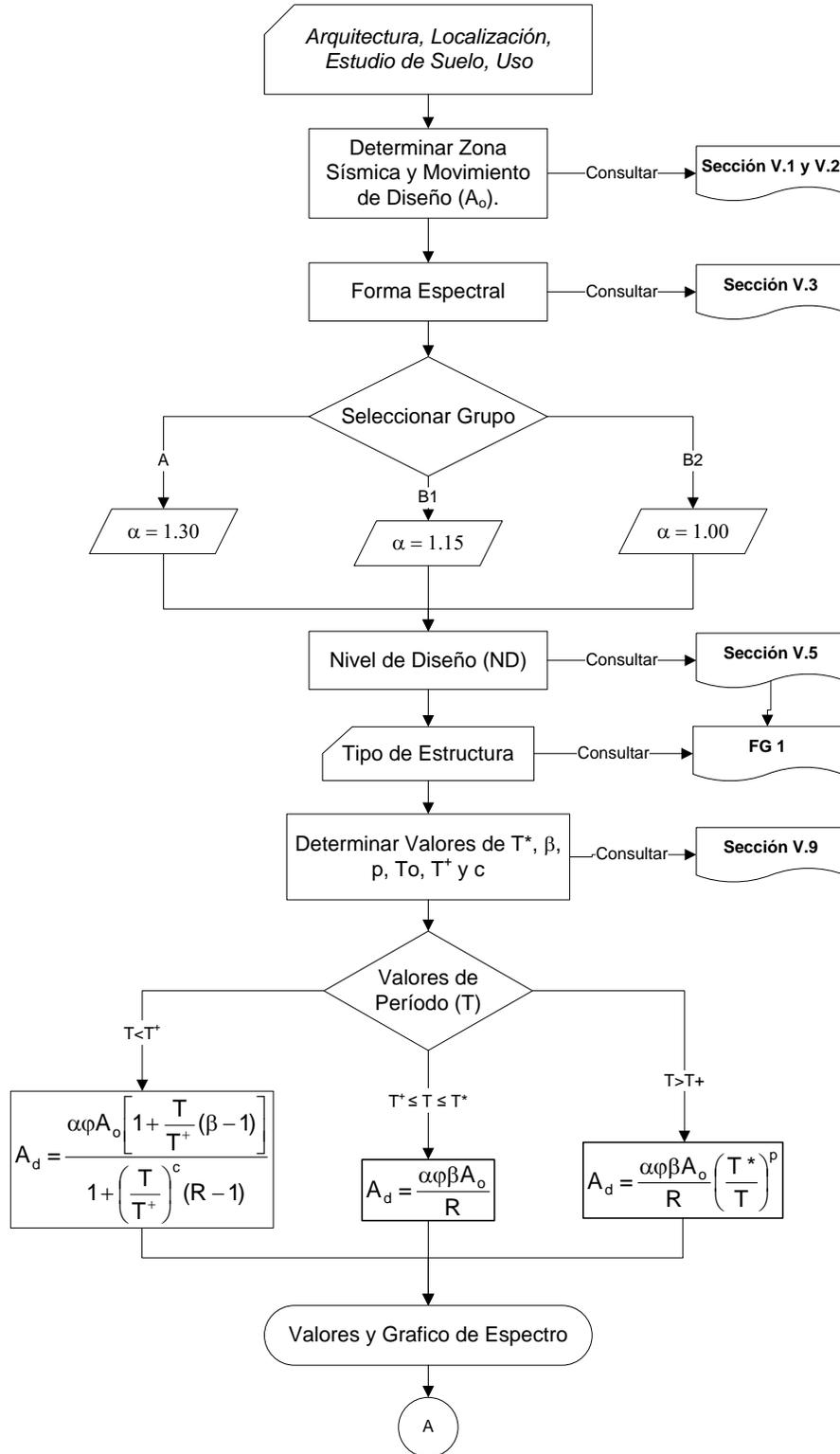
# **CAPÍTULO IV**

## **RESULTADOS Y ANÁLISIS**

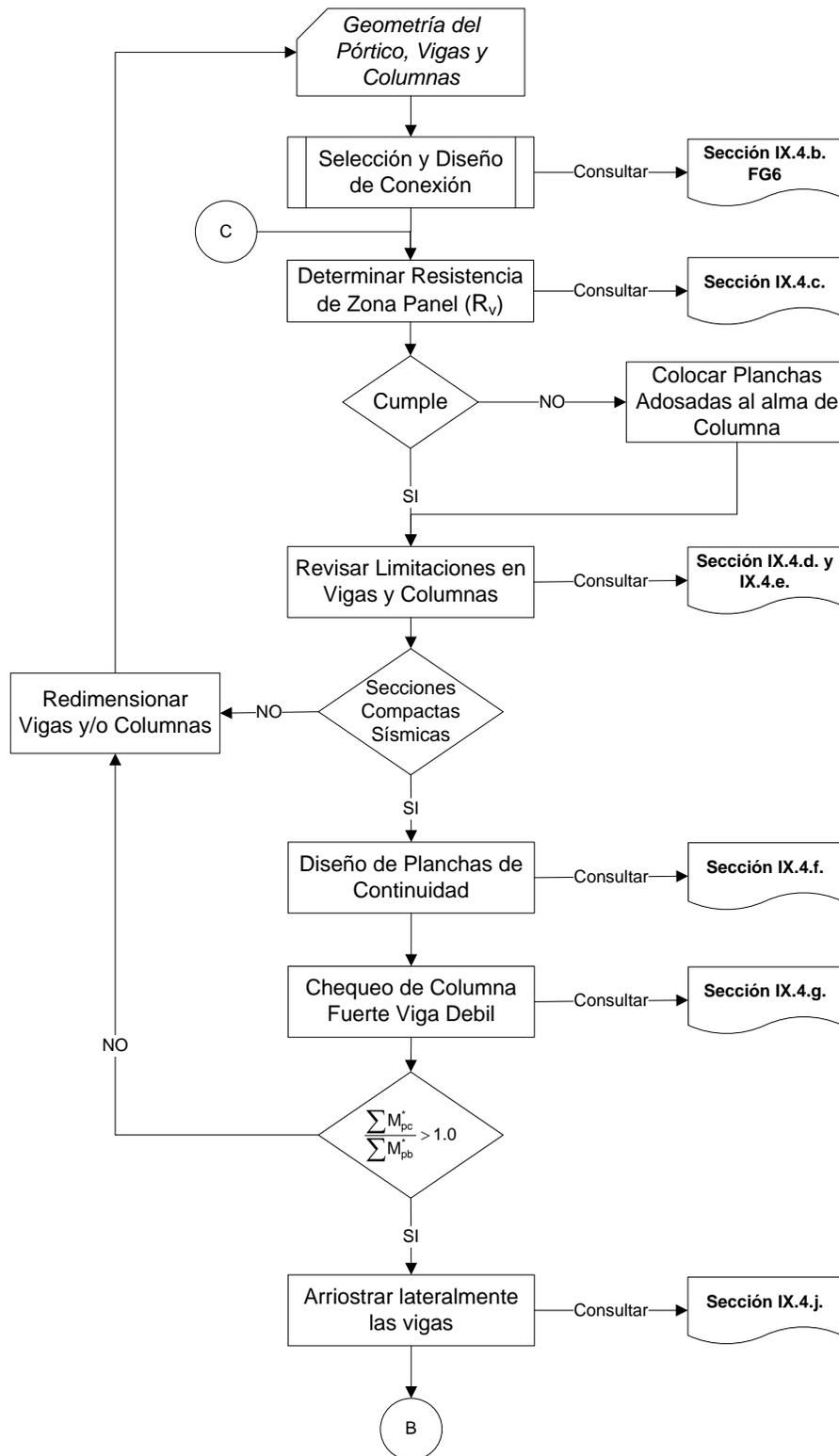
### Flujograma FG1: Pasos Generales para el Diseño Sismorresistente en Acero.



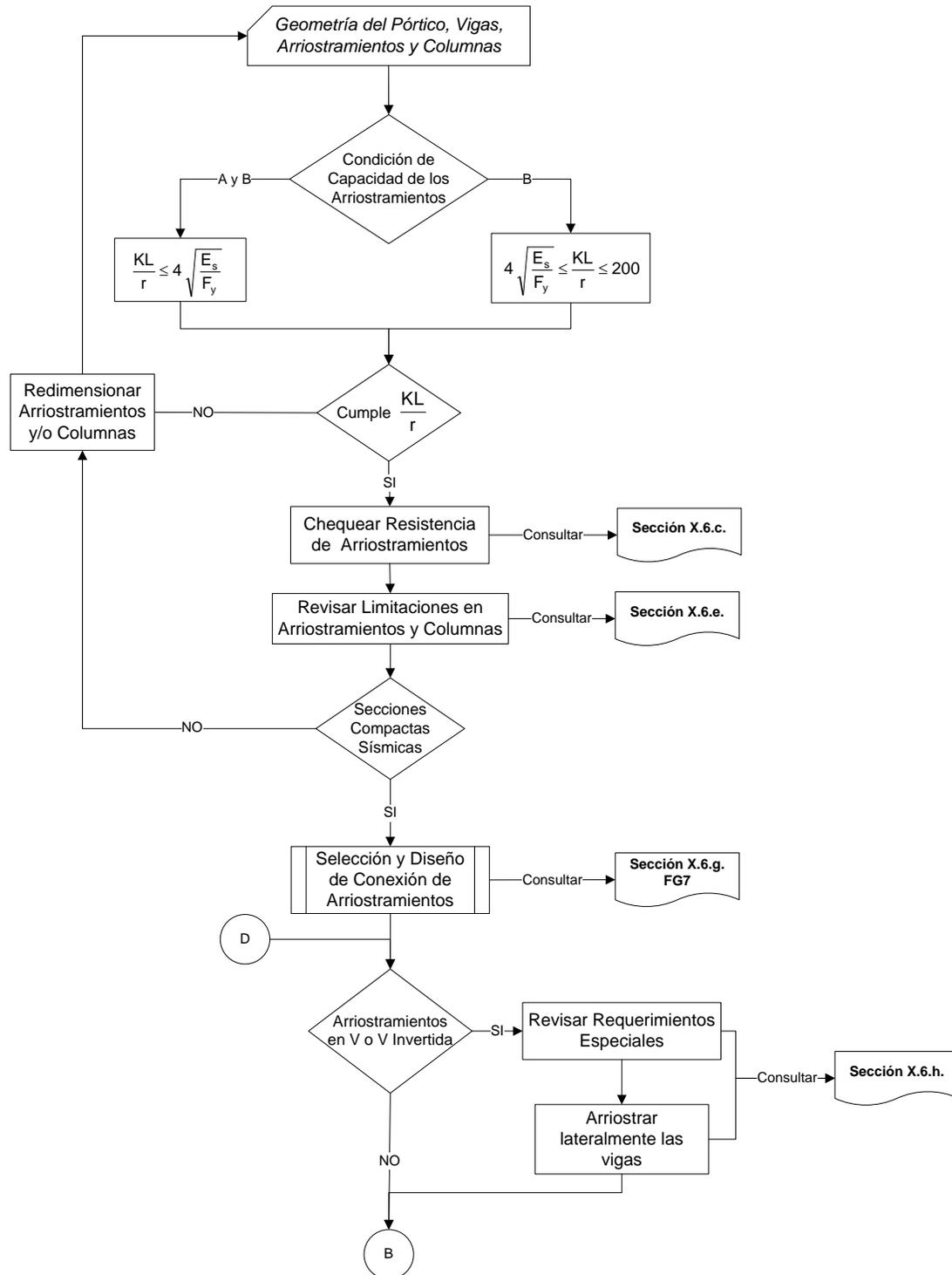
**Flujograma FG2: Determinación de Acción Sísmica.**



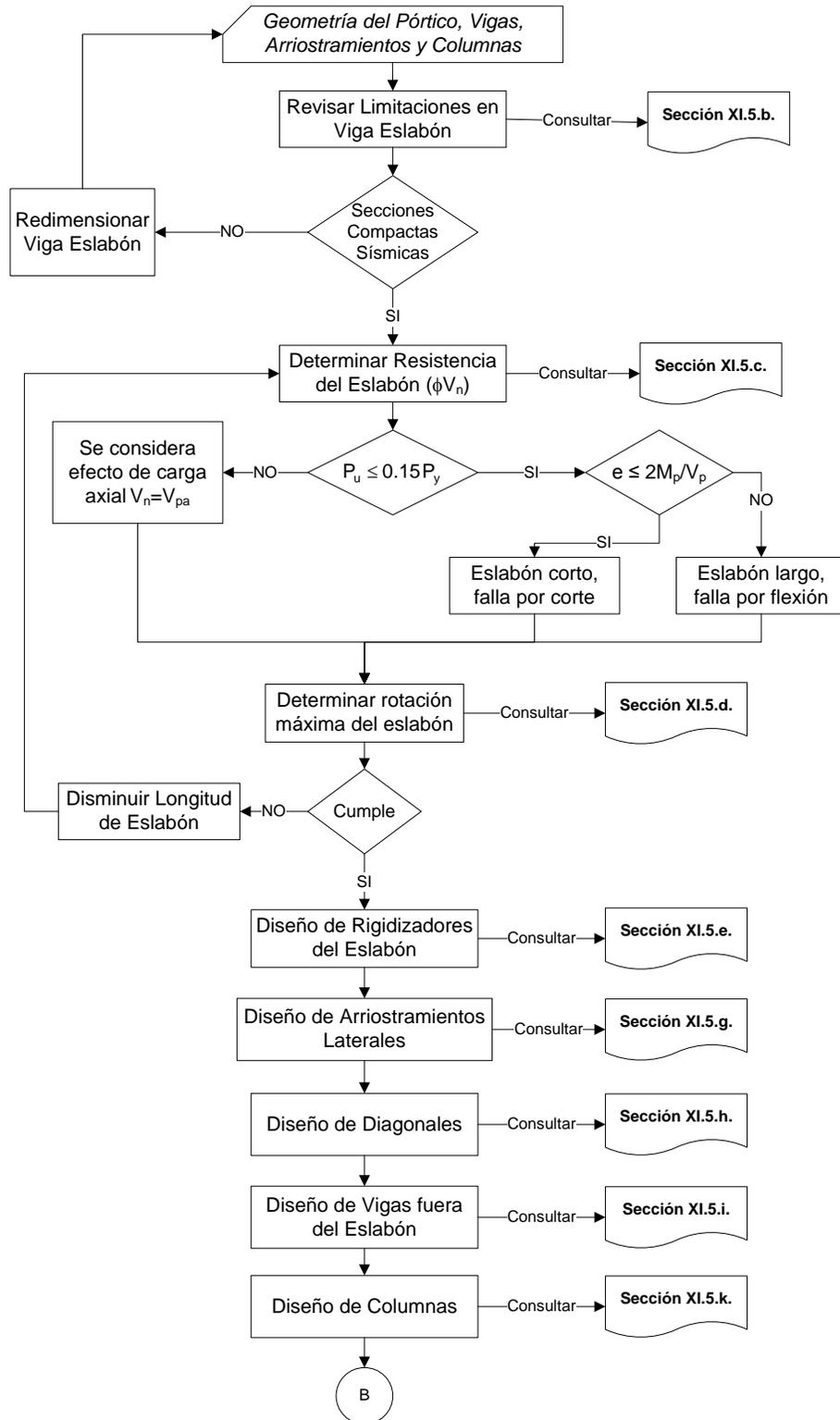
### Flujograma FG3: Diseño de Sistemas SMF.



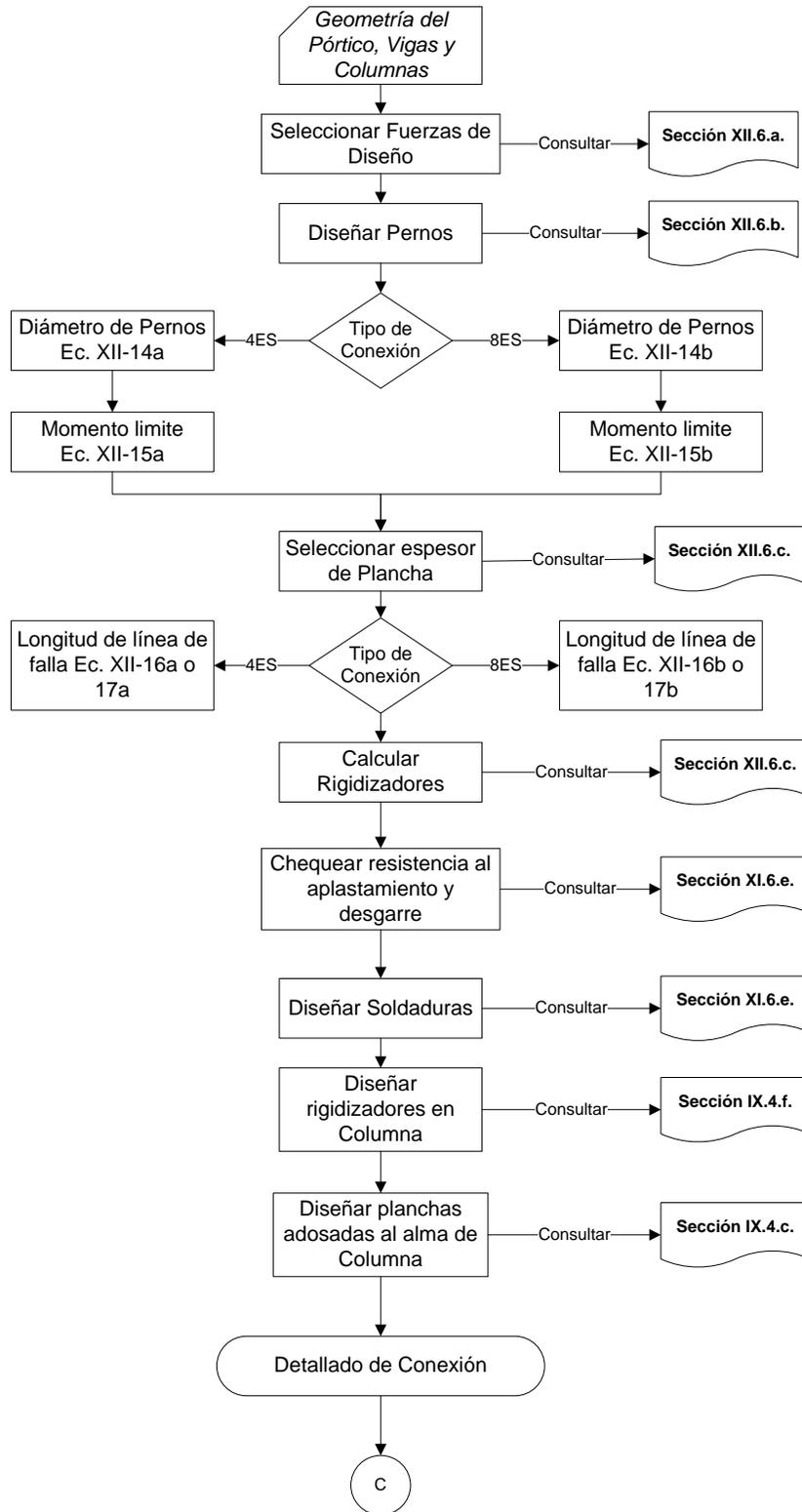
### Flujograma FG4: Diseño de Sistemas SCBF.



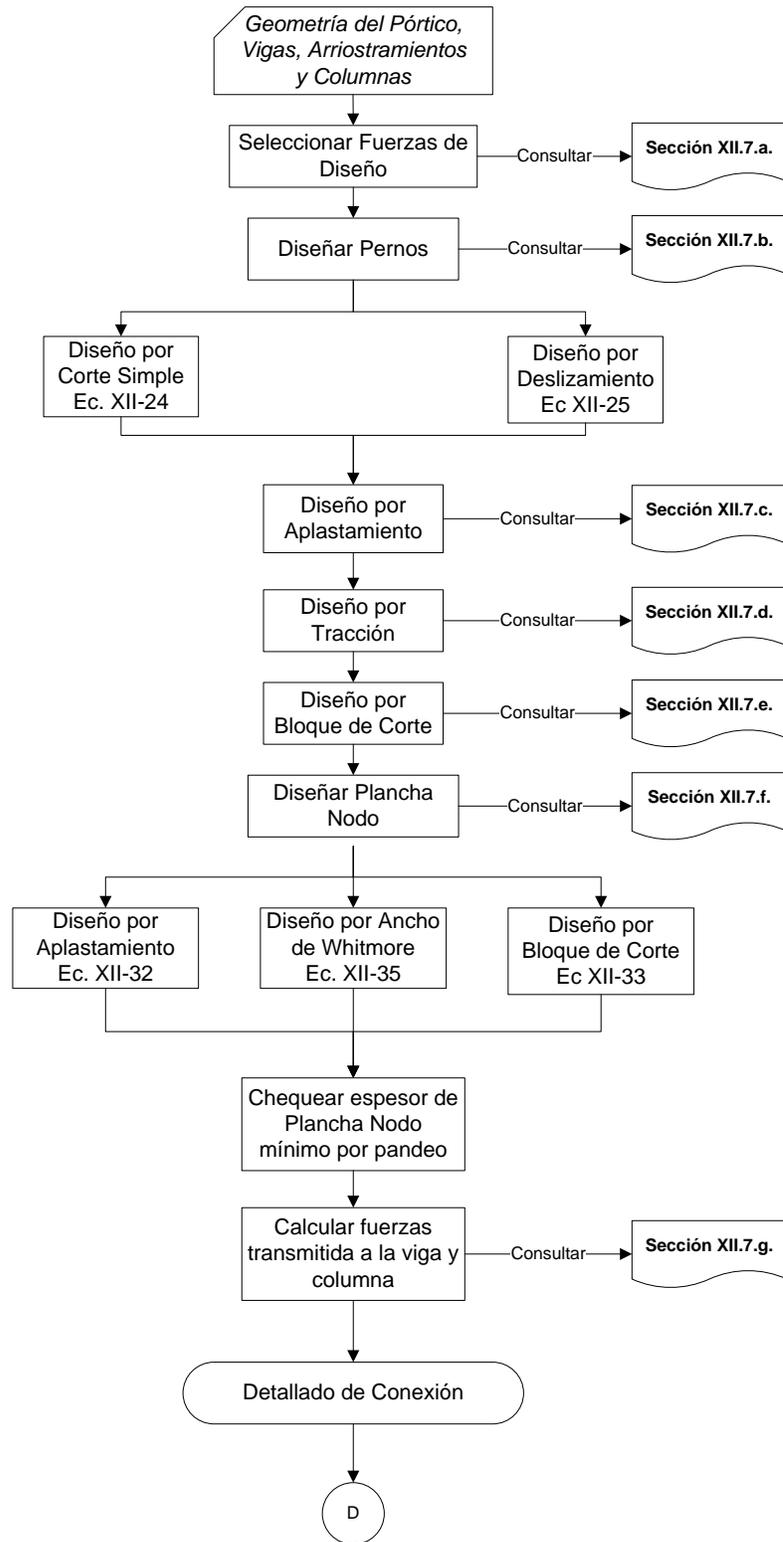
### Flujograma FG5: Diseño de Sistemas EBF.



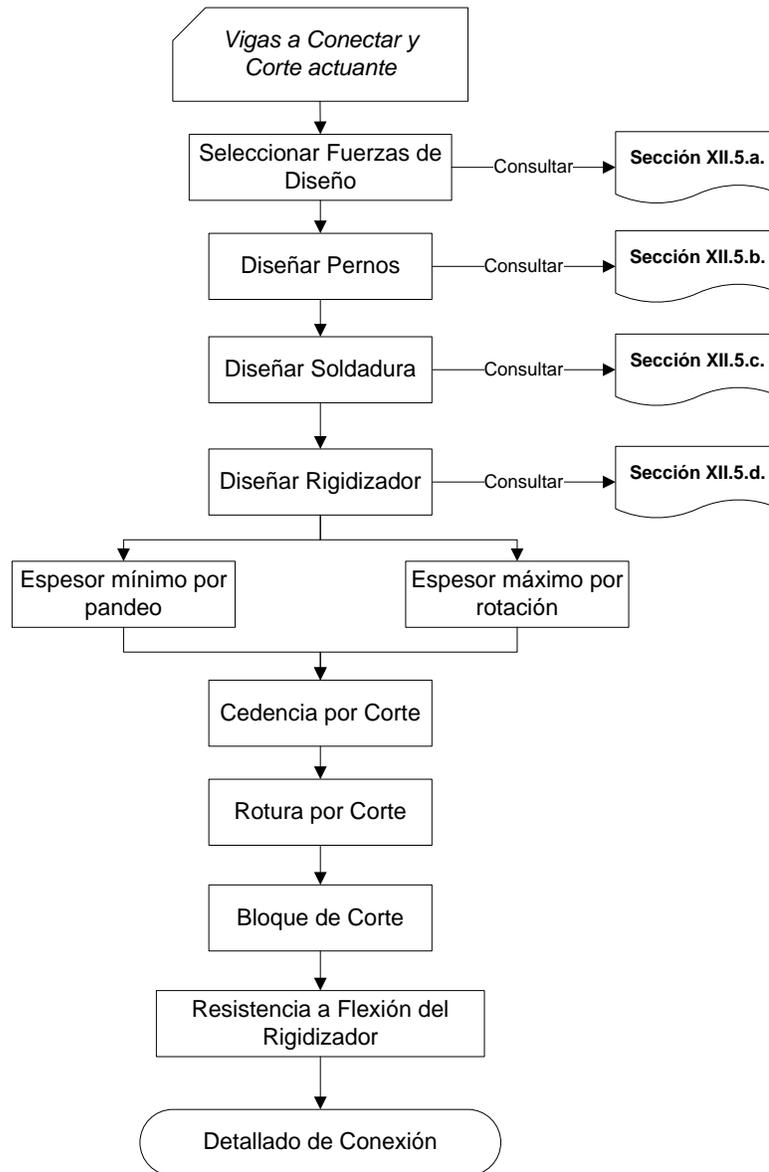
### Flujograma FG6: Diseño de Conexiones End Plate.



### Flujograma FG7: Diseño de Conexiones de Arriostramientos.

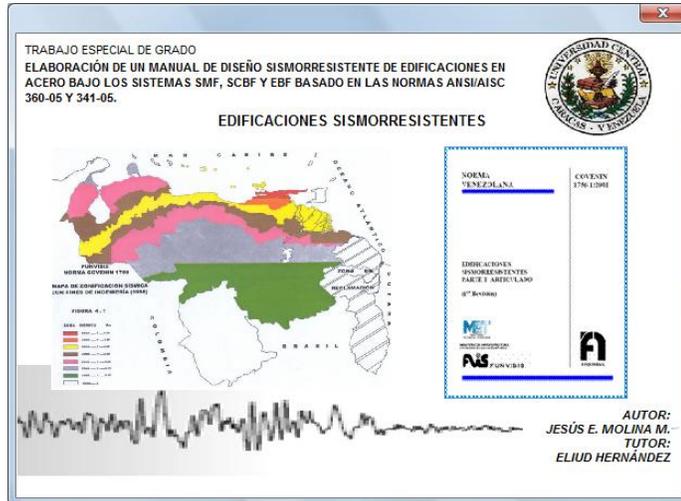


### Flujograma FG8: Diseño de Conexiones a Corte con Rigidizadores.



## Hoja de Cálculo: Edificaciones Sismorresistentes COVENIN 1756-01.

La programación de esta hoja de cálculo está basada en la Secciones V, VII y VIII de este Trabajo Especial de Grado.



Se debe seleccionar, de la lista desplegable, la zona sísmica dependiendo del lugar donde se encuentra la edificación.

### EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES (COVENIN 1756-01)

1. Zonificación Sísmica: COVENIN 1756-01 Artículo 4.1

1.1. Mapa de Zonificación Sísmica:

La estructura se encuentra localizada en un terreno dentro de la Zona:

La hoja de cálculo arroja el valor del coeficiente de aceleración sísmica del suelo dependiendo de la zona sísmica elegida. Se debe seleccionar la forma y factor de corrección espectral, en concordancia con los valores mostrados en la tabla anexa.

**2. Movimientos de Diseño:**

COVENIN 1756-01 Artículo 4.2

**2.1. Coeficiente de aceleración sísmica del suelo**

Para una edificación ubicada en la Zona Sísmica 5, con un nivel de riesgo Elevado el coeficiente de aceleración máxima horizontal del suelo será:

$A_o = 0,30$

ZONAS SÍSMICAS	PELIGRO SÍSMICO	$A_o$
7	Elevado	0.40
6		0.35
5		0.30
4	Intermedio	0.25
3		0.20
2	Bajo	0.15
1		0.10
0		--

Tabla 4.1: VALORES DE  $A_o$

**3. Forma Espectral:**

COVENIN 1756-01 Artículo 5.1

**3.1. Selección de la Forma Espectral y del Factor de corrección**

Según la tabla anexa se puede determinar la forma espectral y el coeficiente de corrección de la aceleración horizontal del suelo, que dependen de las características del suelo de fundación:

Forma Espectral:

Factor de corrección de  $A_o$  ( $\phi$ ): 0.90

Seleccione la forma espectral y valor de  $\phi$

Donde:

**Vps** = Velocidad promedio de las ondas en el perfil geotécnico  
**H** = Profundidad a la cual se consigue material cuya velocidad de onda es mayor a 500 m/s

Material	Vsp (m/s)	H (m)	Zonas Sísmicas 1 a 4		Zonas Sísmicas 5 a 7	
			Forma Espectral	$\phi$	Forma Espectral	$\phi$
Roca sana/fracturada	>500	-	S1	0.85	S1	1.00
Roca blanda o meteorizada y suelos muy duros o muy densos	>400	<30	S1	0.85	S1	1.00
		30-50	S2	0.80	S2	0.90
		>50	S3	0.70	S2	0.90
Suelos duros o densos	250-400	<15	S1	0.80	S1	1.00
		15-50	S2	0.80	S2	0.90
		>50	S3	0.75	S2	0.90
Suelos firmes/medio densos	170-250	$\leq 50$	S3	0.70	S2	0.95
		>50	S3 <sup>(b)</sup>	0.70	S3	0.75
Suelos blandos/sueltos	<170	$\leq 15$	S3	0.70	S2	0.90
		>15	S3 <sup>(b)</sup>	0.70	S3	0.80
Suelos blandos o sueltos <sup>(b)</sup> intercalados con suelos más rígidos	-	H <sub>1</sub>	S3 <sup>(c)</sup>	0.65	S2	0.70

Tabla 5.1: FORMA ESPECTRAL Y FACTOR DE CORRECCIÓN  $\phi$

A fin de determinar el factor de importancia de la estructura se debe seleccionar de la lista el grupo al cual está atada la estructura.

**4. Clasificación según el Uso:** COVENIN 1756-01 Artículo 6.1

**4.1. Grupos:**

- **Grupo A:** Edificaciones que albergan instalaciones esenciales, de funcionamiento vital en condiciones de emergencia o cuya falla pueda dar lugar a cuantiosas pérdidas humanas o económicas.
- **Grupo B1:** Edificaciones de uso público o privado, densamente ocupadas (más de 3000 personas o área techada de más de 20000 m<sup>2</sup>), permanente o temporalmente.
- **Grupo B2:** Edificaciones de uso público o privado, de baja ocupación, que no excedan los límites indicados en el Grupo B1.
- **Grupo C:** Construcciones no clasificables en los grupos anteriores, ni destinadas a la habitación o al uso público y cuyo derrumbe no pueda causar daño a edificaciones de los tres primeros grupos.

**4.2. Factor de Importancia:**

GRUPO	$\alpha$
A	1.30
B1	1.15
B2	1.00

Grupo:  Seleccione el grupo sísmico

Factor de Importancia: **1,30**

**Tabla 6.1: FACTOR DE IMPORTANCIA**

Se deberá seleccionar el Nivel de diseño adecuado de la estructura basado en los parámetros de las tablas anexas.

**5. Niveles de Diseño Requerido:** COVENIN 1756-01 Artículo 6.2.2

**5.1. Nivel de Diseño:**

Nivel de Diseño mínimo requerido para una estructura:

GRUPO	ZONA SÍSMICA		
	1 y 2	3 y 4	5,6 y 7
A; B1	ND2 ND3	ND3	ND3
B2	ND1 (*) ND2 ND3	ND2 (*) ND3	ND3 ND2 (**)

(\*) Válido para edificaciones de hasta de 10 pisos ó 30 m de altura.  
(\*\*) Válido para edificaciones de hasta de 2 pisos u 8 m de altura.

**Tabla 6.2: NIVELES DE DISEÑO ND**

Nivel de Diseño:  Seleccione el nivel de diseño

Si la estructura presenta una o mas de las siguientes irregularidades se debe diseñar la estructura bajo ND3:

TIPO DE IRREGULARIDAD SEGÚN LA SECCIÓN 6.5.2	ÁREAS O COMPONENTES	
VERTICAL	a.1: Entrepiso blando.	Todos los componentes del entrepiso y de los dos entrespisos adyacentes.
	a.2: Entrepiso débil.	
	a.7: Discontinuidad en el plano del sistema resistente a cargas laterales. a.9: Columnas cortas.	Los componentes donde ocurre la discontinuidad y todos los componentes adyacentes.
EN PLANTA	b.2: Riesgo torsional elevado.	Toda la estructura.
	b.4: Diafragma flexible.	Todos los componentes que se vinculan al diafragma en referencia.

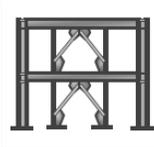
**Tabla 6.3: AREAS Y/O COMPONENTES EN LOS CUALES DEBE EXTENDERSE EL CUMPLIMIENTO DE LOS REQUERIMIENTOS DE DISEÑO ND3**

Por medio de los botones de selección se establece la clasificación de la estructura según su tipo estructural.

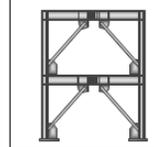
**6. Clasificación de la estructura según su tipo.** COVENIN 1756-01 Artículo 6.3.

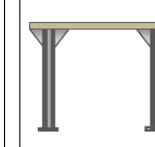
**6.1. Tipología de la Estructura:**

Tipo I  
  
 Solo pórtico resisten las cargas

Tipo II  
  
 Combinaciones de Tipo I y Tipo III

Tipo III  
  
 Diagonales concéntricas o muros resisten las cargas

Tipo IIIa  
  
 Diagonales excéntricas resisten las cargas

Tipo IV  
  
 Pórticos con poca rigidez  
Ejem: sin vigas

Seleccione el tipo de estructura

Con la tipología y material de diseño de la estructura dados, se recomienda un valor de factor de reducción de respuesta, sin embargo se puede proponer otro diferente según criterio del usuario.

**6.2. Factor de Reducción de Respuesta:**

Material de Construcción:

NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO				
	TIPO DE ESTRUCTURA (SECCIÓN 6.3.1)				
	I	II	III	IIIa	IV
ND3	6.0	5.0	4.5	5.0	2.0
ND2	4.0	3.5	3.0	3.5	1.5
ND1	2.0	1.75	1.5	2.0	1.25

NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS DE ACERO				
	TIPO DE ESTRUCTURA (SECCIÓN 6.3.1)				
	I <sup>(1)</sup>	II	III	IIIa	IV
ND3	6.0 <sup>(2)</sup>	5.0	4.0	6.0 <sup>(3)</sup>	2.0
ND2	4.5	4.0	-	-	1.5
ND1	2.5	2.25	2.0	-	1.25

NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS MIXTAS ACERO-CONCRETO				
	TIPO DE ESTRUCTURA (SECCIÓN 6.3.1)				
	I	II	III	IIIa	IV
ND3	6.0	5.0	4.0	6.0 <sup>(1)</sup>	2.0
ND2	4.0	4.0	-	-	1.5
ND1	2.25	2.50	2.25	-	1.0

**Tabla 6.4: FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA**

El valor de Factor de Reducción de Respuesta máximo recomendado por norma es:

R = **5,00**

Factor de Reducción de Respuesta Propuesto:

R =

Si va a proponer un valor de Factor de Reducción de Respuesta colóquelo aquí

Dependiendo de las irregularidades presentadas en la estructura se necesitará de requisitos especiales indicados por la tabla en la Sección 7 de la hoja

de cálculo, donde además se señala el factor de reducción de respuesta definitivo a utilizar.

**7. Clasificación de la estructura según su regularidad.** COVENIN 1756-01 Artículo 6.5.

**7.1. Irregularidades Verticales::** Marque las irregularidades presentadas

<input checked="" type="checkbox"/> a.1:	Entrepiso blando	Las solicitaciones obtenidas del analisis se multiplicaran por 1.3
<input type="checkbox"/> a.2:	Entrepiso debil	
<input checked="" type="checkbox"/> a.3:	Distribución irregular de masas de uno de los pisos contiguos	Se debe realizar un analisis elastico más refinado
<input type="checkbox"/> a.4:	Aumento de las masas con la elevacion	
<input type="checkbox"/> a.5:	Variaciones en la geometria del sistema estructural	
<input type="checkbox"/> a.6:	Esbeltez excesiva	
<input type="checkbox"/> a.7:	Discontinuidad en el plano del sistema resistente a cargas laterales	
<input type="checkbox"/> a.8:	Falta de conexión entre miembros verticales	
<input type="checkbox"/> a.9:	Efecto de columna corta	

**7.2. Irregularidades Horizontales:**

<input type="checkbox"/> b.1:	Gran excentricidad	
<input type="checkbox"/> b.2:	Riesgo torsional elevado	
<input type="checkbox"/> b.3:	Sistema no ortogonal	
<input type="checkbox"/> b.4:	Diafragma flexible	

**7.3. Otras Irregularidades:**

<input type="checkbox"/> c.1:	Estructuras Tipo I con columnas articuladas en la base	
-------------------------------	--	--

**Para las estructuras de acero del Tipo I bajo Nivel de Diseño ND3 y con las irregularidades presentadas, el Factor de Reducción de Respuesta a usar es: R= 6**

A continuación se muestran los valores y las ecuaciones usadas para determinar los espectros de respuesta y diseño.

**8. Calculo de Espectro de Diseño.** COVENIN 1756-01 Artículo 7.2.

**8.1. Factores para definir el Espectro de Diseño:**

FORMA ESPECTRAL	T* (seg)	β	p
S1	0.4	2.4	1.0
S2	0.7	2.6	1.0
S3	1.0	2.8	1.0
S4	1.3	3.0	0.8

CASO	T+ (seg)
R < 5	0.1 (R-1)
R ≥ 5	0.4

<sup>(1)</sup> T<sub>0</sub> ≤ T<sup>+</sup>

**Tabla 6.4: VALORES DE T\***

**Tabla 7.1: VALORES DE T\*, β Y p**

Para un espectro de la forma S2 y R= 6 se tendran los siguientes factores:

T\* = **0,7** Máximo período en el intervalo donde los espectros tienen un valor constante.

β = **2,6** Factor de magnificación promedio.

p = **1,0** Exponente que define la rama descendente del espectro.

T<sub>0</sub> = **0,18** Período a partir del cual los espectros tienen un valor constante (seg.)

T<sup>+</sup> = **0,4** Período característico de variación de respuesta dúctil.

c = **1,23**  $c = \sqrt[4]{R / \beta}$

**8.2. Cálculo de las ordenadas del Espectro de Diseño:**

Para  $T < T^*$  
$$A_d = \frac{\alpha \phi A_o \left[ 1 + \frac{T}{T^*} (\beta - 1) \right]}{1 + \left( \frac{T}{T^*} \right)^c (R - 1)}$$

Para  $T^* \leq T \leq T^*$  
$$A_d = \frac{\alpha \phi \beta A_o}{R}$$

Para  $T > T^*$  
$$A_d = \frac{\alpha \phi \beta A_o}{R} \left( \frac{T^*}{T} \right)^p$$

**8.3. Cálculo de las ordenadas del Espectro de Respuesta:**

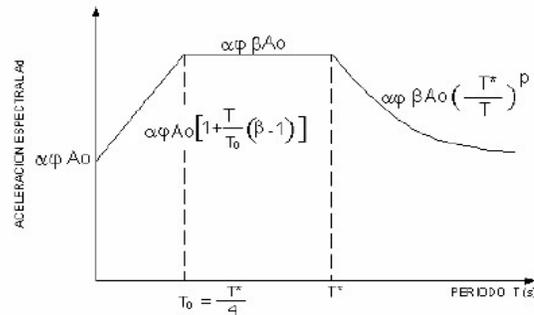


FIGURA 7.1 ESPECTRO DE RESPUESTA ELASTICO (R=1)

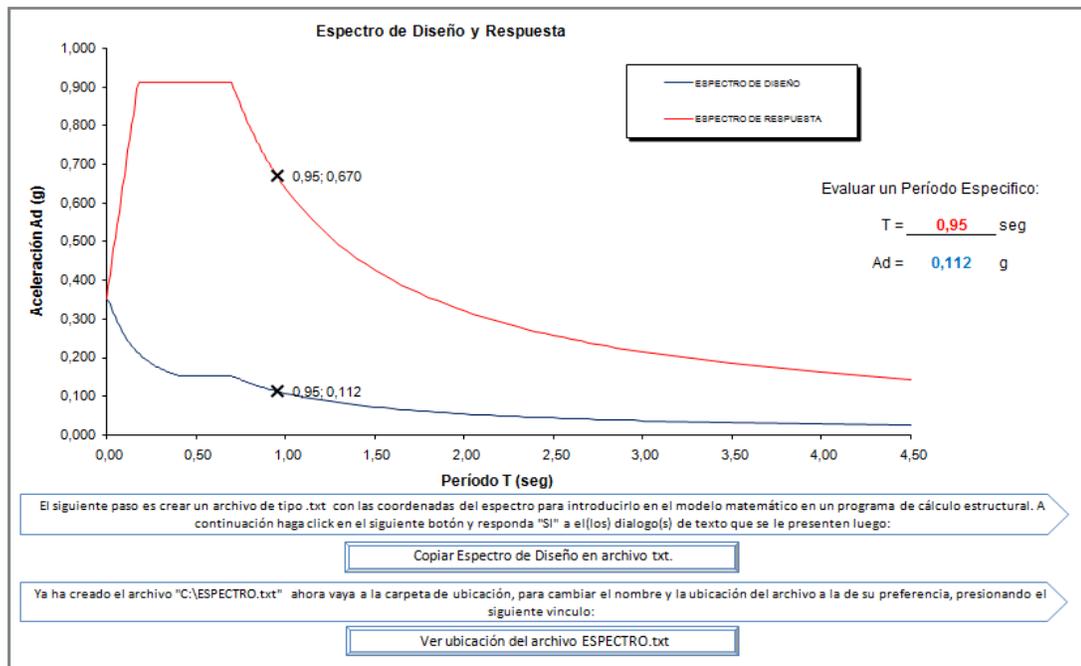
Con esto se culmina la elaboración del espectro de respuesta y diseño a continuación se muestran una serie de valores y las graficas de estos.

8. Cálculo de Espectro de Diseño. cont...

COVENIN 1756-01 Artículo 7.2.

**8.4. Resultado de las ordenadas del Espectro de Respuesta y Diseño:**

ESPECTRO DE DISEÑO			ESPECTRO DE RESPUESTA		
T (seg)	CONDICIÓN	Ad (g)	T (seg)	CONDICIÓN	Ad (g)
0,00	T < T+	0,351	0,00	T < T <sub>o</sub>	0,351
0,05	T < T+	0,304	0,05	T < T <sub>o</sub>	0,511
0,10	T < T+	0,258	0,10	T < T <sub>o</sub>	0,672
0,15	T < T+	0,225	0,15	T < T <sub>o</sub>	0,832
0,20	T < T+	0,206	0,20	T <sub>o</sub> ≤ T ≤ T*	0,913
0,25	T < T+	0,188	0,25	T <sub>o</sub> ≤ T ≤ T*	0,913
0,30	T < T+	0,174	0,30	T <sub>o</sub> ≤ T ≤ T*	0,913
0,35	T < T+	0,163	0,35	T <sub>o</sub> ≤ T ≤ T*	0,913
0,40	T < T+	0,154	0,40	T <sub>o</sub> ≤ T ≤ T*	0,913
0,45	T+ ≤ T ≤ T*	0,152	0,45	T <sub>o</sub> ≤ T ≤ T*	0,913
0,50	T+ ≤ T ≤ T*	0,152	0,50	T <sub>o</sub> ≤ T ≤ T*	0,913
0,55	T+ ≤ T ≤ T*	0,152	0,55	T <sub>o</sub> ≤ T ≤ T*	0,913
0,60	T+ ≤ T ≤ T*	0,152	0,60	T <sub>o</sub> ≤ T ≤ T*	0,913
0,65	T+ ≤ T ≤ T*	0,152	0,65	T <sub>o</sub> ≤ T ≤ T*	0,913
0,70	T+ ≤ T ≤ T*	0,152	0,70	T <sub>o</sub> ≤ T ≤ T*	0,913
0,75	T > T*	0,144	0,75	T > T*	0,863
0,80	T > T*	0,135	0,80	T > T*	0,809
0,85	T > T*	0,127	0,85	T > T*	0,761
0,90	T > T*	0,120	0,90	T > T*	0,718
0,95	T > T*	0,113	0,95	T > T*	0,680
1,00	T > T*	0,108	1,00	T > T*	0,645
1,20	T > T*	0,093	1,20	T > T*	0,555



Se puede evaluar un valor de período específico en las graficas de espectros de respuesta y diseño. Además con ayuda de un macro ejecutable (*Nota: Se deben tener los macros habilitados*) se puede crear un archivo de texto (.txt) con los valores del espectro de diseño, lo cual es ideal para usarlo en algún programa de cálculo estructural.

A continuación con la hoja de cálculo se puede chequear los requerimientos de la Norma COVENIN 1756-01 para el adecuado análisis dinámico de la estructura. El primero de los requerimientos a evaluar es el correcto número de modos de vibración de la estructura. Para lo cual se dispone de un macro capaz de extraer los valores de los periodos y masas participativas del programa ETABS v9, además se muestra en una presentación la forma de obtener estas tablas del mencionado programa al hacer clic en el botón de *¿Cómo copiar el valor de los modos del ETABS 9?*

**9. Número mínimo de modos de vibración.** COVENIN 1756-01 Artículo 9.6.2.

**9.1. Chequeo del mínimo número de modos de vibración:**

N = 6 Numero de niveles por encima del nivel base

Artículo 9.6.2.1: El número de mínimo modos de vibración (N<sub>3</sub>) a utilizar en el análisis dinámico, será el mayor entre los dos siguientes valores:

**CASO 1:** N<sub>3</sub> = Numero de modos que garanticen que la sumatoria de masas participativas de los primeros N modos exceda el 90% de la masa total del edificio para cada una de las direcciones de análisis.

Modo	T (seg)	% Masa Participativa		Sumatoria de % Masa	
		X	Y	X	Y
1	0,633441	0,000	78,903	0,00	78,90
2	0,5395	61,766	0,000	61,77	78,90
3	0,445149	14,480	0,000	76,25	78,90
4	0,186874	0,000	11,922	76,25	90,82
5	0,172562	13,731	0,000	89,98	90,82
6	0,136377	3,528	0,000	93,50	90,82
7	0,097097	3,700	0,000	97,20	90,82
8	0,09451	0,000	5,033	97,20	95,86
9	0,076274	1,653	0,000	98,86	95,86
10	0,073401	0,164	0,000	99,02	95,86
11	0,060071	0,555	0,000	99,58	95,86
12	0,058584	0,000	2,560	99,58	98,42

¿Cómo copiar el valor de los modos del ETABS 9.2?

Obtener Modos copiados del Programa de Cálculo

N<sub>3</sub> = **6** modos CASO 1

**CASO 2:** N<sub>3</sub>=3N<sub>1</sub>, donde N<sub>1</sub> está dado por valor de las siguientes formulas:

Edificaciones con menos de 20 pisos:  $N_1 = \frac{1}{2} \left( \frac{T_1}{T^*} - 1.5 \right) + 3 \geq 3$  Edificaciones de 20 pisos o más:  $N_1 = \frac{2}{3} \left( \frac{T_1}{T^*} - 1.5 \right) + 4 \geq 4$

N<sub>3</sub> = **9** modos CASO 2

**El número mínimo recomendado por la Norma para una edificación con las características descritas es de 9 modos de vibración.  
El número de modos seleccionado para el análisis cumple con lo descrito.**

Una vez que la hoja de cálculo determina si el número de modos usados satisface el mínimo propuesto dará un mensaje de alerta.

Luego se determina si el valor del periodo fundamental de la estructura cumple con lo especificado en la norma, para lo cual se debe introducir el dato de la altura total de la edificación.

**9.2. Periodo Estimado:**

Artículo 9.3.2.1: "El valor del período fundamental de la estructura calculado no excederá el valor de 1.4 T<sub>a</sub> "

ha = 17,4 Altura total del edificio (m)

1,4 Ta = 0,954 1,4 veces el Periodo estimado de la estructura (seg.)

**El valor del período fundamental de la estructura Cumple con lo señalado en el Artículo señalado**

A continuación se evalúa el cortante basal de la estructura y se compara con el mínimo exigido por la norma para lo cual se dispone nuevamente de macros para extraer los valores para obtener el peso total de la estructura y el cortante basal, del programa ETABS v9.

De igual forma se dispone de presentaciones para que el usuario se informe de cómo se obtienen los valores del mencionado programa. Al final de esta sección indica si es necesario o no la modificación de la fuerza sísmica para cada dirección de análisis, y su valor de factor de corrección.

**10. Corrección del cortante Basal.**

COVENIN 1756-01 Artículo 9.6.2.

**10.1. Control del Cortante Basal y Valores de diseño:**

Artículo 9.4.6: "El corte basal debera compararse con el calculado según la Sección 9.3 con un periodo  $T = 1,6 T_a$ , el cual se denota  $V_o^*$ . Cuando  $V_o$  sea menor que  $V_o^*$  los valores de diseño deberan multiplicarse por  $V_o^*/V_o$ . El cociente  $V_o/W$  de diseño no sera menor que el minimo coeficiente dado en el Artículo 7.1"

$T = 1,6 T_a =$  **1,090** 1,6 veces el Periodo estimado de la estructura (seg.)

$A_d =$  **0,098** Valor de aceleración espectral para un periodo de 1,6  $T_a$  (g)

$W =$  **5.132.359** Peso total de la edificación por encima del nivel base (Kgf) calculado según  $W = 1,0 CP + 0,5 CV$

¿Cómo copiar el valor del peso del ETABS 9?
Obtener el Peso Total de la Edificación copiado del Programa de Cálculo

$N =$  **6** Numero de niveles por encima del nivel base

$\mu =$  **0,875** Factor de modificación de cortantes, mayor entre los siguientes valores:  $\mu = 1,4 \left[ \frac{N+9}{2N+12} \right]$   $\mu = 0,80 + \frac{1}{20} \left[ \frac{1,6T_a}{T^*} - 1 \right]$

$V_o^* =$  **438.658** Valor del Cortante Basal para el Periodo de 1,6  $T_a$  (Kgf)  $V_o^* = \mu A_d W$

$V_{ox} =$  **819.727** Cortante Basal en la Dirección X (Kgf) Obtener el Cortante Basal de la Edificación copiado del Programa de Cálculo

$V_{oy} =$  **819.668** Cortante Basal en la Dirección Y (Kgf) ¿Cómo copiar el valor del cortante del ETABS 9?

**No se requiere modificar el valor del sismo en ninguna de sus direcciones**

Para culminar, con esta hoja de cálculo se puede determinar los valores de derivas y su cumplimiento con los indicados en la Norma COVENIN 1756-01. De igual forma se requiere del uso de un macro ejecutable para extraer los valores de deriva del ETABS v9, y se dispone de una presentación explicativa para el usuario al hacer clic en el botón *¿Cómo copiar el valor de deriva del ETABS 9?*

Se debe indicar si los miembros no estructurales son susceptibles o no a sufrir daño por los desplazamientos de la estructura.

**11. Desplazamientos Laterales Totales.** COVENIN 1756-01 Artículo 10.2.

**11.1. Chequeo de Derivas Elásticas de la Edificación:**

El desplazamiento lateral total  $\Delta_i$  del nivel  $i$  se calculará como:

$$\Delta_i = 0.8R\Delta_{ei}$$

Donde:

$R$  = Factor de Reducción de Respuesta.  
 $\Delta_{ei}$  = Desplazamiento lateral del nivel  $i$  calculado para las fuerzas de diseño.

TIPO Y DISPOSICION DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	EDIFICACIONES		
	GRUPO A	GRUPO B1	GRUPO B2
Susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0.012	0.015	0.018
No susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0.016	0.020	0.024

**Tabla 10.1: VALORES LÍMITES DE DERIVA ELÁSTICA**

Piso	Carga	Deriva Inelástica $\delta_{ei}$		Deriva Elástica $\delta_e$	
		X	Y	X	Y
TECHO	SX	0,001363	0,000643	0,0065	0,0031
	SY	0,000030	0,000981	0,0001	0,0047
PISO 5	SX	0,001708	0,000819	0,0082	0,0039
	SY	0,000038	0,001426	0,0002	0,0068
PISO 4	SX	0,001809	0,000869	0,0087	0,0042
	SY	0,000043	0,001838	0,0002	0,0088
PISO 3	SX	0,001743	0,000867	0,0084	0,0042
	SY	0,000045	0,002084	0,0002	0,0100
PISO 2	SX	0,001643	0,000810	0,0079	0,0039
	SY	0,000043	0,001979	0,0002	0,0095
PISO 1	SX	0,000991	0,000480	0,0048	0,0023
	SY	0,000027	0,001139	0,0001	0,0055

¿Cómo copiar el valor de deriva del ETABS 9?

Obtener Derivas copiadas del Programa de Cálculo

Los elementos no estructurales son:

Susceptibles de sufrir daños por deformación

No susceptibles de sufrir daños por deformación

Para una Edificación del Grupo A, con elementos no estructurales susceptible de sufrir daños por deformación, el valor máximo de deriva permitido es: 0,012

**0,012 > 0,0100**

**El valor máximo de deriva elástica Cumple**

## Hoja de Cálculo: Sistemas SMF.

La programación de esta hoja de cálculo está basada en el contenido de la Sección IX de este Trabajo Especial de Grado.



Para efectos de esta Hoja de Cálculo se proporcionan 2 niveles y 3 ejes de Columnas para analizar varios casos al mismo tiempo. El primer requerimiento de esta hoja de cálculo será la configuración del pórtico, así como las dimensiones de sus elementos.

**SISTEMAS SMF (PÓRTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTOS)**

**1. Propiedades del Pórtico:**

Para efectos de esta hoja de cálculo se tomaran 2 niveles y 3 ejes de vigas para analizar varios casos:

**1.1. Dimensiones del Pórtico:**

$H_{inf} = 3,50$	m	Altura del entrepiso inferior
$H_{sup} = 2,80$	m	Altura del entrepiso superior
$LV_{izq} = 4,00$	m	Luz libre entre Columnas (izquierda)
$LV_{der} = 5,00$	m	Luz libre entre Columnas (derecha)

Lo siguiente será asignar las propiedades de los perfiles de las vigas y columnas.

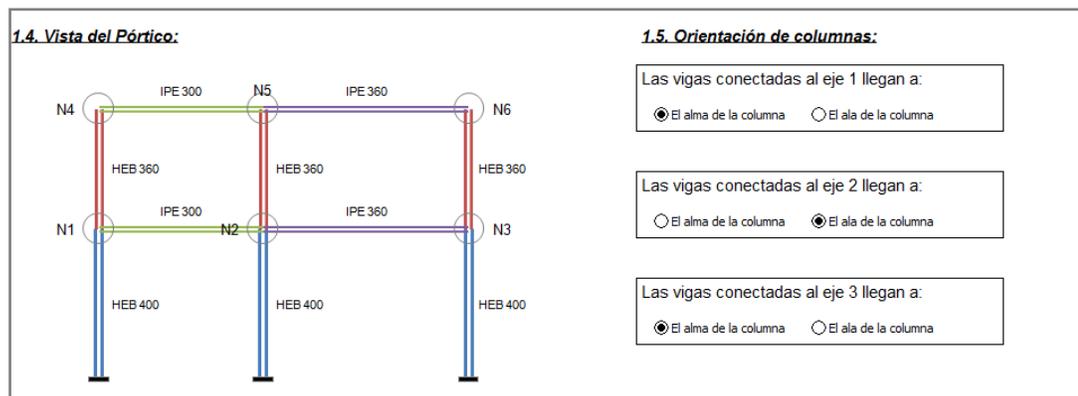
**1.2. Perfiles de vigas:**

- Viga Izquierda:	IPE 300	- Viga Derecha:	IPE 360
$d_{b1}$ = 300 mm	Altura del perfil	$d_{b2}$ = 360 mm	Altura del perfil
$t_{f_{b1}}$ = 10,7 mm	Espesor de alas	$t_{f_{b2}}$ = 12,7 mm	Espesor de alas
$b_{f_{b1}}$ = 150 mm	Ancho del perfil	$b_{f_{b2}}$ = 170 mm	Ancho del perfil
$t_{w_{b1}}$ = 7,1 mm	Espesor de alma	$t_{w_{b2}}$ = 8 mm	Espesor de alma
$Z_{xb1}$ = 628 cm <sup>3</sup>	Modulo Plástico de la Sección	$Z_{xb2}$ = 1019 cm <sup>3</sup>	Modulo Plástico de la Sección
$r_{yb1}$ = 3,35 cm	Radio de giro menor	$r_{yb2}$ = 3,79 cm	Radio de giro menor
Acero: ASTM - A 36	Acero: ASTM - A 36		
$F_{yb1}$ = 2.530 Kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo de cedencia	$F_{yb2}$ = 2.530 Kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo de cedencia
$F_{ub1}$ = 4.080 Kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo último	$F_{ub2}$ = 4.080 Kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo último
$R_{yb1}$ = 1,5	Factor de sobrerresistencia	$R_{yb2}$ = 1,5	Factor de sobrerresistencia

**1.3. Perfiles de columnas:**

- Columna Inferior:	HEB 400	- Columna Superior:	HEB 360
$d_{c1}$ = 400 mm	Altura del perfil	$d_{c2}$ = 360 mm	Altura del perfil
$t_{f_{c1}}$ = 24 mm	Espesor de alas	$t_{f_{c2}}$ = 22,5 mm	Espesor de alas
$b_{f_{c1}}$ = 300 mm	Ancho del perfil	$b_{f_{c2}}$ = 300 mm	Ancho del perfil
$t_{w_{c1}}$ = 13,5 mm	Espesor de alma	$t_{w_{c2}}$ = 12,5 mm	Espesor de alma
$A_{c1}$ = 198 cm <sup>2</sup>	Área del perfil	$A_{c2}$ = 181 cm <sup>2</sup>	Área del perfil
$Z_{xc1}$ = 3.231 cm <sup>3</sup>	Modulo Plástico de la Sección en X	$Z_{xc2}$ = 2.682 cm <sup>3</sup>	Modulo Plástico de la Sección en X
$Z_{yc1}$ = 1.108 cm <sup>3</sup>	Modulo Plástico de la Sección en Y	$Z_{yc2}$ = 1.036 cm <sup>3</sup>	Modulo Plástico de la Sección en Y
Acero: ASTM - A 572, Gr 50	Acero: ASTM - A 572, Gr 50		
$F_{yb1}$ = 3.515 Kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo de cedencia	$F_{yb2}$ = 3.515 Kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo de cedencia
$F_{ub1}$ = 4.570 Kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo último	$F_{ub2}$ = 4.570 Kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo último
$R_{yb1}$ = 1,1	Factor de sobrerresistencia	$R_{yb2}$ = 1,1	Factor de sobrerresistencia

A continuación se presenta una vista del pórtico, con las secciones asignadas y la identificación de los nodos analizados, además se selecciona la orientación de las columnas en el pórtico.



Seguidamente se asignan las fuerzas actuantes en vigas y columnas.

**2. Cargas Actuantes:**

**2.1. Factores de diseño:**

$\gamma = 0.50$  Factor de Mayoración de carga variable

**2.2. Cargas Gravitacionales en las Vigas:**

- Cortante en Nivel Inferior: (Kg/m)

CASO	Vigas	
	Izquierda	Derecha
V <sub>CP</sub>	800	1.000
V <sub>CV</sub>	1.500	1.800
W	1.710	2.100

- Cortante en Nivel Superior: (Kg/m)

CASO	Vigas	
	Izquierda	Derecha
V <sub>CP</sub>	500	500
V <sub>CV</sub>	1.300	1.300
W	1.250	1.250

**2.3. Cargas en las Columnas:**

- Carga axial en Nivel Inferior: (Kg)

CASO	Ejes		
	1	2	2
P <sub>U</sub>	180.000	240.000	180.000

- Carga axial en Nivel Superior: (Kg)

CASO	Ejes		
	1	2	2
P <sub>U</sub>	80.000	145.000	80.000

P<sub>U</sub> = Carga Axial en columnas por la combinación más desfavorable

En la siguiente sección se comienza el chequeo del pórtico, partiendo por la resistencia de la zona panel, se dan las tablas de las propiedades de las vigas y columnas que llegan a cada nodo, según los requerimientos para estos sistemas.

**3. Resistencia de Zona Panel:**

**3.1. Propiedades en las Vigas:**

Viga Izquierda					NODO	Viga Derecha				
M <sub>pr</sub>	S <sub>n</sub>	L <sub>n</sub>	V <sub>g</sub>	V <sub>ub</sub>		M <sub>pr</sub>	S <sub>n</sub>	L <sub>n</sub>	V <sub>g</sub>	V <sub>ub</sub>
-	-	-	-	-	N1	26.226	200	3,60	3,078	17.648
26.226	200	3,60	3,078	17.648	N2	42.536	220	4,56	4,788	23.444
42.536	220	4,56	4,788	23.444	N3	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	N4	26.226	180	3,64	2,275	16.685
26.226	180	3,64	2,275	16.685	N5	42.536	190	4,62	2,888	21.301
42.536	190	4,62	2,888	21.301	N6	-	-	-	-	-

M<sub>pr</sub> = Momento Plástico Probable en la viga (Kg-m)  
 S<sub>n</sub> = Distancia de la columna a la rótula plástica (mm)  
 L<sub>n</sub> = Distancia entre rótulas (m)  
 V<sub>g</sub> = Cortante debido a fuerzas gravitacional  
 V<sub>ub</sub> = Cortante actuando en la rótula plástica de la viga (Kg)

$M_{pr} = 1.1R_y F_y Z_x$   
 (Dependerá de la conexión usada)  
 $V_g = \frac{W \times L_n}{2}$   
 $V_{ub} = (2M_{pr}/L_n) + V_g$

3.2. Propiedades en las Columnas:

Columna Superior					NODO	Columna Inferior				
P <sub>u</sub>	Z <sub>c</sub>	M <sub>pc</sub>	L <sub>c</sub>	V <sub>uc</sub>		P <sub>u</sub>	Z <sub>c</sub>	M <sub>pc</sub>	L <sub>c</sub>	V <sub>uc</sub>
80.000	1.036	32.240	2,50	25.792	N1	180.000	1.108	27.928	3,20	17.455
145.000	2.682	74.639	2,44	61.180	N2	240.000	3.231	70.728	3,14	45.050
80.000	1.036	32.240	2,44	26.426	N3	180.000	1.108	27.928	3,14	17.789
-	-	-	-	-	N4	80.000	1.036	32.240	2,50	25.792
-	-	-	-	-	N5	145.000	2.682	74.639	2,44	61.180
-	-	-	-	-	N6	80.000	1.036	32.240	2,44	26.426

M<sub>pc</sub> = Resistencia a flexión de la columna (Kg-m)      M<sub>pc</sub> = Z<sub>c</sub> (F<sub>yc</sub> - P<sub>uc</sub> / A<sub>g</sub>)  
 L<sub>c</sub> = Luz libre de la columna (m)      L<sub>c</sub> = H<sub>c</sub> - d<sub>b</sub>  
 V<sub>uc</sub> = Resistencia esperada a corte (Kg)      V<sub>uc</sub> = (2 M<sub>pc</sub> / L<sub>c</sub>)

Considerar la acción de la compresión en la resistencia a esperada a flexión de la columna  
 Sí       No

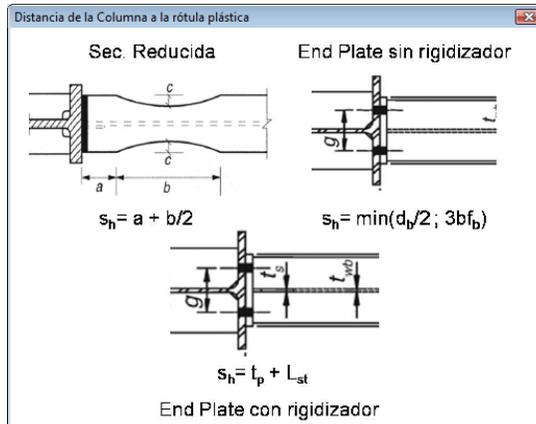
3.3. Resistencia de Zona Panel:

NODO	M <sub>r,izq</sub>	M <sub>r,der</sub>	V <sub>uc sup</sub>	V <sub>uc inf</sub>	d <sub>b</sub> -t <sub>f<sub>b</sub></sub>	R <sub>u</sub>	P <sub>u</sub> /P <sub>y</sub>	t	φR <sub>v</sub>	D/C
N1	-	29.755	25.792	17.455	289	85.398	0,26		129.830	0,66
N2	29.755	47.693	61.180	45.050	347	177.952	0,34	5	205.754	0,86
N3	47.693	-	26.426	17.789	347	119.537	0,26		129.830	0,92
N4	-	29.229	-	25.792	289	75.242	0,11		109.437	0,69
N5	29.229	46.583	-	61.180	347	157.109	0,21	5	177.769	0,88
N6	46.583	-	-	26.426	347	107.703	0,11		109.437	0,98

OK  
OK  
OK  
OK  
OK  
OK

M<sub>r</sub> = Resistencia Esperada a Flexión actuando en la cara de la columna (Kg-m)      M<sub>r</sub> = M<sub>pr</sub> + V<sub>uc</sub> s<sub>h</sub>  
 R<sub>u</sub> = Resistencia Requerida por Corte (Kg)      R<sub>u</sub> =  $\frac{\sum M_r}{(d_b - t_f)} - V_{uc}$   
 t = Espesor de Planchas adosadas (mm)  
 R<sub>v</sub> = Resistencia a Corte del la zona panel con planchas adosadas (Kg) (φ=0.90)  
 Si P<sub>u</sub>/P<sub>y</sub> ≤ 0.75      R<sub>v</sub> = 0.6 F<sub>y</sub> d<sub>c</sub> t<sub>p</sub>  $\left[ 1 + \frac{3 b_{cr} t_{cr}^2}{d_b d_c t_p} \right]$       Si P<sub>u</sub>/P<sub>y</sub> > 0.75      R<sub>v</sub> = 0.6 F<sub>y</sub> d<sub>c</sub> t<sub>p</sub>  $\left[ 1 + \frac{3 b_{cr} t_{cr}^2}{d_b d_c t_p} \right] \left[ 1.9 - \frac{1.2 P_u}{P_y} \right]$   
 t<sub>p</sub> = Espesor de zona panel, alma + planchas adosadas (mm)

En las propiedades de las columnas se debe indicar si se considera o no la acción de la carga axial en la resistencia por flexión de ésta, entre las propiedades de las vigas se debe colocar la distancia de la columna a la rótula plástica (s<sub>h</sub>), para lo cual se debe hacer clic en la palabra **(Dependerá de la conexión usada)**, con lo cual se muestra los diferentes casos de cálculo de s<sub>h</sub>:



A continuación se chequean las limitaciones de Vigas y Columnas en cuanto al pandeo local, para cada perfil seleccionado.

**4. Limitaciones en Vigas y Columnas:**

**4.1. Pandeo Local del Perfil de vigas:**

Las secciones deben ser compactas sísmicas ( $\lambda_{ps}$ ), a fin de limitar el pandeo local.

Alas del Perfil:

	$b_f / 2 t_f$	$0.30 \sqrt{E_s / F_y}$		
IPE 300	7,01	8,64	OK	$\frac{b_f}{2 t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$
IPE 360	6,69	8,64	OK	

Alma del Perfil:

	$h / t_w$	$2.45 \sqrt{E_s / F_y}$		
IPE 300	39,24	70,59	OK	$\frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$
IPE 360	41,83	70,59	OK	

---

**4.2. Pandeo Local del Perfil de Columnas:**

Las secciones deben ser compactas sísmicas ( $\lambda_{ps}$ ), a fin de limitar el pandeo local.

Alas del Perfil:

	$b_c / 2 t_c$	$0.30 \sqrt{E_s / F_y}$		
HEB 400	6,25	7,33	OK	$\frac{b_c}{2 t_c} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$
HEB 360	6,67	7,33	OK	

Alma del Perfil: ( $\phi_c = 0.90$ )

	$h_c / t_w$	$\phi P_y$	Eje 1			
			$P_u / \phi P_y$	$\sqrt{E_s / F_y}$	$\lambda_{ps}$	
HEB 400	26,07	626.373	0,38	24,44	31,46	OK
HEB 360	25,20	572.594	0,25	24,44	46,82	OK

Cuando  $P_u / \phi P_y \leq 0.125$   $\frac{h}{t_w} \leq 3.14 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \left[ 1 - 1.54 \frac{P_u}{\phi P_y} \right]$  Cuando  $P_u / \phi P_y > 0.125$   $\frac{h}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \left[ 2.33 - \frac{P_u}{\phi P_y} \right] > 1.49 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$

En la siguiente sección se muestra una tabla con los espesores mínimos de las planchas de continuidad en las columnas.

**5. Planchas de Continuidad:**

**5.1. Espesor mínimo de planchas de continuidad:**

NODO	$t_{cp}$
N1	6
N2	13
N3	7
N4	6
N5	13
N6	7

$t_{cp}$  = Espesor mínimo de planchas de continuidad (mm)

Se puede omitir el uso de las planchas de continuidad si al realizar el análisis de la conexión, no son requeridas estas.

Luego se chequea uno de los parámetros más exigentes de los sistemas SMF, el criterio de Columna Fuerte y Viga Débil, este chequeo se hace para cada nodo presentado y además, se muestran las excepciones para la aplicación de este criterio.

**6. Relación de Momentos Columna- Viga:**

**6.1. Criterio de Columna fuerte Viga débil:**

NODO	Pu / Py	M* <sub>po izq</sub>	M* <sub>po der</sub>	M* <sub>po sup</sub>	M* <sub>po inf</sub>	ΣM* <sub>po</sub>	ΣM* <sub>pc</sub>	$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{po}^*}$	
N1	0,26	-	33.285	36.108	30.546	33.285	66.655	2,00	OK
N2	0,34	33.285	52.382	83.816	77.486	85.667	161.302	1,88	OK
N3	0,26	52.382	-	36.996	31.130	52.382	68.126	1,30	OK
N4	0,13	-	32.232	-	36.108	32.232	36.108	1,12	OK
N5	0,23	32.232	50.417	-	83.816	82.649	83.816	1,01	OK
N6	0,13	50.417	-	-	36.996	50.417	36.996	0,73	N/C

$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{po}^*} > 1.0$

OK Ver Excepciones  
OK Ver Excepciones  
OK Ver Excepciones  
N/C Ver Excepciones

M\*<sub>po</sub> = Resistencia a flexión de la viga proyectada al nodo (Kg-m)  
M\*<sub>pc</sub> = Resistencia a flexión de la columna proyectada al nodo (Kg-m)

$M_{po}^* = M_{pr} + V_{ub} ( s_h + d_c / 2 )$   
 $M_{pc}^* = M_{pc} + V_{uc} ( d_o / 2 )$

Excepciones para las cuales no se aplica este criterio:

- Cuando el Cociente Pu/Py sea menor a 0,30, y además se cumpla alguna de las siguiente condiciones:
  - La columna pertenezca al ultimo piso.
  - La suma de las resistencia a corte de las columnas exentas sea menor al 20% del total del entrepiso, y la resistencia de las columnas exentas en un pórtico no excedan el 33% de la demanda del pórtico.
- En Cualquier piso donde la relación Pu/Py sea menor al 50% del la relación del piso siguiente.

Para culminar con el diseño de los sistemas SMF, se chequea la longitud no arriostrada en las diferentes vigas mostradas.

**7. Arriostramiento lateral de vigas:**

**7.1. Longitud no arriostrada:**

Perfil: IPE 300 (Vigas de la Izquierda)

E / F<sub>y</sub> = 830  
L<sub>b</sub> = 2,39 m Máxima longitud no arriostrada  
N<sub>br</sub> = 1 Número de arriostramientos laterales mínimos

$L_b \leq 0.086 \left( \frac{E_s}{F_y} \right) r_y$

Perfil: IPE 360 (Vigas de la Derecha)

E / F<sub>y</sub> = 830  
L<sub>b</sub> = 2,71 m Máxima longitud no arriostrada  
N<sub>br</sub> = 1 Número de arriostramientos laterales mínimos

$L_b \leq 0.086 \left( \frac{E_s}{F_y} \right) r_y$

## Hoja de Cálculo: Sistemas SCBF.

La programación de esta hoja de cálculo está basada en el contenido de la Sección X de este Trabajo Especial de Grado.



Para este sistema se considera un pórtico completo entre dos ejes de columnas. El primer requerimiento de esta hoja de cálculo será la selección de la configuración de las diagonales, así como las dimensiones de sus pórticos, además se muestra una vista previa.

**SISTEMAS SCBF (PÓRTICOS ESPECIALES CON ARRIOSTRAMIENTOS CONCÉNTRICOS)**

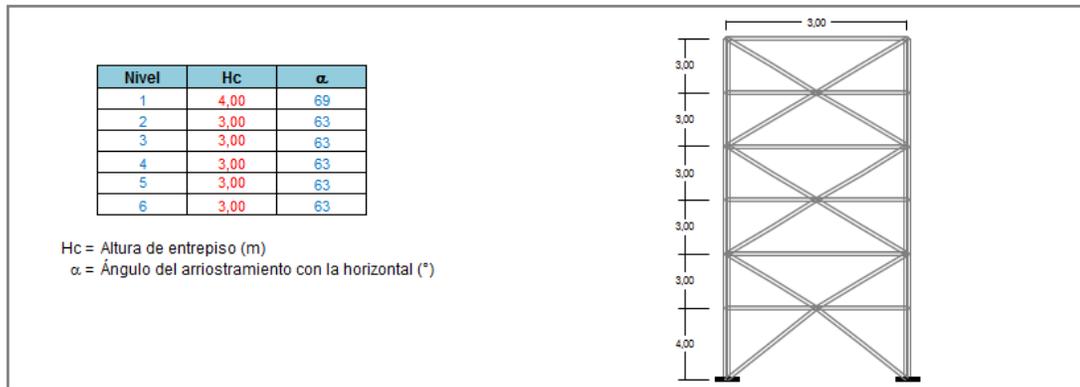
**1. Propiedades del Pórtico:**

**1.1. Configuración del Pórtico:**

Diagonal Simple     V o "Chevron"     V - Invertida     Dispuestos en X     X en dos pisos

$N_{pisos} = 6$          Número de niveles

$L_v = 3.00$  m    Luz libre entre columnas



Lo siguiente será seleccionar los perfiles de vigas, columnas y arriostramientos a usar, con la limitación de solo dos perfiles distintos para cada elemento, además de asignar el acero de cada elemento. Para seguidamente asignar cada perfil en el pórtico con la ayuda de la tabla en la sección 1.5.

**1.2. Perfiles de vigas:**

Perfil 1: IPE 400  
 Perfil 2: IPE 450

Acero: ASTM - A 36  
 $F_{yp} = 2.530$  Kgf/cm<sup>2</sup> Esfuerzo de cedencia  
 $F_{up} = 4.080$  Kgf/cm<sup>2</sup> Esfuerzo último  
 $R_{yp} = 1,5$  Factor de sobrerresistencia

**1.3. Perfiles de Columna:**

Perfil 1: HEB 450  
 Perfil 2: HEB 360

Acero: ASTM - A 572, Gr 50  
 $F_{yp} = 3.515$  Kgf/cm<sup>2</sup> Esfuerzo de cedencia  
 $F_{up} = 4.570$  Kgf/cm<sup>2</sup> Esfuerzo último  
 $R_{yp} = 1,1$  Factor de sobrerresistencia

**1.4. Perfiles de Arriostramientos:**

Perfil 1: HEB 140  
 Perfil 2: HEB 120

Acero: ASTM - A 36  
 $F_{yp} = 2.530$  Kgf/cm<sup>2</sup> Esfuerzo de cedencia  
 $F_{up} = 4.080$  Kgf/cm<sup>2</sup> Esfuerzo último  
 $R_{yp} = 1,5$  Factor de sobrerresistencia

**1.5. Perfiles en el Pórtico:**

Nivel	Vigas	Columnas	Arriostramientos
1	Perfil 1	Perfil 1	Perfil 1
2	Perfil 1	Perfil 1	Perfil 1
3	Perfil 1	Perfil 1	Perfil 2
4	Perfil 2	Perfil 2	Perfil 2
5	Perfil 2	Perfil 2	Perfil 2
6	Perfil 2	Perfil 2	Perfil 2

Colocar solo el número de perfil (1 o 2), si se coloca un valor distinto no se muestra éste.

Luego se asignan las cargas en las vigas y columnas, así como los factores de diseño correspondientes:

2. Cargas Actuales:						
<b>2.1. Factores de diseño:</b>						
$\gamma =$	0,50	Factor de Mayoración de carga variable				
$\Omega_0 =$	2,00	Factor de Sobrerresistencia				
<b>2.2. Cargas en las Columnas:</b>						
Nivel	Columna	P <sub>CP</sub>	P <sub>CV</sub>	P <sub>S</sub>	COMB1	COMB2
1	HEB 450	5.000	6.800	12.000	33.400	-19.500
2	HEB 450	4.000	5.600	10.000	27.600	-16.400
3	HEB 450	3.000	4.400	8.000	21.800	-13.300
4	HEB 360	2.000	3.200	6.000	16.000	-10.200
5	HEB 360	1.500	2.000	4.000	10.800	-6.650
6	HEB 360	500	800	1.600	4.200	-2.750
P <sub>CP</sub> = Fuerza axial por cargas permanentes (Kg)		COMB1 = 1.2CP + $\gamma$ CV + $\Omega_0$ S <sub>H</sub>				
P <sub>CV</sub> = Fuerza axial por cargas variables (Kg)		COMB2 = 0.9CP - $\Omega_0$ S <sub>H</sub>				
P <sub>S</sub> = Fuerza axial por cargas sísmicas (Kg)						
<b>2.2. Cargas en las Vigas:</b>						
Nivel	Vigas	V <sub>CP</sub>	V <sub>CV</sub>	COMB1		
1	IPE 400	1.500	1.800	2.700		
2	IPE 400	1.500	1.800	2.700		
3	IPE 400	1.500	1.800	2.700		
4	IPE 450	1.500	1.800	2.700		
5	IPE 450	1.000	1.200	1.800		
6	IPE 450	800	1.000	1.460		
V <sub>CP</sub> = Corte por cargas permanentes (Kg/m)		COMB1 = 1.2CP + $\gamma$ CV				
V <sub>CV</sub> = Corte por cargas variables (Kg/m)						

A continuación se muestran las propiedades de los perfiles en arriostramientos y vigas para cada nivel, así como sus respectivas resistencias a tracción y compresión.

3. Propiedades de los Elementos:									
<b>3.1. Propiedades de los Elementos:</b>									
Nivel	Arriostramiento	A <sub>g</sub>	L	Eje x-x			Eje y-y		
				K	r	KL/r	K	r	KL/r
1	HEB 140	43,0	4,27	1,0	5,93	72,04	1,0	3,58	119,33
2	HEB 140	43,0	3,35	1,0	5,93	56,56	1,0	3,58	93,69
3	HEB 120	34,0	3,35	1,0	5,04	66,55	1,0	3,06	109,61
4	HEB 120	34,0	3,35	1,0	5,04	66,55	1,0	3,06	109,61
5	HEB 120	34,0	3,35	1,0	5,04	66,55	1,0	3,06	109,61
6	HEB 120	34,0	3,35	1,0	5,04	66,55	1,0	3,06	109,61

Nivel	Columna	A <sub>g</sub>	L	Eje y-y		
				K	r	KL/r
1	HEB 450	218,0	4,00	1,0	7,33	54,57
2	HEB 450	218,0	3,00	1,0	7,33	40,93
3	HEB 450	218,0	3,00	1,0	7,33	40,93
4	HEB 360	181,0	3,00	1,0	7,49	40,05
5	HEB 360	181,0	3,00	1,0	7,49	40,05
6	HEB 360	181,0	3,00	1,0	7,49	40,05

A<sub>g</sub> = Área gruesa de la sección (cm<sup>2</sup>)  
 L = Longitud del elemento (m)  
 K = Factor de Longitud Efectiva  
 r = Radio de giro (cm)

**3.2. Resistencia de los Elementos:**

Nivel	Arriostamiento	φP <sub>t</sub>	φP <sub>c</sub>
1	HEB 140	146.867	78.047
2	HEB 140	146.867	103.168
3	HEB 120	116.127	69.141
4	HEB 120	116.127	69.141
5	HEB 120	116.127	69.141
6	HEB 120	116.127	69.141

Nivel	Columna	φP <sub>t</sub>	φP <sub>c</sub>
1	HEB 450	689.643	426.327
2	HEB 450	689.643	455.671
3	HEB 450	689.643	455.671
4	HEB 360	572.594	379.704
5	HEB 360	572.594	379.704
6	HEB 360	572.594	379.704

P<sub>t</sub> = Resistencia a tracción del Arriostamiento (Kg)

P<sub>c</sub> = Resistencia a compresión del Arriostamiento (Kg)

P<sub>t</sub> = Resistencia a tracción de la Columna (Kg)

P<sub>c</sub> = Resistencia a compresión de la Columna (Kg)

$$P_t = R_y F_y A_g$$

$$P_c = 1.1 R_y P_n = 1.1 R_y F_{cr} A_g$$

$$P_t = F_y A_g$$

$$P_c = F_{cr} A_g$$

Luego se chequea la esbeltez de los arriostamientos según las condiciones para estos sistemas, para conocer las condiciones se debe hacer clic en la palabra **(Ver Condiciones)**.

**4. Esbeltez en el Arriostamiento:**

**4.1. Condición Gobernante:**

La esbeltez máxima en los arriostamientos vendrá dada por la resistencia de las columnas a las condiciones establecidas: **(Ver Condiciones)**

Nivel	Columna	Condición A		Condición B	
		T	C	T	C
1	HEB 450	19.500	33.400	422.739	425.923
2	HEB 450	16.400	27.600	270.844	409.360
3	HEB 450	13.300	21.800	253.102	261.602
4	HEB 360	10.200	16.000	138.594	247.309
5	HEB 360	6.650	10.800	126.551	130.701
6	HEB 360	2.750	4.200	12.043	116.408

Condición	
A	B
OK	OK

**4.2. Esbeltez en Arriostamientos:**

Nivel	Arriostamiento	KL/r <sub>max</sub>
1	HEB 140	119
2	HEB 140	94
3	HEB 120	110
4	HEB 120	110
5	HEB 120	110
6	HEB 120	110

N/C  
OK  
OK  
OK  
OK  
OK

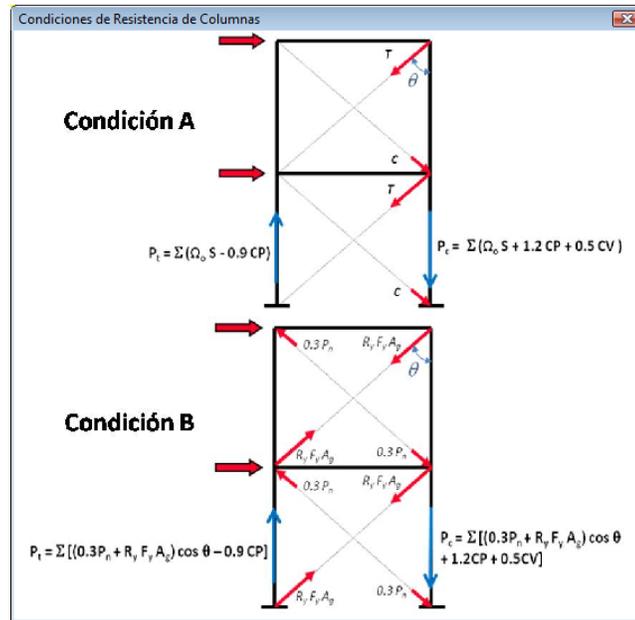
$$4 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 115$$

Si se cumple con ambas condiciones:

$$\frac{KL}{r} \leq 4 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

Si solo se cumple la condición B:

$$4 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \leq \frac{KL}{r} \leq 200$$



A continuación se chequean las limitaciones de Arriostramientos y Columnas en cuanto al pandeo local, para cada perfil seleccionado.

**5. Limitaciones en Arriostramientos y Columnas:**

**5.1. Pandeo Local del Perfil de Arriostramientos:**

Las secciones deben ser compactas sísmicas ( $\lambda_{ps}$ ), a fin de limitar el pandeo local.

Alas del Perfil:

	$bf_{br} / 2 tf_{br}$	$0.30 \sqrt{E_s / F_y}$	
HEB 140	5.83	8.64	OK
HEB 120	5.45	8.64	OK

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

Alma del Perfil: ( $\phi_c = 0.90$ )

	$h_{br} / tw_{br}$	$\phi P_y$	$P_u \text{ máx}$	$\sqrt{E_s / F_y}$	$\lambda_{ps} \text{ máx}$	
HEB 140	16.57	97.911		28.81	42.93	OK
HEB 120	15.08	77.418		28.81	42.93	OK

**5.2. Pandeo Local del Perfil de Columnas:**

Las secciones deben ser compactas sísmicas ( $\lambda_{ps}$ ), a fin de limitar el pandeo local.

Alas del Perfil:

	$bf_c / 2 tf_c$	$0.30 \sqrt{E_s / F_y}$	
HEB 450	5.77	7.33	OK
HEB 360	6.67	7.33	OK

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

Alma del Perfil: ( $\phi_c = 0.90$ )

	$h_c / t_w$	$\phi P_y$	$P_u \text{ máx}$	$\sqrt{E_s / F_y}$	$\lambda_{ps} \text{ máx}$	
HEB 450	28,43	689.643		24,44	36,42	OK
HEB 360	25,20	572.594		24,44	36,42	OK

Cuando  $P_u / \phi P_y \leq 0.125$   $\frac{h}{t_w} \leq 3.14 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \left[ 1 - 1.54 \frac{P_u}{\phi P_y} \right]$ 
 Cuando  $P_u / \phi P_y > 0.125$   $\frac{h}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \left[ 2.33 - \frac{P_u}{\phi P_y} \right] > 1.49 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$

Para culminar el diseño se debe chequear los requerimientos especiales, que solo aplican en las configuraciones de diagonales en V o V Invertida, en cuanto a la resistencia de vigas y longitud no arriostrada.

**6. Requerimientos Especiales en Configuraciones V y V Invertida:**

**6.1. Fuerzas en Vigas:** (Ver distribución de fuerzas en Vigas)

Nivel	Vigas	W	$0.3 P_u$	$R_y F_y A_g$	$\theta$	Vu	Mu
1	IPE 400	2.700	15.767	163.185	21	76.619	39.834
2	IPE 400	2.700	20.842	163.185	27	73.740	48.756
3	IPE 400	2.700	13.968	129.030	27	60.384	39.606
4	IPE 450	2.700	13.968	129.030	27	60.384	39.606
5	IPE 450	1.800	13.968	129.030	27	59.034	39.268
6	IPE 450	1.460	13.968	129.030	27	58.524	39.141

**6.2. Resistencia en Vigas:**

Nivel	Vigas	$\phi V_n$	$\phi M_p$	D/C(corte)		D/C(momento)	
1	IPE 400	46.997	29.756	1,63	N/C	1,34	N/C
2	IPE 400	46.997	29.756	1,57	N/C	1,64	N/C
3	IPE 400	46.997	29.756	1,28	N/C	1,33	N/C
4	IPE 450	57.790	38.742	1,04	N/C	1,02	N/C
5	IPE 450	57.790	38.742	1,02	N/C	1,01	N/C
6	IPE 450	57.790	38.742	1,01	N/C	1,01	N/C

$V_n$  = Resistencia a corte de la Viga (Kg)  $V_n = 0.6 F_y A_w$   
 $M_p$  = Resistencia a flexión de la Viga (Kg-m)  $M_p = F_y Z_x$

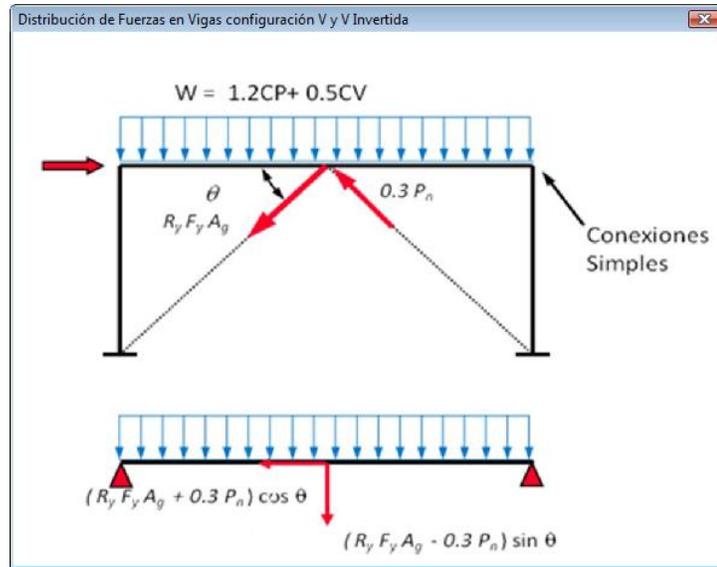
**6.3. Maxima longitud no arriostrada:**

Nivel	Vigas	$r_y$	$L_{pd}$	$N_{pd}$
1	IPE 400	3,95	3,93	0
2	IPE 400	3,95	3,93	0
3	IPE 400	3,95	3,93	0
4	IPE 450	4,12	4,10	0
5	IPE 450	4,12	4,10	0
6	IPE 450	4,12	4,10	0

$L_{pd}$  = Máxima Longitud no arriostrada (m) Tomando  $(M_1/M_2) = 0$   $L_{pd} = \left[ 0.12 + 0.076 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) \right] \left( \frac{E_s}{F_y} \right) r_y$   
 $N_{pd}$  = Número mínimo de arriostramiento laterales a cada lado del punto donde llegan las diagonales.

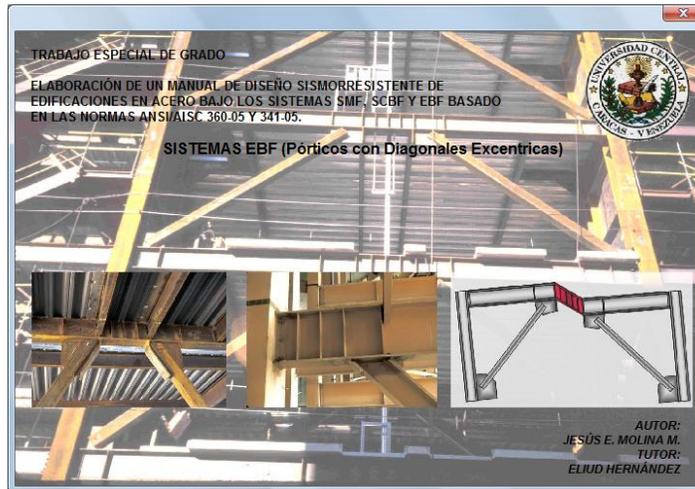
*Nota: Adicionalmente se colocara un arriostramiento lateral en el punto donde llegan las diagonales.*

Se podrá ver como es la distribución de fuerzas en la viga haciendo clic en la palabra [\(Ver distribución de fuerzas en Vigas\)](#). Mostrando lo siguiente:



## Hoja de Cálculo: Sistemas EBF.

La programación de esta hoja de cálculo está basada en el contenido de la Sección XI de este Trabajo Especial de Grado.



El primer requerimiento de esta hoja de cálculo es la configuración del pórtico, así como las dimensiones de sus elementos.

**1. Geometría del Pórtico:**

**1.1. Configuración del Pórtico:**

a: eslabón  
b: viga colectora  
c: arriostramiento  
d: columna

**1.2. Dimensiones del Pórtico:**

H = 2,70 m	Altura del entrepiso
Lv = 6,00 m	Luz libre entre Columnas
e = 1,20 m	Longitud del Eslabón

Lo siguiente será asignar las propiedades del perfil de la viga eslabón y las solicitaciones que actúan en este.

2. Propiedades del Viga-Eslabón:					
<b>2.1. Perfil de Viga-Eslabón:</b>					
Perfil :	IPE 300				
$d_e =$	300	mm	Altura del perfil	$r_{ye} =$	3,4 cm
$t_f =$	10,7	mm	Espesor de alas		
$b_f =$	150	mm	Ancho del perfil		
$t_w =$	7,1	mm	Espesor de alma	Acero :	ASTM - A 36
$A_g =$	53,8	cm <sup>2</sup>	Área de la Sección	$F_{ye} =$	2530 Kg/cm <sup>2</sup>
$Z_{xe} =$	628,2	cm <sup>3</sup>	Modulo Plástico de la Sección	$R_{ye} =$	1,5
					Factor de sobrerresistencia
<b>2.2. Solicitaciones en el Eslabón:</b>					
$V_u =$	19.780	Kg	Fuerza cortante en el eslabón		
$P_u =$	8.655	Kg	Fuerza axial actuante en el eslabón		

En la sección 3 de esta hoja de cálculo se chequean las limitaciones de la viga eslabón por pandeo local.

3. Limitaciones en Viga-Eslabón:		AISC 341-05 Sec 15.2a.
<b>3.1. Pandeo Local del Perfil:</b>		
Las secciones deben ser compactas sísmicas ( $\lambda_{ps}$ ), a fin de limitar el pandeo local.		$\sqrt{\frac{E_s}{F_{ye}}} = 28,81$
Alas del Perfil:		
$b_f / 2 t_f =$	7,01	$\lambda_{ps} = 0.30 \sqrt{\frac{E_s}{F_{ye}}} = 8,64$
		$\frac{b_f}{2 t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$ <span style="float: right;">Cumple</span>
Alma del Perfil: ( $\phi_c = 0.90$ )		
$\phi P_y = \phi A F_y =$	122.503	$P_u / \phi P_y = 0,071$
		$h_e / t_{we} = 39,24$
$P_u / \phi P_y$	$\left\{ \begin{array}{l} \leq 0.125 \\ > 0.125 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{t_w} \leq 3.14 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \left[ 1 - 1.54 \frac{P_u}{\phi P_y} \right] \\ \frac{h}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \left[ 2.33 - \frac{P_u}{\phi P_y} \right] > 1.49 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \end{array} \right.$
		80,62 <span style="float: right;">Cumple</span>

Luego se evalúa el comportamiento de la sección así como su tipo de falla posible, resistencia y limitaciones en su longitud.

En esta sección se indica cuales son los parámetros que aplican y cuáles no según el diseño propio del eslabón. Así como una grafica del comportamiento del perfil seleccionado para el eslabón en distintas longitudes, marcando su punto de comportamiento actual.

**4. Fuerza a Corte Requerida en la Viga-Eslabón:** AISC 341-05 Sec 15.2b.

**4.1. Cedencia del Eslabón:**

El corte de diseño en el eslabón deberá ser menor o igual a la resistencia minorada a corte del perfil utilizado ( $\phi V_n$ ), donde  $\phi_v = 0.90$  y  $V_n$  será el menor de los siguientes valores:

$V_p = 30.027 \text{ Kg}$

$M_p = 15.894 \text{ Kg-m}$

- Cuando el eslabón fallaría por corte ( $e \leq 2M_p/V_p$ ): (NO APLICA)

$V_n = V_p = 0.60F_y (d - 2t_f) t_w$

$V_n = 30.027 \text{ Kg}$

- Cuando el eslabón fallaría por flexión ( $e > 2M_p/V_p$ ):

$V_n = 2M_p/e = 2ZF_y/e$

$V_n = 26.491 \text{ Kg}$

**DIAGRAMA DE CEDENCIA PARA UN ESLABÓN IPE 300**

La falla esta condicionada por la Flexión (Eslabón largo)

La cedencia por Flexión ocurre cuando:

$V < V_p$

$M = M_p$

**4.2. Fuerza Axial en el Eslabón:**

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

$P_u \leq 0.15P_y$

$P_u / P_y = 0,064$

$\phi V_n = 23.842 \text{ Kg}$

$\phi V_n \geq V_u$

Cumple

1) Considerando que el valor de  $V_n$  debe ser el menor de los siguientes: (NO APLICA)

$$V_{pa} = V_p \sqrt{1 - (P_u/P_y)^2} = 29.966 \text{ Kg}$$

$$V_{pa} = 2M_{pa}/e = 2(1.18M_p [1 - (P_u/P_y)]) / e = 29.271 \text{ Kg}$$

$$\phi V_n = 26.344 \text{ Kg}$$

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

$$\rho' = P_u / V_u = 0.438$$

$$A_w = (d - 2t_f) t_w = 19.78 \text{ cm}^2 \quad \text{Área del alma del Eslabón}$$

$$\rho' (A_w / A) = 0.161$$

- Cuando  $\rho' (A_w / A) \geq 0.30$  (NO APLICA)

$$e \leq [1.15 - 0.5\rho'(A_w/A)] 1.6 M_p / V_p \quad e \leq 906 \text{ mm}$$

- Cuando  $\rho' (A_w / A) < 0.30$  (NO APLICA)

$$e \leq 1.6 M_p / V_p \quad e \leq 847 \text{ mm}$$

En la siguiente sección se debe colocar el valor de deriva máxima, el cual está disponible en la Hoja de Cálculo “Edificaciones Sismorresistentes”, para que se calcule la rotación máxima del eslabón, además de apreciar la deformada del pórtico.

**5. Rotación Plástica en la Viga-Eslabón:** AISC 341-05 Sec 15.2c

**5.1. Deformada del Pórtico:**

$\theta_p = 0.006 \text{ rad}$  Máxima Deriva Inelástica Obtenida en la Hoja de Cálculo "Edificaciones Sismorresistentes"

$\Delta_p = 15.1 \text{ mm}$  Máximo Desplazamiento inelástico  $\gamma_p = 0.0280 \text{ rad}$  Rotación Máxima del Eslabón

**DEFORMADA DEL PÓRTICO**

Lo siguiente será probar que la rotación máxima del eslabón cumple con los requisitos establecidos, de no ser así se debe disminuir la longitud del eslabón.

**5.2. Rotación máxima permitida en el Eslabón:**

La rotación máxima del eslabón ( $\gamma_p$ ) está definida por las siguientes condiciones:

- 1) 0.08 rad si la longitud del eslabón (e) es menor o igual a 1.6 Mp/Vp.
- 2) 0.02 rad si la longitud del eslabón (e) es mayor o igual a 2.6 Mp/Vp.
- 3) La interpolación lineal entre 0.02 y 0.08 para valores de longitud de eslabón entre los límites establecidos.

1.6 Mp/Vp =	847	mm		
2.6 Mp/Vp =	1.376	mm		
e =	1.200	mm	Aplica la Condición 3	$\gamma_{p\max} = 0,040$ rad
$\gamma_p =$	0,0280	rad	Cumple	

En la sección 6 se diseñan los rigidizadores a ser colocados en el eslabón en la primera parte se colocan las dimensiones del los rigidizadores.

**6. Rigidizadores en la Viga-Eslabón:** AISC 341-05 Sec 15.3.

**6.1. Dimensiones del Rigidizador:**

- Se deben colocar rigidizadores en los extremos donde el arriostramiento diagonal se conecta con la viga eslabón completos y a ambos lados del alma

Acero :   $F_{ye} = 3515$  Kg/cm<sup>2</sup> Esfuerzo de cedencia

- El espesor mínimo de los rigidizadores será el mayor valor entre 0.75  $t_w$  o 10mm.

$t_{s\min} = 10$  mm Espesor mínimo del Rigidizador

$t_s = 13$  mm Espesor de Rigidizador (comerciales)

- El ancho de los rigidizadores combinados no debe ser menor a  $(bf - 2t_w)$ .

$a_{s\min} = 67,9$  mm Ancho mínimo de cada Rigidizador

$a_s = 72$  mm Ancho de los rigidizadores

- Recorte

$clip_{\min} = 15$  mm Recorte mínimo en Rigidizador

$clip = 30$  mm Recorte en Rigidizador

**Dimensiones del Rigidizador:** R 72x278,6x13

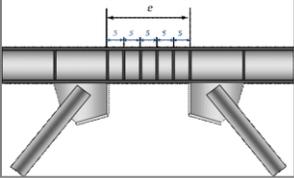
En la segunda parte se determina la separación de los rigidizadores dependiendo del caso que aplica.

**6.2. Separación entre Rigidizadores Intermedios:**

Los rigidizadores intermedios se colocaran por lo menos a una separación mínima que depende de las siguientes condiciones:

a) Cuando la longitud del eslabón cumple:  $e \leq 1.6 M_p / V_p$  **(NO APLICA)**

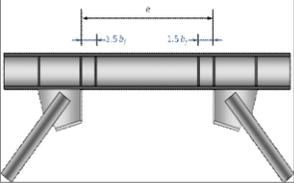
$\gamma_p$		
$\gamma_p = 0.08$	$0.02 < \gamma_p < 0.08 \text{ rad.}$	$\gamma_p \leq 0.02$
$30t_w - d/5$	Interpolación	$52t_w - d/5$
153	288	309
$s \leq 288$ mm		



b) Cuando la longitud del eslabón cumple:  $2.6 M_p / V_p \leq e \leq 5 M_p / V_p$  **(NO APLICA)**

Se colocaran rigidizadores a una distancia  $1.5 b_f$  de los colocados al principio y final del eslabón.

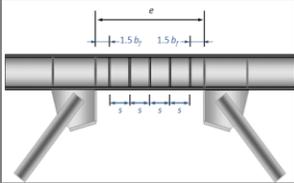
$1.5 b_f = 225$  mm



c) Cuando la longitud del eslabón cumple:  $1.6 M_p / V_p < e < 2.6 M_p / V_p$

Se colocaran rigidizadores que cumplan con ambas condiciones anteriores.

$s \leq 288$  mm  
 $1.5 b_f = 225$  mm

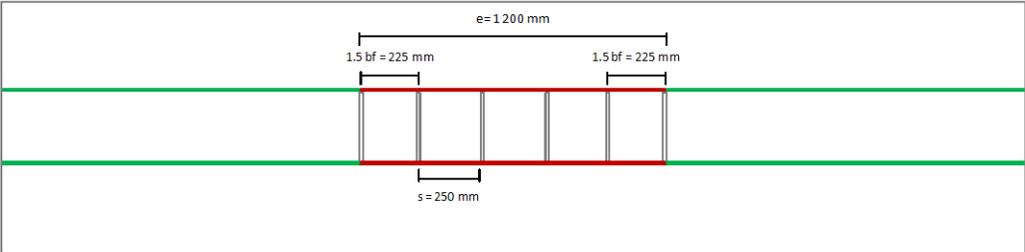


d) Cuando la longitud del eslabón cumple:  $e > 5 M_p / V_p$  **(NO APLICA)**

No hace falta la colocación de rigidizadores intermedios en este elemento.

**Para un eslabón de longitud  $e = 1200$  mm, se cumple la condición c:**

2 Rigidizadores a 225 mm de los extremos  
2 Rigidizadores intermedio a cada 250 mm



NOTA: Aplica para cualquier geometría de Pórticos

Para culminar el diseño de los rigidizadores se determina el espesor de la soldadura a usar.

**6.3. Soldadura en Rigidizadores:**

Material de soldadura:

$F_{EXX} = 4.920$  Kg/cm<sup>2</sup> Resistencia limite a tracción del metal de aporte  
 $\phi F_w = 2.214$  Kg/cm<sup>2</sup> Esfuerzo cortante minorado de diseño de la soldadura

$A_{st} = 9.36$  cm<sup>2</sup> Área transversal del Rigidizador

- Soldadura en las alas.

$R_n = 8.225$  Kg Resistencia mínima de la soldadura en las alas  $R_n = A_{st} F_y / 4$   
 $l_s = 42.0$  mm Longitud de soldaduras en alas  
 $D_t = 6.3$  mm Espesor mínimo de soldadura en alas por resistencia  $D = \frac{R_n}{\sqrt{2} \phi F_w l_s}$

- Soldadura en el alma:

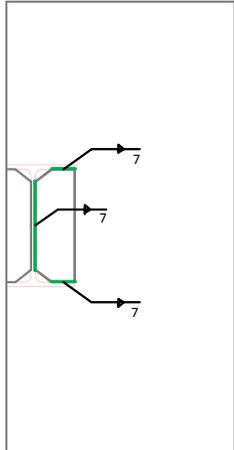
$R_n = 32.900$  Kg Resistencia mínima de la soldadura en el alma  $R_n = A_{st} F_y$   
 $l_s = 218.6$  mm Longitud de soldadura en alma  
 $D_w = 4.8$  mm Espesor mínimo de soldadura en alma por resistencia  $D = \frac{R_n}{\sqrt{2} \phi F_w l_s}$

- Soldadura mínima por espesor mas delgado en plancha:

$t_f = 10.7$  mm  
 $t_w = 7.1$  mm  
 $t_s = 13$  mm

$t_{min} = 7.1$  mm

$D_{tmin} = 5$  mm Espesor mínimo de soldadura por espesor mínimo de plancha  
 $D = 7$  mm Espesor de soldadura a usar



En la siguiente sección se chequea el adecuado perfil para arriostrar las alas del eslabón, se deben proponer el perfil a usar y su longitud.

**7. Arriostramientos Laterales en Viga-Eslabón:** AISC 341-05 Sec 15.5.

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

**7.1. Propiedades del Arriostramiento Lateral:**

Perfil:  Acero:

$A_b = 16.4$  cm<sup>2</sup> Área de la sección  $F_{ye} = 2530$  Kg/cm<sup>2</sup> Esfuerzo de cedencia  
 $r_{yb} = 1.7$  cm Radio de giro menor  
 $K = 1.0$  Factor de longitud efectiva  
 $L_b = 2.75$  m Longitud del arriostramiento lateral

**7.2. Diseño del arriostramiento lateral:**

$M_r = 23.842$  Kg-m Resistencia Esperada a Flexión en el Eslabón  $M_r = R_y Z F_y$   
 $h_o = 289.3$  mm Distancia entre los Centroides de las Alas del Eslabón  $h_o = b - t_f$

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

$P_b = 4.945$ Kg	Resistencia Axial Requerida del arriostramiento lateral	$P_b = 0.06 M_r / h_o$
$F_e = 746$ Kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo critico elástico por pandeo	$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \begin{cases} F_e \geq 0.44 F_y & F_{cr} = [0.658^{F_y/F_e}] F_y \\ F_e < 0.44 F_y & F_{cr} = 0.877 F_e \end{cases}$
$F_{cr} = 654$ Kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo de cedencia para pandeo por flexión	
$\phi P_n = 9.658$ Kg	Resistencia a Compresión minorada del arriostramiento	$\phi P_n = 0.90 F_{cr} A$

$\phi P_n \geq P_b$  **Cumple**

Se debe diseñar una conexión a corte para arriostrar los extremos del Eslabón IPE 300 con correas IPE 140.

Con la ayuda de la Hoja de Cálculo "Conexiones a Corte con Rigidizador"

A continuación se chequean los elementos fuera del eslabón tales como arriostramientos y vigas, donde principalmente se colocan los perfiles correspondientes y se verifica que cumpla con todas las condiciones establecidas para el elemento en cuestión.

**8. Arriostramientos Diagonales:** AISC 341-05 Sec 15.6a.

**8.1. Propiedades del Arriostramiento Diagonal:**

Perfil : <input type="text" value="HEB 260"/>	$d_a = 260$ mm	Altura del perfil	$r_{ya} = 6.58$ cm	Radio de giro menor
	$t_f = 17.5$ mm	Espesor de alas	$L_a = 3.61$ m	Longitud del arriostramiento vertical
	$b_f = 260$ mm	Ancho del perfil		
	$t_w = 10$ mm	Espesor de alma	Acero : <input type="text" value="ASTM - A 36"/>	
	$A_a = 118$ cm <sup>2</sup>	Área de la sección	$F_{ya} = 2530$ Kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo de cedencia
	$Z_{xa} = 1.282$ cm <sup>3</sup>	Modulo Plástico de la Sección	$R_{ya} = 1.5$	Factor de sobrerresistencia

**8.2. Limitaciones del Perfil:**

Las secciones deben ser compactas ( $\lambda_p$ ), a fin de limitar el pandeo local.  $\sqrt{\frac{E_s}{F_{ya}}} = 28.81$

Alas del Perfil:

$b_f / 2 t_f = 7.43$	$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 10.95$	$\frac{b_f}{2 t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	<b>Cumple</b>
----------------------	---	--	---------------

Alma del Perfil:

$h_a / t_w = 22.50$	$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 108.33$	$\frac{h}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$	<b>Cumple</b>
---------------------	--	--	---------------

**8.3. Diseño del arriostramiento diagonal:**

La sollicitación combinada de fuerza normal y momentos 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.

$\Omega_0 = 2,00$  Factor de Sobrerresistencia teórico  
 $V_{MP} = 49.670$  Kg Corte de diseño para Arriostramientos  $V_{MP} = 1.25 R_y V_n$   
 $\Omega_1 = 2,51$  Kg Factor de Amplificación práctico  $\Omega_1 = \frac{V_{MP}}{V_u} \geq \Omega_0$

Cargas en el arriostramiento:

CASO	P (Kg)	M <sub>1</sub> (Kg-m)	M <sub>2</sub> (Kg-m)
CP	2.350	192	169
CV	911	28	60
S	32.152	5.912	7.600

Combinaciones Amplificadas:

COMBINACIÓN	P (Kg)	M <sub>1</sub> (Kg-m)	M <sub>2</sub> (Kg-m)
1.2CP+0.5CV+ $\Omega_1$ S	84.013	15.090	19.317
0.9CP+ $\Omega_1$ S	82.852	15.019	19.237

Combinación Crítica

Se debe chequear el elemento a Flexocompresión según AISC 360-05, a fin de obtener el índice de demanda/capacidad el cual debe ser menor o igual a 1.00:

$P_u = 84.013$  Kg  $\phi P_n = 230.338$  Kg  
 $M_u = 19.317$  Kg-m  $\phi M_n = 29.201$  Kg-m  
 $D/C = 0,36 + 0,59 = 0,953 \leq 1,00$  Cumple

$P_u / P_n = 0,328$ 
 $\left\{ \begin{array}{l} \geq 0.20 \\ < 0.20 \end{array} \right.$ 
 $\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8 M_u}{9 \phi M_n}$   
 $\frac{P_u}{2\phi P_n} + \frac{M_u}{\phi M_n}$

Este valor de demanda capacidad es aproximado para un chequeo mas detallado consultar AISC 360-05

**8.4. Resistencia Requerida en Conexiones de Arriostramientos:**

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

$P_{MP} = 281.524$  Kg Fuerza de Diseño de la Plancha Nudo  $P_{MP} = 1.1R_y P_n$

Para diseño de la plancha nodo "Conexión de Arriostramientos"

**9. Vigas fuera del Eslabón:** AISC 341-05 Sec 15.6b.

**9.1. Diseño de la viga 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.

$L_v = 2,40$  m Longitud de la viga fuera del eslabón  
 $V_{MP} = 43.709$  Kg Corte de diseño de vigas  $V_{MP} = 1.1R_y V_n$   
 $\Omega_2 = 2,21$  Kg Factor de Amplificación práctico  $\Omega_2 = \frac{V_{MP}}{V_u} \geq \Omega_0$

Cargas en las vigas fuera del eslabón:

CASO	P (Kg)	M <sub>1</sub> (Kg-m)	M <sub>2</sub> (Kg-m)
CP	531	90	355
CV	210	64	144
S	7.800	121	3.900

Combinaciones Amplificadas:

COMBINACIÓN	P (Kg)	M <sub>1</sub> (Kg-m)	M <sub>2</sub> (Kg-m)
1.2CP+0.5CV+ $\Omega_2$ S	17.978	407	9.116
0.9CP+ $\Omega_2$ S	17.714	348	8.938

Combinación Crítica

Se debe chequear el elemento a Flexocompresión según AISC 360-05, a fin de obtener el índice de demanda/capacidad el cual debe ser menor o igual a 1.00:

$$P_u = 17.978 \text{ Kg} \quad \phi P_n = 94.245 \text{ Kg} \quad P_u / P_n = 0.172 \quad \left\{ \begin{array}{l} \geq 0.20 \\ < 0.20 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8 M_u}{9 \phi M_n} \\ \frac{P_u}{2\phi P_n} + \frac{M_u}{\phi M_n} \end{array} \right.$$

$$M_u = 9.116 \text{ Kg-m} \quad \phi M_n = 14.305 \text{ Kg-m}$$

$$D/C = 0.10 + 0.64 = 0.733 \leq 1.00 \quad \text{Cumple}$$

Este valor de demanda capacidad es aproximado para un chequeo mas detallado consultar AISC 360-05

A continuación se chequean las columnas del sistema por pandeo local, se colocan el perfil usado y las fuerzas actuando en ésta.

**10. Fuerza Requerida en las Columnas:** AISC 341-05 Sec 15.8.

**10.1. Perfil de la Columna:**

Perfil:

$d_o = 320$ mm	Altura del perfil	$Z_{pc} = 942,6$ cm <sup>3</sup>	Modulo Plástico de la Sección
$t_f = 20,5$ mm	Espesor de alas	$r_{xc} = 13,80$ cm	Radio de giro mayor
$b_f = 300$ mm	Ancho del perfil	$r_{yc} = 7,57$ cm	Radio de giro menor
$t_w = 11,5$ mm	Espesor de alma	$K_x = 1,5$	Factor de longitud efectiva en eje mayor
$A_c = 161$ cm <sup>2</sup>	Área de la sección	$K_y = 1,5$	Factor de longitud efectiva en eje menor

Acero:   $F_{yc} = 2950$  Kg/cm<sup>2</sup> Esfuerzo de cedencia

**10.2. Solicitaciones en la Columna:**

CASO	P (Kg)
CP	77.500
CV	29.500
S	28.500

COMBINACIÓN	Pu (Kg)
1.2CP+0.5CV+S	136.250

**10.3. Pandeo Local del Perfil:**

Las secciones deben ser compactas sísmicas ( $\lambda_{ps}$ ), a fin de limitar el pandeo local.  $\sqrt{\frac{E_s}{F_{ye}}} = 26.68$

Alas del Perfil:

$$b_f / 2 t_f = 7.32 \quad \lambda_{ps} = 0.30 \sqrt{\frac{E_s}{F_{ye}}} = 8.00 \quad \frac{b_f}{2 t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad \text{Cumple}$$

Alma del Perfil: ( $\phi_c = 0.90$ )

$$\phi P_y = \phi A F_y = 427.455 \quad P_u / \phi P_y = 0.319 \quad h_e / t_{we} = 24.26$$

$$P_u / \phi P_y \left\{ \begin{array}{l} \leq 0.125 \\ > 0.125 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{t_w} \leq 3.14 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \left[ 1 - 1.54 \frac{P_u}{\phi P_y} \right] \\ \frac{h}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \left[ 2.33 - \frac{P_u}{\phi P_y} \right] > 1.49 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \end{array} \right. \quad \text{Cumple}$$

Para culminar se chequea la resistencia axial de la columna contra las fuerzas actuantes por las combinaciones de cargas y condiciones establecidas por la AISC.

**10.4. Chequeo de la Resistencia Axial en Columnas:**

$F_e = 7.241 \text{ Kg/cm}^2$  Esfuerzo crítico elástico por pandeo  
 $F_{cr} = 2.488 \text{ Kg/cm}^2$  Esfuerzo de cedencia para pandeo por flexión  
 $\phi P_n = 360.442 \text{ Kg}$  Resistencia a Compresión minorada de la Columna  
 $P_u / \phi P_n = 0.38$

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} F_e \geq 0.44 F_y & F_{cr} = \left[0.658^{F_y/F_e}\right] F_y \\ F_e < 0.44 F_y & F_{cr} = 0.877 F_e \end{array} \right.$$

$\phi P_n = 0.90 F_{cr} A$

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:

1) La resistencia axial a compresión y tracción deberá ser mayor o igual a las solicitaciones actuantes considerando las combinaciones con la acción sísmica amplificada:

COMBINACIÓN	Pu (Kg)
1.2CP+0.5CV+Ω <sub>s</sub> S	164.750
0.9CP-Ω <sub>s</sub> S	12.750

**Combinación Crítica**  $P_u / \phi P_n = 0.46$  **Cumple**

2) La resistencia axial a compresión y tracción deberá ser mayor o igual a las solicitaciones actuantes con las combinaciones sustituyendo la acción sísmica por la sumatoria de los cortes máximos probable en las vigas eslabón por encima del nivel evaluado:

N = 5 Número de Niveles

Nivel	Eslabón	Vn (Kg)	P (Kg)		1.1 Ry Vn	Q	Pu (Kg)	
			CP (Kg)	CV (Kg)			COMPRESIÓN	TRACCIÓN
1	IPE 270	20.403	15.500	5.900	33.665	33.665	55.215	-28.355
2	IPE 300	26.491	15.500	5.900	43.710	77.375	120.475	-66.755
3	IPE 300	26.491	15.500	5.900	43.710	121.085	185.735	-105.155
4	IPE 300	26.491	15.500	5.900	43.710	164.795	250.995	-143.555
5	IPE 300	26.491	15.500	5.900	43.710	208.506	316.256	-181.956

$Q = \sum 1.1 R_y V_n$   
 COMPRESIÓN: 1.2CP + γCV + Q  
 TRACCIÓN: 0.9CP - Q

$P_u = 316.256 \text{ Kg}$   $P_u / \phi P_n = 0.88$  **Cumple**

## Hoja de Cálculo: Diseño de Conexiones a Corte con Rigidizador.

La programación de esta hoja de cálculo está basada en el contenido de la Sección XII.5 de este Trabajo Especial de Grado.



Para comenzar el cálculo de la conexión se deben establecer los perfiles y propiedades de la viga a conectar y la viga receptora, así como la geometría y propiedades del rigidizador.

DISEÑO DE CONEXIONES A CORTE CON RIGIDIZADOR					
<b>1. Propiedades de la Conexión:</b>					
<b>1.2. Propiedades de Viga a Conectar:</b>					
Perfil:	IPe 240		Acero:	ASTM - A 36	
$d_1$ =	240	mm	$F_{y1}$ =	2.530	Kg/cm <sup>2</sup> Esfuerzo de cedencia
$t_{f1}$ =	9.8	mm	$F_{u1}$ =	4.080	Kg/cm <sup>2</sup> Esfuerzo último
$b_{f1}$ =	120	mm			
$t_{w1}$ =	6.2	mm			

**1.3. Propiedades de Viga Receptora:**

Perfil: IPE 330  
 $d_2 = 330$  mm      Altura del perfil  
 $t_f = 11,5$  mm      Espesor de alas  
 $b_f = 160$  mm      Ancho del perfil  
 $t_w = 7,5$  mm      Espesor de alma

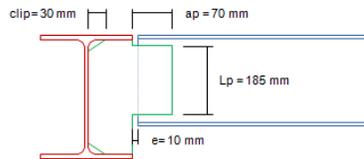
**1.3. Propiedades del rigidizador:**

$t_s = 8$  mm      Espesor del rigidizador  
 $h_s = 307$  mm      Altura de rigidizador  
 $a_s = 76,25$  mm      Ancho de rigidizador (Se recomienda 76,25 mm)

Acero: ASTM - A 36  
 $F_{ys} = 2.530$  Kg/cm<sup>2</sup>      Esfuerzo de cedencia       $F_{us} = 4.080$  Kg/cm<sup>2</sup>      Esfuerzo último

A continuación se muestra una vista previa de la conexión con el fin de colocar las dimensiones para detallar.

**1.4. Vista previa:**



**1.5. Dimensiones para detallar:**

$clip = 30$  mm      Recorte en rigidizador (Mínimo recomendado 25 mm)  
 $L_p = 185$  mm      Longitud de plancha de corte (Máximo posible 190 mm)  
 $ap = 70$  mm      Ancho de plancha de corte (Valor tentativo 92,5 mm)  
 $e = 10$  mm      Separación entre vigas (Valor tentativo 10 mm)

En la segunda sección se determina la fuerza de diseño de la conexión.

2. Fuerza de Diseño		
<b>2.1. Cortante de Diseño:</b>		
$V_u =$	8.640 Kg	Corte máximo en la viga
$0.5 \phi V_n =$	10.372 Kg	Carga de corte resistente máximo en la viga a conectar
$V_{dis} =$	10.372 Kg	Corte de diseño

$V_n = 0.6 F_y t_{w1} (h_1 - 2 t_{f1})$

En la sección a continuación se determinan las propiedades de los pernos y soldaduras de la conexión. En la primera parte se seleccionan las propiedades de los pernos a colocar en la conexión.

3. Propiedades de Pernos y Soldadura:		
<b>3.1. Propiedades de los pernos en la conexión:</b>		
Pernos:	A 325 (SR)	Material de los pernos a usar y si el aplastamiento incluye o no rosca (CR: Con Rosca y SR: Sin Rosca)
dp =	3/4"	Diámetro de los pernos
n <sub>p</sub> =	3	Número de pernos (Num aproximado: 3 pernos)
<b>3.2. Características de los pernos 3/4" A 325 (SR):</b>		
dp =	19,1 mm	Diámetro de los pernos
dh =	20,6 mm	Diámetro de los agujeros
s =	65 mm	Separación entre pernos, S <sub>min</sub> = 58 mm
L <sub>ev</sub> =	30 mm	Separación vertical al borde de la plancha, L <sub>min</sub> = 29 mm
L <sub>e1</sub> =	30 mm	Separación horizontal al borde de la plancha, L <sub>min</sub> = 29 mm
L <sub>e2</sub> =	30 mm	Separación horizontal al borde del perfil, L <sub>min</sub> = 29 mm
$\phi P_{iv} =$	9.068 Kg	Resistencia a corte minorada del perno por aplastamiento

Luego se dimensionan las soldaduras con la finalidad de obtener el centro geométrico donde actúa la fuerza transmitida, así como la excentricidad de éste con respecto a los pernos.

**3.3. Propiedades de la Soldadura:**

Material de soldadura: E70XX

$F_{EXX} = 4.920$  Kg/cm<sup>2</sup> Resistencia limite a tracción del metal de aporte  
 $\phi F_w = 2.214$  Kg/cm<sup>2</sup> Esfuerzo cortante minorado de diseño de la soldadura

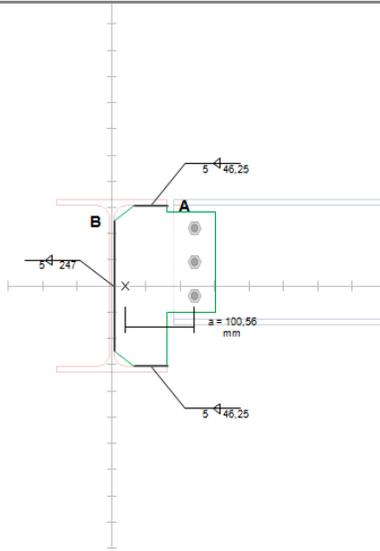
$L_{wx} = 46,25$  mm Longitud de Soldadura en alas  
 $L_{wy} = 247$  mm Longitud de Soldadura en alma

$D_{wx} = 5$  mm Espesor de Soldadura en alas (Dmin = 5 mm)  
 $D_{wy} = 5$  mm Espesor de Soldadura en alma (Dmin = 5 mm)

**3.4. Centro de gravedad del grupo de soldaduras:**

$X_{cgw} = 19,44$  mm  
 $Y_{cgw} = 0,00$  mm

$a = 100,56$  mm Excentricidad de la conexión (desde el centro de gravedad de soldaduras a fila de pernos)



Luego se diseña el perno más solicitado y se indica mediante mensajes de alerta si cumple o no los requerimientos, además se muestra la relación de demanda sobre capacidad para obtener un óptimo diseño.

**4. Diseño de los Pernos:** AISC 360-05 Sec J.3 y J.4

**4.1. Fuerza en el perno más solicitado:**

$\sum y_i^2 = 84,5$  cm<sup>2</sup> Sumatoria de los cuadrados de las distancia de cada perno al centro del grupo  
 $y^* = 65$  mm Distancia del centro de los pernos al perno más solicitado

$P_x^* = 8.023$  Kg Fuerza resultante en el perno más solicitado (Componente horizontal)  
 $P_y^* = 3.457$  Kg Fuerza resultante en el perno más solicitado (Componente vertical)

$$P_x^* = \frac{V_u a y^*}{\sum y_i^2} \quad P_y^* = \frac{V_u}{n_p}$$

$P^* = 8.736$  Kg Fuerza resultante en el perno más solicitado

$$P^* = \sqrt{(P_x^*)^2 + (P_y^*)^2}$$

**4.2. Resistencia a corte de los pernos:**

$\phi P_{tv} = 9.068$  Kg  $\phi P_{tv} \geq P^*$  **Cumple** D/C = 0,963

**4.3. Resistencia al aplastamiento:**

- Aplastamiento del alma de viga a conectar ( $\phi=0.75$ )  $R_n = 2.4 d_p t_{w1} F_{u1}$

$\phi R_n = 8.697$  Kg  $\phi R_n < P^*$  **No Cumple** D/C = 1,005

- Aplastamiento de la plancha de corte en rigidizador ( $\phi=0.75$ )  $R_n = 2.4 d_p t_{ws} F_{us}$

$\phi R_n = 11.222$  Kg  $\phi R_n \geq P^*$  **Cumple** D/C = 0,779

A continuación se diseña el conjunto de soldaduras mediante un análisis elástico.

**5. Diseño de Soldadura:** AISC 360-05 Sec J.3 y J.4

**5.1. Análisis elástico de tensiones en la soldadura:**

- Propiedades del grupo de soldadura:

Segmento de soldadura	X <sub>i</sub> (mm)	Y <sub>i</sub> (mm)	r <sub>i</sub> (mm)	A <sub>wi</sub> (mm <sup>2</sup> )	I <sub>pi</sub> (cm <sup>4</sup> )
Ala superior	37,44	153,50	158,00	163,52	411,12
Alma	-15,69	0,00	15,69	873,28	465,47
Ala inferior	37,44	-153,50	158,00	163,52	411,12
Suma			332	1.200	1.288

$$r_i = \sqrt{(X_i)^2 + (Y_i)^2}$$

$$A_{wi} = \frac{\sqrt{2}}{2} D_{wi} L_{wi}$$

$$I_{pi} = A_{wi} \left( \frac{L_{wi}^2}{2} + r_i^2 \right)$$

$$I_p = \sum I_{pi}$$

- Tensiones en puntos críticos:

V<sub>u</sub> = 10.372 Kg      Corte de diseño  
M<sub>u</sub> = 104.300 Kg-cm      Momento causado por la excentricidad de la conexión

$$M_u = V_u a$$

Puntos críticos	X <sub>i</sub> (mm)	Y <sub>i</sub> (mm)	f <sub>xj</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	f <sub>yj</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	f <sub>j</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )
A	60,56	153,50	1,243	1,355	1,839
B	-15,69	123,50	1,000	737	1,242

$$f_{xj} = \frac{M_u Y_j}{I_p}$$

$$f_{yj} = \frac{V_u}{A_w} + \frac{M_u X_j}{I_p}$$

$$f_j = \sqrt{(f_{xj})^2 + (f_{yj})^2}$$

Donde :

- X<sub>i</sub> Y<sub>i</sub> : Coordenadas del centro de gravedad del segmento i, referidas al centro de gravedad de grupo
- A<sub>wi</sub> : Área efectiva de soldadura del segmento i
- I<sub>pi</sub> : Inercia del segmento de soldadura i, referido al centro de gravedad de grupo
- I<sub>p</sub> : Inercia del grupo de soldaduras, referido al centro de gravedad de grupo
- X<sub>j</sub> Y<sub>j</sub> : Coordenadas del punto crítico j, referidas al centro de gravedad del grupo de soldaduras
- f<sub>xj</sub> f<sub>yj</sub> : Componentes del esfuerzo resultante en el punto j
- f<sub>j</sub> : Esfuerzo resultante en el punto j

**5.2. Resistencia de la soldadura:**

φ F<sub>w</sub> = 2.214 Kg/cm<sup>2</sup>      φ F<sub>w</sub> ≥ f      Cumple      D/C = 0,830

En la sección siguiente se revisa el rigidizador para ver si su espesor cumple con los valores límites y las solicitaciones donde se coloca de igual forma el coeficiente de demanda sobre capacidad.

**6. Revisión del Rigidizador:** AISC 360-05 Sec J.3 y J.4

**6.1. Espesores límites:**

- Espesor mínimo para prevenir pandeo en la plancha de corte:

$$t_{smin} = 6 \text{ mm} \quad t_s \geq t_{smin} \quad \text{Cumple} \quad t_{smin} = \text{Máx} \left[ \frac{L_p}{64}, 6\text{mm} \right]$$

- Espesor máximo de la plancha para garantizar la ductilidad rotacional en la conexión:

$$t_{smax} = 11 \text{ mm} \quad t_s \leq t_{smax} \quad \text{Cumple} \quad t_{smax} = \text{Máx} \left[ \frac{d_p}{2} + \frac{25,4}{16}, t_{smin} \right]$$

**6.2. Resistencia a corte del rigidizador:**

- Cedencia por corte de la plancha ( $\phi=1.00$ )  $R_n = 0.6F_{ys}(L_p t_s)$

$\phi R_n = 23.074 \text{ Kg}$        $\phi R_n \geq V_u$       **Cumple**      D/C = 0,450

- Rotura por corte de la plancha ( $\phi=0.75$ )  $R_n = 0.6F_{us} A_n$

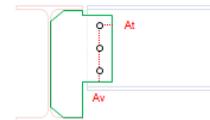
$A_n = 10.26 \text{ cm}^2$        $A_n = (L_p - n_p d_h) t_s$

$\phi R_n = 18.830 \text{ Kg}$        $\phi R_n \geq V_u$       **Cumple**      D/C = 0,551

- Bloque de Corte en la plancha ( $\phi=0.75$ )

$A_{gv} = 12.80 \text{ cm}^2$	Área gruesa a corte	$A_{gv} = (L_p - L_{ev}) t_s$
$A_{nv} = 9.50 \text{ cm}^2$	Área neta a corte	$A_{nv} = [L_p - L_{ev} - (n_p - 1) d_h] t_s$
$A_{nt} = 1.58 \text{ cm}^2$	Área neta a tracción	$A_{nt} = [e_1 - 0.5 d_h] t_s$

$R_n = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.6F_{us} A_{nv} + F_{us} A_{nt} = 29.696 \text{ Kg} \\ 0.6F_{ys} A_{gv} + F_{us} A_{nt} = 25.860 \text{ Kg} \end{array} \right.$        $\phi R_n = 19.395 \text{ Kg}$



$\phi R_n \geq V_u$       **Cumple**      D/C = 0,535

**6.3. Resistencia a flexión del rigidizador:**

$M_u = 104.300 \text{ Kg-cm}$       Momento causado por la excentricidad de la conexión

- Cedencia por flexión de la plancha ( $\phi=0.90$ )

$f_v = 682.34 \text{ Kg/cm}^2$       Esfuerzo cortante en la plancha de corte       $f_v = \frac{V_u}{A_g}$        $A_g = L_p t_s$

$\phi F_{cr} = 1.946 \text{ Kg/cm}^2$       Esfuerzo critico a flexión en la plancha de corte       $\phi F_{cr} = \sqrt{(\phi F_{ys})^2 - 3(f_v)^2}$

$S_p = 48.1 \text{ cm}^3$       Modulo Elástico de la Sección de plancha de corte       $S_p = \frac{t_s L_p^2}{6}$

$\phi M_n = 93.680 \text{ Kg-cm}$       Momento Resistente a la cedencia de la plancha de corte       $\phi M_n = S_p \phi F_{cr}$

$\phi M_n < M_u$       **No Cumple**      D/C = 1,113

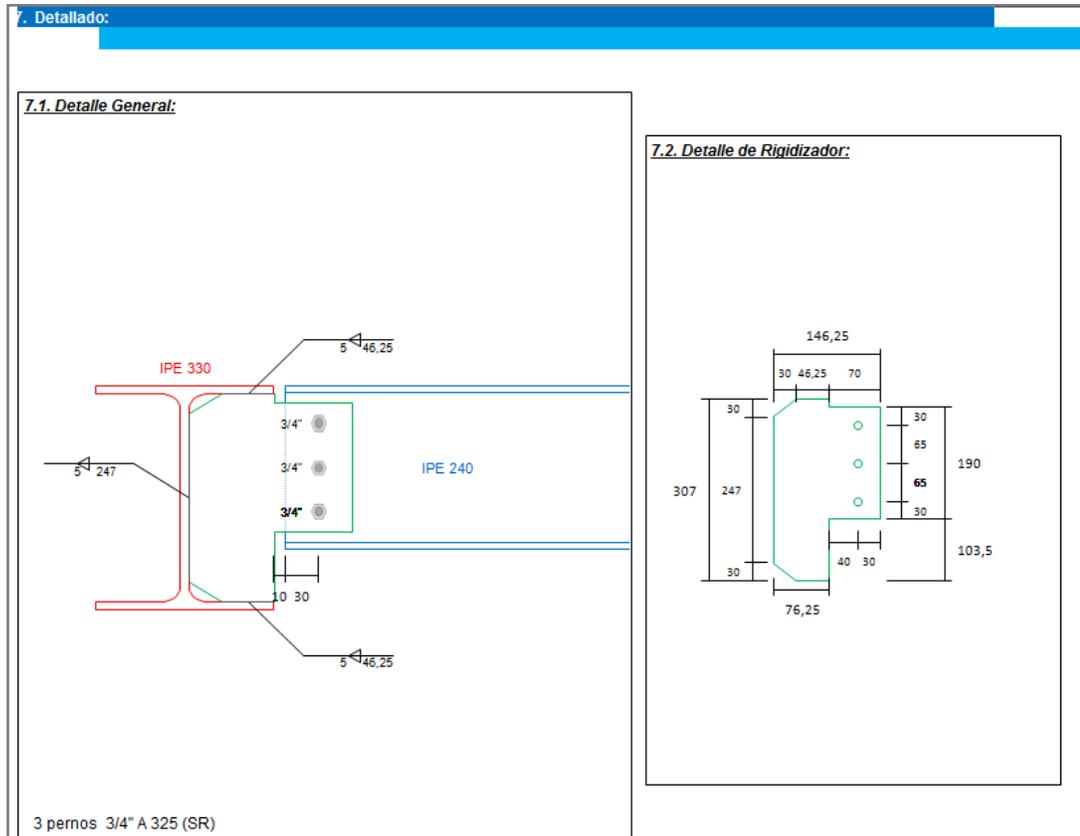
- Rotura por flexión de la plancha ( $\phi=0.75$ )

$S_{net} = 33.5 \text{ cm}^3$       Modulo Elástico de la Sección de plancha de corte       $S_{net} \approx \frac{t_s}{6} \left[ L_p^2 - \frac{s^2 n_b (n_b^2 - 1) d_h}{L_p} \right]$

$\phi M_n = 102.433 \text{ Kg-cm}$       Momento Resistente a la cedencia de la plancha de corte       $\phi M_n = S_{net} \phi F_{us}$

$\phi M_n < M_u$       **No Cumple**      D/C = 1,018

A continuación se culmina el diseño del rigidizador con el detallado del mismo.



## Hoja de Cálculo: Diseño de Conexiones End Plate.

La programación de esta hoja de cálculo está basada en el contenido de la Sección XII.6 de este Trabajo Especial de Grado, y en esta se pueden diseñar End Plate con rigidizadores de 4 y 8 pernos.



En la hoja de presentación se deben establecer los perfiles y propiedades de la viga y columna, así como las cargas actuando en la viga y columna, y los factores de resistencia usados.

DISEÑO DE CONEXIONES END PLATE			
<b>Datos de Entrada:</b>			
<b>Propiedades de Viga:</b>			
Perfil:	IPE 500	Acero:	ASTM - A 572, Gr 50
$d_b =$	500 mm	$F_{yb} =$	3.515 Kg/cm <sup>2</sup> Esfuerzo de cedencia
$t_f =$	16 mm	$F_{ub} =$	4.570 Kg/cm <sup>2</sup> Esfuerzo último
$b_f =$	200 mm	$R_{yb} =$	1,1 Factor de sobrerresistencia
$t_w =$	10,2 mm	$L =$	9,50 m Luz libre entre columnas
$Z_x =$	2.194 cm <sup>3</sup>		
$S_x =$	1.930 cm <sup>3</sup>		
	Altura del perfil		
	Espesor de alas		
	Ancho del perfil		
	Espesor de alma		
	Modulo plástico de la sección		
	Modulo elástico de la sección		

**Propiedades de Columna:**

Perfil:  Acero:

$d_c =$ 500 mm	Altura del perfil	$F_{ye} =$ 3.515 Kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo de cedencia
$t_{fc} =$ 28 mm	Espesor de alas	$F_{uc} =$ 4.570 Kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo último
$b_{fc} =$ 300 mm	Ancho del perfil		
$t_{wc} =$ 14,5 mm	Espesor de alma		
$A_c =$ 239 cm <sup>2</sup>	Área de sección	$h_1 =$ 3,00 m	Altura de entrepiso (Arriba)
$Z_{xc} =$ 4.814 cm <sup>3</sup>	Modulo plástico de la sección	$h_{1-1} =$ 3,00 m	Altura de entrepiso (Abajo)
$k_c =$ 55 mm	Distancia del ala al filete		

**Cargas Gravitacionales:**

- Cargas en la viga:

CASO	(Kg/m)
CP	4.500
CV	2.400
PP	90,7

Cargas Permanentes  
Cargas Variables  
Peso Propio de la viga

$\gamma =$  0,5 Factor de Participación de la carga variable

- Cargas en la columna:

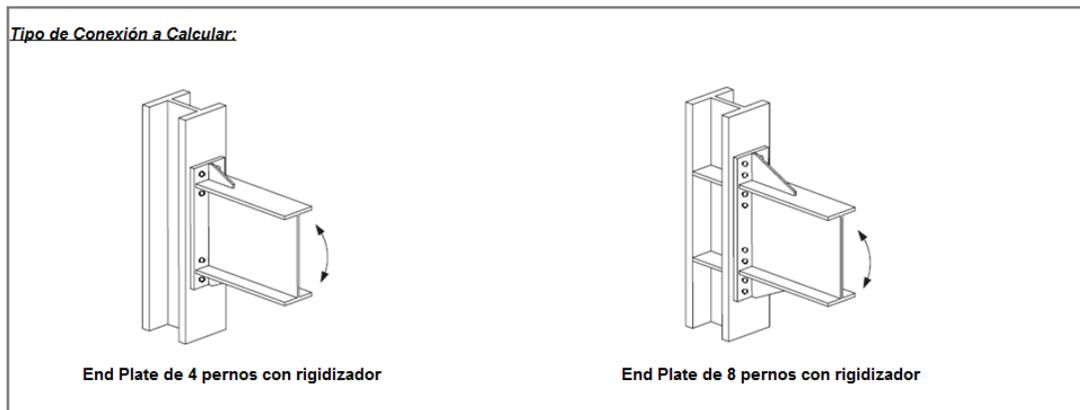
Debido a la combinacion de carga 1.2 CP + 0.5 CV + S

$P_{uc1} =$  180.000 Kg Carga axial actuando en la columna superior al nodo  
 $P_{uc1-1} =$  210.000 Kg Carga axial actuando en la columna inferior al nodo

**Factores de Resistencia a usar en el diseño:**

$\phi_d =$  1 Para estado limite ductil  
 $\phi_n =$  0,9 Para estado limite no ductil

Se puede seleccionar el tipo de conexión a diseñar, haciendo clic sobre la imagen de esta.



Al seleccionar la conexión “End Plate de 4 pernos con rigidizador”, se redirecciona a una hoja donde se deben colocar valores de las dimensiones y detalles de la conexión.

**DISEÑO DE CONEXIONES 4ES**

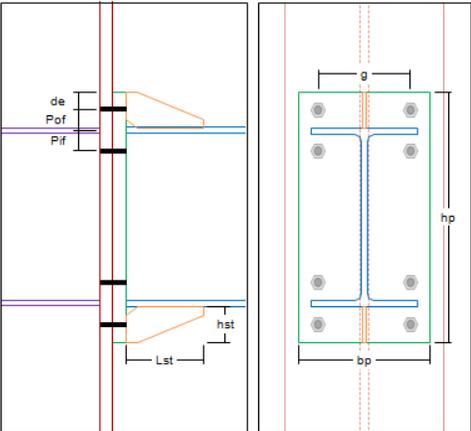
**1. Propiedades de la Conexión:**

VIGA : IPE 500      COLUMNA : HEB 500

**1.4. Dimensiones para detallado de plancha extrema y rigidizadores:**

$t_p = 31$  mm      Espesor de plancha (Recomendado entre 32 - 48 mm)       $2bf_b \leq t_p \leq 3bf_b$

$b_p = 250$  mm      Ancho de plancha (Recomendado 225 mm)       $bf_b + 1"$



$P_{fi} = 50$  mm      Distancia entre pernos internos y ala de viga  
 $P_{fo} = 50$  mm      Distancia entre pernos externos y ala de viga  
 $d_o = 50$  mm      Distancia del perno superior a borde de plancha  
 $g = 175$  mm      Gramil en columna (Mínimo 140 mm)

$h_{st} = 100$  mm      Altura de los rigidizadores  
 $L_{st} = 173$  mm      Longitud de los rigidizadores  
 $h_p = 700$  mm      Altura de la plancha

A continuación se calcula el momento de diseño de la conexión.

**2. Cálculo de Momento de Diseño para la Conexión:**

**2.1. Momento Plástico Probable:**

$M_{pr} = 101.787$  Kg-m      Momento Plástico Probable en la viga       $M_{pr} = 1.1R_y F_y Z_x$

**2.2. Fuerza Cortante en la rótula plástica de la viga:**

$W = 6.709$  Kg/m       $W = 1.2(CP + PP) + \gamma CV$

- Cortante en la rótula plástica:

$S_h = 0.20$  m      Distancia de la columna a la rótula plástica  
 $L_h = 8.59$  m      Distancia entre rótulas  
 $V_g = 28.821$  Kg      Cortante debido a fuerzas gravitacional       $V_g = \frac{W \times L_h}{2}$   
 $V_{ub} = 52.515$  Kg      Cortante actuando en la rótula plástica de la viga.       $V_{ub} = (2M_{pr}/L_h) + V_g$

**2.3. Momento Máximo probable a la cara de la columna:**

$M_f = 112.500$  Kg-m      Resistencia Esperada a Flexión actuando en la cara de la columna       $M_f = M_{pr} + V_{ub} S_h$

En la sección 3 se seleccionan los pernos a utilizar según la resistencia requerida por el momento calculado anteriormente, además de calcular el máximo momento que pueden resistir los pernos.

**3. Cálculo de Pernos:**

**3.1. Propiedades de los Pernos:**

Pernos:  Material de los pernos a usar y si el aplastamiento incluye o no rosca (CR: Con Rosca y SR: Sin Rosca)

$F_t = 7.940$  Kgf/cm<sup>2</sup> Capacidad nominal a tracción

$F_v = 4.220$  Kgf/cm<sup>2</sup> Capacidad nominal a corte

**3.2. Diámetro Requerido:**

$h_1 = 262,75$  mm Distancia del centro del ala a compresión al perno interno  $h_1 = d_o - t_f \left(1 + \frac{1}{2}\right) - P_n$

$h_o = 374,25$  mm Distancia del centro del ala a compresión al perno externo  $h_o = d_o - \frac{t_f}{2} + P_o$

$d_{p \text{ Req'd}} = 25,08$  mm Diámetro de perno requerido  $d_{p \text{ Req'd}} = \sqrt{\frac{2M_t}{\pi \phi_n F_t (h_o + h_1)}}$

$d_p = 1"$  Diámetro de los pernos

Agujero:  Tipo de Agujero

$d_p = 25,4$  mm Diámetro de los pernos

$d_h = 27$  mm Diámetro de los agujeros

**3.3. Cálculo del Momento límite para la capacidad a tracción de los pernos:**

$P_t = 40.233$  Kg Resistencia del perno a tracción  $P_t = F_t \left(\frac{\pi d_p^2}{4}\right)$

$M_{tp} = 51.256$  Kg-m Momento límite para la capacidad de tracción de los pernos  $M_{tp} = 2P_t(h_o + h_1)$

Luego se asigna la resistencia de la plancha y se chequea que el espesor de la plancha cumpla con las exigencias en las posibles líneas de falla a flexión que se muestran en el gráfico, además se calcula la resistencia a flexión real de la plancha seleccionada.

**4. Cálculo de Plancha Extrema:**

**4.1. Propiedades de la Plancha:**

Acero:    
 $F_{yp} = 2.530$  Kgl/cm<sup>2</sup> Esfuerzo de cedencia   
 $F_{u} = 4.080$  Kgl/cm<sup>2</sup> Esfuerzo último

**4.2. Cálculo del espesor Requerido para la plancha extrema:**

$S = 95,85$  mm Separación vertical máxima del perno a la línea de falla

$S = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g}$  Tomando  $b_p = \min \{b_p; b_{fo} + 50\text{mm}\}$   $b_p = 210,00$  mm   
 Tomando  $P_n = \min \{P_n; S\}$   $P_n = 50,00$  mm

- Longitud de línea de falla a flexión:

CASO 1: ( $d_e \leq S$ )   

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[ h_1 \left( \frac{1}{P_n} + \frac{1}{S} \right) + h_o \left( \frac{1}{P_{fo}} + \frac{1}{2S} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1(P_n + S) + h_o(P_{fo} + d_e)] = 2.892$$
 mm

CASO 2: ( $d_e > S$ ) (NO APLICA)   

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[ h_1 \left( \frac{1}{P_n} + \frac{1}{S} \right) + h_o \left( \frac{1}{P_{fo}} + \frac{1}{S} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1(P_n + S) + h_o(P_{fo} + S)] = 3.097$$
 mm

- Espesor requerido de plancha:

$t_{p \text{ Requ}} = 26,45$  mm Espesor de plancha requerido  $t_{p \text{ Requ}} = \sqrt{\frac{1.11 \phi_n M_{np}}{\phi_s F_{yp} Y_p}}$    
 $t_p = 31$  mm Espesor definitivo de plancha **Cumple**

- Resistencia de plancha a flexión:

$\phi_s M_{np} = 63.289$  Kg-m Resistencia minorada de la plancha a flexión

En la sección 5 se calcula y selecciona el espesor de los rigidizadores dispuestos en la viga.

**5. Cálculo de Rigidizadores:**

**5.1. Propiedades de los Rigidizadores:**

Acero:    
 $F_{ys} = 2.530$  Kgl/cm<sup>2</sup> Esfuerzo de cedencia

**5.2. Cálculo del Espesor requerido para los Rigidizadores:**

$t_{s \text{ min}} = 10,42$  mm Espesor mínimo de rigidizadores  $t_{s \text{ min}} = t_{w0} \left( \frac{F_{yp}}{F_{ys}} \right)$    
 $t_{s \text{ Requ}} = 6,21$  mm Espesor requerido de rigidizadores para evitar pandeo  $\frac{h_{st}}{t_s} \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$   $t_{s \text{ Requ}} \leq 1.79 h_{st} \sqrt{\frac{F_{ys}}{E}}$

$t_s = 13$  mm Espesor definitivo de rigidizadores **Cumple**

Luego se chequean las posibles fallas de la plancha, alma de la columna y pernos, por las condiciones de rotura, aplastamiento y desgarramiento.

6. Chequeo de fallas debidas a los pernos:			
<b>6.1. Chequeo de la ruptura por corte en los pernos:</b>			
Conservadoramente se asume que la resistencia a la rotura por corte es provista por los pernos cercanos al ala comprimida de la viga.			
$(n_c) =$	4	pernos	Número de pernos en compresión
$A_p =$	5,07	cm <sup>2</sup>	Área de cada perno
$\phi_n R_n =$	76.979	Kg	Resistencia minorada a corte de los pernos en compresión $\phi_n R_n = \phi_n (n_p) F_v A_p$
			$\phi_n R_n \geq V_{ub}$ Cumple
<b>6.2. Chequeo de la resistencia al aplastamiento y desgarramiento por corte de la plancha:</b>			
$(n_i) =$	2	pernos	Número de pernos internos
			$(n_o) =$ 2 pernos Número de pernos externos
- Resistencia al aplastamiento:			
$r_{np} =$	77.102	Kg	Resistencia al aplastamiento de la plancha $r_{np} = 2.4 d_p t_p F_{up}$
- Desgarramiento por los pernos externos:			
$L_{co} =$	36,50	mm	Longitud de línea de desgarramiento en pernos externos $L_{co} = d_e - \frac{d_n}{2}$
$r_{no} =$	55.398	Kg	Resistencia al desgarramiento por pernos externos $r_{no} = 1.2 L_{co} t_p F_{up} \leq r_{np}$ (Controla el Desgarramiento)
- Desgarramiento por los pernos internos:			
$L_{ci} =$	84,50	mm	Longitud de línea de desgarramiento en pernos internos $L_{ci} = P_e + P_o + t_o - d_n$
$r_{ni} =$	77.102	Kg	Resistencia al desgarramiento por pernos internos $r_{ni} = 1.2 L_{ci} t_p F_{up} \leq r_{np}$ (Controla el Aplastamiento)
$\phi_n R_n =$	238.501	Kg	Resistencia minorada a desgarramiento y aplastamiento $\phi_n R_n = \phi_n (n_i) r_{ni} + \phi_n (n_o) r_{no}$
			$\phi_n R_n \geq V_{ub}$ Cumple
<b>6.3. Chequeo de la resistencia al aplastamiento y desgarramiento por corte del ala de la columna:</b>			
- Resistencia al aplastamiento:			
$r_{nc} =$	62.682	Kg	Resistencia al aplastamiento del ala de columna $r_{nc} = 2.4 d_p t_c F_{uc}$
- Desgarramiento por los pernos:			
$r_{no} =$	45.037	Kg	Resistencia al desgarramiento por pernos externos $r_{no} = 1.2 L_{co} t_c F_{uc} \leq r_{nc}$ (Controla el Desgarramiento)
$r_{ni} =$	62.682	Kg	Resistencia al desgarramiento por pernos internos $r_{ni} = 1.2 L_{ci} t_c F_{uc} \leq r_{nc}$ (Controla el Aplastamiento)
$\phi_n R_n =$	193.895	Kg	Resistencia minorada a desgarramiento y aplastamiento $\phi_n R_n = \phi_n (n_i) r_{ni} + \phi_n (n_o) r_{no}$
			$\phi_n R_n \geq V_{ub}$ Cumple

A continuación se selecciona el espesor de la soldadura en las alas y alma de la viga.

7. Diseño de soldaduras:			
<b>7.1. Propiedades de Soldadura:</b>			
Material de soldadura:	<input type="text" value="E70XX"/>		
$F_{EXX} =$	4.920 Kgf/cm <sup>2</sup>	Resistencia límite a tracción del metal de aporte	
$\phi F_w =$	2.214 Kgf/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo cortante minorado de diseño de la soldadura	
<b>7.2. Soldadura de las alas de viga:</b>			
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.			
- Fuerza de diseño para la soldadura de filete:			
$F_{fu} =$	141.236 Kg	Fuerza en las alas de la viga	$F_{fu} = \frac{M_f}{d_o - t_{fo}}$
$F_{ced} =$	61.471 Kg	Fuerza de cedencia elástica en las alas de la viga	$F_{ced} = \frac{S_{xo} F_{yo}}{d_o - t_{fo}}$
$F_{filete} =$	79.765 Kg	Fuerza de diseño para soldadura de filete	$F_{filete} = F_{fu} - F_{ced}$
- Longitud Efectiva de la soldadura:			
$L_{etc} =$	312,5 mm	Longitud efectiva de soldadura	$L_{etc} = 2b_o - t_{wo}$
- Espesor de la soldadura:			
$D_{to req} =$	16,31 mm	Espesor requerido de la soldadura	$D_{to req} = \frac{F_{filete}}{0.707 \phi F_w L_{etc}}$
$D_{to} =$	17 mm	Espesor de Soldadura en alas (Dmin = 8 mm)	Cumple
<b>7.2. Soldadura del alma de viga:</b>			
Se usará soldadura de filete a ambos lados del alma, el corte de diseño $V_{ub}$ es resistido por la soldadura del alma sobre una longitud efectiva ( $L_v$ )			
$L_v =$	153,5 mm	Longitud efectiva de soldadura	$L_v = \min \begin{cases} L_1 = \frac{d_o}{2} - t_{fo} = 153,5 \\ L_2 = d_o - 2t_{fo} - (P_n + 2d_o) = 206,2 \end{cases}$
$D_{wo req} =$	7,83 mm	Espesor requerido de la soldadura por corte	$D_{wo req} = \frac{V_u}{2 \times 0.707 \phi F_w L_v}$
Además se debe asegurar que la soldadura pueda desarrollar la resistencia a la flexión del alma en el área cercana a los pernos.			
$D_{wo req} =$	5,56 mm	Espesor requerido de la soldadura por flexión del alma	$D_{wo req} = \frac{0.90 F_{yo} R_y t_{wo}}{1.5 \phi F_w \sqrt{2}}$
$D_{wo} =$	8 mm	Espesor de Soldadura en alas (Dmin = 8 mm)	Cumple
*Nota = El espesor mínimo de soldadura "Dmin" es obtenido a partir del espesor de la plancha más gruesa (ver tabla)			

Los valores de soldadura deben cumplir con los mínimos que se pueden apreciar haciendo clic en [\(ver tabla\)](#). Mostrando lo siguiente:

Tamaño Mínimo de soldadura de filete (Dmin)	
Espesor de la pieza más gruesa (mm)	Tamaño mínimo de soldadura Dmin (mm)
≤ 6	3
6 - 13	5
13 - 19	6
> 19	8

En la sección 8 se chequea la columna por los distintos parámetros que pueden ocasionar su falla.

**8. Chequeo de Columna:**

**8.1. Chequeo de la flexión local en las alas de la columna:**

Se colocaran rigidizadores en la columna  Si  No

$t_{sc} = 13$  mm Espesor tentativo de rigidizador en columna (Mín Recomendado 11,5mm)

$P_{si} = 49,25$  mm Distancia entre pernos internos y rigidizadores en alma de columna  $P_{si} = P_n - \left(\frac{t_{sc} - t_{fb}}{2}\right)$

$P_{so} = 49,25$  mm Distancia entre pernos externos y rigidizadores en alma de columna  $P_{so} = P_{fo} - \left(\frac{t_{sc} - t_{fb}}{2}\right)$

$c = 111,50$  mm Distancia entre filas de pernos externos e internos  $c = t_{fo} + P_n + P_n$

$S = 114,56$  mm Separación vertical máxima del perno a la línea de falla  $S = \frac{1}{2} \sqrt{b_{fc} g}$

Tomando:  $P_{si} = \min\{P_{si}; S\}$   $P_{si} = 49,25$  mm

- Longitud de línea de falla a flexión:

CASO 1: (Columna con rigidizadores)

$$Y_c = \frac{b_{fc}}{2} \left[ h_1 \left( \frac{1}{P_{si}} + \frac{1}{S} \right) + h_o \left( \frac{1}{P_{so}} + \frac{1}{S} \right) \right] + \frac{2}{9} \left[ h_1 (P_{si} + S) + h_o (P_{so} + S) \right] = 3.967 \text{ mm}$$

CASO 2: (Columna sin rigidizadores) **(NO APLICA)**

$$Y_c = \frac{b_{fc}}{2} \left[ h_1 \left( \frac{1}{S} \right) + h_o \left( \frac{1}{S} \right) \right] + \frac{2}{9} \left[ h_1 \left( \frac{3c}{4} + S \right) + h_o \left( \frac{c}{4} + S \right) + \frac{c^2}{2} \right] + \frac{g}{2} = 2.197 \text{ mm}$$

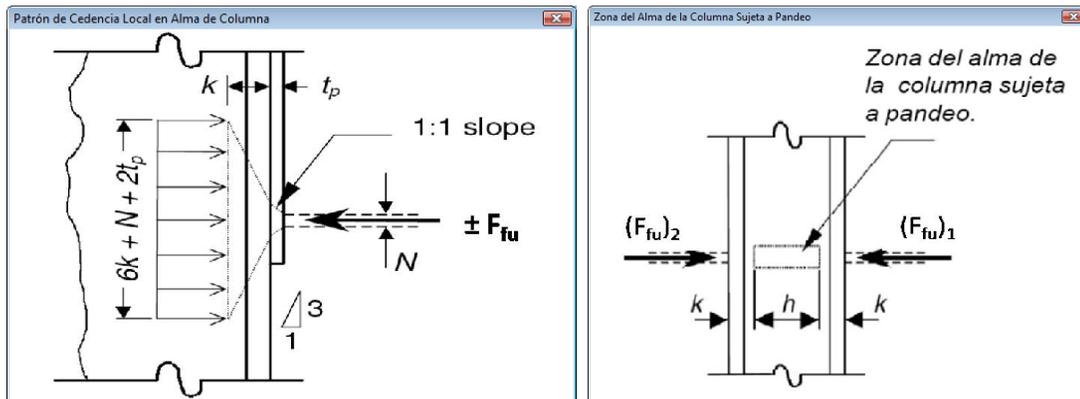
$Y_c = 3.967$  mm Longitud de línea de falla a flexión

$t_{fc \text{ Req'd}} = 22,45$  mm Espesor de alas de columna requerido  $t_{fc \text{ Req'd}} = \sqrt{\frac{1.1 \phi_n M_{nc}}{\phi_o F_{yc} Y_c}}$

$t_{fc} = 22,5$  mm Espesor del ala **Cumple**

8.2. Cálculo de la resistencia de las alas de la columna:			
$Y_c = 2.197$ mm	Longitud de línea de falla a flexión del ala de la columna sin rigidizadores		
$\phi_o M_{tc} = 39.094$ Kg-m	Resistencia minorada a flexión de las alas de la columna sin rigidizadores	$\phi_o M_{tc} = \phi_o F_{yc} Y_c t_c^2$	
$\phi_o R_n = 122.744$ Kg	Resistencia minorada equivalente a flexión de las alas de la columna	$\phi_o R_n = \frac{\phi_o M_{tc}}{(d_o - t_o)}$	
$\phi_o R_n = 0.869$ $F_{tu}$	<b>Se requieren Rigidizadores en Columnas</b>		
8.3. Chequeo de la resistencia a la cedencia local del alma de la columna:			
$S_o = 3000$ mm	Distancia entre tope de viga y tope de columna de la conexión (Saliente de Columna)		
$C_1 = 1.0$	Factor de ajuste por saliente de columna	$C_1 = \begin{cases} 1.0 & \text{Cuando } S_o \geq d_c \\ 0.5 & \text{Cuando } S_o < d_c \end{cases}$	Niveles intermedios Ultimo nivel
$N = 45.5$ mm	Distancia entre bordes de soldaduras en el ala de la viga	$N = t_o + 2D_o$	
$\phi_o R_n = 177.727$ Kg	Resistencia minorada a la cedencia local del alma de la columna	$\phi_o R_n = \phi_o C_1 (6k_c + N + 2t_o) F_{yc} t_{wc}$	
$\phi_o R_n = 1.258$ $F_{tu}$	Cumple		(Ver Gráfico del Patrón de Cedencia Local en Alma de Columna)
8.4. Chequeo de la resistencia al pandeo del alma de la columna:			
$C_1 = 1.0$	Factor de ajuste por saliente de columna	$C_1 = \begin{cases} 1.0 & \text{Cuando } S_o \geq d_c/2 \\ 0.5 & \text{Cuando } S_o < d_c/2 \end{cases}$	Niveles intermedios Ultimo nivel
$h_c = 261$ mm	Distancia interna entre filetes de la columna		
$\phi_o R_n = 154.303$ Kg	Resistencia minorada al pandeo del alma de la columna	$\phi_o R_n = \phi_o C_1 \frac{24 t_{wc}^3 \sqrt{E F_{yc}}}{h_c}$	
$\phi_o R_n = 1.093$ $F_{tu}$	Cumple		(Ver Gráfico de la Zona del Alma de la Columna Sujeta a Pandeo)

Para ver los patrones de falla de la cedencia local y pandeo del alma, se puede hacer clic en las palabras **(Ver Gráfico...)** mostrando lo siguiente:



**8.5. Chequeo de la resistencia al aplastamiento local del alma de la columna:**

Caso 1: Cuando  $F_u$  es aplicado a una distancia mayor o igual a  $d_c / 2$  desde el tope de la columna ( $S_2$ ):

$$\phi R_n = 125.031 \text{ Kg} \quad \text{Resistencia minorada al aplastamiento del alma (caso 1)} \quad \phi_d R_n = \phi_d 0.8 t_{wc}^2 \left[ 1 + 3 \left( \frac{N}{d_c} \right) \left( \frac{t_{wc}}{t_{tc}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{tc}}{t_{wc}}}$$

Caso 2: Cuando  $F_u$  es aplicado a una distancia menor a  $d_c / 2$  desde el tope de la columna ( $S_3$ ): **(NO APLICA)**

a) Para  $N/d_c < 0.2$ : **(NO APLICA)**

$$\phi R_n = 62.515 \text{ Kg} \quad \text{Resistencia minorada al aplastamiento del alma (caso 2a)} \quad \phi_d R_n = \phi_d 0.4 t_{wc}^2 \left[ 1 + 3 \left( \frac{N}{d_c} \right) \left( \frac{t_{wc}}{t_{tc}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{tc}}{t_{wc}}}$$

b) Para  $N/d_c > 0.2$ : **(NO APLICA)**

$$\phi R_n = 60.868 \text{ Kg} \quad \text{Resistencia minorada al aplastamiento del alma (caso 2b)} \quad \phi_d R_n = \phi_d 0.4 t_{wc}^2 \left[ 1 + \left( \frac{4N}{d_c} - 0.2 \right) \left( \frac{t_{wc}}{t_{tc}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{tc}}{t_{wc}}}$$

$\phi R_n = 125.031 \text{ Kg}$  Resistencia minorada al aplastamiento del alma de la columna **Aplica el caso 1**

$\phi R_n = 0.885 F_u$  **Se requieren Rigidizadores en Columnas**

En la sección anterior aparecen los mensajes de alerta cuando se requieran rigidizadores en la columna.

A continuación se diseñan los elementos faltantes en el nodo, los rigidizadores en la columna y planchas adosadas al alma, que dependerán si a la columna llegan 1 o 2 vigas.

**9. Detalles del Nodo para Columnas Internas (Unión de dos Vigas):**

**9.1. Fuerzas actuantes en el nodo:**

Posibles estados de carga en el Nodo, considerando la reversibilidad de la carga y la inversión de momentos durante la acción sísmica:

	Cargas Transmitidas por las Vigas							
	Viga 1			Viga 2				
	$(V_{ub})_1$ Kg	$(M_r)_1$ Kg-m	$(F_u)_1$ Kg	$(V_{ub})_2$ Kg	$(M_r)_2$ Kg-m	$(F_u)_2$ Kg		
Caso 1	$+V_g$	37.618	44.984	141.236	$-V_g$	-20.527	33.122	103.994
Caso 2	$-V_g$	-20.527	33.122	103.994	$+V_g$	37.618	44.984	141.236

- Caso de carga más desfavorable:

$(F_u)_1 = 141.236 \text{ Kg}$  Fuerza en las alas de la viga 1  
 $(F_u)_2 = 103.994 \text{ Kg}$  Fuerza en las alas de la viga 2

**9.2. Diseño de rigidizadores en el ala de la columna (planchas de continuidad):**

- Fuerza de Diseño:

$F_{su} = -257$  Kg      Fuerza de Diseño de Rigidizadores en ala de columna       $F_{su} = (F_{su} - \min \phi R_n)_1 + (F_{su} - \min \phi R_n)_2$

- Propiedades del rigidizador:

$h_{sc} = 315$  mm      Altura de los rigidizadores en alma de columna  
 $W_{sc} = 300$  mm      Ancho de conjunto de rigidizadores en alma (Mínimo 250 mm)  
 $clip = 30$  mm      Recorte en rigidizadores de columna (Mínimo 27,5 mm)  
 $b_{sc} = 144$  mm      Ancho de cada rigidizador en alma de columna

$t_{sc\ min} = 11,50$  mm      Espesor mínimo de rigidizadores en columna       $t_{sc\ min} = \max \left\{ t_{sc}, \frac{b_{sc}}{15} \right\}$   
 $t_{sc} = 13$  mm      Espesor definitivo de rigidizadores en columna

- Resistencia a corte: ( $\phi=1.0$ )

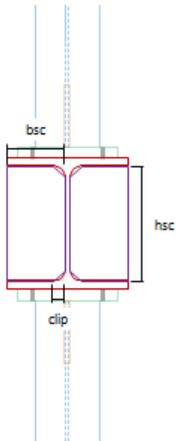
$\phi R_v = 100.643$  Kg      Resistencia minorada a corte de los rigidizadores

$\phi R_v = \phi 2 \times 0.6 F_{yp} t_{sc} (h_{sc} - 2clip)$        $\phi R_v \geq F_{su}$       Cumple

- Chequeo de pandeo:

$b_{sc} / t_{sc} = 11,06$        $0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{yp}}} = 16,13$        $\frac{b_{sc}}{t_{sc}} \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{yp}}}$       Cumple

Se colocarán rigidizadores R 143,75x315x13 del mismo material que las planchas extremas ASTM - A 36



**9.3. Diseño de la soldadura en los rigidizadores en el ala de la columna:**

Las soldaduras en las alas y alma de la columna deberán ser a ambos lados. Por razones prácticas de construcción se colocara soldadura del mismo material usado en las union de viga con plancha E70XX

$\phi F_w = 2.214$  Kgf/cm<sup>2</sup>      Esfuerzo cortante minorado de diseño de la soldadura

- Soldadura de los rigidizadores a las alas de la columna:

$D_{fsc\ req'd} = 6,30$  mm      Espesor requerido de la soldadura       $D_{fsc\ req'd} = \frac{0.9F_{yp} t_{sc}}{1.5\phi F_w \sqrt{2}}$   
 $D_{fsc} = 8$  mm      Espesor de Soldadura en alas (Dmin = 8 mm)      Cumple

- Soldadura de los rigidizadores al alma de la columna:

$D_{wsc\ req'd} = 6,30$  mm      Espesor requerido de la soldadura       $D_{wsc\ req'd} = \frac{0.60F_{yp} t_{sc}}{\phi F_w \sqrt{2}}$   
 $D_{wsc} = 7$  mm      Espesor de Soldadura en alma (Dmin = 5 mm)      Cumple

*\*Nota = El espesor mínimo de soldadura "Dmin" es obtenido a partir del espesor de la plancha más gruesa (ver tabla)*

**9.4. Chequeo de la zona panel en la conexión viga columna:**

- Fuerza cortante de Diseño:

$H = 3,00$  m      Altura promedio de entrepiso

$V_c = 26.035$  Kg      Corte en la columna       $V_c = \frac{\sum M_r}{H}$

$R_u = 219.195$  Kg      Cortante de diseño de zona panel       $R_u = (F_{su})_1 + (F_{su})_2 - V_c$

- Resistencia al corte de la zona panel:

$P_y = 636.215$ Kg	Resistencia axial de la columna	$P_y = A_c F_{yc}$
$P_{uc} = 195.000$ Kg	Carga axial promedio actuando en el nodo	
$P_{uc} = 0,31$ $P_y$		

Se consideran efectos de deformación plástica del panel  Si  No

Se debe considerar este efecto en "Sistemas de Pórticos Especiales a Momentos (SMF)"

Caso 1: Cuando en el análisis **no se consideren** los efecto de deformación plástica del panel en la estabilidad del pórtico:

a) Para  $P_{uc} \leq 0.4 P_y$  :

$R_v = 94.905$ Kg	Resistencia de la zona panel caso 1a	$R_v = 0.6 F_{yc} d_c t_{wf}$
-------------------	--------------------------------------	-------------------------------

b) Para  $P_{uc} > 0.4 P_y$  : **(NO APLICA)**

$R_v = 103.779$ Kg	Resistencia de la zona panel caso 1b	$R_v = 0.6 F_{yc} d_c t_{wf} \left( 1.4 - \frac{P_{uc}}{P_y} \right)$
--------------------	--------------------------------------	---

Caso 2: Cuando en el análisis **se consideren** los efecto de deformación plástica del panel en la estabilidad del pórtico: **(NO APLICA)**

a) Para  $P_{uc} \leq 0.75 P_y$  : **(NO APLICA)**

$R_v = 124.024$ Kg	Resistencia de la zona panel caso 2a	$R_v = 0.6 F_{yc} d_c t_{wf} \left( 1 + \frac{3 b_{fc} t_{fc}^2}{d_c d_c t_{wc}} \right)$
--------------------	--------------------------------------	---

b) Para  $P_{uc} > 0.75 P_y$  : **(NO APLICA)**

$R_v = 190.029$ Kg	Resistencia de la zona panel caso 2b	$R_v = 0.6 F_{yc} d_c t_{wf} \left( 1 + \frac{3 b_{fc} t_{fc}^2}{d_c d_c t_{wc}} \right) \left( 1.9 - \frac{1.2 P_{uc}}{P_y} \right)$
--------------------	--------------------------------------	---

$\phi R_u = 94.905$  Kg Resistencia de la Zona Panel ( $\phi=1.0$ ) Aplica el caso 1a

$\phi R_v < R_u$  **Se debe colocar planchas adosadas al alma de columna (Doble Plate)**

$R_{dp} = 124.290$  Kg Resistencia faltante en la Zona Panel (para diseño de Double Plate)

---

**9.5. Diseño de la planchas adosadas al alma de la columna (Double Plate):**

- Propiedades de Double Plate:

Número de planchas adosadas al alma de columna ( $N_{dp}$ )  No  1  2

$d_{dp} = 306$ mm	Altura de Double Plate
$W_{dp} = 315$ mm	Ancho de Double Plate

- Espesor Requerido de Double Plate:

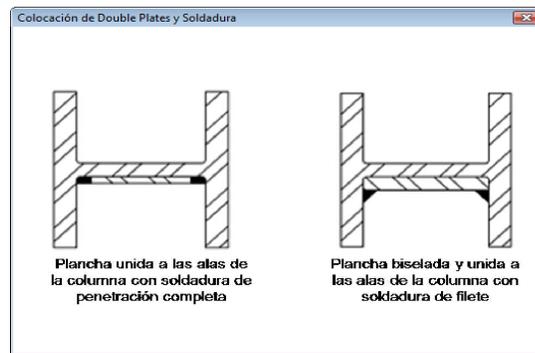
$t_{dp \text{ req'd}} = 7$ mm	Espesor mínimo de Double Plate	$t_{dp \text{ min}} = \frac{d_{dp} + W_{dp}}{90}$
$t_{dp \text{ req'd}} = 13$ mm	Espesor requerido de Double Plate	$t_{dp \text{ req'd}} = \frac{R_{dp}}{N_{dp} 0.6 F_{yc} W_{dp}}$

$t_{dp} = 19$  mm  Espesor definitivo de Double Plate Cumple

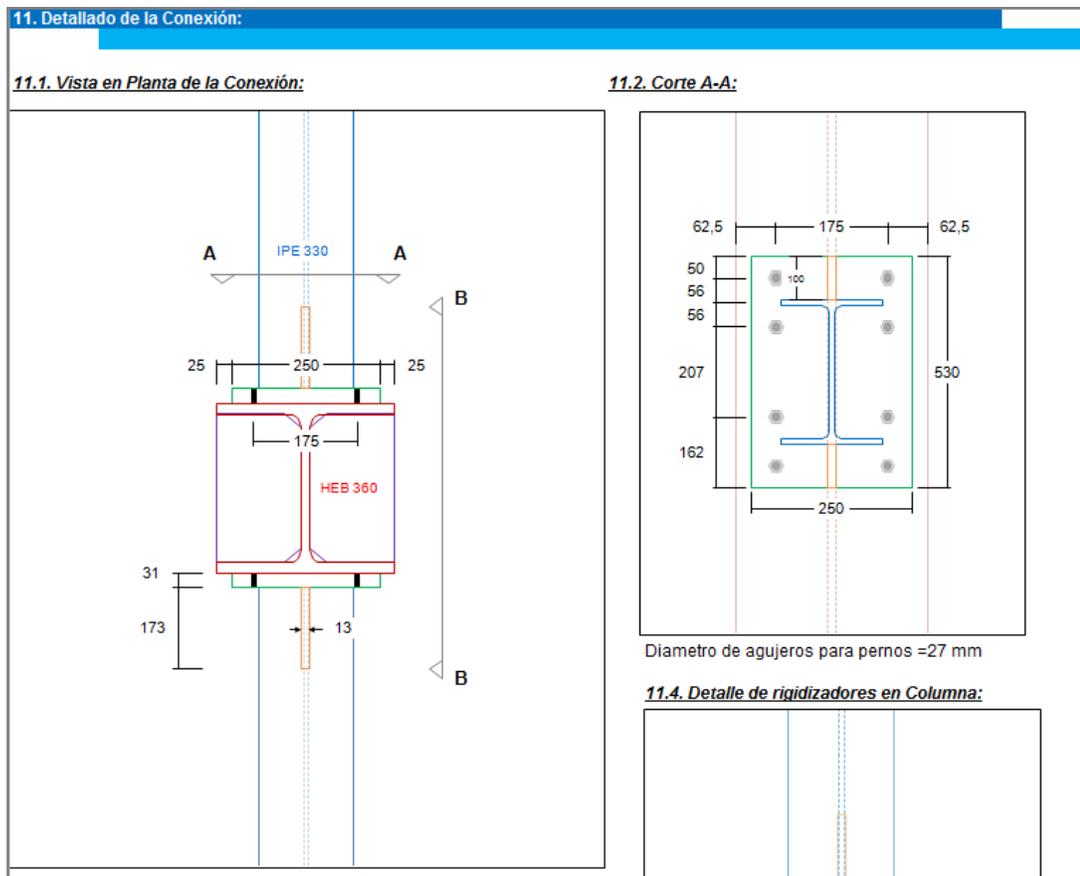
Se colocarán 2 Double Plate de dimensiones PL 305,5x315x19 del mismo material que las planchas extremas ASTM - A 36

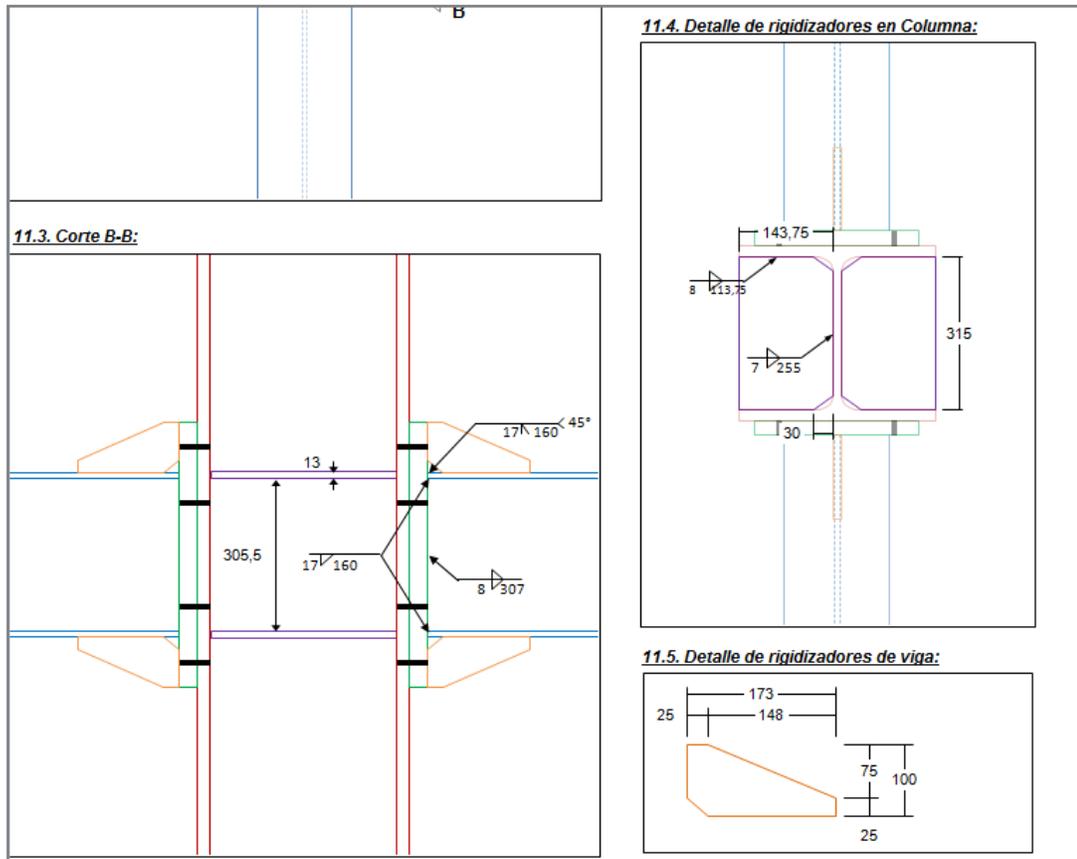
Se usaran soldaduras de tapón para prevenir el pandeo local del alma y las planchas adosadas (Ver formas de colocación posibles para Double Plate)

La hoja presenta la opción de mostrar la colocación de las planchas adosadas al alma, haciendo clic en **(Ver formas de colocación para Double Plate)**, mostrando lo siguiente:



Se procede de igual forma para el cálculo de las conexiones donde solo llega una viga, para después culminar el diseño con el detallado y cálculos de la conexión para ambos casos. A continuación solo se presentan imágenes del primer caso donde llegan 2 vigas.





**11.5. Cómputos Resumen:**

	Cantidad	Dimensiones	Calidad
Plancha Extrema	2	250x530x31	ASTM - A 36
Pernos	16	1"	A 490 (CR)
Rigidizadores en Viga	4	173x100x13	ASTM - A 36
Rigidizadores en Columna (Planchas de continuidad)	4	143,75x315x13	ASTM - A 36
Planchas adosadas al Alma de Columna (Double Plate)	2	315x318,5x19	ASTM - A 36

Para el caso cuando se seleccionan las conexiones “End Plate de 8 pernos con rigidizador”, el procedimiento es muy parecido al anteriormente descrito, solo cambia en los datos de entrada, las ecuaciones y gráficos presentados. Entre alguno de estos se encuentran, los presentados a continuación:

### DISEÑO DE CONEXIONES 8ES

**1. Propiedades de la Conexión:**

VIGA : IPE 330                      COLUMNA : HEB 360

**1.4. Dimensiones para detallado de plancha extrema y rigidizadores:**

$t_p = 31$  mm      Espesor de plancha (Recomendado entre 23 - 34,5 mm)       $2bf_o \leq t_p \leq 3bf_o$

$b_p = 250$  mm      Ancho de plancha (Recomendado 185 mm)       $bf_o + 1"$

$P_o = 100$ mm	Distancia entre pernos
$P_n = 50$ mm	Distancia entre pernos internos y ala de viga
$P_e = 50$ mm	Distancia entre pernos externos y ala de viga
$d_e = 50$ mm	Distancia del perno superior a borde de plancha
$g = 180$ mm	Gramil en columna (Mínimo 140 mm)
$h_{rt} = 200$ mm	Altura de los rigidizadores
$L_{rt} = 347$ mm	Longitud de los rigidizadores
$h_p = 730$ mm	Altura de la plancha

**4. Cálculo de Plancha Extrema:**

**4.1. Propiedades de la Plancha:**

Acero: ASTM - A 572, Gr 50

$F_{yp} = 3.515$  Kgl/cm<sup>2</sup>      Esfuerzo de cedencia

$F_{up} = 4.570$  Kgl/cm<sup>2</sup>      Esfuerzo último

**4.2. Cálculo del espesor Requerido para la plancha extrema:**

$S = 97.21$  mm      Separación vertical máxima del perno a la línea de falla

$S = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g}$  Tomando  $b_p = \min\{b_p; bf_o + 50\text{mm}\}$        $b_p = 210,00$  mm

Tomando  $P_n = \min\{P_n; S\}$        $P_n = 50,00$  mm

- Longitud de línea de falla a flexión:

CASO 1: ( $d_e \leq S$ )

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[ h_1 \left( \frac{1}{2d_e} \right) + h_2 \left( \frac{1}{P_o} \right) + h_3 \left( \frac{1}{P_n} \right) + h_4 \left( \frac{1}{S} \right) \right]$$

$$+ \frac{2}{g} \left[ h_1 \left( d_e + \frac{P_o}{4} \right) + h_2 \left( P_o + \frac{3P_o}{4} \right) + h_3 \left( P_n + \frac{P_o}{4} \right) + h_4 \left( S + \frac{3P_o}{4} \right) + P_o^2 \right] + g = 3.748 \text{ mm}$$

CASO 2: ( $d_e > S$ )      (NO APLICA)

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[ h_1 \left( \frac{1}{S} \right) + h_2 \left( \frac{1}{P_o} \right) + h_3 \left( \frac{1}{P_n} \right) + h_4 \left( \frac{1}{S} \right) \right] +$$

$$\frac{2}{g} \left[ h_1 \left( S + \frac{P_o}{4} \right) + h_2 \left( P_o + \frac{3P_o}{4} \right) + h_3 \left( P_n + \frac{P_o}{4} \right) + h_4 \left( S + \frac{3P_o}{4} \right) + P_o^2 \right] + g = 4.011 \text{ mm}$$

## Hoja de Cálculo: Diseño de Conexiones de Arriostramientos.

La programación de esta hoja de cálculo está basada en el contenido de la Sección XII.7 de este Trabajo Especial de Grado.



El primer requerimiento de esta hoja de cálculo es la configuración del pórtico, así como las dimensiones de sus elementos.

### CONEXIONES DE ARRIOSTRAMIENTOS

#### 1. Geometría del Pórtico:

##### 1.1. Configuración del Pórtico:

□ Diagonal Simple      ⊕ V o "Chevron"

##### 1.2. Dimensiones del Pórtico:

$H = 3,00$ m	Altura del entrepiso
$L_v = 6,00$ m	Luz libre entre Columnas
$\theta = 45,0$ °	Angulo del arriostramiento con la vertical

3,00      6,00

Lo siguiente es definir los perfiles usados en el pórtico, además se puede obtener una vista previa de la conexión.

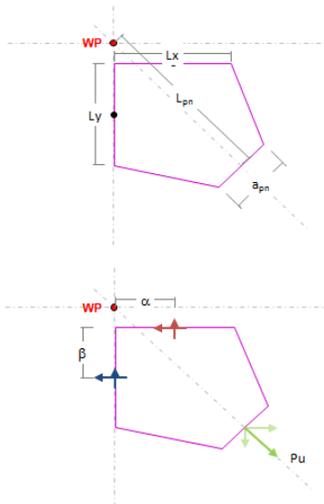
2. Propiedades de los Perfiles:					
<b>2.1. Viga:</b>			<b>2.2. Columna:</b>		
Perfil	IPE 200		Perfil	HEA 300	
$d_v$	200 mm	Altura del perfil	$d_c$	290 mm	Altura del perfil
$t_f$	8,5 mm	Espesor de alas	$t_f$	14 mm	Espesor de alas
$b_f$	100 mm	Ancho del perfil	$b_f$	300 mm	Ancho del perfil
$t_w$	5,6 mm	Espesor de alma	$t_w$	8,5 mm	Espesor de alma
<b>2.3. Arriostramiento:</b>					
Perfil	HEA 140		Acero	ASTM - A 36	
$d_p$	140 mm	Altura del perfil	$F_y$	2.530 $\text{Kg/cm}^2$	Esfuerzo de cedencia
$t_f$	8,5 mm	Espesor de alas	$F_u$	4.080 $\text{Kg/cm}^2$	Esfuerzo último
$b_f$	140 mm	Ancho del perfil	$R_y$	1,5	Factor de sobrerresistencia
$t_w$	5,5 mm	Espesor de alma	$R_u$	1,2	Factor de sobrefluencia
$A_g$	31,4 $\text{cm}^2$	Área de la sección			
<b>2.4. Vista previa:</b>					
<p>El diagrama muestra un perfil IPE 200 horizontalmente y un perfil HEA 300 verticalmente. Un arriostramiento HEA 140 está conectado a la viga IPE 200. Una línea roja horizontal indica el eje de la viga, etiquetada como 'WP'. Las líneas de los perfiles están coloreadas: IPE 200 en rojo, HEA 300 en azul y HEA 140 en verde. Se muestran líneas de referencia y un punto de conexión marcado con un círculo rojo.</p>					

A continuación se introducen las propiedades y dimensiones de la plancha nodo, con ayuda de los gráficos mostrados, y se calculan las fuerzas de diseño de la conexión.

### 3. Plancha nodo

#### 3.1. Dimensiones Plancha nodo:

$L_{pn} =$	850	mm	Longitud desde WP a borde de plancha nodo
$a_{pn} =$	300	mm	Ancho en borde de PL nodo (Recomendado 280 mm)
$L_x =$	550	mm	Longitud de plancha nodo en X
$L_y =$	500	mm	Longitud de plancha nodo en Y
$\alpha =$	275	mm	
$\beta =$	250	mm	
$ec =$	4	mm	Distancia entre eje de columna y PL nodo
$ev =$	100	mm	Distancia entre eje de viga y PL nodo



#### 3.2. Propiedades de Plancha nodo:

$t_{pn} =$	38 mm	Espesor de plancha nodo
Acero	ASTM - A 36	
$F_{ypn} =$	2.530	Kg/cm <sup>2</sup> Esfuerzo de cedencia
$F_{upn} =$	4.080	Kg/cm <sup>2</sup> Esfuerzo último

#### 3.3. Fuerza de Diseño de la Conexión:

$P_u =$	119.163	Kg	Fuerza de diseño (tracción)	$P_u = R_{yb} A_b F_{yb}$
$P_c =$	64.825	Kg	Fuerza de diseño (compresión)	$P_c = 1.1 R_{yb} P_n = 1.1 R_{yb} (A_b F_{cr})$

$K =$	1.00				
$r_{yb} =$	3.52	cm	$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} =$	1.427	
$L =$	4.243	mm			

Si  $F_e \geq 0.44 F_y$      $F_{cr} = \left[ 0.658^{F_y/F_e} \right] F_y$

Si  $F_e < 0.44 F_y$      $F_{cr} = 0.877 F_e$

$F_{cr} =$  1.251 Kg/cm<sup>2</sup>

En la sección 4 de esta Hoja de Cálculo se seleccionan las propiedades de los pernos y ángulos seleccionados para la conexión.

### 4. Propiedades de Pernos y ángulos:

#### 4.1. Propiedades de los pernos en la conexión:

Pernos:	A 490 (CR)	Material de los pernos a usar y si el aplastamiento incluye o no rosca (CR: Con Rosca y SR: Sin Rosca)
$d_p =$	7/8"	Diámetro de los pernos
$n_p =$	5	Número de pernos por fila

#### 4.2. Características de los pernos 7/8" A 490 (CR) :

$d_p =$	22,2	mm	Diámetro de los pernos	$d_h =$	23,8	mm	Diámetro de los agujeros
$s =$	70	mm	Separación entre pernos (Min = 67 mm)				
$Le =$	35	mm	Separación al borde (Min = 34 mm)				
$\phi P_{iv} =$	12.251	Kg	Resistencia a corte minorada del perno por aplastamiento ( $\phi=0.75$ )				
$\phi P_{it} =$	23.050	Kg	Resistencia a tracción minorada del perno ( $\phi=0.75$ )				

**4.1. Propiedades de los ángulos en la conexión:**

Angulo:	L 65x65x7	Acero:	ASTM - A 36
$d_{ang} =$	65 mm	Altura del ángulo	$F_{ya} =$ 2.530 Kg/cm <sup>2</sup> Esfuerzo de cedencia
$t_{ang} =$	7 mm	Espesor de alas	$F_{ua} =$ 4.080 Kg/cm <sup>2</sup> Esfuerzo de cedencia
$A_{ang} =$	8,6 cm <sup>2</sup>	Área de la sección	
$g_{ang} =$	31 mm	Gramil del ángulo	

A continuación se diseñan los pernos, ángulos y alas del arriostramiento por los criterios especificados en la Hoja de Cálculo, además se presentan los índices de demanda sobre capacidad.

**5. Diseño de los Pernos:** ANSI/AISC 360-05 Sec. J3

**5.1. Diseño por Corte Simple:**

$\phi R_n = 122.509$  Kg      Resistencia a corte minorada del conjunto de pernos por aplastamiento       $\phi R_n = 2n_p P_u$

$\phi R_n \geq P_u$       Cumple      D/C = 0,97

**5.2. Diseño por Deslizamiento de Pernos:**

$\phi R_n = 127.630$  Kg      Resistencia a corte minorada del conjunto de pernos por deslizamiento       $\phi R_n = \phi(1.13 \mu h_{sc} N_s T_b)$

$T_b = 16.135$  Kg      Esfuerzo mínimo de pretensión en pernos de alta resistencia       $T_b \approx 0.7 \phi P_t$

$\mu = 0.35$       Coeficiente medio de deslizamiento (Para superficies Clase A)

$h_{sc} = 1.00$       Coeficiente por tipo de agujero (Agujero estándar)

$N_s = 20$       Número de planos de corte

$\phi R_n \geq P_c$       Cumple      D/C = 0,51

**5.3. Diseño por Aplastamiento:**

$L_{c1} = 23$  mm       $L_{c1} = L_e - 0.5 (d_n)$        $L_{c2} = 46$  mm       $L_{c2} = s - d_n$

- Aplastamiento de las alas del arriostramiento ( $\phi=0.75$ ):

$\phi R_{n1} = 7.210$  Kg       $\phi R_{n2} = 13.858$  Kg       $R_n = 1.2L_c t_b F_{ub} \leq 2.4d_p t_b F_{ub}$

$\phi R_n = 250.570$  Kg      Resistencia a corte por aplastamiento       $\phi R_n = 4[\phi R_{n1} + (n_p - 1)\phi R_{n2}]$

$\phi R_n \geq P_u$       Cumple      D/C = 0,48

- Aplastamiento del ángulo ( $\phi=0.75$ ):

$\phi R_{n1} = 5.938$  Kg       $\phi R_{n2} = 11.413$  Kg       $R_n = 1.2L_c t_{ang} F_{ua} \leq 2.4d_p t_{ang} F_{ua}$

$\phi R_n = 206.352$  Kg      Resistencia a corte por aplastamiento       $\phi R_n = 4[\phi R_{n1} + (n_p - 1)\phi R_{n2}]$

$\phi R_n \geq P_u$       Cumple      D/C = 0,58

**5.4. Chequeo por tracción:**

- Cedencia en sección total del arriostamiento ( $\phi=0.90$ ):

$\phi P_n = 71.498$ Kg	Resistencia a cedencia en sección total	$\phi P_n = 0.9F_y A_g$	
$\phi P_n \geq P_c$	Cumple		D/C = 0,91

- Cedencia en sección total de los ángulos ( $\phi=0.90$ ):

$\phi P_n = 19.605$ Kg	Resistencia a cedencia en sección total	$\phi P_n = 0.9F_y A_{ang}$	
$4 \phi P_n \geq P_c$	Cumple		D/C = 0,83

- Fractura en sección neta del arriostamiento ( $\phi=0.75$ ):

$A_n = 23,3$ cm <sup>2</sup>	Área neta de la sección	$A_n = A_g - 4t_w d_n$	
$A_{e0} = 21,0$ cm <sup>2</sup>	Área efectiva de la sección	$A_e = A_n U$	$U = 0,90$
$P_u = 63.687$ Kg	Fuerza de diseño considerando fluencia en zona de los agujeros	$P_u = R_y A_{e0} F_y$	
$\phi P_n = 77.028$ Kg	Resistencia a fractura en sección neta	$\phi P_n = 0.75R_y F_u A_{e0}$	
$\phi P_n \geq P_u$	Cumple		D/C = 0,83

- Fractura en sección neta de los ángulos ( $\phi=0.75$ ):

$A_n = 6,9$ cm <sup>2</sup>	Área neta de la sección	$A_n = A_{ang} - t_{ang} d_n$	
$A_{eang} = 5,9$ cm <sup>2</sup>	Área efectiva de la sección	$A_e = A_n U$	$U = 0,85$
$\phi P_n = 18.061$ Kg	Resistencia a fractura en sección neta	$\phi P_n = 0.75F_u A_{eang}$	
$4 \phi P_n \geq P_u$	Cumple		D/C = 0,88

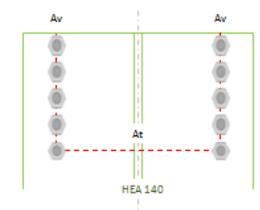
**5.5. Bloque de corte:**

- Bloque de corte en arriostamiento ( $\phi=0.75$ ):

$A_{gv} = 53,6$ cm <sup>2</sup>	Área a gruesa a corte		
$A_{nv} = 35,3$ cm <sup>2</sup>	Área neta a corte		
$A_{nt} = 6,5$ cm <sup>2</sup>	Área neta a tracción		
$\phi R_n = 80.786$ Kg	Resistencia a bloque de corte por ala del arriostamiento		

$$R_n = 0.6F_u A_{nv} + F_u A_{nt} \leq 0.6F_y A_{gv} + F_u A_{nt}$$

$2 \phi R_n \geq P_u$	Cumple		D/C = 0,74
-----------------------	--------	--	------------

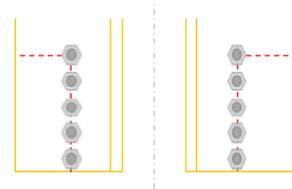


- Bloque de corte en ángulo ( $\phi=0.75$ ):

$A_{gv} = 22,1$ cm <sup>2</sup>	Área a gruesa a corte		
$A_{nv} = 14,6$ cm <sup>2</sup>	Área neta a corte		
$A_{nt} = 0,7$ cm <sup>2</sup>	Área neta a tracción		
$\phi R_n = 27.289$ Kg	Resistencia a bloque de corte en ángulo		

$$R_n = 0.6F_u A_{nv} + F_u A_{nt} \leq 0.6F_y A_{gv} + F_u A_{nt}$$

$4 \phi R_n < P_u$	No Cumple		D/C = 1,09
--------------------	-----------	--	------------



En el siguiente paso es el diseño y chequeo de la plancha nodo, por los requerimientos a los que esta impuesta, presentando de igual forma el coeficiente de demanda contra capacidad.

6. Diseño de Plancha Nodo:
ANSI/AISC 360-05 Sec. J3

**6.1. Diseño por Aplastamiento:**

$\phi R_n = 3.907.008$ Kg	Resistencia a corte por aplastamiento	$\phi R_n = 2n_p \times 0.75(2.4 d_o t_{pn} F_{upn})$
$\phi R_n \geq P_u$	Cumple	D/C = 0,03

**6.2. Bloque de corte:**

$A_{gv} = 239,4$ cm <sup>2</sup>	Área a gruesa a corte	
$A_{nv} = 158,0$ cm <sup>2</sup>	Área neta a corte	
$A_{nt} = 76,8$ cm <sup>2</sup>	Área neta a tracción	
$\phi R_n = 507.443$ Kg	Resistencia a bloque de corte en plancha nodo	
$R_n = 0.6F_{upn}A_{nv} + F_{upn}A_{nt} \leq 0.6F_{ypn}A_{gv} + F_{upn}A_{nt}$		
$\phi R_n \geq P_u$	Cumple	D/C = 0,06

**6.3. Diseño por Tensión:**

$d_w = 525$ mm	Ancho de Whitmore	
$d_w = 2(n_b - 1)s \times \tan(30^\circ) + d_o + 2g_{sno}$		
<i>Nota: Chequear que el ancho de Whitmore no sobre salga de la sección</i>		
$t_{pn(req)} = 12$ mm	Espesor requerido de plancha nodo	
$t_{pn(req)} = \frac{P_u}{0.75F_{ypn} d_w}$		
$t_{pn} = 38$ mm	Espesor de plancha nodo	
$t_{pn} \geq t_{pn(req)}$	Cumple	D/C = 0,31

**6.4. Chequeo de articulación en el nodo:**

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

$2 t_{pn} = 76$ mm		
$L_{zt} = 539$ mm	Distancia del WP al limite de 2t	
$L_{dw} = 535$ mm	Distancia del WP al perno mas cercano en la plancha nodo	
$L_{dw} < L_{zt}$	No Cumple	D/C = 1,01

**6.5. Chequeo de pandeo de plancha nodo:**

$L_{tpn} = 709$ mm	Distancia libre de plancha nodo	
$t_{pn min} = 33$ mm	Espesor mínimo para evitar pandeo	$t_{pn min} = \frac{L_{tpn}}{0.75\sqrt{E/F_{ypn}}}$
$t_{pn} \geq t_{pn min}$	Cumple	D/C = 0,86

Siguiendo con el diseño establecido en este Trabajo Especial de Grado se deben determinar las fuerzas que se transmiten a la viga y columna, además se propone una conexión soldada de la plancha determinando el espesor de dicha soldadura.

**7. Distribución de Fuerzas en la Plancha Nudo:** AISC LRFD-94 Part. 11 Volumen I y II

**7.1. Equilibrio de fuerzas:**

$r = 448$ mm	$r = \sqrt{(\alpha + ec)^2 + (\beta + ev)^2}$	
$H_{wv} = 73.188$ Kg	Fuerza horizontal en viga	$H_w = \frac{\alpha}{r} Pu$ $V_w = \frac{ev}{r} Pu$
$V_{wv} = 26.614$ Kg	Fuerza vertical en viga	
$H_{vc} = 66.534$ Kg	Fuerza horizontal en columna	$H_{vc} = \frac{\beta}{r} Pu$ $V_{vc} = \frac{ec}{r} Pu$
$V_{vc} = 1.131$ Kg	Fuerza vertical en columna	

**7.2. Soldadura:**

Material de soldadura:

$F_{EXX} = 4.920$ Kgf/cm <sup>2</sup>	Resistencia limite a tracción del metal de aporte
$\phi F_w = 2.214$ Kgf/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo cortante minorado de diseño de la soldadura

- Soldadura en viga:

$L_w = 550$ mm	Longitud de soldadura en viga	
$D_{w(req)} = 10$ mm	Espesor requerido de soldadura en viga	$D_{w(req)} = \frac{\sqrt{H_w^2 + V_w^2}}{0.707 \phi F_w L_w}$

- Soldadura en columna:

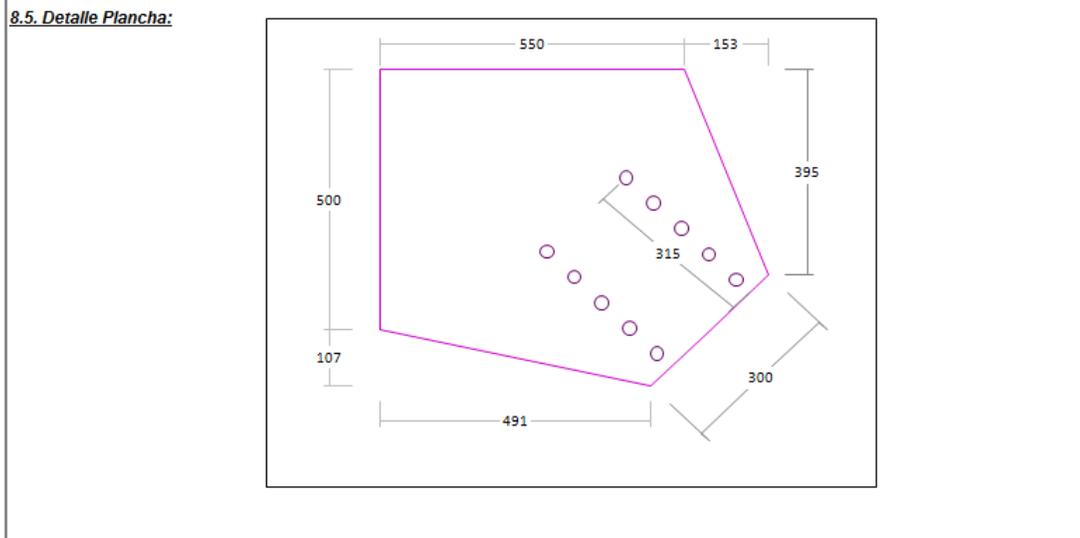
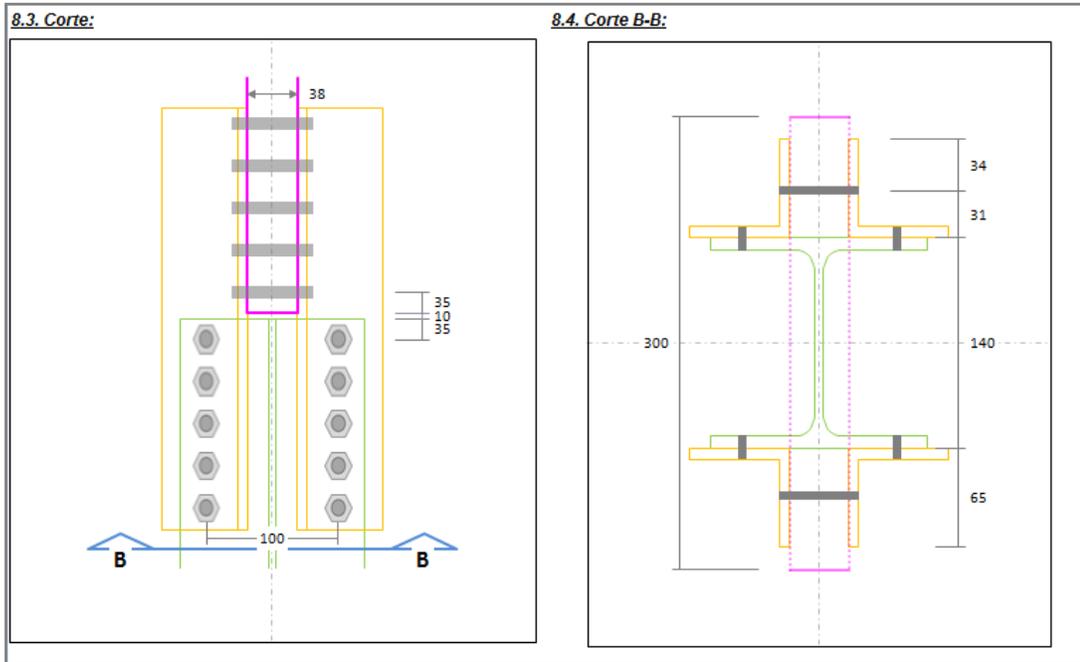
$L_w = 500$ mm	Longitud de soldadura en viga	
$D_{w(req)} = 9$ mm	Espesor requerido de soldadura en columna	$D_{w(req)} = \frac{\sqrt{H_{vc}^2 + V_{vc}^2}}{0.707 \phi F_w L_w}$

Como en las demás Hojas de Cálculo mostradas se culmina ésta con el detallado de la conexión.

**8. Detallado:**

**8.1. Detalle General:**

**8.2. Detalle Ángulos:**



## Hoja de Cálculo: Diseño de Planchas Base.

La programación de esta hoja de cálculo está basada en el contenido de la Sección XIII.2 de este Trabajo Especial de Grado.



Los primeros requerimientos de esta hoja de cálculo serán las propiedades de la columna y cargas actuantes en esta.

### DISEÑO DE PLANCHAS BASE

**1. Datos de Entrada:**

**1.1. Propiedades de Columna:**

Perfil:	HEB 400				
$d_c =$	400	mm	Altura del perfil	$bf_c =$	300 mm
$tf_c =$	24	mm	Espesor de alas	$tw_c =$	13,5 mm
$Z_{x_c} =$	3.231	cm <sup>3</sup>	Modulo plástico de la sección	$H =$	3,00 m
$A_c =$	198	cm <sup>2</sup>	Área de la sección		
Acero:	ASTM - A 36				
$F_{yc} =$	2.530	Kg/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo de cedencia	$R_{yc} =$	1,5
					Factor de sobrerresistencia

**1.2. Cargas Actuantes:**

CASO	P (Kg)	M (Kg-m)	V (Kg)		
CP	85.000	60	0	$\gamma =$	0,5
CV	16.000	27	0		Factor de Participación de CV
S	2.500	20.000	10.000	$\Omega_o =$	3,0
					Factor de Amplificación Sísmica

Luego se dimensiona la plancha base, tomando en cuenta los valores recomendados, y se proporcionan sus propiedades.

**2. Plancha Base:**

**2.1. Dimensiones de la Plancha Base:**

N = 640 mm Longitud de la Plancha (Mínimo recomendado 553 mm)  $N_{min} = dc + 2 \times 3"$   
 B = 540 mm Ancho de la Plancha (Mínimo recomendado 453 mm)  $B_{min} = bfc + 2 \times 3"$

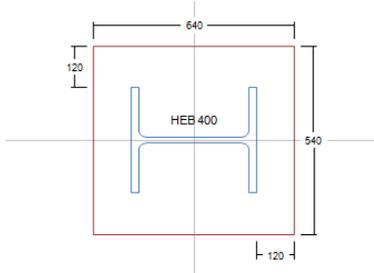
$A_1 = 3.456 \text{ cm}^2$  Área de Plancha Base

$h_{s1} = 120 \text{ mm}$  Distancia de columna a borde de plancha en X  
 $h_{s2} = 120 \text{ mm}$  Distancia de columna a borde de plancha en Y

$t_p = 50 \text{ mm}$  Espesor tentativo

**2.2. Propiedades de la Plancha Base:**

Acero: ASTM - A 36  
 $F_{yp} = 2.530 \text{ Kg/cm}^2$  Esfuerzo de cedencia



A continuación se debe proporcionar las propiedades del pedestal a donde llega la columna y configuración de las barras de anclajes.

**3. Pedestal:**

**3.1. Propiedades del Pedestal:**

Base = 850 mm Base del Pedestal  $A_2 = 6.375 \text{ cm}^2$  Área de Plancha Base  
 Altura = 750 mm Altura del Pedestal

$f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$  Resistencia del concreto

**4. Barras de Anclaje:**

**4.1. Propiedades de Barras de Anclaje:**

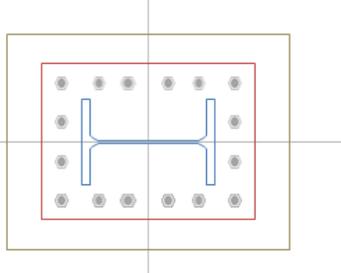
Barras: A193 Gr B7 Material de las barras de anclaje  $F_u = 8.788 \text{ Kg/cm}^2$  Esfuerzo último  
 $d_r = 7/8"$  Diámetro tentativo de las barras  $d_r = 22.2 \text{ mm}$  Diámetro de las barras  
 $d_h = 23.8 \text{ mm}$  Diámetro de los agujeros

**4.2. Configuración de las Barras de Anclaje:**

$s_y = 65 \text{ mm}$  Separación de la barra al borde de plancha en dirección Y (Mín: 34 mm)  
 $N_{rx} = 6$  Número de Barras en X

FILA DE PERNOS	$n_r$	$n_r A_r$	$X_i$
1	4	15,48	260
2	2	7,74	150
3	2	7,74	60
4	2	7,74	-60
5	2	7,74	-150
6	4	15,48	-260

Para respetar separación a los bordes:  
 $X_{i\ max} = 287$   $X_{i\ min} = -287$



En la sección 5 de esta Hoja de Cálculo se determinan los valores de las fuerzas de diseño y se selecciona la combinación de fuerzas a usar.

**5. Cargas y Métodos de Diseño:** ANSI/AISC 341-05 Cap. 8 - AISC "Design Guide 01 2nd Edition"

De acuerdo a la sección 8.5. "Column Bases" del código AISC 341-05, para el diseño de la plancha base se puede tomar alguna de las condiciones siguientes:

**5.1. Para alcanzar flexión en vigas de pórticos:**

COMBINACIÓN	Pu (Kg)	Mu (Kg-m)	Vu (Kg)
1.2CP + γCV + Ω <sub>s</sub> S	117.500	60.086	30.000
1.2CP + γCV - Ω <sub>s</sub> S	102.500	-59.915	-30.000
0.9CP + Ω <sub>s</sub> S	84.000	60.054	30.000
0.9CP - Ω <sub>s</sub> S	69.000	-59.946	-30.000

**Combinación más desfavorable:**

Pu= 117.500 Kg  
Mu= 60.086 Kg-m  
Vu= 30.000 Kg

**5.2. Para desarrollar flexión en la columna:**

Pu= 115.612 Kg      Pu = 1.2CP + γCV + Ω<sub>s</sub>S       $\Omega_s = \frac{1.1R_y F_y Z_x}{M_u} = 2.24$   
Mu= 134.880 Kg-m      Mu = 1.1R<sub>y</sub>F<sub>y</sub>Z<sub>x</sub>  
Vu= 81.745 Kg      Vu = (2 R<sub>y</sub>F<sub>y</sub>Z<sub>x</sub>)/H

**5.3. Fuerzas de Diseño de Plancha Base:**

Pu= 117.500 Kg  
Mu= 60.086 Kg-m  
Vu= 30.000 Kg

Se diseñara bajo el criterio de:

Luego se determina cual método de diseño es el indicado por la AISC para la condiciones de la excentricidad en la Plancha Base. Cuya filosofía se puede conocer haciendo clic en [\(Ver Métodos de Diseño AISC\)](#).

**5.4. Método de Diseño:**

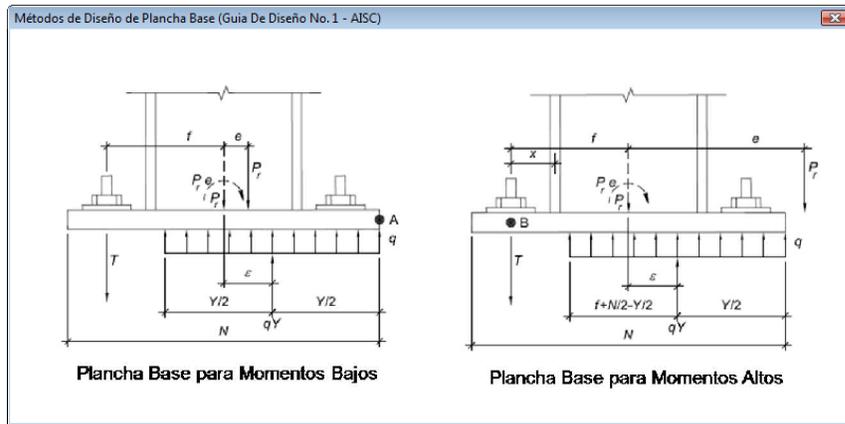
e = 511 mm      Excentricidad equivalente de la carga axial debida a la flexión       $e = \frac{M_u}{P_u}$

f<sub>p (máx)</sub> = 188 Kgf/cm<sup>2</sup>      Esfuerzo máximo entre plancha base y concreto       $f_p = \phi_c (0.85 f'_c) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$       Para  $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 1.36$

q (máx) = 10.130 Kgf/cm      Fuerza máxima entre plancha base y concreto      q = f<sub>p</sub> × B      Para f<sub>p</sub> = f<sub>p (máx)</sub>

e<sub>crit</sub> = 262 mm      Excentricidad critica       $e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2 q_{max}}$

e > e<sub>crit</sub>      Aplica Método para Momentos Altos (AISC)      [\(Ver Métodos de Diseño AISC\)](#)



A continuación se calculan las fuerzas de diseño en la plancha base y se muestra un gráfico con el diagrama de fuerzas actuantes.

**6. Fuerzas en la Plancha Base:** AISC "Design Guide 01 2nd Edition"

**6.1. Ancho en Compresión:**

$s_x = 60$ mm	Dist. de la barra al borde de plancha en X
$f = 260$ mm	Dist. del eje de plancha a pernos a tracción
$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 = 3.364$ cm <sup>2</sup>	$\geq \frac{2Pu(e+f)}{q_{max}} = 1.789$ cm <sup>2</sup>
$Y = 183$ mm	Ancho a compresión en plancha

Método de Diseño	
Momentos Bajos	Momentos Altos
$Y = N - 2e$	$Y = f + \frac{N}{2} \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2Pu(e+f)}{q_{max}}}$ *Si se cumple* $\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 \geq \frac{2Pu(e+f)}{q_{max}}$
$q = \frac{Pu}{Y}$	$q = q_{max}$
*No Aplica*	$T_u = qY - Pu$

**6.2. Fuerzas Resultantes:**

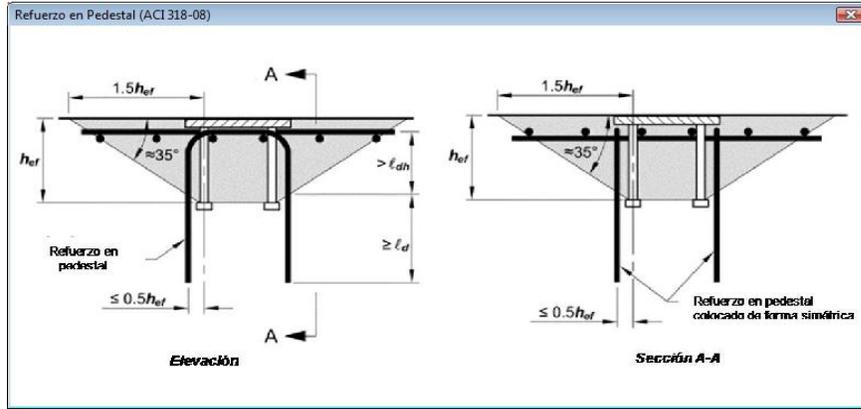
$q = 10.130$ Kg/cm	Fuerza entre plancha base y concreto
$T_u = 68.074$ Kg	Fuerza en última fila de barras a tracción

**6.3. Diagrama de Fuerzas:**

En la sección 7 de esta Hoja de Cálculo se chequean la resistencia del concreto en el pedestal y la resistencia a tracción de las barras de anclaje, además de determinar la longitud embutida de dichas barras, para resistir el arrancamiento del concreto, usando criterios de la Norma ACI 318-05.

7. Chequeo de Pedestal y Barras de Anclaje:		AISC "Design Guide 01 2nd Edition" - ACI 318S-05	
<b>7.1. Concreto en Pedestal:</b>			
$f_p$ (máx) = 188 Kgf/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo máximo entre plancha base y concreto	$f_p = \phi_c (0.85 f'_c) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$	
$f_p$ = 188 Kgf/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo actuante entre plancha base y concreto	$f_p = \frac{Q}{B}$	
$f_p \leq f_p$ (máx)	<b>Cumple</b>		D/C = 1,00
<b>7.2. Resistencia en Barras de Anclaje:</b>			
Tu = 68.074 Kg	Fuerza en ultima fila de barras a tracción		
dr = 7/8"	Diámetro de las Barras de Anclaje		
$\phi P_{nt}$ = 19.134 Kg	Resistencia de cada barra a tracción ( $\phi=0.75$ )	$P_{nt} = \phi F_n \left( \frac{\pi d_r^2}{4} \right)$	
$n_r$ = 4	Número de barras en ultima fila		
Tu/ $n_r$ = 17.019 Kg	Fuerza en cada barra de ultima fila a tracción		
Tu/ $n_r \leq \phi P_{nt}$	<b>Cumple</b>		D/C = 0,89
<b>7.3. Longitud Embutida de Barras de Anclaje:</b> (Según ACI 318S-05 Apéndice D "Edición en Español")			
$h_{er}$ = 200 mm	Longitud embutida de la barra de anclaje		
$h_{er}$ = 200 mm	Longitud embutida de la barra de anclaje (teórica)	$h_{er} \leq \max(c_{máx} / 1.5 ; sep_{pernos} / 3)$	
$c_{máx}$ = 580 mm	$sep_{perno}$ = 137 mm		
$A_N$ = 3.488 cm <sup>2</sup>	Área de falla de anclaje de conjunto		
$A_{No}$ = 3.600 cm <sup>2</sup>	Área de falla de cada barra (Ver Área de Falla Individual)		
$\psi_1$ = 1.00	Coefficiente de modificación por excentricidad		
$\psi_2$ = 0.95	Coefficiente de modificación por proximidad a los bordes		
$\psi_2 = 1.0$	Cuando $c_{min} \geq 1.5h_{er}$	$c_{min} = 165$ mm	
$\psi_2 = 0.7 + 0.3 (c_{min} / 1.5h_{er})$	Cuando $c_{min} < 1.5h_{er}$		
$\psi_3$ = 1.25	Coefficiente de modificación por agrietamiento del concreto	Condición: Anclajes colocados antes del vaciado de concreto	
$N_b$ = 14.142 Kg	Resistencia Teórica del Concreto a la Fractura por barra		
$N_b = 10 \sqrt{f'_c} h_{er}^{1.5}$	Cuando $h_{er} < 280$ mm		
$N_b = 5.8 \sqrt{f'_c} h_{er}^{5/3}$	Cuando $h_{er} \geq 280$ mm		
$\phi N_{cb}$ = 11.358 Kg	Resistencia Teórica del Concreto a la Fractura en el conjunto ( $\phi=0.70$ )	$\phi N_{cb} = \phi (A_N / A_{No}) \psi_1 \psi_2 \psi_3 N_b$	
Tu > $\phi N_{cb}$	<b>No Cumple Usar Refuerzo en el Pedestal (Ver forma de Refuerzo)</b>		D/C = 5,99

Al no cumplir la resistencia al arrancamiento del concreto se debe reforzar la plancha base. La configuración del refuerzo recomendado por la ACI se puede ver haciendo clic en [\(Ver forma de Refuerzo\)](#).



A continuación se determina el espesor de la plancha base por la flexión actuando en esta.

8. Espesor de Plancha Base: AISC "Design Guide 01 2nd Edition"

**8.1. Por flexión de la plancha en la interface de compresión:**

$$m = \frac{N - 0.95 d_c}{2} = 130 \text{ mm} \qquad n = \frac{B - 0.80 b_f}{2} = 150 \text{ mm}$$

- Flexión en la dirección de m:

$$t_p (\text{req}) = 53,1 \text{ mm} \quad \text{Espesor requerido por flexión en X}$$

$$t_p (\text{req}) = 1.5 m \sqrt{\frac{f_p}{F_{jp}}} \quad \text{Cuando } Y \geq m \qquad t_p (\text{req}) = 2.11 \sqrt{\frac{f_p Y \left( m - \frac{Y}{2} \right)}{F_{jp}}} \quad \text{Cuando } Y < m$$

- Flexión en la dirección de n:

$$t_p (\text{req}) = 61,3 \text{ mm} \quad \text{Espesor requerido por flexión en Y} \qquad t_p (\text{req}) = 1.5 n \sqrt{\frac{f_p}{F_{jp}}}$$

**8.2. Por flexión de la plancha en la interface de tensión:**

$$x = \frac{N - d_c + t_f}{2} - s_x = 72 \text{ mm}$$

$$t_p (\text{req}) = 40,0 \text{ mm} \quad \text{Espesor requerido por flexión en la interface a tracción} \qquad t_p (\text{req}) = 2.11 \sqrt{\frac{T_u x}{B F_{jp}}}$$

$t_p = 50 \text{ mm}$  Espesor definitivo

$t_p (\text{req-más}) > t_p$  No Cumple Usar rigidizadores D/C = 1,23

- Si se desea se pueden utilizar rigidizadores en la plancha a fin de disminuir el espesor de la plancha o mejorar su rendimiento.

Si se decide usar rigidizadores, en esta sección se selecciona la configuración de rigidizadores y se determina el espesor de la plancha con la adherencia de éstos, usando criterios de diseño de teoría de placas para el diseño de la plancha.

**9. Rigidizadores en Plancha Base:**

Curso de Estructuras de Acero (J. Machi) - Material "V. Diplomado Internacional de Ingeniería Estructural"

**9.1. Propiedades de los Rigidizadores:**

$t_p = 13$  mm      Espesor tentativo

Acero: ASTM - A 36

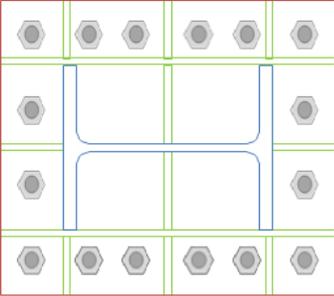
$F_y = 2.530$  Kg/cm<sup>2</sup>      Esfuerzo de cedencia

$N_{sy} = 3$       Número de Rigidizadores en dirección Y

$N_{sx} = 3$       Número de Rigidizadores en dirección X

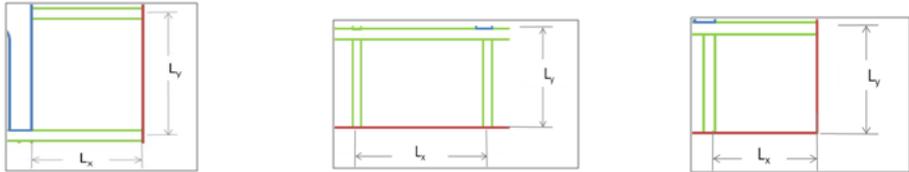
$h_{g1} = 120$  mm       $S_{gy} = 163$  mm

$h_{g2} = 120$  mm       $S_{gx} = 200$  mm



Para efectos del cálculo de plancha con rigidizadores se considera la teoría de placa aplicada a losas empotradas.

**9.2. Por flexión de la plancha en la interface de compresión:**



$L_x = 120$ mm	$L_x = 187$ mm	$L_x = 120$ mm
$L_y = 150$ mm	$L_y = 120$ mm	$L_y = 120$ mm
$L_y / L_x = 0,80$	$L_y / L_x = 0,64$	$L_{max} / L_{min} = 1,00$
$C = 9,16$	$C = 7,62$	$C = 3,22$
$M_p = 3.686$ Kg-m/m	$M_p = 5.525$ Kg-m/m	$M_p = 8.389$ Kg-m/m

$M_p = f_p L_x L_y / C$

(Ver Coeficientes de Teoría de Placas "C")

Para el cálculo de los momentos actuantes en la plancha se determinan los factores "C" por teoría de placas estos podrán ser vistos haciendo clic en ([Ver Coeficientes de Teoría de Placas "C"](#)).

9.3. Por flexión de la plancha en la interface de tensión:

$L_x = 120$  mm  
 $L_y = 120$  mm  
 $x = 60$  mm  
 $y = 55$  mm

$L_{min} / L_{max} \approx 1,00$   
 $x / L_x \approx 0,50$   
 $y / L_y \approx 0,46$   
 $C = 0,30$

$M_p = 5.106$  Kg-m/m

$L_x = 120$  mm  
 $L_y = 150$  mm  
 $x = 60$  mm  
 $y = 68$  mm

$L_{min} / L_{max} \approx 1,00$   
 $x / L_x \approx 0,50$   
 $y / L_y \approx 0,46$   
 $C = 0,25$

$M_p = 4.255$  Kg-m/m

**No Aplica**

$L_x =$  mm  
 $L_y =$  mm  
 $x =$  mm  
 $y =$  mm  
 $n =$

$L_{min} / L_{max} \approx$   
 $x / L_x \approx$   
 $y / L_y \approx$   
 $C =$

$M_p =$  Kg-m/m

$M_p = Tu / n_r \times C$        $M_p = n(Tu / n_r) \times C$

*(Ver Coeficientes de Teoría de Placas "C")*

Cálculo de momentos producidos por cargas distribuidas

Carga Uniforme 2 bordes empotrados 2 libres					
$L_{min} / L_{max}$	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
C	3,23	3,29	3,51	3,81	4,18

Carga Uniforme 3 bordes empotrados 1 libre							
$L_y / L_x$	0,25	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80
C	8,6	7,57	6,77	6,06	7,42	8,24	9,27
$L_y / L_x$	0,90	1,00	1,20	1,30	1,40	1,50	2,00
C	10,4	11,6	14,1	15,3	16,6	17,8	23,1

Cálculo de momentos producidos por cargas puntuales

Carga Puntual 2 bordes empotrados 2 libres					
$L_{min} / L_{max}$	$y / L_y$	$x / L_x$			
		0,25	0,50	0,75	1,00
0,5	0,25	0,29	0,30	0,30	0,50
	0,50	0,30	0,40	0,50	0,70
	0,75	0,50	0,70	0,75	0,80
1,0	1,00	0,95	1,00	1,10	1,10
	0,25	0,25	0,30	0,37	0,65
	0,50	0,30	0,35	0,50	0,90
1,0	0,75	0,37	0,50	0,60	1,00
	1,00	0,65	0,90	1,00	1,10

Carga Puntual 3 bordes empotrados 1 libre				
$L_{min} / L_{max}$	$y / L_y$	$x / L_x$		
		0,25	0,50	0,75
0,5	0,25	0,20	0,20	0,20
	0,50	0,25	0,40	0,25
	0,75	0,35	0,40	0,35
	1,00	0,50	1,00	0,50
1,0	0,25	0,20	0,25	0,20
	0,50	0,30	0,45	0,30
	0,75	0,30	0,50	0,30
	1,00	0,50	1,00	0,50

**9.4. Espesor de la plancha Base:**

$M_p$  (máx) = 8.389 Kg-m/m

$t_p$  (req) = 38,4 mm Espesor requerido por flexión con los rigidizadores  $t_p$  (req) =  $\sqrt{\frac{4M_p}{0.9 F_{yp}}}$

$t_p$  = 38 mm Espesor definitivo

$t_p$  (req) >  $t_p$  **No Cumple**

D/C = 1,01

Se continúa con el diseño de los rigidizadores que se colocan en la plancha.

**9.5. Diseño de Rigidizadores:**

$b_s$  (máx) = 187 mm Ancho máximo de rigidizadores

$t_s$  (rec) = 12 mm Espesor recomendado de rigidizadores  $t_s$  (rec) =  $b_s / 16$

$t_s$  = 13 mm Espesor definitivo de rigidizadores

$h_s$  = 210 mm Alto de rigidizadores

$A_{sy}$  = 46,8 cm<sup>2</sup> Área de Rigidizadores en dirección Y

$A_{sx}$  = 46,8 cm<sup>2</sup> Área de Rigidizadores en dirección X

$A_{sc}$  = 104,0 cm<sup>2</sup> Área de Rigidizadores centrales

$A_{st}$  = 197,6 cm<sup>2</sup> Área de Rigidizadores

$A_c$  = 198,0 cm<sup>2</sup> Área del perfil de columna

$A_t$  = 395,6 cm<sup>2</sup> Área total columna y rigidizadores

$f_{cu}$  = 297,0 Kglcm<sup>2</sup> Tensión actuante  $f_{cu} = P_u / A_t$

$P_{su}$  = 15.445 Kg Carga máxima en rigidizador  $P_{su} = f_{cu} A_s$

$\lambda_s$  = 0,27  $\lambda_s = \frac{K L_z}{r \pi} \sqrt{\frac{F_{ys}}{E}}$   $\frac{K L_z}{r} = \sqrt{12} K \left( \frac{h_s}{b_s} + \frac{1}{h_s / b_s} \right) \frac{z}{t_s} = 24,4$   $\left\{ \begin{array}{l} z = 69,8 \text{ mm} \\ K = 0,65 \end{array} \right.$

$F_{cr}$  = 2.454 Kglcm<sup>2</sup>  $\text{si } \lambda_s \leq 1,5 \quad F_{cr} = (0.658^{\lambda_s^2}) F_{ys}$   $\text{si } \lambda_s > 1,5 \quad F_{cr} = \left( \frac{0.877}{\lambda_s^2} \right) F_{ys}$

$P_{sn}$  = 41.339 Kg Resistencia del rigidizador ( $\phi=0.9$ )  $P_{sn} = \phi (t_s B) F_{ys}$   $B = \frac{h_s}{\sqrt{1 + (h_s / b_s)^2}} = 139,7 \text{ mm}$

$P_{su} \leq P_{sn}$  **Cumple**

D/C = 0,37

El chequeo de la plancha base se completa con el diseño por corte de la plancha base, con el uso de una llave de corte.

**10. Diseño por corte:**

**10.1. Propiedades de Llave de Corte:**

Se agregara planchas como llaves de corte a fin de evitar que los pernos absorban el posible corte:

$G = 50$ mm	Espesor del mortero de nivelación	
$h_{lug} = 125$ mm	Altura de llave de corte	
$b_{lug} = 300$ mm	Longitud de llave de corte	
$t_{lug} = 38$ mm	Espesor tentativo de llave de corte	
$d_{lug} = 75$ mm	Longitud embutida en pedestal	
$A_{lug} = 225$ cm <sup>2</sup>	Área embutida de la llave de corte	

**10.2. Chequeo de Aplastamiento en el Concreto:**

$\phi V_n = 45.000$ Kg	Resistencia al aplastamiento del concreto	$\phi V_n = 0.8f'_c A_{lug}$
$V_u \leq \phi V_n$	<b>Cumple</b>	<b>D/C = 0,67</b>

**10.3. Chequeo para el corte actuando contra el eje del pedestal:**

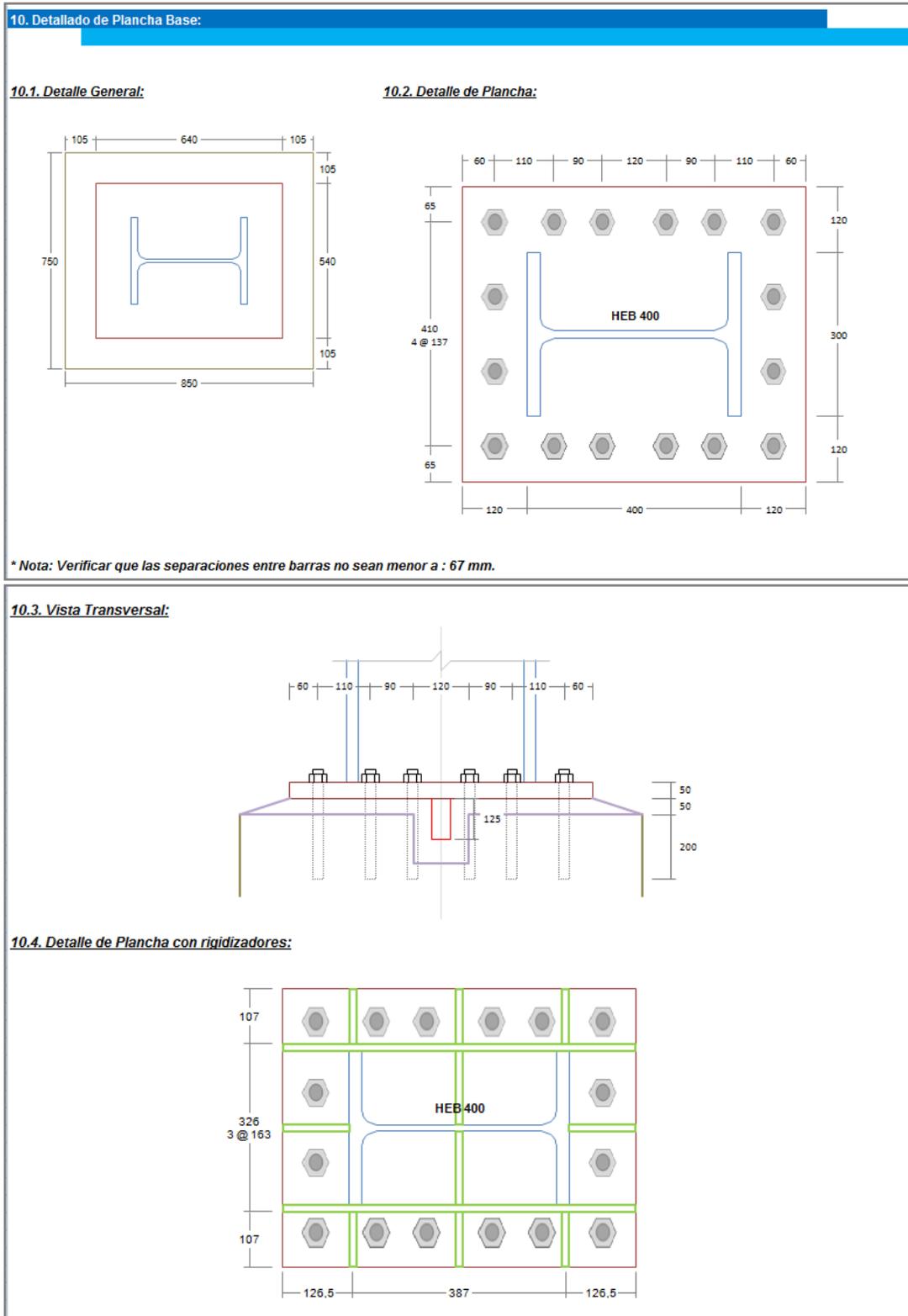
$A_v = 1.803$ cm <sup>2</sup>	Área de superficie de falla de corte	$A_v = \left(\frac{BP + t_{lug}}{2}\right) \times \min\left\{AP, \frac{BP - t_{lug}}{2}\right\}$
$\phi V_n = 85.507$ Kg	Resistencia al corte contra el eje del pedestal ( $\phi=0.75$ )	$\phi V_n = \phi 4 \sqrt{f'_c} A_v$
$V_u \leq \phi V_n$	<b>Cumple</b>	<b>D/C = 0,35</b>

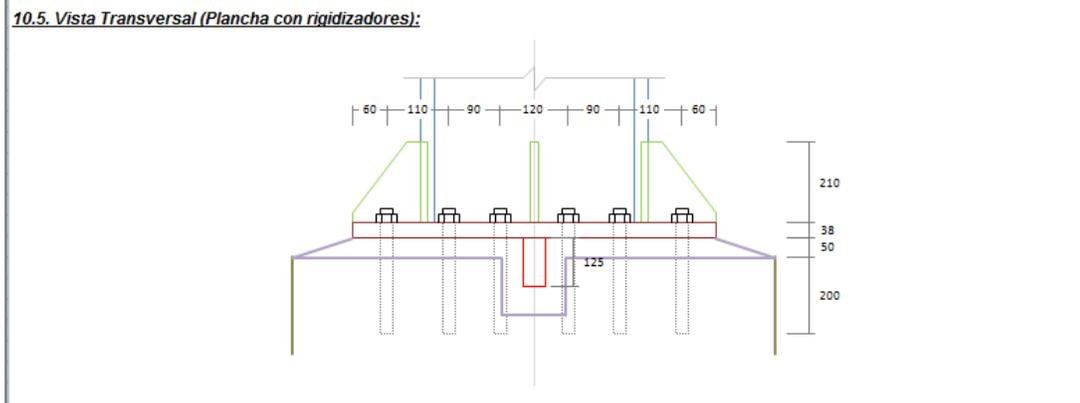
**10.4. Chequeo de Espesor de llave de corte:**

Las llaves de corte serán del mismo material que de la plancha base:

$M_{lug} = 26.250$ Kg-cm	Momento actuando en la llave de corte	$M_{lug} = V_u (G + d_{lug} / 2)$
$t_{lug (req)} = 39$ mm	Ancho de llave requerido	$t_{lug (req)} = \sqrt{\frac{4M_{lug}}{0.9b_{lug}F_{yp}}}$
$t_{lug} = 38$ mm	Espesor tentativo de llave de corte	
$t_{lug (req)} > t_{lug}$	<b>No Cumple</b>	<b>D/C = 1,03</b>

Por último la Hoja de Cálculo arroja el detallado de la Plancha base para los casos en el que se usen o no rigidizadores.





Perfil	SMF			SCBF			EBF			Pu <sub>máx</sub> (Ton)	φPy (Ton)
	Viga	Columna		Arriostramientos	Columna		Arriostramientos (Ver Comentario)	Eslabón			
		$\frac{P_u}{\phi P_y} \leq 0.125$	$\frac{P_u}{\phi P_y} > 0.125$		$\frac{P_u}{\phi P_y} \leq 0.125$	$\frac{P_u}{\phi P_y} > 0.125$		$\frac{P_u}{\phi P_y} \leq 0.125$	$\frac{P_u}{\phi P_y} > 0.125$		
IPE 80	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	19
IPE 100	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	26
IPE 120	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	33
IPE 140	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	41
IPE 160	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	50
IPE 180	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	60
IPE 200	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	71
IPE 220	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	84
IPE 240	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	98
IPE 270	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	115
IPE 300	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	135
IPE 330	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	157
IPE 360	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	182
IPE 400	OK	OK	*	OK	OK	*	OK	OK	*	210	211
IPE 450	OK	OK	*	OK	OK	*	OK	OK	*	235	247
IPE 500	OK	OK	*	OK	OK	*	OK	OK	*	266	290
IPE 550	OK	OK	*	OK	OK	*	OK	OK	*	301	335
IPE 600	OK	OK	*	OK	OK	*	OK	OK	*	346	390

- OK** La Sección es Compacta Sísmica
- X** La Sección no es Compacta Sísmica
- \*** La Sección es Compacta Sísmica hasta el valor de Pu<sub>máx</sub>

Comentario: La Sección del Arriostramientos solo debe ser Compacta

**Tabla de Uso A1: Perfiles IPE con Sección Compactas Sísmicas para cada elemento (Fy = 2 500 Kg/cm<sup>2</sup>).**

Perfil	SMF			SCBF			EBF			P <sub>U</sub> máx (Ton)	φP <sub>y</sub> (Ton)
	Viga	Columna		Arriostramientos	Columna		Arriostramientos (Ver Comentario)	Eslabón			
		$\frac{P_u}{\phi P_y} \leq 0.125$	$\frac{P_u}{\phi P_y} > 0.125$		$\frac{P_u}{\phi P_y} \leq 0.125$	$\frac{P_u}{\phi P_y} > 0.125$		$\frac{P_u}{\phi P_y} \leq 0.125$	$\frac{P_u}{\phi P_y} > 0.125$		
HEA 100	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	53
HEA 120	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	63
HEA 140	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	79
HEA 160	X	X	X	X	X	X	OK	X	X	----	97
HEA 180	X	X	X	X	X	X	OK	X	X	----	113
HEA 200	X	X	X	X	X	X	OK	X	X	----	135
HEA 220	X	X	X	X	X	X	OK	X	X	----	161
HEA 240	X	X	X	X	X	X	OK	X	X	----	192
HEA 260	X	X	X	X	X	X	OK	X	X	----	217
HEA 280	X	X	X	X	X	X	OK	X	X	----	243
HEA 300	X	X	X	X	X	X	OK	X	X	----	283
HEA 320	X	X	X	X	X	X	OK	X	X	----	310
HEA 340	X	X	X	X	X	X	OK	X	X	----	333
HEA 360	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	358
HEA 400	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	398
HEA 450	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	445
HEA 500	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	495
HEA 550	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	530
HEA 600	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	565
HEA 650	OK	OK	*	OK	OK	*	OK	OK	*	598	605
HEA 700	OK	OK	*	OK	OK	*	OK	OK	*	636	650
HEA 800	OK	OK	*	OK	OK	*	OK	OK	*	588	715
HEA 900	OK	OK	*	OK	OK	*	OK	OK	*	587	803
HEA 1000	OK	OK	*	OK	OK	*	OK	OK	*	518	868

- OK** La Sección es Compacta Sísmica
- X** La Sección no es Compacta Sísmica
- \*** La Sección es Compacta Sísmica hasta el valor de P<sub>U</sub>máx

Comentario: La Sección del Arriostramientos solo debe ser Compacta

**Tabla de Uso A2: Perfiles HEA con Sección Compactas Sísmicas para cada elemento (F<sub>y</sub> = 2 500 Kg/cm<sup>2</sup>).**

Perfil	SMF			SCBF			EBF			P <sub>u</sub> máx (Ton)	φPy (Ton)
	Viga	Columna		Arriostramientos	Columna		Arriostramientos (Ver Comentario)	Eslabón			
		$\frac{P_u}{\phi P_y} \leq 0.125$	$\frac{P_u}{\phi P_y} > 0.125$		$\frac{P_u}{\phi P_y} \leq 0.125$	$\frac{P_u}{\phi P_y} > 0.125$		$\frac{P_u}{\phi P_y} \leq 0.125$	$\frac{P_u}{\phi P_y} > 0.125$		
HEB 100	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	65
HEB 120	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	85
HEB 140	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	108
HEB 160	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	136
HEB 180	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	163
HEB 200	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	195
HEB 220	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	228
HEB 240	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	265
HEB 260	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	295
HEB 280	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	328
HEB 300	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	373
HEB 320	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	403
HEB 340	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	428
HEB 360	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	453
HEB 400	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	495
HEB 450	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	545
HEB 500	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	598
HEB 550	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	635
HEB 600	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	675
HEB 650	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	715
HEB 700	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	765
HEB 800	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	835
HEB 900	OK	OK	*	OK	OK	*	OK	OK	*	879	928
HEB 1000	OK	OK	*	OK	OK	*	OK	OK	*	825	1.000

- OK** La Sección es Compacta Sísmica
  - X** La Sección no es Compacta Sísmica
  - \*** La Sección es Compacta Sísmica hasta el valor de P<sub>u</sub>máx
- Comentario: La Sección del Arriostramientos solo debe ser Compacta

**Tabla de Uso A3: Perfiles HEB con Sección Compactas Sísmicas para cada elemento (F<sub>y</sub> = 2 500 Kg/cm<sup>2</sup>).**

Perfil	SMF			SCBF			EBF			P <sub>U</sub> máx (Ton)	φP <sub>y</sub> (Ton)
	Viga	Columna		Arriostramientos	Columna		Arriostramientos (Ver Comentario)	Eslabón			
		$\frac{P_u}{\phi P_y} \leq 0.125$	$\frac{P_u}{\phi P_y} > 0.125$		$\frac{P_u}{\phi P_y} \leq 0.125$	$\frac{P_u}{\phi P_y} > 0.125$		$\frac{P_u}{\phi P_y} \leq 0.125$	$\frac{P_u}{\phi P_y} > 0.125$		
VP 120	X	X	X	X	X	X	X	X	X	----	31
VP 140	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	40
VP 160	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	52
VP 175	X	X	X	X	X	X	OK	X	X	----	56
VP 200	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	77
VP 250	OK	OK	*	OK	OK	*	OK	OK	*	69	94
VP 300	OK	OK	*	OK	OK	*	OK	OK	*	120	132
VP 350	OK	OK	*	OK	OK	*	OK	OK	*	101	154
VP 400	OK	OK	*	OK	OK	*	OK	OK	*	71	177
VP 420	OK	OK	*	OK	OK	*	OK	OK	*	204	209
CP 140	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	81
CP 160	X	X	X	X	X	X	OK	X	X	----	93
CP 180	X	X	X	X	X	X	OK	X	X	----	105
CP 200	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	147
CP 220	X	X	X	X	X	X	OK	X	X	----	162
CP 240	X	X	X	X	X	X	OK	X	X	----	193
CP 260	X	X	X	X	X	X	OK	X	X	----	209

- OK** La Sección es Compacta Sísmica
- X** La Sección no es Compacta Sísmica
- \*** La Sección es Compacta Sísmica hasta el valor de P<sub>U</sub>máx

Comentario: La Sección del Arriostramientos solo debe ser Compacta

**Tabla de Uso A4: Perfiles VP y CP con Sección Compactas Sísmicas para cada elemento (F<sub>y</sub> = 2 500 Kg/cm<sup>2</sup>).**

Perfil	SMF			SCBF			EBF			P <sub>U</sub> <sub>máx</sub> (Ton)	φP <sub>y</sub> (Ton)
	Viga	Columna		Arriostramientos	Columna		Arriostramientos (Ver Comentario)	Eslabón			
		$\frac{P_u}{\phi P_y} \leq 0.125$	$\frac{P_u}{\phi P_y} > 0.125$		$\frac{P_u}{\phi P_y} \leq 0.125$	$\frac{P_u}{\phi P_y} > 0.125$		$\frac{P_u}{\phi P_y} \leq 0.125$	$\frac{P_u}{\phi P_y} > 0.125$		
IPE 80	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	27
IPE 100	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	36
IPE 120	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	46
IPE 140	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	57
IPE 160	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	70
IPE 180	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	84
IPE 200	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	100
IPE 220	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	117
IPE 240	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	137
IPE 270	OK	OK	*	OK	OK	*	OK	OK	*	153	161
IPE 300	OK	OK	*	OK	OK	*	OK	OK	*	169	188
IPE 330	OK	OK	*	OK	OK	*	OK	OK	*	184	219
IPE 360	OK	OK	*	OK	OK	*	OK	OK	*	205	254
IPE 400	OK	OK	*	OK	OK	*	OK	OK	*	222	296
IPE 450	OK	OK	*	OK	OK	*	OK	OK	*	241	346
IPE 500	OK	OK	*	OK	OK	*	OK	OK	*	267	406
IPE 550	OK	OK	*	OK	OK	*	OK	OK	*	299	469
IPE 600	OK	OK	*	OK	OK	*	OK	OK	*	340	546

- OK** La Sección es Compacta Sísmica
  - X** La Sección no es Compacta Sísmica
  - \*** La Sección es Compacta Sísmica hasta el valor de P<sub>U</sub><sub>máx</sub>
- Comentario: La Sección del Arriostramientos solo debe ser Compacta

**Tabla de Uso A5: Perfiles IPE con Sección Compactas Sísmicas para cada elemento (F<sub>y</sub> = 3 500 Kg/cm<sup>2</sup>).**

Perfil	SMF			SCBF			EBF			P <sub>U</sub> máx (Ton)	φP <sub>y</sub> (Ton)
	Viga	Columna		Arriostramientos	Columna		Arriostramientos (Ver Comentario)	Eslabón			
		$\frac{P_u}{\phi P_y} \leq 0.125$	$\frac{P_u}{\phi P_y} > 0.125$		$\frac{P_u}{\phi P_y} \leq 0.125$	$\frac{P_u}{\phi P_y} > 0.125$		$\frac{P_u}{\phi P_y} \leq 0.125$	$\frac{P_u}{\phi P_y} > 0.125$		
HEA 100	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	74
HEA 120	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	89
HEA 140	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	110
HEA 160	X	X	X	X	X	X	OK	X	X	----	136
HEA 180	X	X	X	X	X	X	X	X	X	----	159
HEA 200	X	X	X	X	X	X	X	X	X	----	188
HEA 220	X	X	X	X	X	X	X	X	X	----	225
HEA 240	X	X	X	X	X	X	X	X	X	----	269
HEA 260	X	X	X	X	X	X	X	X	X	----	304
HEA 280	X	X	X	X	X	X	X	X	X	----	341
HEA 300	X	X	X	X	X	X	X	X	X	----	396
HEA 320	X	X	X	X	X	X	X	X	X	----	434
HEA 340	X	X	X	X	X	X	OK	X	X	----	466
HEA 360	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	501
HEA 400	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	557
HEA 450	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	623
HEA 500	OK	OK	*	OK	OK	*	OK	OK	*	680	693
HEA 550	OK	OK	*	OK	OK	*	OK	OK	*	664	742
HEA 600	OK	OK	*	OK	OK	*	OK	OK	*	645	791
HEA 650	OK	OK	*	OK	OK	*	OK	OK	*	629	847
HEA 700	OK	OK	*	OK	OK	*	OK	OK	*	665	910
HEA 800	OK	OK	*	OK	OK	*	OK	OK	*	547	1.001
HEA 900	OK	OK	*	OK	OK	*	OK	OK	*	493	1.124
HEA 1000	OK	OK	*	OK	OK	*	OK	OK	*	340	1.215

- OK** La Sección es Compacta Sísmica
- X** La Sección no es Compacta Sísmica
- \*** La Sección es Compacta Sísmica hasta el valor de P<sub>U</sub>máx

Comentario: La Sección del Arriostramientos solo debe ser Compacta

**Tabla de Uso A6: Perfiles HEA con Sección Compactas Sísmicas para cada elemento (F<sub>y</sub> = 3 500 Kg/cm<sup>2</sup>).**

Perfil	SMF			SCBF			EBF			P <sub>U</sub> máx (Ton)	φP <sub>y</sub> (Ton)
	Viga	Columna		Arriostramientos	Columna		Arriostramientos (Ver Comentario)	Eslabón			
		$\frac{P_u}{\phi P_y} \leq 0.125$	$\frac{P_u}{\phi P_y} > 0.125$		$\frac{P_u}{\phi P_y} \leq 0.125$	$\frac{P_u}{\phi P_y} > 0.125$		$\frac{P_u}{\phi P_y} \leq 0.125$	$\frac{P_u}{\phi P_y} > 0.125$		
HEB 100	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	91
HEB 120	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	119
HEB 140	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	151
HEB 160	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	190
HEB 180	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	229
HEB 200	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	273
HEB 220	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	319
HEB 240	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	371
HEB 260	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	413
HEB 280	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	459
HEB 300	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	522
HEB 320	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	564
HEB 340	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	599
HEB 360	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	634
HEB 400	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	693
HEB 450	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	763
HEB 500	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	837
HEB 550	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	889
HEB 600	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	945
HEB 650	OK	OK	*	OK	OK	*	OK	OK	*	991	1.001
HEB 700	OK	OK	*	OK	OK	*	OK	OK	*	1035	1.071
HEB 800	OK	OK	*	OK	OK	*	OK	OK	*	937	1.169
HEB 900	OK	OK	*	OK	OK	*	OK	OK	*	902	1.299
HEB 1000	OK	OK	*	OK	OK	*	OK	OK	*	770	1.400

- OK** La Sección es Compacta Sísmica
- X** La Sección no es Compacta Sísmica
- \*** La Sección es Compacta Sísmica hasta el valor de P<sub>U</sub>máx
- Comentario: La Sección del Arriostramientos solo debe ser Compacta

**Tabla de Uso A7: Perfiles HEB con Sección Compactas Sísmicas para cada elemento (F<sub>y</sub> = 3 500 Kg/cm<sup>2</sup>).**

Perfil	SMF			SCBF			EBF			P <sub>U</sub> máx (Ton)	φP <sub>y</sub> (Ton)
	Viga	Columna		Arriostramientos	Columna		Arriostramientos (Ver Comentario)	Eslabón			
		$\frac{P_u}{\phi P_y} \leq 0.125$	$\frac{P_u}{\phi P_y} > 0.125$		$\frac{P_u}{\phi P_y} \leq 0.125$	$\frac{P_u}{\phi P_y} > 0.125$		$\frac{P_u}{\phi P_y} \leq 0.125$	$\frac{P_u}{\phi P_y} > 0.125$		
VP 120	X	X	X	X	X	X	X	X	X	42	43
VP 140	OK	OK	*	OK	OK	*	OK	OK	*	43	55
VP 160	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	73
VP 175	X	X	X	X	X	X	X	X	X	----	78
VP 200	OK	OK	*	OK	OK	*	OK	OK	*	92	107
VP 250	OK	OK	*	OK	OK	*	OK	OK	*	59	131
VP 300	OK	OK	*	OK	OK	*	OK	OK	*	120	184
VP 350	OK	OK	*	OK	OK	*	OK	OK	*	75	216
VP 400	OK	X	*	OK	X	*	OK	X	*	11	247
VP 420	OK	OK	*	OK	OK	*	OK	OK	*	212	293
CP 140	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	114
CP 160	X	X	X	X	X	X	OK	X	X	----	131
CP 180	X	X	X	X	X	X	X	X	X	----	147
CP 200	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	----	205
CP 220	X	X	X	X	X	X	OK	X	X	----	226
CP 240	X	X	X	X	X	X	X	X	X	----	270
CP 260	X	X	X	X	X	X	X	X	X	----	293

- OK** La Sección es Compacta Sísmica
- X** La Sección no es Compacta Sísmica
- \*** La Sección es Compacta Sísmica hasta el valor de P<sub>U</sub>máx

Comentario: La Sección del Arriostramientos solo debe ser Compacta

**Tabla de Uso A8: Perfiles VP y CP con Sección Compactas Sísmicas para cada elemento (F<sub>y</sub> = 3 500 Kg/cm<sup>2</sup>).**

Perfil	1.1 R <sub>y</sub> M <sub>b</sub> (Ton-m)	Columnas					Vigas		
		Pandeo Local	P <sub>U</sub> máx (Ton)	Zona Panel φR <sub>n</sub> (φ=1.0)			Pandeo Local	Arriostramiento Lateral	
				φR <sub>v1</sub> (Ton)	φR <sub>v2</sub> (Ton-mm)	0.75P <sub>y</sub> (Ton)		L <sub>b</sub> máx (m)	0.02 M <sub>y</sub> /h <sub>o</sub> (Ton)
IPE 80	95,8	OK	----	456	5.597	14	OK	0,76	15,52
IPE 100	162,5	OK	----	615	8.041	19	OK	0,90	20,89
IPE 120	250,4	OK	----	792	11.431	25	OK	1,05	26,70
IPE 140	364,4	OK	----	987	15.640	31	OK	1,19	33,18
IPE 160	510,8	OK	----	1.200	20.206	38	OK	1,33	40,57
IPE 180	686,4	OK	----	1.431	26.208	45	OK	1,48	48,37
IPE 200	909,9	OK	----	1.680	32.513	53	OK	1,61	57,59
IPE 220	1.177,0	OK	----	1.947	41.897	63	OK	1,79	67,68
IPE 240	1.511,9	OK	----	2.232	51.862	73	OK	1,94	79,61
IPE 270	1.996,0	OK	----	2.673	63.204	86	OK	2,18	93,12
IPE 300	2.591,5	OK	----	3.195	77.281	101	OK	2,42	108,58
IPE 330	3.317,0	OK	----	3.713	95.220	117	OK	2,56	126,24
IPE 360	4.203,1	OK	----	4.320	123.387	136	OK	2,74	146,69
IPE 400	5.390,6	*	210	5.160	147.623	158	OK	2,85	169,06
IPE 450	7.018,5	*	235	6.345	182.252	185	OK	2,98	195,39
IPE 500	9.049,4	*	266	7.650	230.400	218	OK	3,11	226,63
IPE 550	11.494,4	*	301	9.158	279.569	251	OK	3,21	261,50
IPE 600	14.486,6	*	346	10.800	357.390	293	OK	3,37	302,23
HEA 100	342,2	OK	----	720	28.800	40	OK	1,81	47,13
HEA 120	492,6	OK	----	855	34.560	47	OK	2,18	56,33
HEA 140	715,4	OK	----	1.097	45.518	59	OK	2,54	69,65
HEA 360	8.612,1	OK	----	5.250	413.438	268	OK	5,37	313,95

Tabla de Uso B1: Valores Típicos para el Diseño en Sistemas SMF 1 de 3 (F<sub>y</sub> = 2 500 Kg/cm<sup>2</sup>).

Perfil	1.1 R <sub>y</sub> M <sub>b</sub> (Ton-m)	Columnas					Vigas		
		Pandeo Local	P <sub>U</sub> máx (Ton)	Zona Panel φR <sub>n</sub> (φ=1.0)			Pandeo Local	Arriostramiento Lateral	
				φR <sub>v1</sub> (Ton)	φR <sub>v2</sub> (Ton-mm)	0.75P <sub>y</sub> (Ton)		L <sub>b</sub> máx (m)	0.02 M <sub>y</sub> /h <sub>o</sub> (Ton)
HEA 400	10.564,5	OK	----	6.435	487.350	298	OK	5,30	345,16
HEA 450	13.262,6	OK	----	7.590	595.350	334	OK	5,27	383,67
HEA 500	16.286,1	OK	----	8.820	714.150	371	OK	5,23	422,71
HEA 550	19.062,1	OK	----	10.125	777.600	398	OK	5,17	447,78
HEA 600	22.067,4	OK	----	11.505	843.750	424	OK	5,09	473,42
HEA 650	25.309,3	*	598	12.960	912.600	454	OK	5,03	499,64
HEA 700	29.003,4	*	636	15.008	984.150	488	OK	4,94	530,25
HEA 800	35.881,4	*	588	17.775	1.058.400	536	OK	4,80	570,77
HEA 900	44.591,6	*	587	21.360	1.215.000	602	OK	4,70	628,49
HEA 1000	52.896,6	*	518	24.503	1.297.350	651	OK	4,59	668,58
HEB 100	429,6	OK	----	900	45.000	49	OK	1,83	57,86
HEB 120	681,2	OK	----	1.170	65.340	64	OK	2,21	75,76
HEB 140	1.012,1	OK	----	1.470	90.720	81	OK	2,59	95,85
HEB 160	1.459,6	OK	----	1.920	121.680	102	OK	2,93	120,36
HEB 180	1.985,5	OK	----	2.295	158.760	122	OK	3,30	144,98
HEB 200	2.649,6	OK	----	2.700	202.500	146	OK	3,79	173,61
HEB 220	3.410,7	OK	----	3.135	253.440	171	OK	4,04	202,66
HEB 240	4.342,9	OK	----	3.600	312.120	199	OK	4,39	236,06
HEB 260	5.290,0	OK	----	3.900	358.313	221	OK	4,75	264,42
HEB 280	6.327,5	OK	----	4.410	408.240	246	OK	5,12	292,74
HEB 300	7.705,4	OK	----	4.950	487.350	279	OK	5,48	332,38
HEB 320	8.862,7	OK	----	5.520	567.338	302	OK	5,47	358,69

Tabla de Uso B2: Valores Típicos para el Diseño en Sistemas SMF 2 de 3 (F<sub>y</sub> = 2 500 Kg/cm<sup>2</sup>).

Perfil	1.1 R <sub>y</sub> M <sub>b</sub> (Ton-m)	Columnas					Vigas		
		Pandeo Local	P <sub>U</sub> máx (Ton)	Zona Panel φR <sub>n</sub> (φ=1.0)			Pandeo Local	Arriostramiento Lateral	
				φR <sub>v1</sub> (Ton)	φR <sub>v2</sub> (Ton-mm)	0.75P <sub>y</sub> (Ton)		L <sub>b</sub> máx (m)	0.02 M <sub>y</sub> /h <sub>o</sub> (Ton)
HEB 340	9.930,5	OK	----	6.120	624.038	321	OK	5,44	377,93
HEB 360	11.064,4	OK	----	6.750	683.438	339	OK	5,41	397,38
HEB 400	13.328,0	OK	----	8.100	777.600	371	OK	5,35	429,66
HEB 450	16.424,4	OK	----	9.450	912.600	409	OK	5,30	469,54
HEB 500	19.857,2	OK	----	10.875	1.058.400	448	OK	5,25	509,94
HEB 550	23.058,4	OK	----	12.375	1.135.350	476	OK	5,18	536,46
HEB 600	26.500,8	OK	----	13.950	1.215.000	506	OK	5,11	563,55
HEB 650	30.191,6	OK	----	15.600	1.297.350	536	OK	5,06	591,21
HEB 700	34.346,5	OK	----	17.850	1.382.400	574	OK	4,96	623,24
HEB 800	42.189,5	OK	----	21.000	1.470.150	626	OK	4,83	666,74
HEB 900	51.905,4	*	879	24.975	1.653.750	696	OK	4,72	727,35
HEB 1000	61.273,4	*	825	28.500	1.749.600	750	OK	4,61	770,44
VP 140	382,3	OK	----	630	16.200	30	OK	1,81	34,59
VP 160	516,7	OK	----	1.440	16.200	39	OK	1,58	40,67
VP 200	1.040,1	OK	----	1.350	45.563	58	OK	2,23	66,01
VP 250	1.591,8	*	69	1.688	54.675	70	OK	2,66	80,06
VP 300	2.609,7	*	120	2.700	97.200	99	OK	2,59	109,84
VP 350	3.585,5	*	101	3.150	113.400	116	OK	3,01	128,58
VP 400	4.716,0	*	71	3.600	129.600	132	OK	3,44	147,33
VP 420	5.494,6	*	204	5.670	129.600	157	OK	3,16	163,24
CP 140	773,0	OK	----	1.260	51.030	61	OK	2,57	71,52
CP 200	2.052,9	OK	----	1.800	129.600	110	OK	3,78	132,36

Tabla de Uso B3: Valores Típicos para el Diseño en Sistemas SMF 3 de 3 (F<sub>y</sub> = 2 500 Kg/cm<sup>2</sup>).

Perfil	1.1 R <sub>y</sub> M <sub>p</sub> (Ton-m)	Columnas					Vigas		
		Pandeo Local	P <sub>u</sub> <sub>máx</sub> (Ton)	Zona Panel φR <sub>n</sub> (φ=1.0)			Pandeo Local	Arriostramiento Lateral	
				φR <sub>v1</sub> (Ton)	φR <sub>v2</sub> (Ton-mm)	0.75P <sub>y</sub> (Ton)		L <sub>b</sub> <sub>máx</sub> (m)	0.02 M <sub>p</sub> /h <sub>o</sub> (Ton)
IPE 80	98,3	OK	----	638	7.836	20	OK	0,54	21,72
IPE 100	166,8	OK	----	861	11.258	27	OK	0,64	29,24
IPE 120	257,1	OK	----	1.109	16.003	35	OK	0,75	37,38
IPE 140	374,1	OK	----	1.382	21.896	43	OK	0,85	46,46
IPE 160	524,4	OK	----	1.680	28.289	53	OK	0,95	56,80
IPE 180	704,7	OK	----	2.003	36.691	63	OK	1,06	67,72
IPE 200	934,1	OK	----	2.352	45.518	75	OK	1,15	80,63
IPE 220	1.208,4	OK	----	2.726	58.656	88	OK	1,28	94,75
IPE 240	1.552,2	OK	----	3.125	72.606	103	OK	1,39	111,45
IPE 270	2.049,2	*	153	3.742	88.486	120	OK	1,56	130,37
IPE 300	2.660,6	*	169	4.473	108.193	141	OK	1,73	152,01
IPE 330	3.405,5	*	184	5.198	133.308	164	OK	1,83	176,73
IPE 360	4.315,2	*	205	6.048	172.742	191	OK	1,96	205,37
IPE 400	5.534,4	*	222	7.224	206.672	222	OK	2,04	236,68
IPE 450	7.205,7	*	241	8.883	255.153	259	OK	2,13	273,55
IPE 500	9.290,7	*	267	10.710	322.560	305	OK	2,22	317,28
IPE 550	11.800,9	*	299	12.821	391.396	352	OK	2,30	366,10
IPE 600	14.872,9	*	340	15.120	500.346	410	OK	2,40	423,12

Tabla de Uso B4: Valores Típicos para el Diseño en Sistemas SMF 1 de 3 (F<sub>y</sub> = 3 500 Kg/cm<sup>2</sup>).

Perfil	1.1 R <sub>y</sub> M <sub>b</sub> (Ton-m)	Columnas					Vigas		
		Pandeo Local	P <sub>u</sub> máx (Ton)	Zona Panel φR <sub>n</sub> (φ=1.0)			Pandeo Local	Arriostamiento Lateral	
				φR <sub>v1</sub> (Ton)	φR <sub>v2</sub> (Ton-mm)	0.75P <sub>y</sub> (Ton)		L <sub>b</sub> máx (m)	0.02 M <sub>p</sub> /h <sub>o</sub> (Ton)
HEA 100	351,3	OK	----	1.008	40.320	56	OK	1,30	65,98
HEA 120	505,8	OK	----	1.197	48.384	66	OK	1,56	78,87
HEA 140	734,5	OK	----	1.536	63.725	82	OK	1,82	97,51
HEA 1000	54.307,2	OK	----	34.304	1.816.290	375	OK	3,28	936,02
HEB 100	441,1	OK	----	1.260	63.000	417	OK	1,31	81,01
HEB 120	699,4	OK	----	1.638	91.476	467	OK	1,58	106,06
HEB 140	1.039,1	*	680	2.058	127.008	520	OK	1,85	134,18
HEB 160	1.498,5	*	664	2.688	170.352	557	OK	2,09	168,50
HEB 180	2.038,4	*	645	3.213	222.264	593	OK	2,36	202,97
HEB 200	2.720,3	*	629	3.780	283.500	635	OK	2,70	243,05
HEB 220	3.501,7	*	665	4.389	354.816	683	OK	2,88	283,72
HEB 240	4.458,7	*	547	5.040	436.968	751	OK	3,14	330,48
HEB 260	5.431,0	*	493	5.460	501.638	843	OK	3,40	370,18
HEB 280	6.496,2	*	340	6.174	571.536	911	OK	3,66	409,83
HEB 300	7.910,9	OK	----	6.930	682.290	68	OK	3,91	465,33
HEB 320	9.099,1	OK	----	7.728	794.273	89	OK	3,91	502,16
HEB 340	10.195,4	OK	----	8.568	873.653	113	OK	3,89	529,10
HEB 360	11.359,5	OK	----	9.450	956.813	143	OK	3,86	556,33

Tabla de Uso B5: Valores Típicos para el Diseño en Sistemas SMF 2 de 3 (F<sub>y</sub> = 3 500 Kg/cm<sup>2</sup>).

Perfil	1.1 R <sub>y</sub> M <sub>p</sub> (Ton-m)	Columnas					Vigas		
		Pandeo Local	P <sub>U</sub> máx (Ton)	Zona Panel φR <sub>n</sub> (φ=1.0)			Pandeo Local	Arriostramiento Lateral	
				φR <sub>v1</sub> (Ton)	φR <sub>v2</sub> (Ton-mm)	0.75P <sub>y</sub> (Ton)		L <sub>b</sub> máx (m)	0.02 M <sub>p</sub> /h <sub>o</sub> (Ton)
HEB 400	13.683,4	OK	----	11.340	1.088.640	171	OK	3,82	601,52
HEB 450	16.862,4	OK	----	13.230	1.277.640	205	OK	3,78	657,35
HEB 500	20.386,7	OK	----	15.225	1.481.760	239	OK	3,75	713,92
HEB 550	23.673,2	OK	----	17.325	1.589.490	278	OK	3,70	751,04
HEB 600	27.207,5	OK	----	19.530	1.701.000	310	OK	3,65	788,97
HEB 650	30.996,7	OK	----	21.840	1.816.290	344	OK	3,61	827,69
HEB 700	35.262,4	OK	----	24.990	1.935.360	391	OK	3,54	872,53
HEB 800	43.314,5	OK	----	29.400	2.058.210	423	OK	3,45	933,43
HEB 900	53.289,6	OK	----	34.965	2.315.250	449	OK	3,37	1.018,29
HEB 1000	62.907,3	OK	----	39.900	2.449.440	475	OK	3,29	1.078,62
VP 140	392,5	OK	----	882	22.680	520	OK	1,30	48,42
VP 160	530,5	OK	----	2.016	22.680	572	OK	1,13	56,93
VP 200	1.067,8	OK	----	1.890	63.788	627	OK	1,59	92,41
VP 250	1.634,3	OK	----	2.363	76.545	667	OK	1,90	112,09
VP 300	2.679,3	OK	----	3.780	136.080	709	OK	1,85	153,77
VP 350	3.681,1	*	991	4.410	158.760	751	OK	2,15	180,01
VP 400	4.841,7	*	1035	5.040	181.440	803	OK	2,46	206,26
VP 420	5.641,2	*	937	7.938	181.440	877	OK	2,26	228,54
CP 140	793,6	*	902	1.764	71.442	974	OK	1,84	100,13
CP 200	2.107,6	*	770	2.520	181.440	1.050	OK	2,70	185,30

Tabla de Uso B6: Valores Típicos para el Diseño en Sistemas SMF 3 de 3 (F<sub>y</sub> = 3 500 Kg/cm<sup>2</sup>).

Perfil	P <sub>u</sub> máx (Ton)	P <sub>y</sub> (Ton)	0.15 P <sub>y</sub> (Ton)	Fuerzas en eslabón			Long. para rotación máx y separación de rigidizadores (mm)			Fuerza en Arriost. Lateral (Kg) 0.06 M <sub>r</sub> /h <sub>o</sub>	Rigidizadores			
				M <sub>p</sub> (Kg-m)	V <sub>p</sub> (Kg)	2M <sub>p</sub> /V <sub>p</sub> (mm)	1.6 M <sub>p</sub> /V <sub>p</sub>	2.6 M <sub>p</sub> /V <sub>p</sub>	5 M <sub>p</sub> /V <sub>p</sub>		t <sub>min</sub> (mm)	Espaciamiento		
												30t <sub>w</sub> - d/5	52t <sub>w</sub> - d/5	1.5b <sub>f</sub>
IPE 80	----	21	3	587	4015	293	234	380	731	518	10	98	182	69
IPE 100	----	29	4	997	5514	361	289	470	904	698	10	103	193	83
IPE 120	----	37	6	1536	7173	428	343	557	1071	892	10	108	205	96
IPE 140	----	46	7	2235	9004	496	397	645	1241	1108	10	113	216	110
IPE 160	----	56	8	3133	11021	569	455	739	1421	1355	10	118	228	123
IPE 180	----	66	10	4210	13194	638	510	830	1595	1615	10	123	240	137
IPE 200	----	79	12	5581	15556	717	574	933	1794	1923	10	128	251	150
IPE 220	----	93	14	7219	18056	800	640	1040	1999	2260	10	133	263	165
IPE 240	----	109	16	9273	20743	894	715	1162	2235	2659	10	138	274	180
IPE 270	----	128	19	12242	25007	979	783	1273	2448	3110	10	144	289	203
IPE 300	----	149	22	15894	30027	1059	847	1376	2647	3626	10	153	309	225
IPE 330	----	174	26	20344	34952	1164	931	1513	2910	4216	10	159	324	240
IPE 360	----	202	30	25779	40634	1269	1015	1650	3172	4899	10	168	344	255
IPE 400	210	235	35	33062	48694	1358	1086	1765	3395	5646	10	178	367	270
IPE 450	235	274	41	43047	60045	1434	1147	1864	3585	6525	10	192	399	285
IPE 500	266	322	48	55503	72463	1532	1226	1991	3830	7569	10	206	430	300
IPE 550	301	372	56	70499	86878	1623	1298	2110	4057	8733	10	223	467	315
IPE 600	346	433	65	88851	102374	1736	1389	2257	4340	10093	10	240	504	330
HEA 100	----	59	9	2099	6072	691	553	899	1728	1574	10	131	241	150
HEA 120	----	70	11	3022	7438	812	650	1056	2031	1881	10	127	237	180
HEA 140	----	87	13	4388	9685	906	725	1178	2265	2326	10	138	259	210
HEA 360	----	397	60	52821	47817	2209	1767	2872	5523	10485	10	230	450	450

Nota: No se incluyen los perfiles que no cumplen con requisitos de Compacto Sísmico.

**Tabla de Uso C1: Valores de Diseño del Eslabón en Sistemas EBF 1 de 3 (F<sub>y</sub> = 2 500 Kg/cm<sup>2</sup>).**

Perfil	P <sub>U</sub> máx (Ton)	P <sub>y</sub> (Ton)	0.15 P <sub>y</sub> (Ton)	Fuerzas en eslabón			Long. para rotación máx y separación de rigidizadores (mm)			Fuerza en Arriost. Lateral (Kg)	Rigidizadores			
				M <sub>p</sub> (Kg-m)	V <sub>p</sub> (Kg)	2M <sub>p</sub> /V <sub>p</sub> (mm)	1.6 M <sub>p</sub> /V <sub>p</sub>	2.6 M <sub>p</sub> /V <sub>p</sub>	5 M <sub>p</sub> /V <sub>p</sub>		0.06 M <sub>r</sub> /h <sub>o</sub>	t <sub>min</sub> (mm)	Espaciamiento	
										30t <sub>w</sub> - d/5			52t <sub>w</sub> - d/5	1.5b <sub>f</sub>
HEA 400	-----	442	66	64796	58777	2205	1764	2866	5512	11527	10	252	494	450
HEA 450	-----	494	74	81344	69479	2342	1873	3044	5854	12813	10	257	510	450
HEA 500	-----	550	83	99888	80879	2470	1976	3211	6175	14117	10	262	526	450
HEA 550	-----	589	88	116914	93357	2505	2004	3256	6262	14954	10	267	542	450
HEA 600	-----	628	94	135347	106564	2540	2032	3302	6351	15810	10	272	558	450
HEA 650	598	672	101	155230	120499	2576	2061	3349	6441	16686	10	277	574	450
HEA 700	636	722	108	177887	139990	2541	2033	3304	6354	17708	11	297	616	450
HEA 800	588	794	119	220073	167132	2634	2107	3424	6584	19061	11	292	622	450
HEA 900	587	892	134	273495	201590	2713	2171	3527	6783	20989	12	302	654	450
HEA 1000	518	964	145	324432	232436	2792	2233	3629	6979	22328	12	297	660	450
HEB 100	-----	72	11	2635	7286	723	579	940	1808	1932	10	160	292	150
HEB 120	-----	94	14	4178	9670	864	691	1123	2161	2530	10	171	314	180
HEB 140	-----	119	18	6208	12326	1007	806	1309	2518	3201	10	182	336	210
HEB 160	-----	151	23	8952	16273	1100	880	1430	2751	4019	10	208	384	240
HEB 180	-----	181	27	12178	19613	1242	993	1614	3105	4842	10	219	406	270
HEB 200	-----	217	33	16251	23225	1399	1120	1819	3499	5798	10	230	428	300
HEB 220	-----	253	38	20919	27111	1543	1235	2006	3858	6768	10	241	450	330
HEB 240	-----	294	44	26636	31271	1704	1363	2215	4259	7883	10	252	472	360
HEB 260	-----	328	49	32445	34155	1900	1520	2470	4750	8830	10	248	468	390
HEB 280	-----	364	55	38809	38891	1996	1597	2594	4989	9776	10	259	490	420
HEB 300	-----	414	62	47260	43749	2161	1728	2809	5401	11100	10	270	512	450
HEB 320	-----	447	67	54358	48705	2232	1786	2902	5580	11979	10	281	534	450

Nota: No se incluyen los perfiles que no cumplen con requisitos de Compacto Sísmico.

**Tabla de Uso C2: Valores de Diseño del Eslabón en Sistemas EBF 2 de 3 (F<sub>y</sub> = 2 500 Kg/cm<sup>2</sup>).**

Perfil	P <sub>u</sub> máx (Ton)	P <sub>y</sub> (Ton)	0.15 P <sub>y</sub> (Ton)	Fuerzas en eslabón			Long. para rotación máx y separación de rigidizadores (mm)			Fuerza en Arriost. Lateral (Kg)  0.06 M <sub>p</sub> /h <sub>o</sub>	Rigidizadores			
				M <sub>p</sub> (Kg-m)	V <sub>p</sub> (Kg)	2M <sub>p</sub> /V <sub>p</sub> (mm)	1.6 M <sub>p</sub> /V <sub>p</sub>	2.6 M <sub>p</sub> /V <sub>p</sub>	5 M <sub>p</sub> /V <sub>p</sub>		t <sub>min</sub> (mm)	Espaciamiento		
												30t <sub>w</sub> - d/5	52t <sub>w</sub> - d/5	1.5b <sub>f</sub>
HEB 340	-----	475	71	60907	54102	2252	1801	2927	5629	12621	10	292	556	450
HEB 360	-----	503	75	67862	59771	2271	1817	2952	5677	13271	10	303	578	450
HEB 400	-----	550	83	81745	72135	2266	1813	2946	5666	14349	10	325	622	450
HEB 450	-----	606	91	100736	84583	2382	1906	3097	5955	15681	11	330	638	450
HEB 500	-----	664	100	121791	97729	2492	1994	3240	6231	17030	11	335	654	450
HEB 550	-----	706	106	141425	112028	2525	2020	3282	6312	17916	11	340	670	450
HEB 600	-----	750	113	162538	127057	2559	2047	3326	6396	18820	12	345	686	450
HEB 650	-----	794	119	185175	142813	2593	2075	3371	6483	19744	12	350	702	450
HEB 700	-----	850	128	210659	164126	2567	2054	3337	6418	20814	13	370	744	450
HEB 800	-----	928	139	258762	194987	2654	2123	3450	6635	22266	13	365	750	450
HEB 900	879	1031	155	318353	233089	2732	2185	3551	6829	24291	14	375	782	450
HEB 1000	825	1111	167	375810	267654	2808	2247	3651	7020	25730	14	370	788	450
VP 140	-----	44	7	2345	5829	805	644	1046	2011	1155	10	62	128	150
VP 160	-----	58	9	3169	13480	470	376	611	1175	1358	10	148	280	150
VP 200	-----	85	13	6379	12432	1026	821	1334	2566	2204	10	95	194	188
VP 250	69	104	16	9763	15848	1232	986	1602	3080	2674	10	85	184	225
VP 300	120	146	22	16006	25138	1273	1019	1656	3184	3668	10	120	252	225
VP 350	101	171	26	21991	29692	1481	1185	1926	3703	4294	10	110	242	263
VP 400	71	196	29	28925	34246	1689	1351	2196	4223	4920	10	100	232	300
VP 420	204	232	35	33701	54102	1246	997	1620	3115	5452	10	186	384	300
CP 140	-----	90	14	4741	11112	853	683	1109	2133	2389	10	152	284	210
CP 200	-----	163	24	12591	16030	1571	1257	2042	3927	4420	10	140	272	300

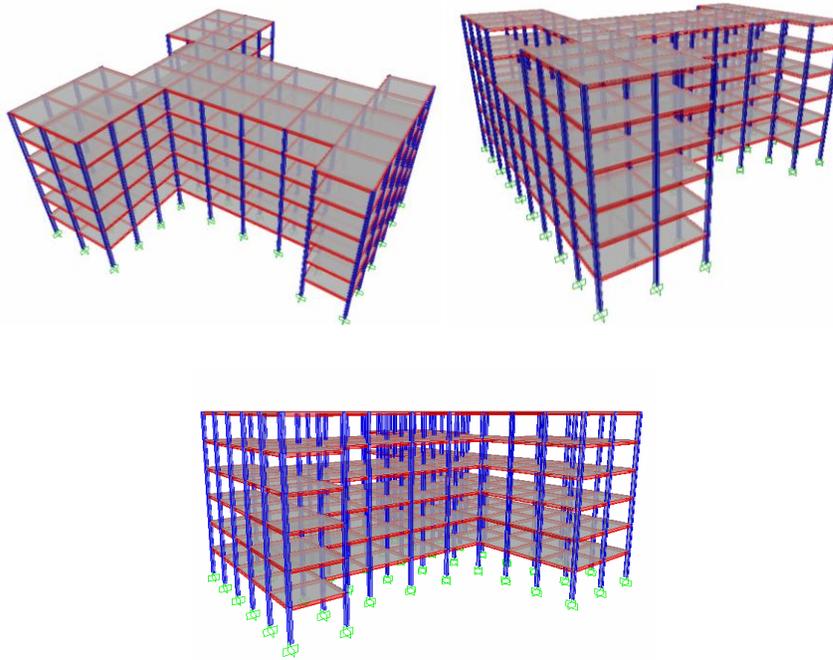
Nota: No se incluyen los perfiles que no cumplen con requisitos de Compacto Sísmico.

**Tabla de Uso C3: Valores de Diseño del Eslabón en Sistemas EBF 3 de 3 (F<sub>y</sub> = 2 500 Kg/cm<sup>2</sup>).**

## Ejemplos de Aplicación: Memoria Descriptiva

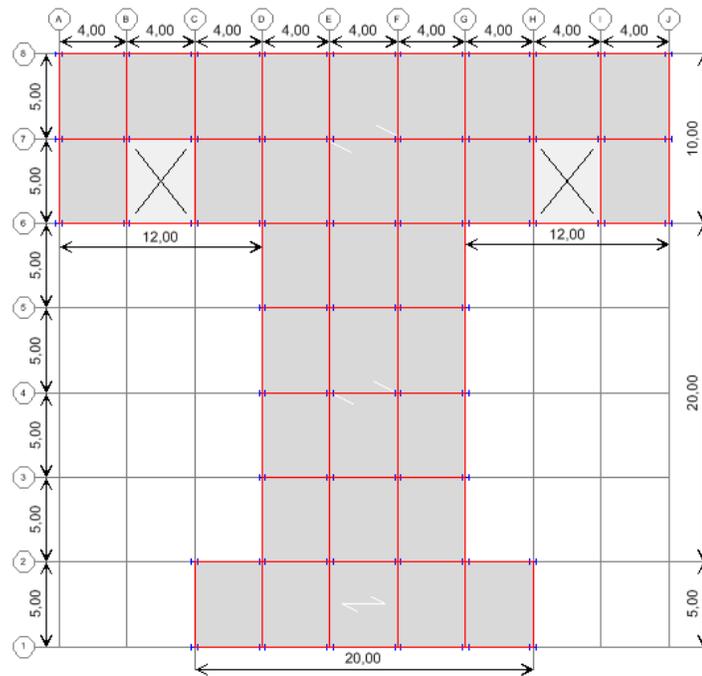
- **Descripción General del Proyecto:**

El proyecto consiste en una edificación en acero estructural de 6 niveles cuyas plantas tienen una configuración de especie de T, destinada a una edificación educacional pública.

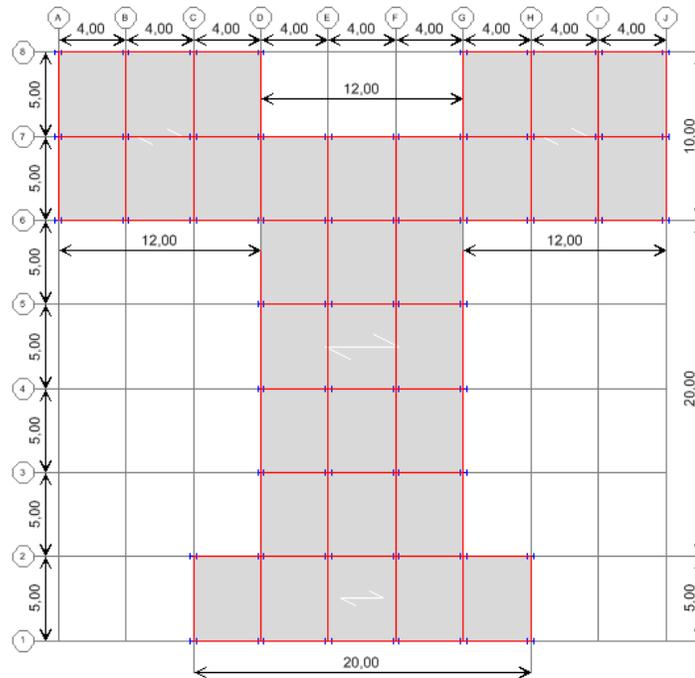


### Vistas de la Edificación

Las plantas de la edificación están conformadas por un sistema de piso que posee una losacero, armada en la dirección menor. Las plantas tienen una dimensión de 36.00 metros en la dirección X y de 35.00 metros en la dirección Y. La altura de los entrepisos es de 2.90 metros y la altura total 17.40 metros. A continuación se presentan las configuraciones típicas de las plantas:



Plantas de Piso 1 a Piso 4



Plantas de Piso 5 y Techo

- **Normas Utilizadas:**

- COVENIN 1756-01 “Edificaciones Sísmicas”
- COVENIN 1618-98. “Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites”
- COVENIN 2002-88 “Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones”
- ACI 318-05 “Building Code Requirements for Structural Concrete”
- ANSI/AISC 341-05 “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings”
- ANSI/AISC 358-05 “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications”

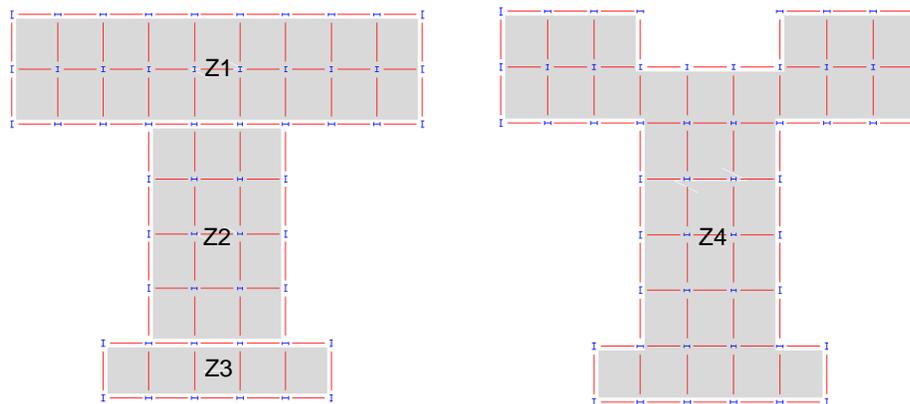
- **Materiales Usados:**

- Losacero Sigaldeck con concreto de  $210 \text{ Kg/cm}^2$
- Perfiles de Sección doble T de acero estructural ASTM A-36 y A-572 Gr 50.
- Planchas de acero estructural A-36.
- Pernos de calidad A-490 y A-325.

- **Casos de Cargas y Acciones Mínimas:**

Tomando como referencia la Norma COVENIN 2002 y la tabla del Apéndice 7, se consideraron los siguientes casos de carga con su respectivo valor por unidad de área aplicados sobre la losa en las distintas zonas señaladas:

		SCP Sobrecarga Permanente	CV Carga Variable	CVT Carga Variable de Techo
Z1	$Kg/m^2$	320	250	
Z2	$Kg/m^2$	320	300	
Z3	$Kg/m^2$	320	350	
Z4	$Kg/m^2$	320	400	
Techo	$Kg/m^2$	160		150



### Zonas de cargas en las plantas

- **Combinaciones de Cargas:**

Tomando como referencia la Norma COVENIN 1756 se determinaron las combinaciones de cargas adecuadas, señaladas en la Sección VI:

1. CU1: 1.4 CP
2. CU2: 1.2 CP + 1.6 CV + 0.5 CVT
3. CU3: 1.2 CP + 0.5 CV + 1.6 CVT
4. CU4: 1.2 CP + 0.5 CV ± SX ± 0.3 SX
5. CU5: 1.2 CP + 0.5 CV ± SY ± 0.3 SX
6. CU6: 0.9 CP ± SX ± 0.3 SY
7. CU7: 0.9 CP ± SY ± 0.3 SX

Donde:

CP = PP + SCP = Carga Permanente.

S = Acción sísmica.

En el diseño de las estructuras de aceros 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:

8. CA1:  $1.2CP + 0.5CV \pm \Omega_o S_x$
9. CA2:  $1.2CP + 0.5CV \pm \Omega_o S_y$
10. CA3.  $0.9CP \pm \Omega_o S_x$
11. CA4.  $0.9CP \pm \Omega_o S_y$

La carga sísmica amplificada 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. Para este proyecto se considero un factor de:

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

• **Sistema Estructural Adoptado:**

- 1era Propuesta: Solo pórticos en ambas direcciones con conexiones para transmitir momentos. SMF
- 2da Propuesta: Pórticos con diagonales concéntricas en ambas direcciones. SCBF
- 3era Propuesta: Pórticos con diagonales excéntricas en ambas direcciones. EBF.

- **Filosofía del Diseño:**

Se diseñaron tres propuestas con distintas configuraciones para ver cuál de éstas es la de mejor solución para la arquitectura presentada. Se elaboraron dichas propuestas siguiendo los parámetros indicados en las Normas mencionadas anteriormente. El diseño de la estructura se realizó por el Método de Estados Límites (LRFD).

Se estableció el requerimiento de que los primeros dos modos fuesen en su mayoría traslacionales, de esto depende la forma como se colocó las columnas, vigas y arriostramientos. Además se chequeó que cumplieren todos los requerimientos establecidos en las Secciones tales como derivas, período, número de modos y cortante basal.

- **Espectro de Diseño:**

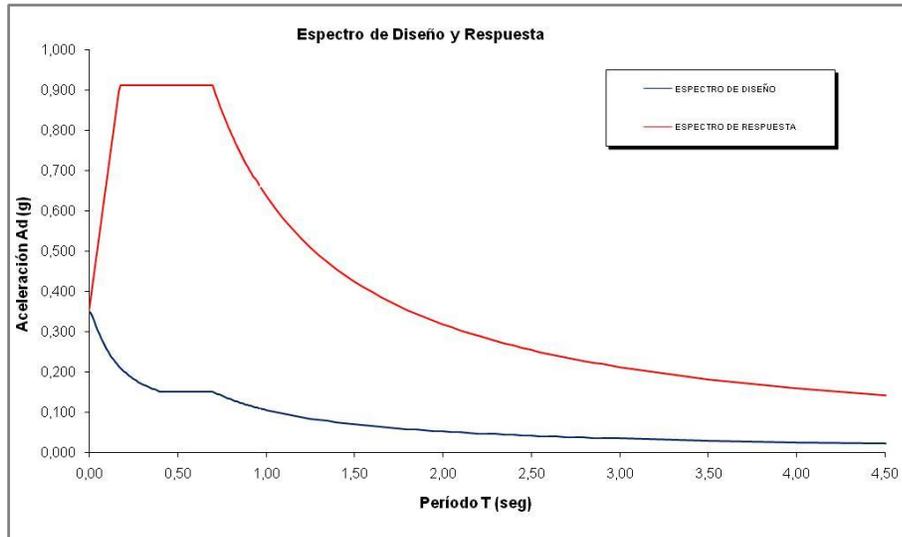
Para cada propuesta se elaboró un espectro de diseño, conforme a lo descrito por la Norma COVENIN 1756 y la Sección V de este Trabajo Especial de Grado, para representar la acción sísmica en la edificación los parámetros para obtener el espectro son:

- Grupo "A"
- Zona 5
- Suelo S2,  $\phi=0.90$

Para determinar los espectros se utilizó la Hoja de Cálculo "Edificaciones Sismorresistentes COVENIN 1756-01), teniendo como resultado lo siguiente:

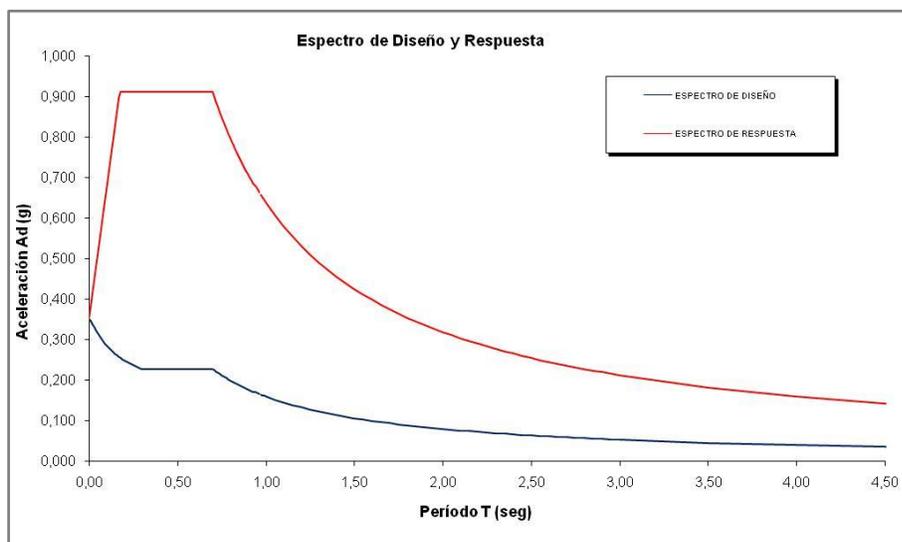
### Propuesta 1 (SMF):

- Estructura Tipo I.
- Factor de Reducción de Respuesta.  $R=6.0$



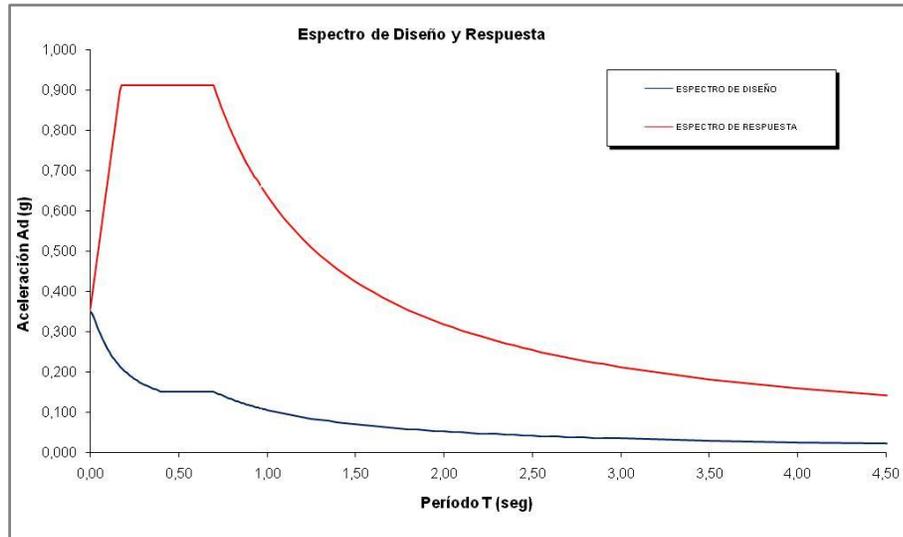
### Propuesta 2 (SCBF):

- Estructura Tipo III.
- Factor de Reducción de Respuesta.  $R=4.0$



### Propuesta 3 (EBF):

- Estructura Tipo IIIa.
- Factor de Reducción de Respuesta.  $R=6.0$



A continuación se presentan las Memorias de Cálculo para cada sistema estructural adoptado.

## Ejemplos de Aplicación: Memoria de Cálculo (SMF)

Se realizó un modelo estructural en el programa de cálculo ETABS v9 para diseñar la edificación, se modelaron las vigas y columnas como líneas y las losas como áreas, se le asignó las cargas gravitacionales y la acción sísmica, para lo cual se revisaron los criterios para el análisis dinámico de la estructura de la *Sección VII*.

- **Predimensionado de la Estructura:**

Se estableció una estructura primaria, tomando como base lineamientos de predimensionado establecidos en la *Sección IV* de este Trabajo Especial de Grado:

- Sistema de piso:

De la *Tabla IV.4* se obtiene una relación de L/h máxima de 22 y tomando la longitud máxima entre apoyos de losa como la mitad de la luz máxima L= 250cm, se obtiene una altura de losa de 11,4cm aproximando a 15cm. Chequeando con las *Tablas XIII.1 y XIII.2. "Cargas Admisibles para Losacero"*, se determinó un calibre adecuado de la losacero, tomando una carga máxima por metro cuadrado de 1050 Kg. Se tomó como definitiva una losacero **Sigaldeck Calibre 20 de espesor 15cm**.

Las correas se predimensionaron por el criterio de flecha por la Ecuación IV-12, tomando en cuenta una longitud de correa de 2500mm y el uso de una viga de transferencia de 6000mm, con un acero A-36.

$$\frac{L}{d} \leq \frac{56000}{F_y} \rightarrow d \geq 112\text{mm} \rightarrow \text{IPE 120}$$

$$\frac{L}{d} \leq \frac{56000}{F_y} \rightarrow d \geq 268\text{mm} \rightarrow \text{IPE 270}$$

- Vigas:

Para las vigas se considero la *Tabla IV.2. "Valores de altura de vigas mínima recomendada"*. Tomando la luz libre más desfavorable  $L=5000\text{mm}$ .

$$d \geq L/20 \rightarrow d \geq 250\text{mm} \rightarrow \text{IPE 300 Acero A-36.}$$

- Columnas:

Se tomaron los valores de la *Tabla IV.3* para determinar un perfil de columna adecuado, considerando el módulo plástico de la viga  $Z_{xb} = 628\text{cm}^3$  (del Apéndice 1) y una reducción del factor ( $Z_c / Z_{xb}$ ), por la resistencia del acero de las columnas el cual se tomo como **A-572 Gr 50**.

Vigas	$Z_c / Z_{xb}$	$Z_c / Z_{xb}$ modificado	$Z_c$
Una	1,25	0,90	565
Dos	2,50	1,80	1131

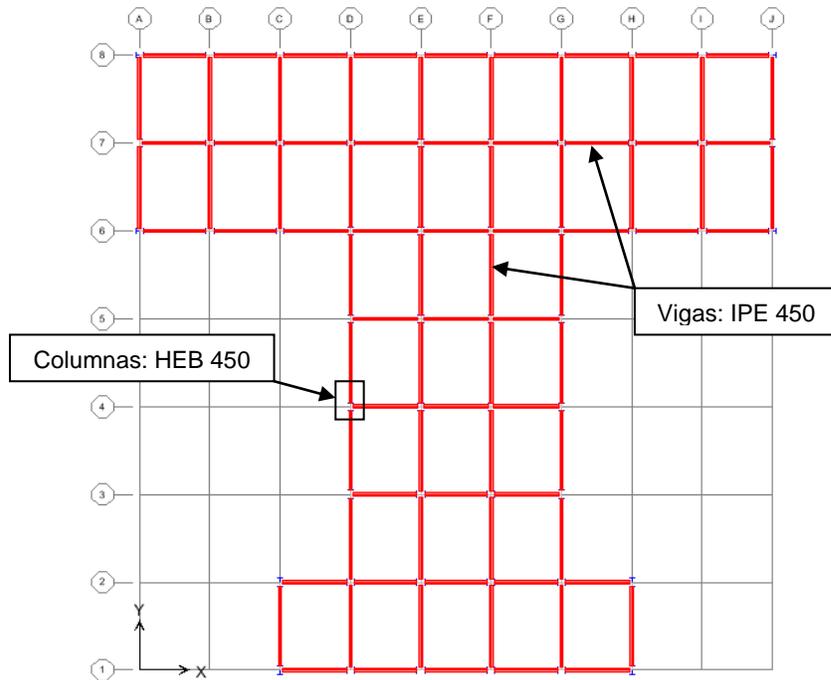
Para los valores dados se predimensionan las columnas **HEB 240** cuando llega solo una viga al ala, **HEB 280** cuando llegan dos al ala o cuando llegue una viga al alma de la columna.

- **Secciones Definitivas:**

Partiendo de la estructura predimensionada anteriormente se chequearon los requerimientos normativos para estado límite de agotamiento y servicio de la estructura.

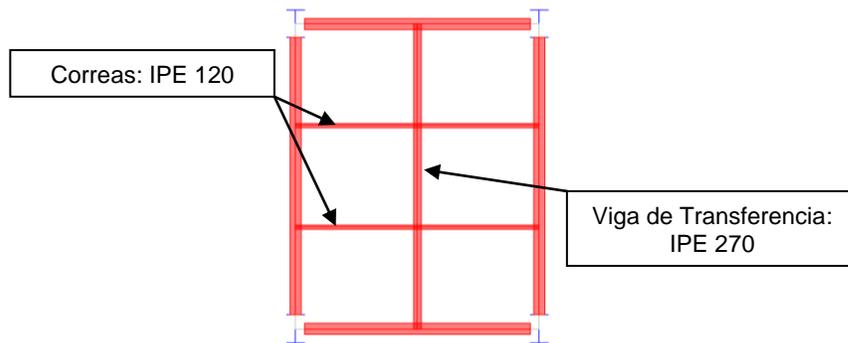
Redimensionando la estructura hasta obtener la solución óptima se lograron las siguientes secciones:

Plantas:



Sistema de Piso:

Losacero Sigaldeck Calibre 20 con espesor de concreto de 15cm.



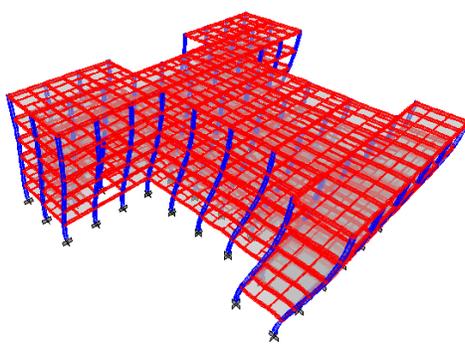
Las secciones presentadas son típicas para todas las plantas.

- **Periodos y Modos de vibración:**

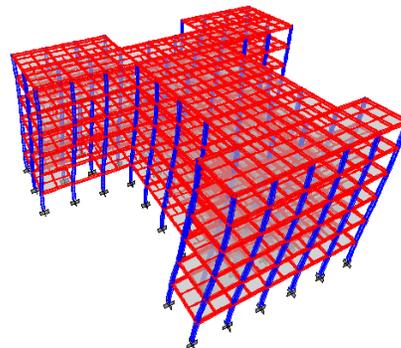
Se verifico que el primer modo de vibración de la estructura tenga preferiblemente un valor de cercano al valor de  $1.4 T_a$ , establecido por la Norma COVENIN 1756-01 Artículo 9.3.2.1. Calculado según la Ec. VII-1.

$$T_a = C_t h_n^{0.75} = 0.80(17.4)^{0.75} = 0.954\text{seg}$$

Se procuro que los dos primeros modos fuesen traslacionales para evitar torsión excesiva:



$T_1 = 1.5605 \text{ seg.}$



$T_2 = 1.2461 \text{ seg.}$

**Modos de Vibración para los primeros modos.**

Según lo descrito en la norma COVENIN 1756-01 y la *Sección VII. 2* de este Trabajo Especial de Grado, el número de modos de vibración debe ser el que garantice que la sumatoria de masas participativas en estos modos sea al menos el 90% de la masa total del edificio. La cantidad de modos definidos en el análisis son los presentados en la siguiente tabla:

Modo	T (seg)	% Masa Participativa		Sumatoria de % Masa	
		X	Y	X	Y
1	1.081694	0.000	80.574	0.00	80.57
2	0.877849	72.887	0.000	72.89	80.57
3	0.769994	8.385	0.000	81.27	80.57
4	0.336158	0.000	10.898	81.27	91.47
5	0.276908	10.087	0.000	91.36	91.47
6	0.246986	0.577	0.000	91.94	91.47
7	0.181155	0.000	4.522	91.94	95.99
8	0.15303	4.017	0.000	95.95	95.99
9	0.13672	0.328	0.000	96.28	95.99
10	0.118106	0.000	2.380	96.28	98.37
11	0.102808	1.927	0.000	98.21	98.37
12	0.090972	0.279	0.000	98.49	98.37

Además el número de modos seleccionados debe ser mayor a  $N_3=3N_1$ , donde  $N_1$  está dado por valor de la siguiente fórmula:

$$N_1 = \frac{1}{2} \left( \frac{T_1}{T^*} - 1.5 \right) + 3 \geq 3$$

$$N_3 = 3N_1 = 9 \text{ modos (El número de modos cumple con lo descrito)}$$

- **Cortante Basal:**

El chequeo del cortante basal se elaboro de acuerdo con lo descrito en la Sección VII.3 del Capítulo II Marco Teórico, y con el uso de la Hoja de Cálculo “Edificaciones Sismorresistentes”:

$T=1.6 T_a =$  **1.090** 1.6 veces el Período estimado de la estructura (seg.)  
 $A_d =$  **0.098** Valor de aceleración espectral para un periodo de 1.6  $T_a$  (g)  
 $W =$  **3 355** Peso total de la edificación por encima del nivel base (Ton)  
 calculado según  $W=1.0 CP + 0.5 CV$   
 $N =$  **6** Número de niveles por encima del nivel base  
 $\mu =$  **0.875** Factor de modificación de cortantes. mayor entre los siguientes valores:  
 $\mu = 1.4 \left[ \frac{N+9}{2N+12} \right]$        $\mu = 0.80 + \frac{1}{20} \left[ \frac{1.6T_a}{T^*} - 1 \right]$

$V_o^* = 286\ 743$  Valor del Cortante Basal para el Período de 1.6 Ta (Kgf)

$V_{ox} = 342\ 079$  Cortante Basal en la Dirección X (Kgf)

$V_{oy} = 278\ 394$  Cortante Basal en la Dirección Y (Kgf)

No se requiere realizar la corrección del cortante basal en ninguna de sus dos direcciones al calculado según la Norma COVENIN 1756-01.

- **Desplazamiento de la Estructura:**

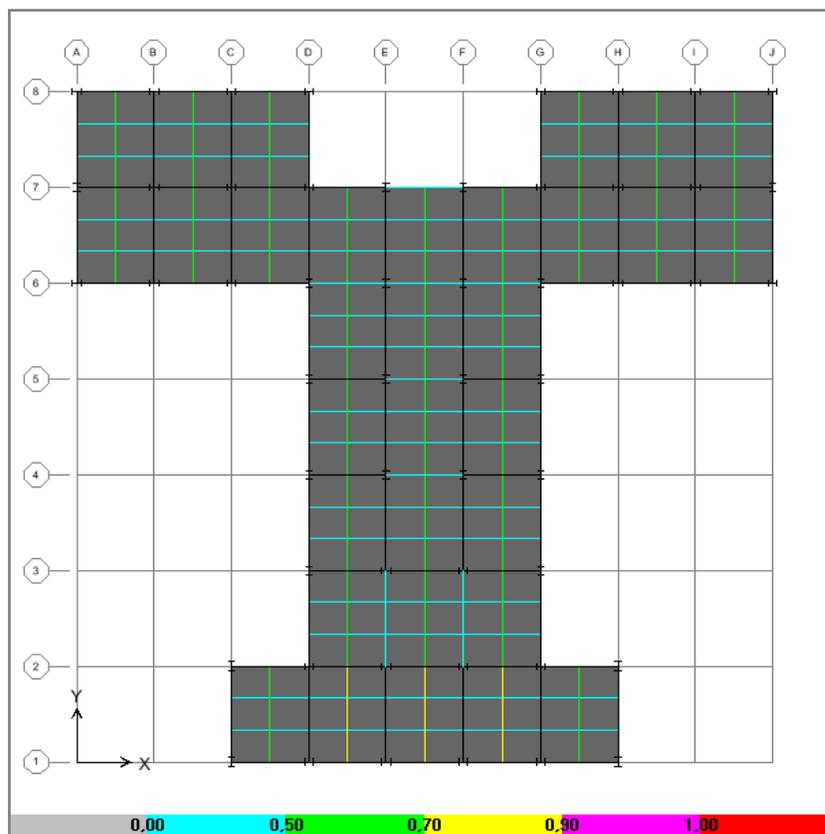
El máximo valor permitido de desplazamiento de entrepisos que menciona la Norma COVENIN 1756-01 para estructuras del Grupo A con elementos no estructurales no susceptibles sufrir daños por deformaciones de la estructura es de **0.012**. Para la estructura analizada se tienen los siguientes valores de máxima deriva de entrepiso:

Piso	Carga	Deriva Inelástica $\delta_{ei}$		Deriva Elástica $\delta_i$	
		X	Y	X	Y
STORY6	SX	0.000998	0.000333	0.0048	0.0016
	SY	0.000034	0.001160	0.0002	0.0056
STORY5	SX	0.001821	0.000624	0.0087	0.0030
	SY	0.000061	0.001916	0.0003	0.0092
STORY4	SX	0.002582	0.000905	0.0124	0.0043
	SY	0.000088	0.002588	0.0004	0.0124
STORY3	SX	0.003127	0.001106	0.0150	0.0053
	SY	0.000111	0.003079	0.0005	0.0148
STORY2	SX	0.003267	0.001161	0.0157	0.0056
	SY	0.000123	0.003127	0.0006	0.0150
STORY1	SX	0.002101	0.000753	0.0101	0.0036
	SY	0.000083	0.001878	0.0004	0.0090

Se puede observar que el valor máximo de deriva no supera al permitido por la Norma.

- **Diseño estructural de Correas y Vigas de Transferencia (Sección Mixta):**

El diseño de estos elementos se realizó conforme a lo especificado en la Sección XIII.1 usando para ello el módulo de diseño de Secciones Mixtas (Composite Beam Design) del programa de cálculo estructural ETABS v9. Presentando a continuación para el caso más desfavorable, los coeficientes de Demanda/Capacidad en secciones mixtas los cuales no deben superar el valor de 1.00. por medio de la escala de colores presentada:



Se puede observar que ningún valor supera un coeficiente de Demanda/Capacidad mayor al 0.90.

- **Diseño sismorresistente de Vigas y Columnas:**

Tomando los valores de fuerzas últimas para las combinaciones de cargas de la CU1 A la CU7 señaladas en la Memoria Descriptiva de la edificación. se diseñaron las vigas y columnas para criterios de Flexo Compresión y Corte obedeciendo los parámetros mencionados en la Sección I.7, usando para ello el modulo de diseño de Secciones en acero (Steel Design) del programa de cálculo estructural ETABS v9. Presentando a continuación el pórtico con valores de los coeficientes de Demanda/Capacidad más desfavorables en vigas y columnas, los cuales no deben superar el valor de 1.00:



Se puede observar que ningún valor supera un coeficiente de Demanda/Capacidad mayor al 0.70.



- **Chequeo de Columnas por combinaciones con Acción Sísmica Amplificada:**

Considerando los lineamientos señalados en la *Sección VI.2* se analizaron las columnas para las combinaciones con sismo amplificado por el factor de sobrerresistencia ( $\Omega_o$ ), asegurando así que estos elementos no incurrieren en el rango inelástico. Estas combinaciones se muestran en la Memoria Descriptiva (CA1 al CA4), tomando  $\Omega_o = 3.0$  para los sistemas SMF.



Se demuestra que ninguna columna del pórtico mayormente exigido falla para las combinaciones amplificadas. Ya que los valores de demanda capacidad no sobrepasan el máximo 1.00.

- **Verificación de las limitaciones en Vigas y Columnas:**

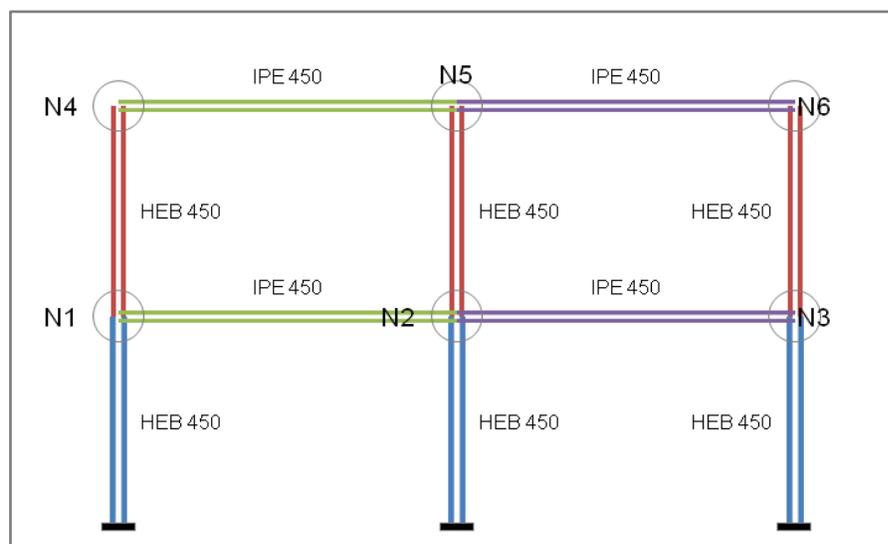
Considerando los lineamientos que se mencionan en la *Sección IX.4.d* y *IX.4.e*. Las vigas y columnas de la edificación deberán cumplir con la relación ancho espesor en alas y alma del perfil para prevenir el pandeo local de éstos. Para chequear los elementos de esta edificación se consultaron las *Tablas de Uso A1* y *A7*:

- Vigas IPE 450 “**Cumple**”
- Columnas HEB 450 “**Cumple**”

Los siguientes chequeos se realizaron con la ayuda de la Hoja de Cálculo “Sistemas SMF”.

- **Chequeo de Resistencia de Zona Panel:**

Se chequeo el pórtico con acciones más desfavorables, con el uso de la Hoja de Cálculo “Sistemas SMF”, tomando la siguiente geometría representativa de todos los casos:



Para cada nodo se obtuvo las siguientes propiedades:

**3.1. Propiedades en las Vigas:**

Viga Izquierda					NODO	Viga Derecha				
M <sub>pr</sub>	S <sub>h</sub>	L <sub>h</sub>	V <sub>g</sub>	V <sub>ub</sub>		M <sub>pr</sub>	S <sub>h</sub>	L <sub>h</sub>	V <sub>g</sub>	V <sub>ub</sub>
-	-	-	-	-	N1	71.028	380	3,24	10.831	54.675
71.028	380	3,24	10.831	54.675	N2	71.028	380	3,24	10.755	54.599
71.028	380	3,24	10.755	54.599	N3	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	N4	71.028	380	3,24	9.612	53.456
71.028	380	3,24	9.612	53.456	N5	71.028	380	3,24	10.796	54.640
71.028	380	3,24	10.796	54.640	N6	-	-	-	-	-

M<sub>pr</sub> = Momento Plástico Probable en la viga (Kg-m)  $M_{pr} = 1.1 R_y F_y Z_x$   
 S<sub>h</sub> = Distancia de la columna a la rótula plástica (mm) *(Dependerá de la conexión usada)*  
 L<sub>h</sub> = Distancia entre rótulas (m)  
 V<sub>g</sub> = Cortante debido a fuerzas gravitacional  $V_g = \frac{W \times L_h}{2}$   
 V<sub>ub</sub> = Cortante actuando en la rótula plástica de la viga (Kg)  $V_{ub} = (2M_{pr}/L_h) + V_g$

**3.2. Propiedades en las Columnas:**

Columna Superior					NODO	Columna Inferior				
P <sub>u</sub>	Z <sub>c</sub>	M <sub>pc</sub>	L <sub>c</sub>	V <sub>uc</sub>		P <sub>u</sub>	Z <sub>c</sub>	M <sub>pc</sub>	L <sub>c</sub>	V <sub>uc</sub>
69.938	3.982	127.182	2,45	103.822	N1	85.638	3.982	124.314	2,45	101.481
93.365	3.982	122.903	2,45	100.329	N2	113.655	3.982	119.197	2,45	97.304
93.365	3.982	122.903	2,45	100.329	N3	113.655	3.982	119.197	2,45	97.304
-	-	-	-	-	N4	69.938	3.982	127.182	2,45	103.822
-	-	-	-	-	N5	93.365	3.982	122.903	2,45	100.329
-	-	-	-	-	N6	93.365	3.982	122.903	2,45	100.329

M<sub>pc</sub> = Resistencia a flexión de la columna (Kg-m)  $M_{pc} = Z_c (F_y - P_{uc} / A_g)$   
 L<sub>c</sub> = Luz libre de la columna (m)  $L_c = H_c - d_b$   
 V<sub>uc</sub> = Resistencia esperada a corte (Kg)  $V_{uc} = (2M_{pc}/L_c)$

Considerar la acción de la compresión en la resistencia a flexión de la columna

Sí     No

Obteniendo los siguientes valores de resistencia de Zona Panel y espesores de planchas adosadas:

**3.3. Resistencia de Zona Panel:**

NODO	M <sub>f izq</sub>	M <sub>f der</sub>	V <sub>uc sup</sub>	V <sub>uc inf</sub>	d <sub>c</sub> -t <sub>f<sub>b</sub></sub>	R <sub>u</sub>	P <sub>u</sub> /P <sub>y</sub>	t	φR <sub>v</sub>	D/C	
N1	-	91.804	103.822	101.481	435	109.369	0,11		145.243	0,75	OK
N2	91.804	91.775	100.329	97.304	435	324.330	0,15	19	469.818	0,69	OK
N3	91.775	-	100.329	97.304	435	113.480	0,15		145.243	0,78	OK
N4	-	91.341	-	103.822	435	105.964	0,09		145.243	0,73	OK
N5	91.341	91.791	-	100.329	435	320.277	0,12	19	469.818	0,68	OK
N6	91.791	-	-	100.329	435	110.490	0,12		145.243	0,76	OK

M<sub>f</sub> = Resistencia Esperada a Flexión actuando en la cara de la columna (Kg-m)  $M_f = M_{pr} + V_{ub} S_h$   
 R<sub>u</sub> = Resistencia Requerida por Corte (Kg)  $R_u = \frac{\sum M_f}{(d_c - t_f)} - V_{uc}$   
 t = Espesor de Planchas adosadas (mm)  
 R<sub>v</sub> = Resistencia a Corte del la zona panel con planchas adosadas (Kg) (φ=0.90)

Si P<sub>u</sub>/P<sub>y</sub> ≤ 0.75  $R_v = 0.6 F_y d_c t_p \left[ 1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right]$     Si P<sub>u</sub>/P<sub>y</sub> > 0.75  $R_v = 0.6 F_y d_c t_p \left[ 1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right] \left[ 1.9 - \frac{1.2 P_u}{P_y} \right]$

t<sub>p</sub> = Espesor de zona panel, alma + planchas adosadas (mm)

- Chequeo de Criterio de Columna fuerte y Viga débil:**

Los nodos representativos del pórtico se evaluaron en la hoja de cálculo para la relación de momentos en vigas y columnas, para chequear que cumplan con el criterio de Columna fuerte y Viga débil mencionado en la *Sección IX.4.g* del Capítulo 2 de este Trabajo de Grado. Teniendo como resultado la siguiente tabla:

**6.1. Criterio de Columna fuerte Viga débil:**

NODO	Pu / Py	M* <sub>pb izq</sub>	M* <sub>pb der</sub>	M* <sub>pc sup</sub>	M* <sub>pc inf</sub>	ΣM* <sub>pb</sub>	ΣM* <sub>pc</sub>	$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*}$
N1	0,11	-	104.106	150.542	147.147	104.106	297.689	2,86
N2	0,15	104.106	104.060	145.477	141.090	208.166	286.567	1,38
N3	0,15	104.060	-	145.477	141.090	104.060	286.567	2,75
N4	0,09	-	103.368	-	150.542	103.368	150.542	1,46
N5	0,12	103.368	104.085	-	145.477	207.453	145.477	0,70
N6	0,12	104.085	-	-	145.477	104.085	145.477	1,40

$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1.0$   
 OK  
 OK  
 OK  
 OK Ver Excepciones  
 N/C Ver Excepciones  
 OK Ver Excepciones

$M_{pb}^* = \text{Resistencia a flexión de la viga proyectada al nodo (Kg-m)}$        $M_{pb}^* = M_{pr} + V_{ub} ( S_h + d_s / 2 )$   
 $M_{pc}^* = \text{Resistencia a flexión de la columna proyectada al nodo (Kg-m)}$        $M_{pc}^* = M_{pc} + V_{uc} ( d_b / 2 )$

La relación de momentos en el nodo N5 se puede obviar, tomando en cuenta las excepciones para cuando la relación Pu/Py es menor a 0.30.

- Arriostamiento Lateral en Vigas:**

Cumpliendo con los lineamientos de especificados en la *Sección IX.4.j*, se arriostaron lateralmente las vigas de la estructura, como se puede apreciar en la configuración de piso las vigas cortas (L=4.00m) en dirección X están arriostadas en la mitad, y las vigas largas (L=5.00m) en dirección Y están arriostadas a cada tercio de la longitud.

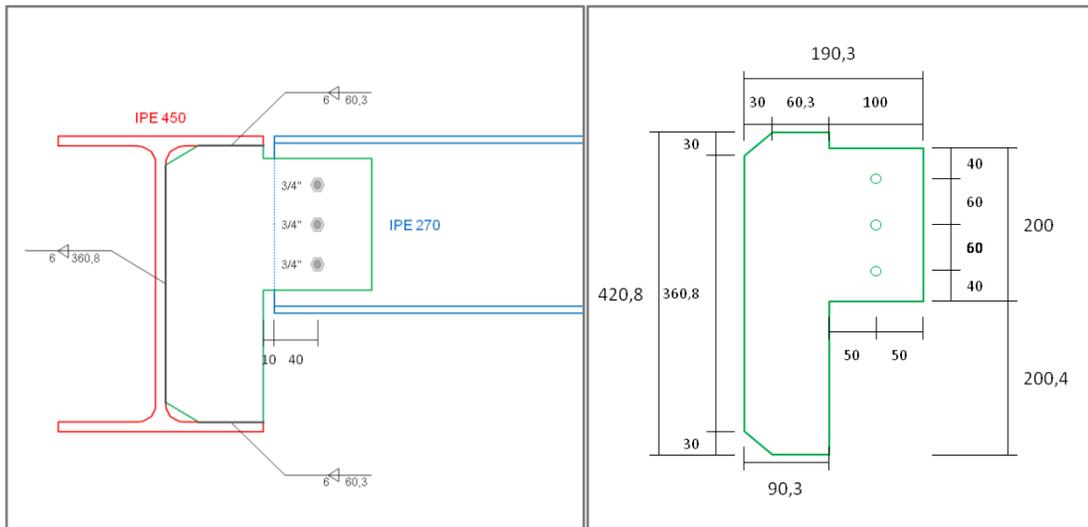
$$\text{IPE 450} \rightarrow r_y = 4.12\text{cm} \rightarrow L_b \leq 0.086 \left( \frac{E_s}{F_y} \right) r_y = 2.94\text{m}$$

En la dirección X:  $L_b = 2.00\text{m}$       “Cumple”

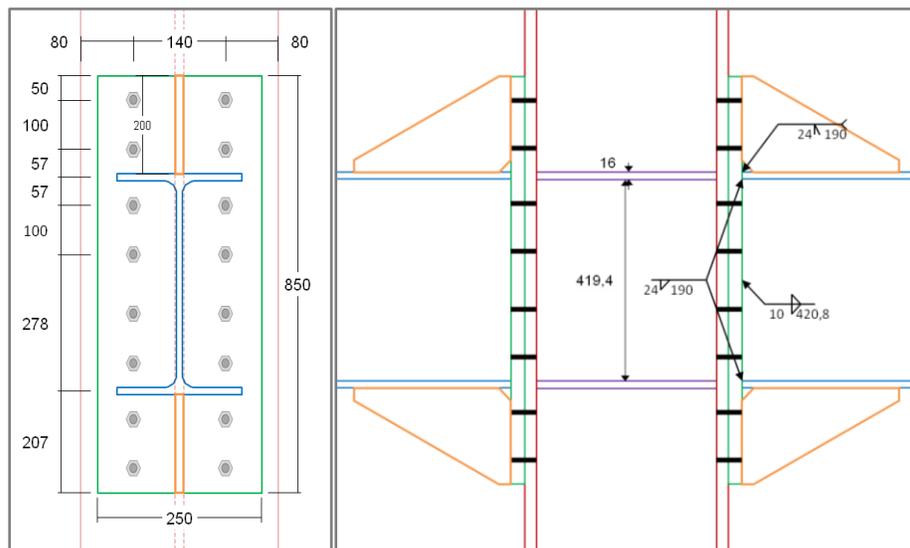
En la dirección Y:  $L_b = 1.67\text{m}$       “Cumple”

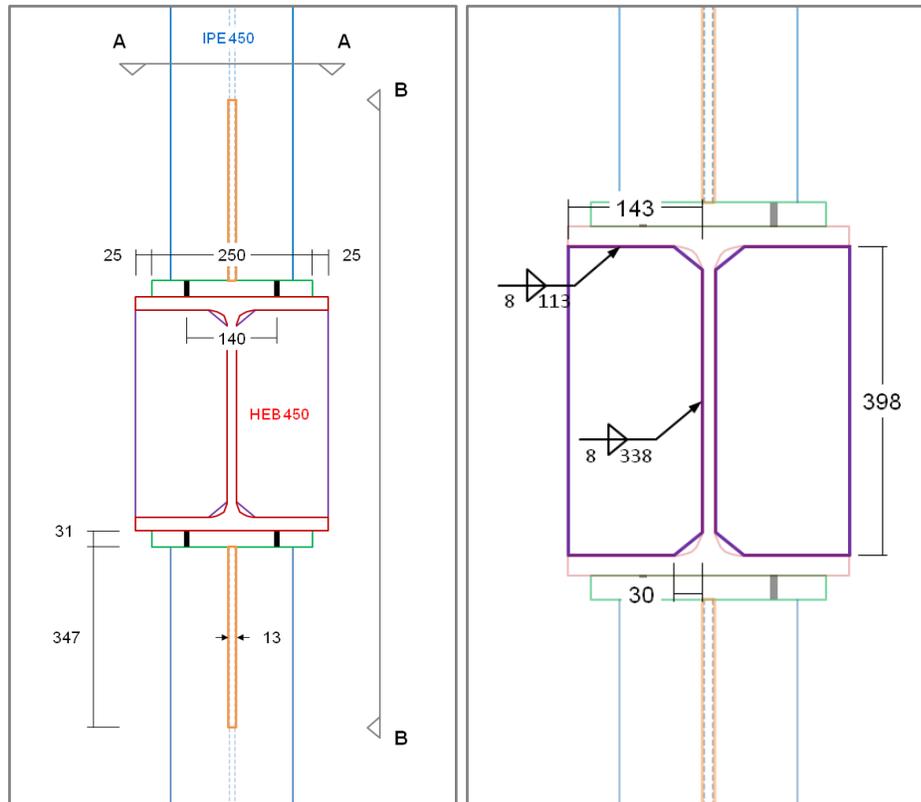
- **Diseño de Conexiones:**

Con el uso de la Hoja de Cálculo “Diseño de Conexiones a Corte con Rigidizador”, se diseñaron las conexiones necesarias a corte, como ejemplo se muestra a continuación la conexión para vigas de transferencias a vigas principales:



Con el uso de la Hoja de Cálculo “Diseño de Conexiones End Plate”, se determino el uso de la conexión adecuada para vigas a columnas, mostrando como ejemplo la siguiente End Plate 8ES:





Para culminar el diseño se deben elaborar los planos y cálculos de la estructura.

## Ejemplos de Aplicación: Memoria de Cálculo (SCBF)

Se realizó un modelo estructural en el programa de cálculo ETABS v9 para diseñar la edificación, se modelaron las vigas, columnas y arriostramientos como líneas y las losas como áreas, se le asignó las cargas gravitacionales y la acción sísmica, para lo cual se revisaron los criterios para el análisis dinámico de la estructura de la *Sección VII*.

- **Predimensionado de la Estructura:**

Se estableció una estructura primaria, tomando como base lineamientos de predimensionado establecidos en la *Sección IV* de este Trabajo Especial de Grado:

- Sistema de piso:

Se utilizó la misma losa de acero que en el caso del Sistema SMF, **Sigaldeck Calibre 20 de espesor 15cm**, ya que no varían las cargas gravitacionales de la estructura.

Las correas se predimensionaron por el criterio de flecha por la Ecuación IV-12, tomando en cuenta una longitud de correa de  $L=4000\text{mm}$  y un acero A-36.

$$\frac{L}{d} \leq \frac{56000}{F_y} \rightarrow d \geq 181\text{mm} \rightarrow \text{IPE 200}$$

No se consideró el uso de vigas de transferencia para este sistema al no tener una gran exigencia por longitud no arriostrada.

- Vigas:

Para las vigas se considero la *Tabla IV.2. Valores de atura de vigas mínima recomendada*. Tomando la luz libre más desfavorable  $L=5000\text{mm}$ .

$$d \geq L/20 \rightarrow d \geq 250\text{mm} \rightarrow \text{IPE 300 Acero A-36.}$$

- Columnas:

Al no ser necesario el criterio de Columna fuerte Viga débil se utilizo una relación de módulos plástico del 50% requerido para los sistemas SMF, considerando una columna de **Acero A-36**:

$$Z_c / Z_{xb} \geq 1.25 \text{ para cuando llegan dos vigas a las columnas.}$$

Para los valores dados se predimensionan las columnas **HEB 300**.

- Diagonales:

Se utilizaron las configuraciones de diagonales para las cuales su ángulo con la horizontal se acerca más a los  $45^\circ$ , obteniendo así diagonales en V y V Invertida. El perfil de los arriostramientos usados se predimensionaron usando el criterio de esbeltez del elemento, según se indica en la *Sección IV.3*.

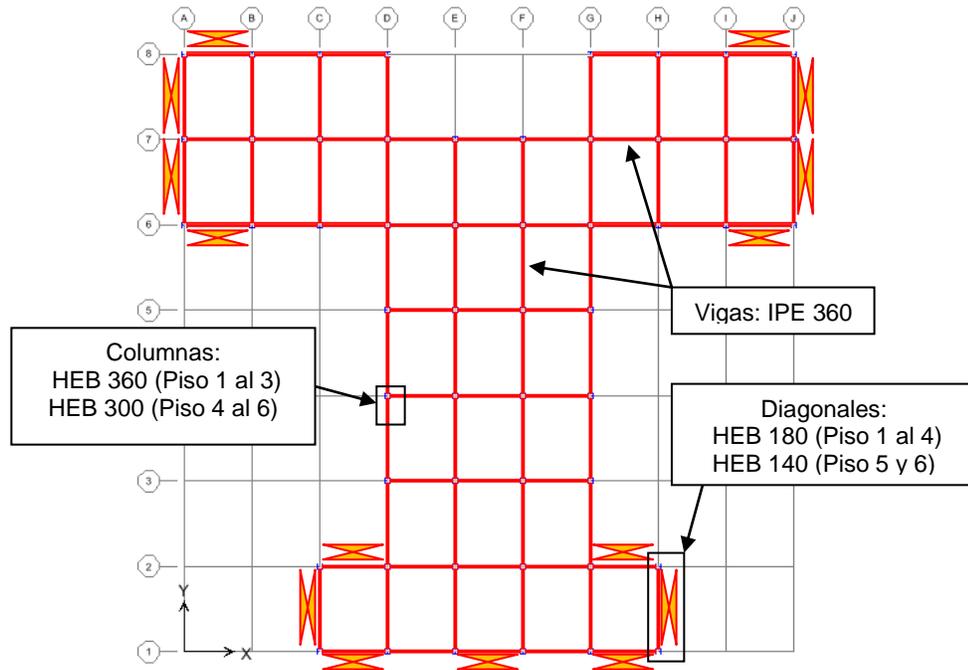
$$r_{\min} \geq \frac{KL}{4} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \rightarrow 3.32\text{cm} \rightarrow \text{HEB 140 Acero A-36}$$

- **Secciones Definitivas:**

Partiendo de la estructura predimensionada anteriormente se chequearon los requerimientos normativos para estado límite de agotamiento y servicio de la estructura.

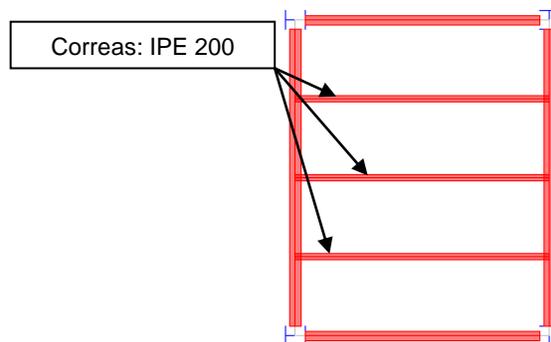
Redimensionando la estructura hasta obtener la solución óptima se lograron las siguientes secciones:

Plantas:



Sistema de Piso:

Losacero Sigaldeck Calibre 20 con espesor de concreto de 15cm.

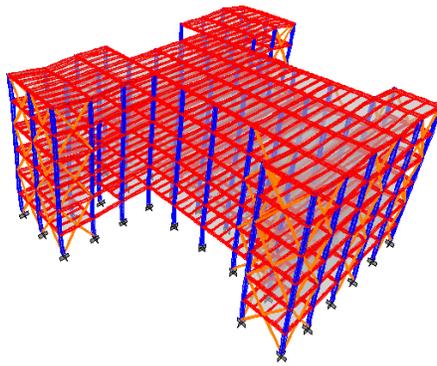


- **Periodos y Modos de vibración:**

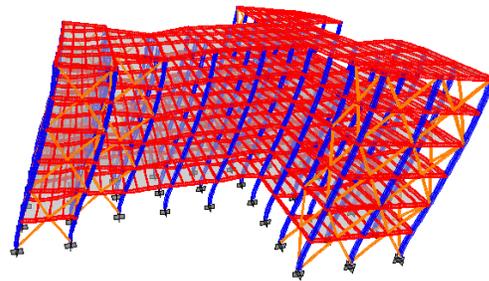
Se verifico que el primer modo de vibración de la estructura tenga preferiblemente un valor de cercano al valor de  $1.4 T_a$ , establecido por la Norma COVENIN 1756-01 Artículo 9.3.2.1. Calculado según la Ec. VII-1.

$$T_a = C_t h_n^{0.75} = 0.50(17.4)^{0.75} = 0.596\text{seg}$$

Se procuro que los dos primeros modos fuesen traslacionales para evitar torsión excesiva:



$$T_1 = 0.6592 \text{ seg.}$$



$$T_2 = 0.5048 \text{ seg.}$$

**Primeros Modos de Vibración.**

Según lo descrito en la norma COVENIN 1756-01 y la *Sección VII. 2* de este Trabajo Especial de Grado, el número de modos de vibración debe ser el que garantice que la sumatoria de masas participativas en estos modos sea al menos el 90% de la masa total del edificio. La cantidad de modos definidos en el análisis son los presentados en la siguiente tabla:

Modo	T (seg)	% Masa Participativa		Sumatoria de % Masa	
		X	Y	X	Y
1	0,659265	72,743	0,000	72,74	0,00
2	0,504792	0,000	78,989	72,74	78,99
3	0,36724	0,965	0,000	73,71	78,99
4	0,203066	17,526	0,000	91,23	78,99
5	0,172894	0,000	13,900	91,23	92,89
6	0,122055	0,581	0,000	91,82	92,89
7	0,108297	5,002	0,000	96,82	92,89
8	0,097429	0,000	4,413	96,82	97,30
9	0,084801	1,472	0,000	98,29	97,30
10	0,076472	0,000	1,412	98,29	98,71
11	0,068044	1,019	0,000	99,31	98,71
12	0,066982	0,110	0,000	99,42	98,71

Además el número de modos seleccionados debe ser mayor a  $N_3=3N_1$ , donde  $N_1$  está dado por valor de la siguiente fórmula:

$$N_1 = \frac{1}{2} \left( \frac{T_1}{T^*} - 1.5 \right) + 3 \geq 3$$

$$N_3 = 3N_1 = 9 \text{ modos (El número de modos cumple con lo descrito)}$$

- **Cortante Basal:**

El chequeo del cortante basal se elaboro de acuerdo con lo descrito en la Sección VII.3 del Capítulo II Marco Teórico, y con el uso de la Hoja de Cálculo “Edificaciones Sismorresistentes”:

$T=1.6 T_a =$  **0.681** 1.6 veces el Período estimado de la estructura (seg.)  
 $A_d =$  **0.228** Valor de aceleración espectral para un periodo de 1.6  $T_a$  (g)  
 $W=$  **3 299** Peso total de la edificación por encima del nivel base (Ton)  
 calculado según  $W=1.0 CP + 0.5 CV$   
 $N =$  **6** Número de niveles por encima del nivel base  
 $\mu =$  **0.875** Factor de modificación de cortantes. mayor entre los siguientes valores:  
 $\mu = 1.4 \left[ \frac{N+9}{2N+12} \right]$        $\mu = 0.80 + \frac{1}{20} \left[ \frac{1.6T_a}{T^*} - 1 \right]$

$V_o^* = 658\ 596$  Valor del Cortante Basal para el Período de 1.6  $T_a$  (Kgf)

$V_{ox} = 569\ 694$  Cortante Basal en la Dirección X (Kgf)

$V_{oy} = 606\ 049$  Cortante Basal en la Dirección Y (Kgf)

Se requirió realizar la corrección del cortante basal en sus dos direcciones al calculado según la Norma COVENIN 1756-01 por los siguientes factores:

$$V_o^*/V_{ox} = 1.156$$

$$V_o^*/V_{oy} = 1.087$$

- **Desplazamiento de la Estructura:**

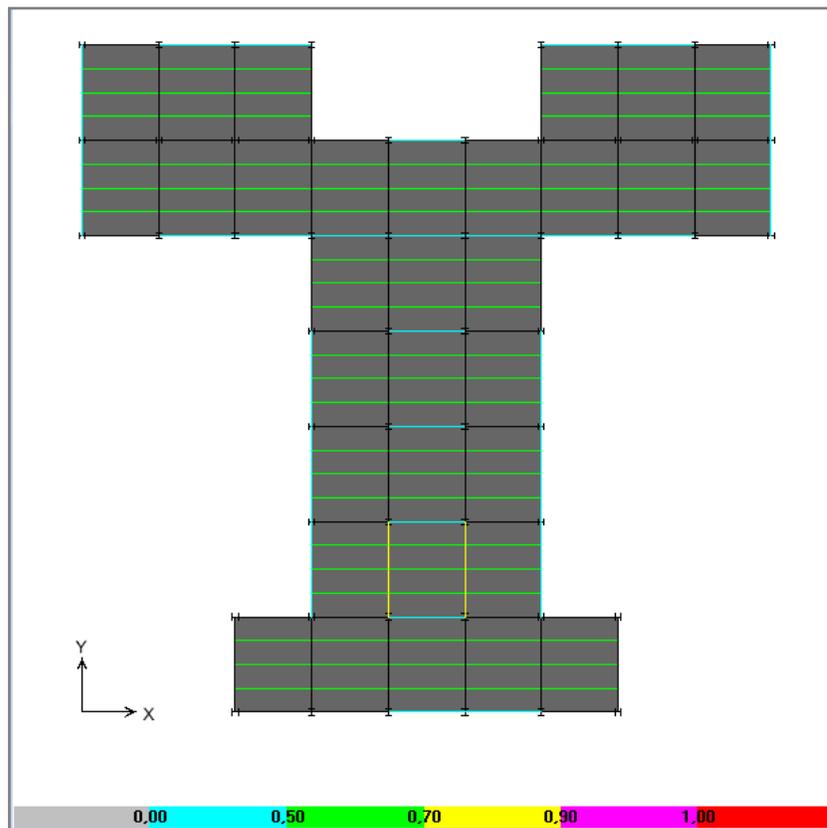
El máximo valor permitido de desplazamiento de entrepisos que menciona la Norma COVENIN 1756-01 para estructuras del Grupo A con elementos no estructurales no susceptibles sufrir daños por deformaciones de la estructura es de **0.012**. Para la estructura analizada se tienen los siguientes valores de máxima deriva de entrepiso:

Piso	Carga	Deriva Inelástica $\delta_{ei}$		Deriva Elástica $\delta_i$	
		X	Y	X	Y
STORY6	SX	0,002204	0,000263	0,0071	0,0008
	SY	0,000001	0,000885	0,0000	0,0028
STORY5	SX	0,002748	0,000399	0,0088	0,0013
	SY	0,000001	0,001290	0,0000	0,0041
STORY4	SX	0,002714	0,000396	0,0087	0,0013
	SY	0,000002	0,001280	0,0000	0,0041
STORY3	SX	0,002458	0,000413	0,0079	0,0013
	SY	0,000002	0,001305	0,0000	0,0042
STORY2	SX	0,002470	0,000434	0,0079	0,0014
	SY	0,000001	0,001392	0,0000	0,0045
STORY1	SX	0,001335	0,000310	0,0043	0,0010
	SY	0,000000	0,000938		0,0030

Se puede observar que el valor máximo de deriva no supera al permitido por la Norma.

- **Diseño estructural de Correas (Sección Mixta):**

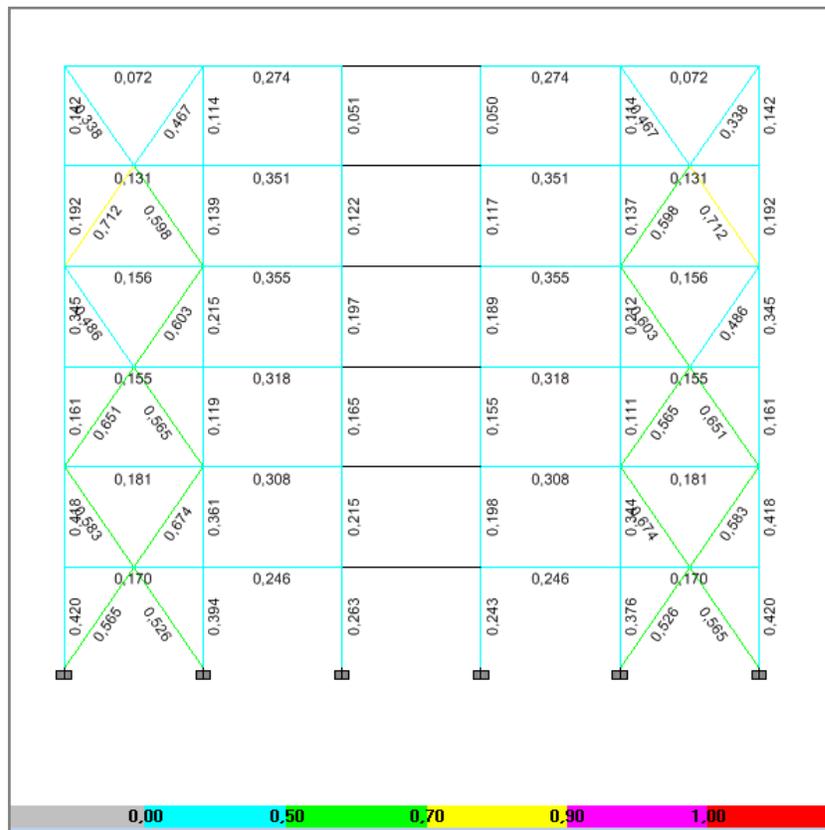
El diseño de estos elementos se realizó conforme a lo especificado en la Sección XIII.1, usando para ello el módulo de diseño de Secciones Mixtas (Composite Beam Design) del programa de cálculo estructural ETABS v9. Presentando a continuación para el caso más desfavorable, los coeficientes de Demanda/Capacidad en secciones mixtas los cuales no deben superar el valor de 1.00, por medio de la escala de colores presentada:



Se puede observar que ningún valor supera un coeficiente de Demanda/Capacidad mayor al 0.90.

- **Diseño sismorresistente de Vigas, Arriostramientos y Columnas:**

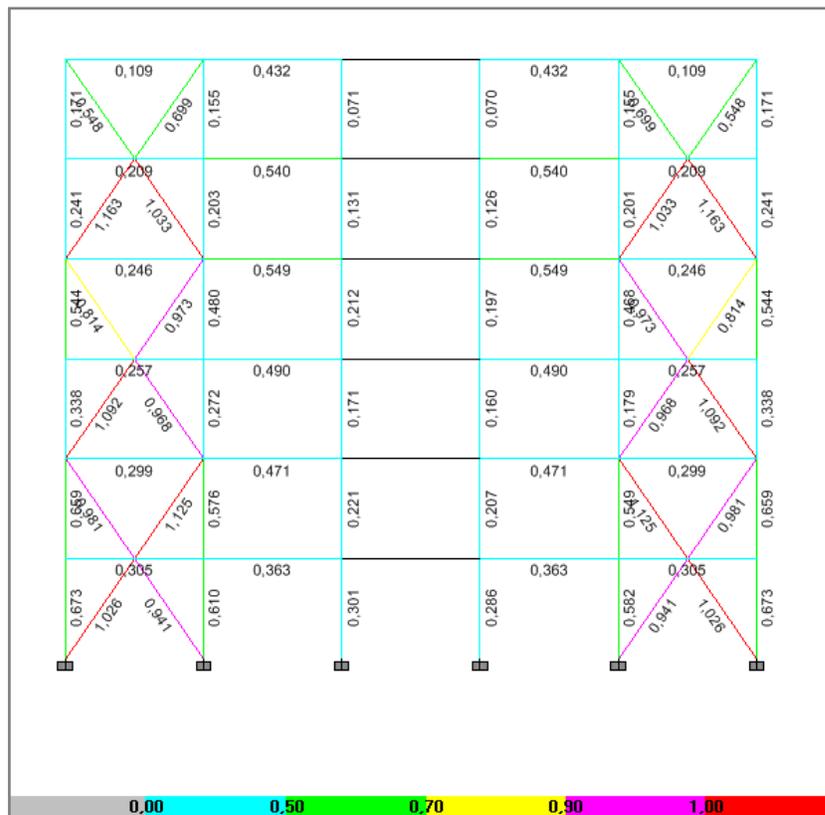
Tomando los valores de fuerzas últimas para las combinaciones de cargas de la CU1 A la CU7 señaladas en la Memoria Descriptiva de la edificación, se diseñaron los elementos para criterios de Flexo Compresión y Corte obedeciendo los parámetros mencionados en la *Sección 1.7* usando para ello el modulo de diseño de Secciones en acero (Steel Design) del programa de cálculo estructural ETABS v9. Presentando a continuación el pórtico con valores de los coeficientes de Demanda/Capacidad más desfavorables, los cuales no deben superar el valor de 1.00:



Se puede observar que ningún valor supera un coeficiente de Demanda/Capacidad mayor al 0.70.

- **Chequeo de Elementos por combinaciones con Acción Sísmica Amplificada:**

Considerando los lineamientos señalados en la *Sección VI.2* se analizaron las columnas para las combinaciones con sismo amplificado por el factor de sobrerresistencia ( $\Omega_o$ ), asegurando así que estos elementos no incursionen en el rango inelástico. Estas combinaciones se muestran en la Memoria Descriptiva (CA1 al CA4), tomando  $\Omega_o = 2.0$  para los sistemas SCBF.



Se demuestra que ninguna de las columnas y vigas del pórtico mayormente exigido falla para las combinaciones amplificadas. Ya que los valores de demanda capacidad no sobrepasan el máximo 1.00.

- **Verificación de las limitaciones en Arriostramientos y Columnas:**

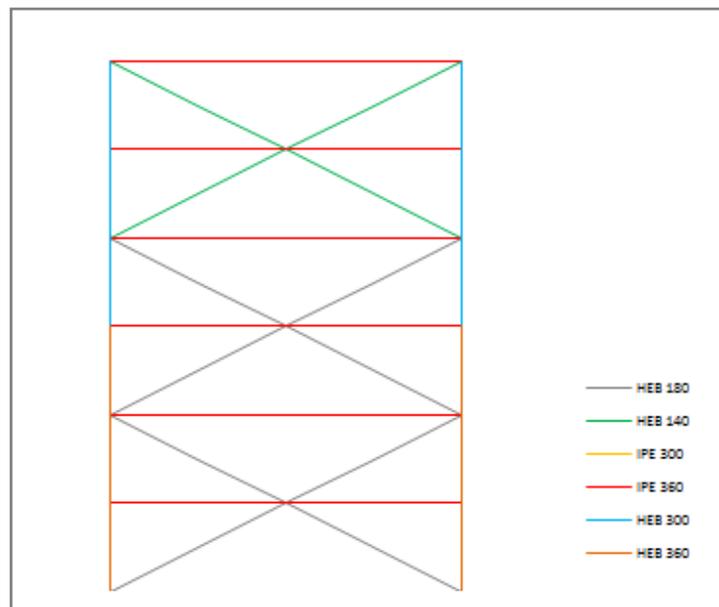
Considerando los lineamientos que se mencionan en la *Sección X.6.e* y *X.6.f*. Las vigas y columnas de la edificación deberán cumplir con la relación ancho espesor en alas y alma del perfil para prevenir el pandeo local de éstos. Para chequear los elementos de esta edificación se consulto la Tabla de Uso A3:

- Arriostramientos HEB 140 “Cumple”
- Arriostramientos HEB 180 “Cumple”
- Columnas HEB 300 “Cumple”
- Columnas HEB 360 “Cumple”

Los siguientes chequeos se realizaron con la ayuda de la Hoja de Cálculo “Sistemas SCBF”.

- **Chequeo de la Esbeltez en Arriostramientos:**

Se chequeo un pórtico con acciones más desfavorables, con el uso de la Hoja de Cálculo “Sistemas SCBF”, tomando la siguiente geometría representativa:



Cumpliendo con los requerimientos establecidos en la Sección X.6.b, se evaluaron las condiciones de resistencia disponible en las columnas, para determinar el criterio de esbeltez adecuado, a continuación se presentan las fuerzas necesarias para cada condición y si las columnas cumplen o no con ésta, al igual que el cumplimiento de la esbeltez en los arriostramientos:

**4.1. Condición Gobernante:**

La esbeltez máxima en los arriostramientos vendrá dada por la resistencia de las columnas a las condiciones establecidas: *(Ver Condiciones)*

Nivel	Columna	Condición A		Condición B	
		T	C	T	C
1	HEB 360	154.885	240.562	531.624	617.300
2	HEB 360	159.358	227.397	350.744	580.254
3	HEB 360	57.891	111.864	330.045	384.018
4	HEB 300	63.757	99.898	149.242	346.854
5	HEB 300	3.722	23.060	129.860	149.198
6	HEB 300	6.766	16.850	9.586	129.487

Condición	
A	B
OK	N/C
OK	OK

**4.2. Esbeltez en Arriostramientos:**

Nivel	Arriostramiento	KL/r <sub>max</sub>	
1	HEB 180	84	OK
2	HEB 180	84	OK
3	HEB 180	84	OK
4	HEB 180	84	OK
5	HEB 140	107	OK
6	HEB 140	107	OK

$$4 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} = 115$$

Si se cumple con ambas condiciones:

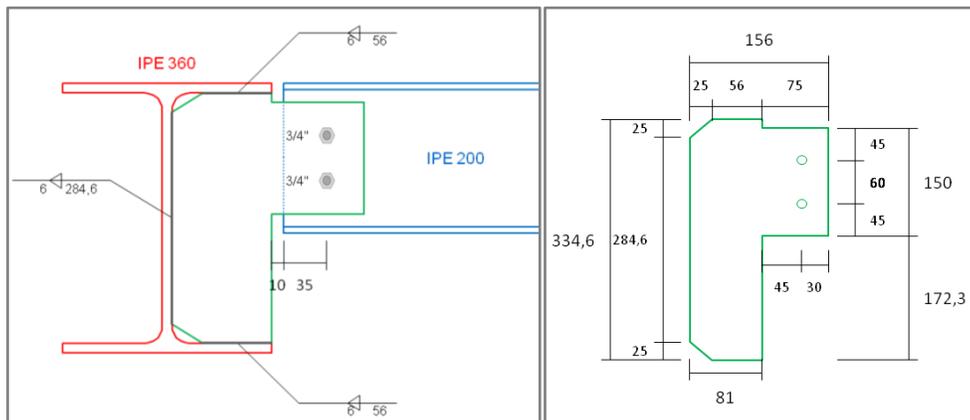
$$\frac{KL}{r} \leq 4 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}}$$

Si solo se cumple la condición B:

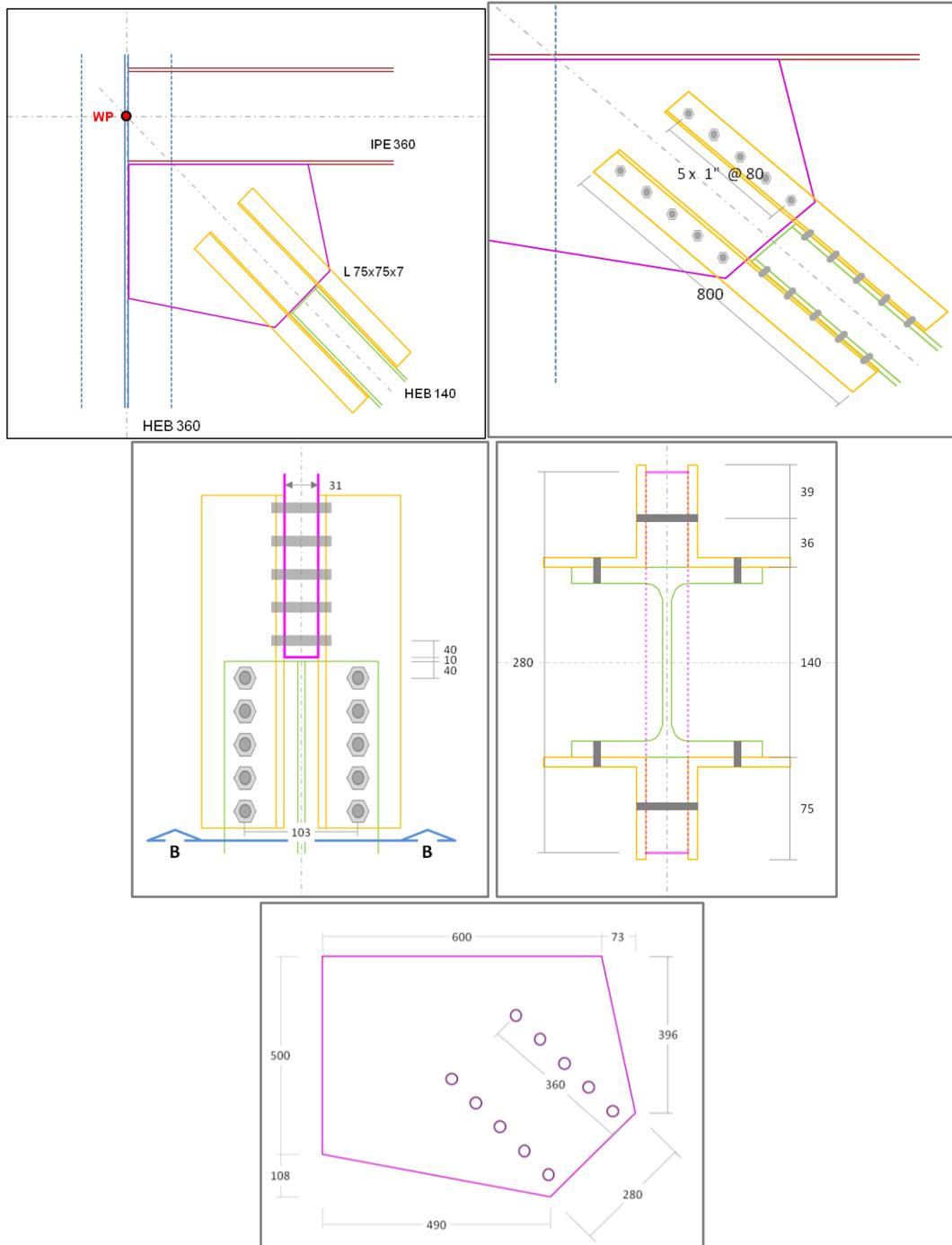
$$4 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \leq \frac{KL}{r} \leq 200$$

- **Diseño de Conexiones:**

Con el uso de la Hoja de Cálculo “Diseño de Conexiones a Corte con Rigidizador”, se diseñaron las conexiones necesarias a corte, como ejemplo se muestra a continuación la conexión para correas a vigas principales:



Con el uso de la Hoja de Cálculo “Diseño de Conexiones de Arriostramientos”, se diseñaron las conexiones necesarias en los nodos, como ejemplo se muestra a continuación la conexión al nodo donde llegan arriostramientos HEB 180:



## Ejemplos de Aplicación: Memoria de Cálculo (EBF)

Se realizó un modelo estructural en el programa de cálculo ETABS v9 para diseñar la edificación, se modelaron las vigas, columnas y arriostramientos como líneas y las losas como áreas, se le asignó las cargas gravitacionales y la acción sísmica, para lo cual se revisaron los criterios para el análisis dinámico de la estructura de la *Sección VII*.

- **Predimensionado de la Estructura:**

Se estableció una estructura primaria, tomando como base lineamientos de predimensionado establecidos en la *Sección IV* de este Trabajo Especial de Grado:

- Sistema de piso:

Se utilizó la misma losa de acero que en los casos anteriores, **Sigaldeck Calibre 20 de espesor 15cm** ya que no varían las cargas gravitacionales de la estructura.

Se usó la misma configuración de correas que en el caso de los Sistemas SCBF. No se consideró el uso de vigas de transferencia para este sistema al no tener una gran exigencia por longitud no arriostrada.

- Vigas:

Para las vigas se consideró la *Tabla IV.2. Valores de altura de vigas mínima recomendada*. Tomando la luz libre más desfavorable  $L=5000\text{mm}$ .

$$d \geq L/20 \rightarrow d \geq 250\text{mm} \rightarrow \text{IPE 300 Acero A-36.}$$

- Columnas:

Al no ser necesario el criterio de Columna fuerte Viga débil se utilizó una relación de módulos plástico del 50% requerido para los sistemas SMF, y considerando una columna de **Acero A-36**:

$Z_c / Z_{xb} \geq 1.25$  para cuando llegan dos vigas a las columnas.

Para los valores dados se predimensionan las columnas **HEB 300**.

- Eslabón:

Considerando el perfil de la viga predimensionada, y entrando en la Tabla de Uso C1, se tomó un valor cercano a  $1.6M_p/V_p = 847\text{mm}$ , a fin de garantizar que el eslabón tenga una mayor rotación y así disperse mejor la acción sísmica. Tomando como longitud de eslabón 0.80m.

- Diagonales:

Se utilizaron las configuraciones de diagonales para las cuales su ángulo con la horizontal se acerca más a los  $45^\circ$ . El perfil de los arriostramientos usados se predimensionaron usando el criterio de esbeltez del elemento, según se indica en la *Sección IV.3*.

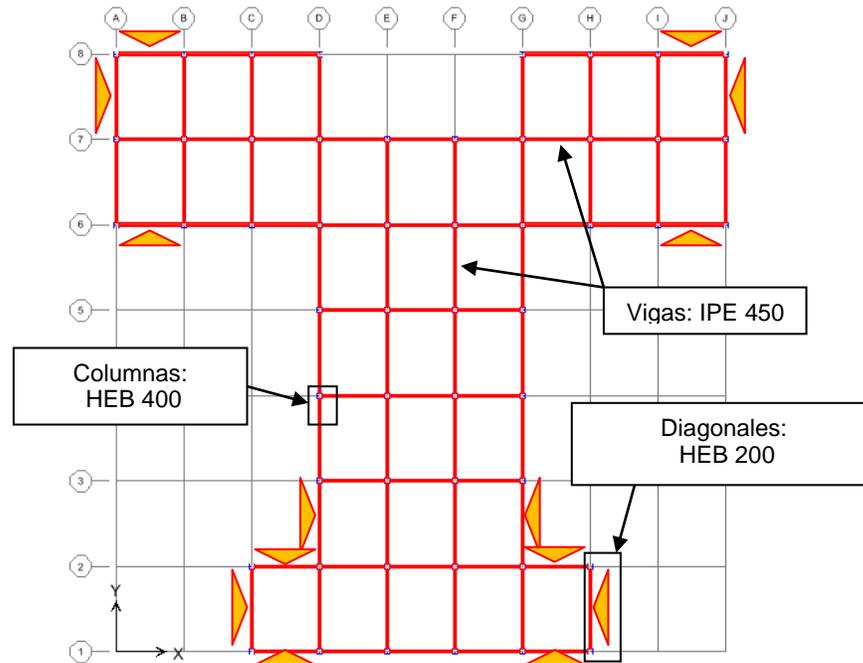
$$r_{\min} \geq \frac{KL}{4} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \longrightarrow 3.11\text{cm} \longrightarrow \text{HEB 140 Acero A-36}$$

- **Secciones Definitivas:**

Partiendo de la estructura predimensionada anteriormente se chequearon los requerimientos normativos para estado límite de agotamiento y servicio de la estructura.

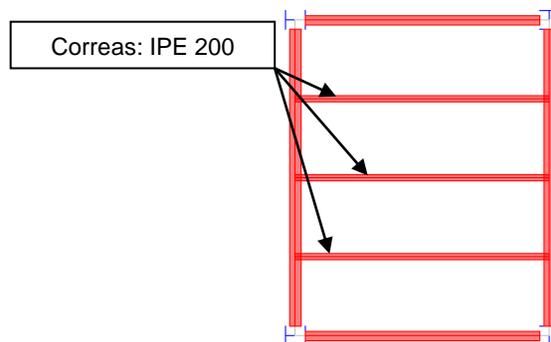
Redimensionando la estructura hasta obtener la solución óptima se lograron las siguientes secciones:

Plantas:



Sistema de Piso:

Losacero Sigaldeck Calibre 20 con espesor de concreto de 15cm.



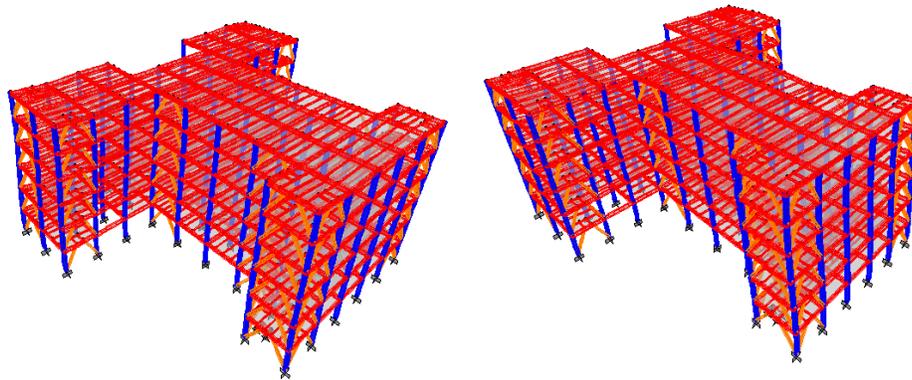
Se agregaron correas para arriostrar los eslabones cuando fuese necesario.

- **Periodos y Modos de vibración:**

Se verifico que el primer modo de vibración de la estructura tenga preferiblemente un valor de cercano al valor de  $1.4 T_a$ , establecido por la Norma COVENIN 1756-01 Artículo 9.3.2.1. Calculado según la Ec. VII-1.

$$T_a = C_t h_n^{0.75} = 0.50(17.4)^{0.75} = 0.596\text{seg}$$

Se procuro que los dos primeros modos fuesen traslacionales para evitar torsión excesiva:



$$T_1 = 0.6535 \text{ seg.}$$

$$T_2 = 0.5308 \text{ seg.}$$

**Primeros Modos de Vibración.**

Según lo descrito en la norma COVENIN 1756-01 y la *Sección VII. 2* de este Trabajo Especial de Grado, el número de modos de vibración debe ser el que garantice que la sumatoria de masas participativas en estos modos sea al menos el 90% de la masa total del edificio. La cantidad de modos definidos en el análisis son los presentados en la siguiente tabla:

Modo	T (seg)	% Masa Participativa		Sumatoria de % Masa	
		X	Y	X	Y
1	0,653468	76,067	0,000	76,07	0,00
2	0,530829	0,000	78,871	76,07	78,87
3	0,461489	1,103	0,000	77,17	78,87
4	0,221801	15,440	0,000	92,61	78,87
5	0,180721	0,000	14,480	92,61	93,35
6	0,15767	0,487	0,000	93,10	93,35
7	0,122787	3,974	0,000	97,07	93,35
8	0,101648	0,000	3,930	97,07	97,28
9	0,088278	0,085	0,000	97,16	97,28
10	0,087331	1,670	0,000	98,83	97,28
11	0,072827	0,000	1,603	98,83	98,88
12	0,069514	0,759	0,000	99,59	98,88

Además el número de modos seleccionados debe ser mayor a  $N_3=3N_1$ , donde  $N_1$  está dado por valor de la siguiente fórmula:

$$N_1 = \frac{1}{2} \left( \frac{T_1}{T^*} - 1.5 \right) + 3 \geq 3$$

$$N_3 = 3N_1 = 9 \text{ modos (El número de modos cumple con lo descrito)}$$

- **Cortante Basal:**

El chequeo del cortante basal se elaboro de acuerdo con lo descrito en la Sección VII.3 del Capítulo II Marco Teórico, y con el uso de la Hoja de Cálculo “Edificaciones Sismorresistentes”:

$T=1.6 T_a =$  **0.681** 1.6 veces el Período estimado de la estructura (seg.)  
 $A_d =$  **0.152** Valor de aceleración espectral para un periodo de 1.6  $T_a$  (g)  
 $W=$  **3 305** Peso total de la edificación por encima del nivel base (Ton)  
 calculado según  $W=1.0 CP + 0.5 CV$   
 $N =$  **6** Número de niveles por encima del nivel base  
 $\mu =$  **0.875** Factor de modificación de cortantes. mayor entre los siguientes valores:  
 $\mu = 1.4 \left[ \frac{N+9}{2N+12} \right]$        $\mu = 0.80 + \frac{1}{20} \left[ \frac{1.6T_a}{T^*} - 1 \right]$

$V_o^* = 455\ 420$  Valor del Cortante Basal para el Período de 1.6  $T_a$  (Kgf)

$V_{ox} = 410\ 389$  Cortante Basal en la Dirección X (Kgf)

$V_{oy} = 422\ 921$  Cortante Basal en la Dirección Y (Kgf)

Se requirió realizar la corrección del cortante basal en sus dos direcciones al calculado según la Norma COVENIN 1756-01 por los siguientes factores:

$$V_o^*/V_{ox} = 1.110$$

$$V_o^*/V_{oy} = 1.077$$

- **Desplazamiento de la Estructura:**

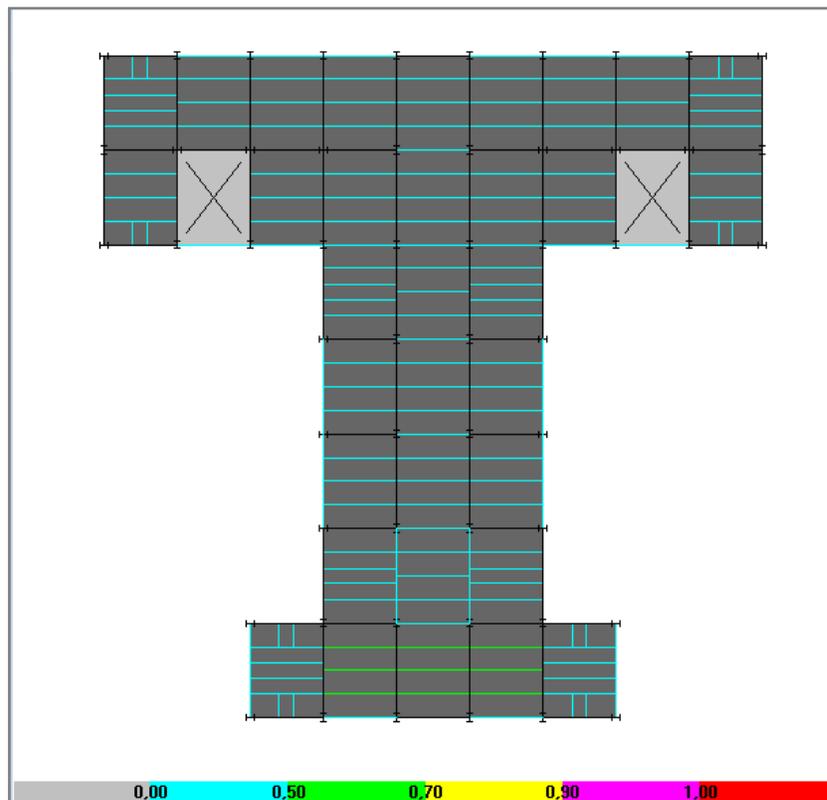
El máximo valor permitido de desplazamiento de entrepisos que menciona la Norma COVENIN 1756-01 para estructuras del Grupo A con elementos no estructurales no susceptibles sufrir daños por deformaciones de la estructura es de **0.012**. Para la estructura analizada se tienen los siguientes valores de máxima deriva de entrepiso:

Piso	Carga	Deriva Inelástica $\delta_{ei}$		Deriva Elástica $\delta_i$	
		X	Y	X	Y
STORY6	SX	0,001061	0,000122	0,0051	0,0006
	SY	0,000002	0,000599	0,0000	0,0029
STORY5	SX	0,001471	0,000197	0,0071	0,0009
	SY	0,000001	0,000850	0,0000	0,0041
STORY4	SX	0,001732	0,000255	0,0083	0,0012
	SY	0,000002	0,001011	0,0000	0,0049
STORY3	SX	0,001795	0,000292	0,0086	0,0014
	SY	0,000003	0,001060	0,0000	0,0051
STORY2	SX	0,001629	0,000306	0,0078	0,0015
	SY	0,000006	0,000970	0,0000	0,0047
STORY1	SX	0,001141	0,000254	0,0055	0,0012
	SY	0,000001	0,000692	0,0000	0,0033

Se puede observar que el valor máximo de deriva no supera al permitido por la Norma.

- **Diseño estructural de Correas (Sección Mixta):**

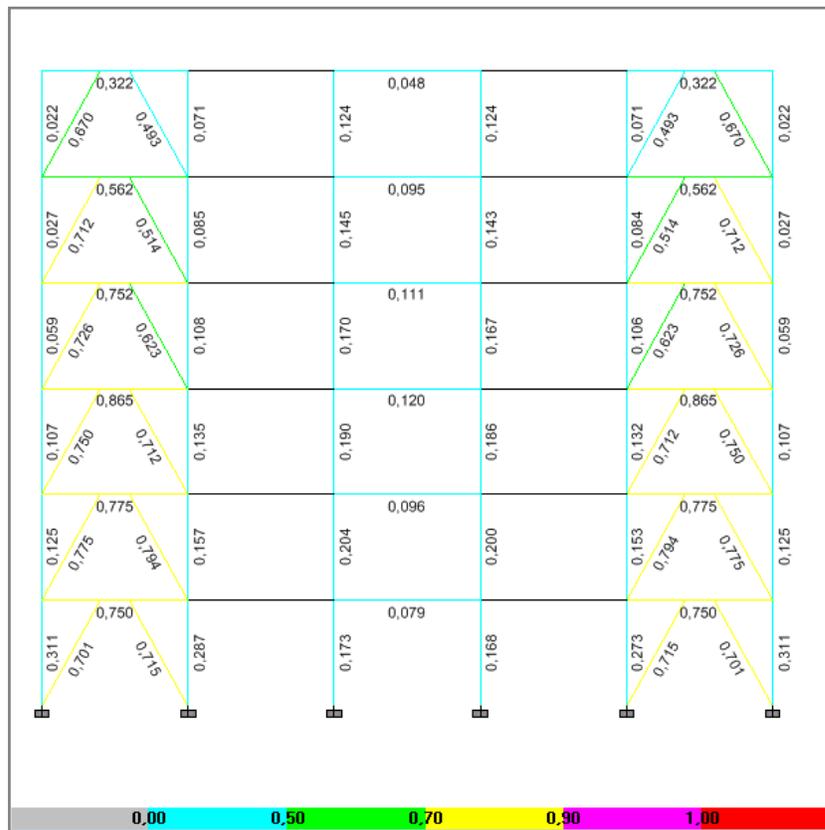
El diseño de estos elementos se realizó conforme a lo especificado en la Sección XIII.1, usando para ello el módulo de diseño de Secciones Mixtas (Composite Beam Design) del programa de cálculo estructural ETABS v9. Presentando a continuación para el caso más desfavorable, los coeficientes de Demanda/Capacidad en secciones mixtas los cuales no deben superar el valor de 1.00. por medio de la escala de colores presentada:



Se puede observar que ningún valor supera un coeficiente de Demanda/Capacidad mayor al 0.90.

- **Diseño Sismorresistente de Vigas, Arriostramientos y Columnas:**

Tomando los valores de fuerzas últimas para las combinaciones de cargas de la CU1 A la CU7 señaladas en la Memoria Descriptiva de la edificación, se diseñaron los elementos para criterios de Flexo Compresión y Corte obedeciendo los parámetros mencionados en la *Sección 1.7*, usando para ello el modulo de diseño de Secciones en acero (Steel Design) del programa de cálculo estructural ETABS v9. Presentando a continuación el pórtico con valores de los coeficientes de Demanda/Capacidad más desfavorables, los cuales no deben superar el valor de 1.00:



Se puede observar que ningún valor supera un coeficiente de Demanda/Capacidad sobrepasa al máximo.

- **Chequeo de Elementos por combinaciones con Acción Sísmica Amplificada:**

Para los sistemas EBF, se chequea la estabilidad del pórtico a una posible falla del eslabón, por medio de una sustitución de acciones sísmicas por fuerzas provenientes del endurecimiento del eslabón, tal como se indica en las *Secciones XI.5.h y XI.5.j*. Con el uso de la Hoja de Cálculo “Sistemas EBF”, se chequearon este y otros criterios necesarios en los sistemas.

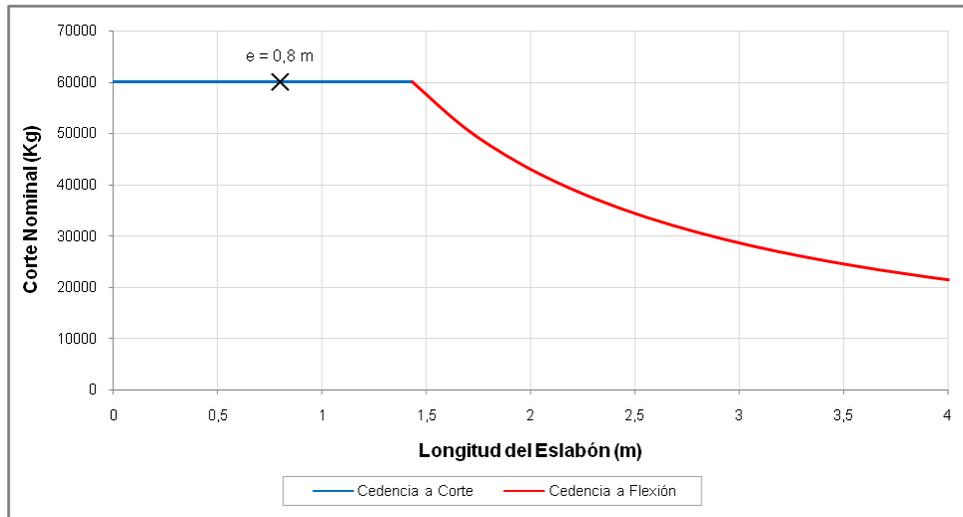
- **Verificación de las limitaciones de los Elementos:**

Considerando los lineamientos que se mencionan en la *Sección XI.5.b, XI.5.h y XI.5.k*. Los elementos de la edificación deberán cumplir con la relación ancho espesor en alas y alma del perfil para prevenir el pandeo local de éstos. Para chequear los elementos de esta edificación se consultó la Tabla de Uso A1 y A3:

- Eslabón IPE 450 “**Cumple**”
- Eslabón IPE 500 “**Cumple**”
- Arriostramientos HEB 220 “**Cumple**”
- Columnas HEB 400 “**Cumple**”

- **Cedencia del Eslabón:**

La máxima resistencia a corte del eslabón fue determinada con la ayuda de la hoja de cálculo mencionada anteriormente, cumpliendo satisfactoriamente con el corte actuando en los eslabones.



**Diagrama de Cedencia para un Eslabón IPE 450**

- **Rotación en el Eslabón:**

Se chequeo la rotación del eslabón para la deriva de piso máxima, la cual dio como resultado

$$\gamma_p = 0,0100 \text{ rad} \quad \text{Rotación Máxima del Eslabón}$$

Según lo especificado en la *Sección XI.5.d*, la rotación máxima permisible está definida por las siguientes condiciones:

- 1) 0.08 rad si la longitud del eslabón (e) es menor o igual a 1.6 Mp/Vp.
- 2) 0.02 rad si la longitud del eslabón (e) es mayor o igual a 2.6 Mp/Vp.
- 3) La interpolación lineal entre 0.02 y 0.08 para valores de longitud de eslabón entre los límites establecidos.

$$1.6 M_p/V_p = 1.147 \text{ mm}$$

$$2.6 M_p/V_p = 1.864 \text{ mm}$$

$$e = 800 \text{ mm}$$

Aplica la Condición 1

$$\gamma_{p \max} = 0,080 \text{ rad}$$

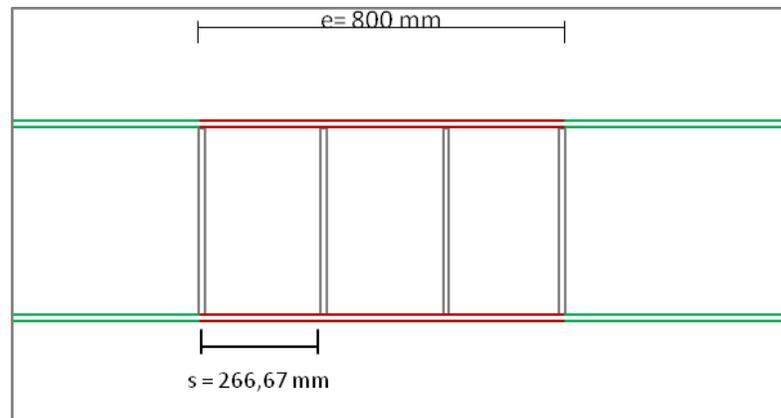
- **Rigidizadores en el Eslabón:**

Según los lineamientos de la Sección XI.5.e, se determino la separación mínima de los rigidizadores en el eslabón la cual será:

Cuando la longitud del eslabón cumple:  $e \leq 1.6 M_p / V_p$

$\gamma_p$		
$\gamma_p = 0.08$	$0.02 < \gamma_p < 0.08 \text{ rad.}$	$\gamma_p \leq 0.02$
$30t_w - d/5$	Interpolación	$52t_w - d/5$
192	433	399
$s \leq$ <span style="color: blue;">399</span> mm		

Para un eslabón de 800mm de longitud se dispondrán los rigidizadores de la siguiente forma:



- **Arriostramientos laterales en el Eslabón:**

Los arriostramientos laterales del eslabón se determinaron con lo dispuesto en la Sección XI.5.g, los cuales deberán soportar una fuerza axial  $P_b = 6525 \text{ Kg}$ , tomado de la Tabla de Uso C1. Los arriostramientos de sección IPE 200 cumplen con los requerimientos para arriostar los extremos del eslabón.

- **Chequeo de las Columnas:**

Al no presentarse en las columnas una relación de demanda/capacidad por fuerzas axiales mayor a 0.40 no se necesitan revisar los requisitos adicionales especificados en la *Sección XI.5.k*.

Para culminar el diseño se deben efectuar los cálculos, planos de la edificación y el diseño de las conexiones.

## Contraste de Resultados

- **Peso de la estructura:**

Sistemas	Peso (Kg)			
	Sistema de Piso	Vigas	Columnas	Arriostramientos
<b>SMF</b>	51447	149725	158465	
<b>SCBF</b>	52506	103662	120084	33906
<b>EBF</b>	59471	176670	124300	47165

Los sistemas de piso se mantienen dentro de un mismo rango para los tres sistemas adoptados, se nota que los sistemas que poseen arriostramiento requieren menos peso de las columnas, el sistema EBF tiene mayor peso para los rangos de viga y arriostramientos por los requerimientos propios del sistema.

- **Respuesta Dinámica:**

Según lo observado en las memorias de cada sistema estructural adoptado, se noto que para los sistemas SMF y SCBF el primer modo de vibración tiene una pequeña torsión y los segundos son solo traslacionales, en cambio los dos primeros modos de los sistemas EBF son casi en su totalidad traslacionales, garantizando poco riesgo torsional.

- **Derivas:**

En los sistemas SMF, fue más difícil que se cumplieran los requerimientos para las máximas derivas permisibles, al contrario de los sistemas con arriostramientos diagonales, los cuales cumplen con este requerimiento eficazmente.

- **Diseño Estructural:**

Para los sistemas SMF se establecieron perfiles con suficiente capacidad, los cuales eran requeridos principalmente por los lineamientos de respuesta de estructuras dinámicas, los otros sistemas cumplieron mejor con los requerimientos señalados y se pudieron establecer secciones mucho más eficientes, con un factor de demanda/capacidad mucho más cercano al límite.

- **Diferencia con la estructura predimensionada:**

El sistema que más se parece al predimensionado fue el de SCBF, no se requirió muchas iteraciones y redimensionado de éste, seguido del sistema EBF, y por último el SMF, el cual se necesitó secciones muy diferentes a las preestablecidas para que se cumplieran las condiciones dinámicas establecidas en la Norma COVENIN 1756-01.

# **CAPÍTULO V**

## **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El diseño sismorresistente en acero debe ser lo común en este tipo de estructuras, ya que los lineamientos que se indican en este Trabajo Especial de Grado basados en las Normas AISC, están ampliamente fundamentados con ensayos y análisis de eventos sísmicos ocurridos alrededor del mundo.

En muchos países desarrollados la industria de la construcción en acero representa un mayor porcentaje sobre las estructuras en concreto armado, por su rapidez en la construcción y mejor nivel de detallado, así como mayor precisión en la resistencia de perfiles y planchas elaborada en los talleres, sobre las resistencias de los elementos de concreto armados en sitio.

Una de las ventajas del adecuado diseño sismorresistente de las estructuras en acero, es el de localizar las posibles fallas en elementos fusibles sin que esto afecte la estabilidad de la estructura, en caso de un evento sísmico crítico, y se garantice así la seguridad de los ocupantes de la estructura.

Los lineamientos para el predimensionado de la estructura son de gran ayuda para no comenzar el diseño de la estructura desde cero.

A pesar de que se usan las normas y códigos AISC para la elaboración de este Trabajo Especial de Grado, por estar más actualizadas, se debe considerar la normativa sísmica que rige a todo el territorio del país, para cumplir con los criterios dinámicos de las estructuras.

El diseño de estructuras en acero está amarrado a muchos requisitos para garantizar el adecuado funcionamiento de los sistemas estructurales, sin embargo al tener una adecuada planificación y teoría suficiente, estos pueden ser resumidos como se hizo en los flujogramas y tablas de uso realizadas, para simplificar el procedimiento de diseño.

Los distintos sistemas estructurales adoptados en las estructuras de acero serán usados según los requerimientos de la arquitectura presentada, de la

eficiencia de cada uno para ésta, así como también se deberá considerar el factor económico. En algunos casos se pueden usar distintos sistemas estructurales en una misma estructura.

La programación de hojas de cálculos es de gran ayuda en el diseño de las estructuras al poder hacer los cálculos más rápido y así tener una mayor eficiencia en el diseño. El uso de programas de cálculo estructural, tales como el ETABS v9, cada vez se hacen más indispensables en el análisis y diseño estructural.

El diseño de las conexiones es muy importante ya que estas garantizan el comportamiento adecuado de las estructuras. Las posibles soluciones de las conexiones podrán ser tabuladas a fin de obtener rápidamente las dimensiones de las planchas, pernos, rigidizadores, etc. Esto se debe a que la mayoría del diseño está condicionado por las capacidades de los elementos, para garantizar que la conexión no falle antes que el o los elementos conectados.

Se recomienda hacer un estudio más profundo de estos sistemas estructurales usados comúnmente en la construcción en acero, así como las demás conexiones precalificadas recomendadas por la AISC.

También se hace la invitación a profundizar el estudio de la construcción en acero, para conocer mejor sus métodos y técnicas para la elaboración de planos de construcción y taller.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AISC (1994). Manual of Steel Construction LRFD Volumes I y II. EEUU. 1993 págs.

AISC (2005). Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications ANSI/AISC 358-05. EEUU. 90 pág.

AISC (2006). Seismic Braced Frames Design Concepts and Connections. EEUU. 212 págs.

AISC (2005). Seismic Provision for Structural Steel Building ANSI/AISC 341-05. EEUU. 334 págs.

AISC (2005). Specification for Structural Steel Building ANSI/AISC 360-05. EEUU. 256 pág.

AISC (2006). Steel Design Guide 1: Base Plate and Anchor Rod Design. EEUU. 69 págs.

AISC (2006). Steel Design Guide 4: Extended End-Plate Moment Connections. EEUU. 165 págs.

Hernández, S. (Febrero 2009). Diseño Sismorresistente en Acero. Ponencia presentada en el "V Diplomado Internacional de Ingeniería Estructural". DF. México. CSI Caribe.

FEMA (2000). Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings. EEUU. 224 págs.

Fondonorma (2001). Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones COVENIN N° 2002:1988. (Provisional). Caracas. 56 págs.

Fondonorma (2001). Edificaciones Sismorresistentes Norma Venezolana COVENIN N° 1756-1:2001. (1era revisión). Caracas. 89 págs.

Fondonorma (1998). Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites Norma Venezolana COVENIN N° 1618:1998. (1era revisión). Caracas. 313 págs.

Fratelli, M. (2003) Diseño de Estructuras Metálicas. Caracas. 589 págs.

Güell, A. (2008). Material de la asignatura “Estructuras de Acero”. Caracas. Universidad Central de Venezuela.

Engelhardt M. (Marzo 2007). Design of Seismic-Resistant Steel Building Structures. Ponencia presentada en “AISC Seismic Design”. EEUU. AISC.

# APÉNDICES

**APÉNDICE 1. TABLA DE PERFILES IPE.**

Designación	Peso	Área	Altura	Alas		Alma		Eje X-X				Eje Y-Y				Dimensiones para detallar		
	P	A	d	bf	tf	tw	r	lx	Sx	rx	Zx	ly	Sy	ry	Zy	n	m	g
	kg/m	cm <sup>2</sup>	mm					cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	mm		
<b>IPE 80</b>	6	8	80	46	5.2	3.8	5	80	20	3.24	23.2	8.5	3.69	1.05	5.8	10	35	
<b>IPE 100</b>	8	10	100	55	5.7	4.1	7	171	34	4.07	39.4	15.9	5.78	1.24	9.2	15	40	
<b>IPE 120</b>	10	13	120	64	6.3	4.4	7	318	53	4.90	60.7	27.6	8.64	1.45	13.6	15	40	
<b>IPE 140</b>	13	16	140	73	6.9	4.7	7	541	77	5.74	88.3	44.9	12.30	1.65	19.3	15	45	
<b>IPE 160</b>	16	20	160	82	7.4	5.0	9	869	109	6.58	124	68.2	16.60	1.84	26.2	20	50	
<b>IPE 180</b>	19	24	180	91	8.0	5.3	9	1320	146	7.42	166	101	22.10	2.05	34.7	20	55	
<b>IPE 200</b>	22	29	200	100	8.5	5.6	12	1940	194	8.26	221	142	28.40	2.23	44.9	25	60	60
<b>IPE 220</b>	26	33	220	110	9.2	5.9	12	2770	252	9.11	285	205	37.20	2.48	58.4	25	65	60
<b>IPE 240</b>	31	39	240	120	9.8	6.2	15	3890	324	9.97	367	283	47.20	2.69	74.4	25	70	60
<b>IPE 270</b>	36	46	270	135	10.2	6.6	15	5790	429	11.20	484	419	62.10	3.02	97.4	25	75	70
<b>IPE 300</b>	42	54	300	150	10.7	7.1	15	8360	429	12.50	628	603	80.40	3.35	126	30	85	90
<b>IPE 330</b>	49	63	330	160	11.5	7.5	18	11800	557	13.70	804	787	98.40	3.55	154	30	90	90
<b>IPE 360</b>	57	73	360	170	12.7	8.0	18	16300	713	15.00	1019	1040	123.00	3.79	192	35	95	90
<b>IPE 400</b>	66	85	400	180	13.5	8.6	21	23100	904	16.50	1307	1320	146.00	3.95	230	35	100	90
<b>IPE 450</b>	78	99	450	190	14.6	9.4	21	33700	1160	18.50	1701	1670	176.00	4.12	278	40	105	90
<b>IPE 500</b>	91	116	500	200	16.0	10.2	21	48200	1930	20.40	2194	2140	214.00	4.30	337	40	105	90
<b>IPE 550</b>	106	134	550	210	17.2	11.1	24	67100	2440	22.30	2787	2660	254.00	4.45	403	45	110	140
<b>IPE 600</b>	122	156	600	220	19.0	12.0	24	92100	3070	24.30	3512	3380	308.00	4.66	488	45	115	140

**APÉNDICE 2. TABLA DE PERFILES HEA.**

Designación	Peso	Área	Altura	Alas		Alma		Eje X-X				Eje Y-Y				Dimensiones para detallar		
	P	A	d	bf	tf	tw	r	lx	Sx	rx	Zx	ly	Sy	ry	Zy	n	m	g
	kg/m	cm <sup>2</sup>	mm					cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	mm		
HEA 100	17	21	96	100	8.0	5.0	12	349	73	4.05	83.0	134	26.70	2.51	41.4	20	60	60
HEA 120	20	25	114	120	8.0	5.0	12	606	106	4.89	119	231	38.40	3.02	59.1	20	70	60
HEA 140	25	31	133	140	8.5	5.5	12	1030	155	5.73	173	389	55.60	3.52	85.1	25	80	70
HEA 160	30	39	152	160	9.0	6.0	15	1670	220	6.57	245	615	76.90	3.98	118	25	90	90
HEA 180	36	45	171	180	9.5	6.0	15	2510	294	7.45	325	924	103.00	4.52	157	25	100	90
HEA 200	42	54	190	200	10.0	6.5	18	3690	389	8.28	429	1330	133.00	4.98	205	30	110	90
HEA 220	51	64	210	220	11.0	7.0	18	5410	515	9.17	568	1950	178.00	5.51	271	30	120	140
HEA 240	60	77	230	240	12.0	7.5	21	7760	675	10.10	744	2770	231.00	6.00	353	35	130	140
HEA 260	68	87	250	260	12.5	7.5	24	10500	836	11.00	919	3660	282.00	6.50	432	40	140	140
HEA 280	76	97	270	280	13.0	8.0	24	13700	1010	11.90	1112	4760	340.00	7.00	520	40	150	140
HEA 300	88	113	290	300	14.0	8.5	27	18300	1260	12.70	1383	6310	420.00	7.49	644	45	160	140
HEA 320	98	124	310	300	15.5	9.0	27	22900	1480	13.60	1627	6980	465.00	7.49	712	45	160	140
HEA 340	105	133	330	300	16.5	9.5	27	27700	1680	14.40	1850	7430	495.00	7.46	759	45	160	140
HEA 360	112	143	350	300	17.5	10.0	27	33100	1890	15.20	2088	7880	525.00	7.43	805	45	155	140
HEA 400	125	159	390	300	19.0	11.0	27	45100	2310	16.80	2561	8560	571.00	7.34	876	50	155	140
HEA 450	140	178	440	300	21.0	11.5	27	63700	2900	18.90	3215	9460	631.00	7.29	969	50	155	140
HEA 500	155	198	490	300	23.0	12.0	27	87000	3550	21.00	3948	10400	691.00	7.24	1063	50	155	140
HEA 550	166	212	540	300	24.0	12.5	27	112000	4150	23.00	4621	10800	721.00	7.15	1111	55	155	140
HEA 600	178	226	590	300	25.0	13.0	27	141000	4790	25.00	5350	11300	751.00	7.05	1160	55	155	140
HEA 650	190	242	640	300	26.0	13.5	27	175000	5470	26.90	6136	11700	781.00	6.96	1209	55	155	140
HEA 700	204	260	690	300	27.0	14.5	27	215000	6240	28.70	7031	12200	812.00	6.84	1261	55	155	140
HEA 800	224	286	790	300	28.0	15.0	30	303000	7680	32.60	8699	12600	842.00	6.65	1318	60	155	140
HEA 900	252	321	890	300	30.0	16.0	30	422000	9480	36.30	10810	13500	903.00	6.50	1421	60	155	140
HEA 1000	272	347	990	300	31.0	16.5	30	554000	11200	40.00	12823	14000	933.00	6.35	1476	65	155	140

**APÉNDICE 3. TABLA DE PERFILES HEB.**

Designación	Peso	Área	Altura	Alas		Alma		Eje X-X				Eje Y-Y				Dimensiones para detallar		
	P	A	d	bf	tf	tw	r	lx	Sx	rx	Zx	ly	Sy	ry	Zy	n	m	g
	kg/m	cm <sup>2</sup>	mm					cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	mm		
HEB 100	20	26	100	100	10	6	12	450	90	4.16	104	167	33.4	2.53	51.7	25	60	60
HEB 120	27	34	120	120	11	6.5	12	864	144	5.04	165	318	52.90	3.06	81.3	25	70	60
HEB 140	34	43	140	140	12	7	12	1510	216	5.93	245	550	78.50	3.58	120	25	80	70
HEB 160	43	54	160	160	13	8	15	2490	311	6.78	354	889	111	4.05	171	30	90	90
HEB 180	51	65	180	180	14	8.5	15	3830	426	7.66	481	1360	151	4.57	232	30	100	90
HEB 200	61	78	200	200	15	9	18	5700	570	8.74	642	2000	200	5.24	307	35	110	90
HEB 220	72	91	220	220	16	9.5	18	8090	736	9.43	827	2840	258	5.59	395	35	120	140
HEB 240	83	106	240	240	17	10	21	11260	938	10.30	1053	3920	327	6.08	500	40	125	140
HEB 260	93	118	260	260	17.5	10	24	14900	1150	11.20	1282	5135	395	6.58	605	45	135	140
HEB 280	103	131	280	280	18	10.5	24	19300	1380	12.10	1534	6600	471	7.09	720	45	145	140
HEB 300	117	149	300	300	19	11	27	25200	1680	13.00	1868	8560	571	7.58	873	50	155	140
HEB 320	127	161	320	300	20.5	11.5	27	30800	1930	13.80	2149	9240	616	7.57	943	50	155	140
HEB 340	134	171	340	300	21.5	12	27	36700	2160	14.60	2407	9690	646	7.53	989	50	155	140
HEB 360	142	181	360	300	22.5	12.5	27	43200	2400	15.50	2682	10140	676	7.49	1036	50	155	140
HEB 400	155	198	400	300	24	13.5	27	57700	2880	17.10	3231	10800	721	7.40	1108	55	155	140
HEB 450	171	218	450	300	26	14	27	79900	3550	19.10	3982	11700	781	7.33	1202	55	155	140
HEB 500	187	239	500	300	28	14.5	27	107200	4290	21.20	4814	12600	841	7.27	1297	55	155	140
HEB 550	199	254	550	300	29	15	27	136700	4970	23.20	5590	13100	871	7.17	1346	60	155	140
HEB 600	212	270	600	300	30	15.5	27	171000	5700	25.20	6424	13500	902	7.08	1396	60	155	140
HEB 650	225	286	650	300	31	16	27	210600	6480	27.10	7319	14000	932	7.00	1447	60	155	140
HEB 700	241	306	700	300	32	17	27	256900	7340	29.00	8326	14400	962	6.87	1500	60	155	140
HEB 800	262	334	800	300	33	17.5	30	359100	8980	32.80	10228	14900	993	6.68	1560	65	155	140
HEB 900	291	371	900	300	35	18.5	30	494100	11000	36.50	12583	15800	1050	6.53	1666	65	155	140
HEB 1000	314	400	1000	300	36	19	30	644700	12900	40.10	14854	16300	1080	6.38	1724	70	155	140

**APÉNDICE 4. TABLA DE PERFILES VP Y CP.**

Designación	Peso	Área	Altura	Alas		Alma		Eje X-X				Eje Y-Y				Dimensiones para detallar		
	P	A	d	bf	tf	tw	r	lx	Sx	rx	Zx	ly	Sy	ry	Zy	n	m	g
	kg/m	cm <sup>2</sup>	mm					cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	mm		
<b>VP 120</b>	10	12	120	100	4.5	3		335	56	5.21	61	75	15.00	2.47	23	10	60	
<b>VP 140</b>	12	16	140	100	6	3		592	85	6.11	93	100	20.00	2.51	30	10	60	
<b>VP 160</b>	16	21	160	100	6	6		874	109	6.47	125	100	20.00	2.19	31	10	60	
<b>VP 175</b>	18	22	175	125	6	4.5		1230	141	7.43	157	195	31.30	2.96	48	10	70	
<b>VP 200</b>	24	31	200	125	9	4.5		2280	228	8.62	252	293	46.90	3.09	71	10	70	
<b>VP 250</b>	29	37	250	150	9	4.5		4390	351	10.80	386	506	67.50	3.68	102	10	85	
<b>VP 300</b>	41	53	300	150	12	6		8520	568	12.70	633	676	90.10	3.58	137	15	85	
<b>VP 350</b>	48	62	350	175	12	6		13700	785	14.90	869	1070	123.00	4.17	187	15	95	
<b>VP 400</b>	55	71	400	200	12	6		20730	1040	17.10	1143	1600	160.00	4.76	243	15	110	
<b>VP 420</b>	66	84	420	200	12	9		24600	1170	17.20	1332	1600	160.00	4.38	248	15	110	
<b>CP 140</b>	26	33	140	140	9	6		1170	168	6.00	187	412	58.80	3.56	89	10	80	
<b>CP 160</b>	29	37	160	160	9	6		1790	223	6.92	248	615	76.80	4.06	116	10	90	
<b>CP 180</b>	33	42	180	180	9	6		2580	287	7.83	316	875	97.20	4.56	147	10	100	
<b>CP 200</b>	46	59	200	200	12	6		4520	452	8.79	498	1600	160.00	5.23	242	15	110	
<b>CP 220</b>	51	65	220	220	12	6		6090	554	9.72	607	2130	194.00	5.74	292	15	120	
<b>CP 240</b>	60	77	240	240	12	9		8250	687	10.40	762	2770	231.00	6.00	350	15	130	
<b>CP 260</b>	66	84	260	260	12	9		10600	815	11.30	899	3520	271.00	6.48	410	15	140	

### APÉNDICE 5. TABLA DE VALORES PARA ACEROS.

Designación	Pto. Cedente Fy Kg/cm2.	Esfuerzo Último Fu Kg/cm2.	Ry	Rt
AE 25	2500	3700	1.5	1.2
AE 35	3500	5500	1.3	1.1
ASTM - A 36	2530	4080	1.5	1.2
ASTM - A 572. Gr 42	2950	4220	1.3	1.1
ASTM - A 572. Gr 50	3515	4570	1.1	1.1
ASTM - A 572. Gr 55	3870	4920	1.1	1.1
ASTM - A 913. Gr 50	3515	4220	1.1	1.1
ASTM - A 913. Gr 60	4220	5273	1.1	1.1
ASTM - A 913. Gr 65	4570	5625	1.1	1.1
ASTM - A 588	3515	4920	1.1	1.1
ASTM - A 992	3515	4570	1.1	1.1
ASTM - A 529. Gr 50	3515	4570	1.2	1.2
ASTM - A 529. Gr 55	3870	4920	1.1	1.2

## APÉNDICE 6. VALORES PARA PERNOS.

Tipo de pernos	Tracción	Corte en conexión tipo aplastamiento
	Factor de resistencia $\Phi = 0.75$	Factor de resistencia $\Phi = 0.75$
	$F_t$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$F_v$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
A 325 (CR)	6330	3370
A 325 (SR)	6330	4220
A 490 (CR)	7940	4220
A 490 (SR)	7940	5720

Dimensión del perno	Diámetro nominal	Agujeros		Separación	
		Estándar	Agrandados	Entre Pernos	Al Borde
Métrico / Ingles	mm	mm		mm	
1/2"	12.7	14.3	15.9	38.1	19.05
5/8"	15.9	17.5	20.6	47.7	23.85
M16	16	18	20	48	24
3/4"	19.1	20.6	23.8	57.3	28.65
M20	20	22	24	60	30
M22	22	24	28	66	33
7/8"	22.2	23.8	27	66.6	33.3
M24	24	27	30	72	36
1"	25.4	27	31.8	76.2	38.1
M27	27	30	35	81	40.5
1 1/8"	28.6	30.6	36.6	85.8	42.9
M30	30	33	38	90	45
1 1/4"	31.8	33.8	39.8	95.4	47.7
1 3/8"	34.9	36.9	42.9	104.7	52.35
M36	36	39	44	108	54
1 1/2"	38.1	41.1	46.1	114.3	57.15

## APÉNDICE 7. VALORES PARA PERNOS.

DESCRIPCIÓN DE LOS PERNOS Y PARTES ROSCADAS	TRACCIÓN		CORTE EN CONEXIONES TIPO APLASTAMIENTO	
	FACTOR DE MINORACIÓN DE LA RESISTENCIA $\phi$	RESIST. TEÓRICA $F_{tt}$ kgf / cm <sup>2</sup>	FACTOR DE MINORACIÓN DE LA RESISTENCIA $\phi$	RESIST. TEÓRICA $F_{tv}$ kgf / cm <sup>2</sup>
Pernos A307	0.75	3160 <sup>(a)</sup>	0.75	1690 <sup>(b,e)</sup>
Pernos A325 cuando la rosca está incluida en los planos de corte		6330 <sup>(d)</sup>		3370 (e)
Pernos A325 cuando la rosca está excluida de los planos de corte		6330 <sup>(d)</sup>		4220 (e)
Pernos A490 cuando la rosca está incluida en los planos de corte		7940 <sup>(d)</sup>		4220 (e)
Pernos A490 cuando la rosca está excluida de los planos de corte		7940 <sup>(d)</sup>		5270 (e)
Partes roscadas que cumplan con los requisitos del Capítulo 5, cuando la rosca está incluida de los planos de corte		$0.75 F_u$ <sup>(a,c)</sup>		$0.40 F_u$
Partes roscadas que cumplan con los requisitos del Capítulo 5, cuando las roscas están excluidas de los planos de corte		$0.75 F_u$ <sup>(a,c)</sup>		$0.40 F_u$

Notas :

Los valores de esta Tabla son aplicables a pernos y partes roscadas milimétricas (M) como a los fabricados en pulgadas.

- (a) Únicamente para carga estática.
- (b) Se aceptan roscas en los planos de corte.
- (c) La capacidad a tracción de la porción roscada de una barra, con extremos ensanchados basada en el área de la sección correspondiente al diámetro mayor de la rosca,  $A_b$ , será mayor que el valor obtenido al multiplicar  $F_y$  por el área nominal del cuerpo de la barra antes de su ensanchamiento.
- (d) Para pernos A325 y A490 sujetos a cargas de fatiga, véase el Apéndice D.
- (e) Los valores tabulados se reducirán en un veinte por ciento (20%) cuando las conexiones tipo aplastamiento utilizadas para unir miembros en tracción tengan una disposición de conectores cuya longitud, medida en la dirección paralela a la de la fuerza, sea mayor de 1270 mm.

## APÉNDICE 8. MÍNIMAS CARGAS VARIABLES DISTRIBUIDAS (COVENIN 2002-88)

USOS DE LA EDIFICACION	AMBIENTES														TECHOS	
	A.	B.	C.	D.	E.	F.	G.	H.	I.	J.	K.	L.	M.	N.		O.
1. VIVIENDAS UNIFAMILIARES Y MULTIFAMILIARES HOTELERÍA, MOTELERÍA, CLUBES	300			500	100	300		300		(6)	175					CP ≤ 50 kgf/m <sup>2</sup> CP > 50 kgf/m <sup>2</sup>
2. EDIFICACIONES EDUCACIONALES ESCUELAS, LICEOS, UNIVERSIDADES, INSTITUTOS TÉCNICOS Y SIMILARES	400	300	400	500	100	300	(5)	500	500	(6)	175	600	1200	(8y9)		
3. LUGARES DE CONCENTRACION PÚBLICA: TEATROS, CINES, RESTAURANTES, LUGARES DE CULTO, MUSEOS, BIBLIOTECAS, ESTUDIOS, TRIBUNAS, GIMNASIO, ETC	500	300	400	500	100	300	(5)	500	750	(6)	175	600		(8y9)		
4. EDIFICACIONES INSTITUCIONALES: MÉDICO ASISTENCIALES, CUARTELES, CARCELES, CONVENTOS Y MONASTERIOS, MINISTERIOS	300	250	400	500	100	300	(5)	500	500	(6)	175	600	1200	(8y9)		
5. EDIFICACIONES COMERCIALES: ALMACENES COMERCIALES, TIENDAS, SUPERMERCADOS, LOCALES, OFICINAS Y BANCOS	300	250	400	500	100	300	(5)	500	500	(6)	175	600		(8y9)		
6. EDIFICACIONES PARA TRANSPORTE Y DEPÓSITOS ESTACIONAMIENTOS, DEPÓSITOS DE MERCANCÍA LIVIANA, FRIGORÍFICOS, MORGUE	500	300	400	500	100	300	(5)	500		(6)	175	600		(8y9)		
7. EDIFICACIONES INDUSTRIALES: TALLERES, IMPRENTAS ESTUDIOS DE RADIO, CINE Y TV	500	300	400	500	100	300	(5)	500	750	(6)	175	600	1200	(8)		
8. CONSTRUCCIONES VARIAS: HELIPUERTOS (11), PUENTES PEATONALES, TERMINALES DE PASAJEROS	500	300	400	500	100	300	(5)	500		(6)	175	600		(8)		

**NOTAS:**

**GENERAL:** Aquellos renglones que no tengan valores establecidos, podrán asimilarse a casos semejantes.

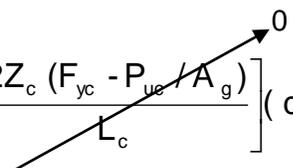
1. Oficinas: 250 kgf/m<sup>2</sup>. Aulas, Quirófanos y Laboratorios: 300 kgf/m<sup>2</sup>. Cocinas, Servicios, etc.: 400 kgf/m<sup>2</sup>.
2. La que corresponda a su uso, pero no menor de 100 kgf/m<sup>2</sup>.
3. Para barandas, pasamanos y antepechos, véase la sección 5.3.4.
4. Para balcones con  $l \leq 1.20$  m. se aplica la nota (2). Independientemente del valor de l, se aplicará en el extremo del volado una carga lineal de 150 kgf/m.
5. Salas de lectura: 300 kgf/m<sup>2</sup>. Salas de archivo: Según ocupación y equipos, pero no menor de 500 kgf/m<sup>2</sup>. Zona de estanterías con libros: 250 kgf/m<sup>2</sup> por cada m. de altura, pero no menor de 700 kgf/m<sup>2</sup>. Depósitos de libros, véase nota 8.
6. Para vehículos de pasajeros: 250 kgf/m<sup>2</sup> y además se verificará para una carga concentrada de 900 kgf distribuida sobre un cuadrado de 15 cm de lado y colocada en el punto más desfavorable. Para autobuses y camiones: 1000 kgf/m<sup>2</sup> y además se verificará para una carga concentrada igual a la carga máxima por rueda distribuida en un cuadrado de 15 cm de lado. Véase la Sección 5.2.5.
7. Según especificaciones particulares. Para piso de sala de máquinas de ascensores: 2000 kgf/m<sup>2</sup>, incluyendo el impacto.
8. Según especificaciones particulares, pero no menor de 250 kgf/m<sup>2</sup> por metro de altura del depósito; véase Tabla 4.2. Depósito de libros apilados y estanterías sobre rieles: 1100 kgf/m<sup>2</sup> por cada m de altura.
9. Frigoríficos: según especificaciones particulares, pero no menor de 1500 kgf/m<sup>2</sup>. Morgue: 600 kgf/m<sup>2</sup>.
10. Las correas deberán verificarse también para una carga concentrada de 80 kgf/m<sup>2</sup> ubicada en la posición más desfavorable.
11. Según las características de los equipos.

## APÉNDICE 9. PREDIMENSIONADO DE COLUMNAS.

Considerando la **Relación de Momentos** en el nodo:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1.0$$

**Momentos Máximos Probables en Columnas:** conservadoramente se desprecia el valor del corte en la columna.

$$M_{pc}^* = M_{pc} + V_{uc} (d_b/2) = Z_c (F_{yc} - P_{uc} / A_g) + \left[ \frac{2Z_c (F_{yc} - P_{uc} / A_g)}{L_c} \right] (d_b/2)$$


**Momentos Máximos Probables en Vigas:**

$$M_{pb}^* = M_{pr} + V_{ub} (s_h + d_c/2) = 1.1R_y Z_b F_{yb} + \left[ 2 \left( \frac{1.1R_y Z_b F_{yb}}{L_h} \right) + V_g \right] (s_h + d_c/2)$$

Para fines prácticos y a manera de despejar, basado en diversas pruebas, se asumen las siguientes aproximaciones:

$$P_{uc} / A_g \cong \%F_{yc}$$

Para aceros de  $F_y \approx 2500 \text{ Kg/cm}^2$  se toma  $\% = 0.80$ .

Para aceros de  $F_y \approx 3500 \text{ Kg/cm}^2$  se toma  $\% = 0.85$ .

$$s_h \cong 0.035 L_h$$

$$d_c \cong 0.06 L_h$$

$$V_g = 0.7 \times 2 \left( \frac{1.1R_y Z_b F_{yb}}{L_h} \right)$$

Sustituyendo en las formulas anteriores, se obtiene:

$$M_{pc}^* = Z_c (F_{yc} - \%F_{yc}) = Z_c F_{yc} (1 - \%)$$

$$M_{pb}^* = 1.1R_y Z_b F_{yb} + 1.7 \left[ 2 \left( \frac{1.1R_y Z_b F_{yb}}{L_h} \right) \right] (0.065L_h)$$

$$M_{pb}^* = 1.34 (1.1R_y Z_b F_{yb})$$

Para el caso de 2 vigas llegando a la columna, la relación de momentos queda:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} = \frac{2 \left[ \frac{Z_c F_{yc} (1 - \%)}{1.34 (1.1R_y Z_b F_{yb})} \right]}{2} > 1.0$$

$$\frac{Z_c}{Z_b} \geq \frac{1.474R_{yb} F_{yb}}{(1 - \%) F_{yc}}$$

Para el caso de 1 viga llegando a la columna, la relación de momentos queda:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} = \frac{2 \left[ \frac{Z_c F_{yc} (1 - \%)}{1.34 (1.1R_y Z_b F_{yb})} \right]}{1} > 1.0$$

$$\frac{Z_c}{Z_b} \geq \frac{0.737R_{yb} F_{yb}}{(1 - \%) F_{yc}}$$

Sustituyendo los valores según la resistencia del acero, tomados del **APÉNDICE 5**, y asumiendo la resistencia de la viga y columna igual se obtienen los valores de relación entre módulos plásticos mostrados en la **Tabla IV.3**.