

Universidad Austral de Chile

Facultad de Ciencias de la Ingeniería Escuela de Ingeniería Civil en Obras Civiles

"Diseño Sismorresistente de Conexiones Rígidas Viga-Columna y Arriostramientos Excéntricos para un Edificio de Acero de 15 Pisos Emplazado en la Ciudad de Valdivia"

Tesis presentada como parte de Los requisitos para optar al Titulo de Ingeniero Civil en Obras Civiles

> Profesor Patrocinante: José Soto Miranda Ingeniero Civil. M.Sc. Eng. Civil

> Profesor Copatrocinante: Adolfo Castro Bustamante Ingeniero Civil. M.Sc. Eng. Civil

Profesor Informante: Julio Lopetegui Torres Ingeniero Civil. Ph.D. Eng. Civil

PABLO BENEDICTO ZAMBRANO LEIVA Valdivia – Chile 2008

Uno de los privilegios que me brinda el término de mi tesis es agradecer a todas las personas que me han apoyado en esta etapa de mi vida, especialmente a mis padres Benedicto y Erna. Gracias por los valores, principios y enseñanzas que nos han inculcado a mí y a mis hermanos. Por dar y sacrificar siempre todo por nosotros y apoyarnos incondicionalmente. Este logro es tan mió como de ustedes.

A mis hermanos Rodrigo, Marilyn y Francisco por su apoyo y aliento en los momentos difíciles de este proceso. Me siento orgulloso de tener unos hermanos como ustedes.

A toda mi familia por las palabras de ánimo y apoyo cuando veía lejano este día.

A Dios por guiarme y haberme dado los padres y hermanos que tengo.

Índice General

Índice General	i
Índice de Figuras	x
Índice de Gráficos	xiv
Índice de Tablas	xv

Resumen	xix
Summary	xx

Capitulo I	Introducción	1
Capitulo I	Introducción	

1.1	PRESENTACIÓN DEL PROBLEMA	1
1.2	OBJETIVOS	3
1.2.1	Objetivos Generales	3
1.2.2	Objetivos Específicos	3
1.3	METODOLOGÍA	4

Capítulo II	Marco Teórico	5
-------------	---------------	---

2.1	GENERALIDADES	5
2.2	CLASIFICACIÓN DE CONEXIONES	7
2.2.1	Clasificación Según Eurocode 3	9
2.2.2	Clasificación Según Gomes	10
2.2.3	Clasificación Según Bjorhovde	11
2.2.4	Clasificación Según Hasan	12

2.2.5	Clasificación Según Nethercot	13
2.2.6	Clasificación Según AISC (American Institute of Steel Construction)	14
2.2.7	Clasificación Según NCh2369.Of2003	15
2.3	MODELOS DE CONEXIONES SEMI-RÍGIDAS	16
2.3.1	Modelos Lineales	16
2.3.2	Modelos Polinomiales	17
2.3.3	Modelos de Potencia	17
2.3.3.1	Modelo de Potencia de Dos Parámetros	17
2.3.3.2	Modelo de Potencia de Tres Parámetros de Colson y Louveau	17
2.3.3.3	Modelo de Tres Parámetros de Kishi y Chen	18
2.3.4	Modelo Exponencial de Chen y Lui	18
2.3.5	Modelo Exponencial de Tres Parámetros Simplificado de Kishi y Chen	18
2.3.5.1	Cálculo de la Rigidez Inicial	20
2.3.5.2	Cálculo del Momento Último de la Conexión	26
2.4	DISEÑO SÍSMICO DE CONEXIONES RÍGIDAS PRECALIFICADAS VIGA – COLUMNA (FEMA-350)	32
2.4.1	Requisitos Generales para el Diseño de Estructuras Sismorresistentes	38
2.4.1.1	Pasos de Diseño	38
2.4.1.2	Objetivos del Diseño por Desempeño	39
2.4.2	Elección del Sistema Estructural	40
2.4.2.1	Configuración y Traspaso de Cargas	40
2.4.2.2	Sistema Estructural Sismorresistente	41
2.4.2.3	Tipo de Conexión Empleada	41
2.4.2.4	Longitud Libre o Vano de Viga (Beam Span)	42
2.4.3	Acero Estructural	42
2.4.3.1	Especificación del Material Empleado	42
2.4.3.2	Resistencia del Acero Utilizado	42
2.4.4	Análisis Estructural y Modelo Matemático	43
2.4.42.4.4.1	Análisis Estructural y Modelo Matemático Suposiciones Básicas	43 43
2.4.4 2.4.4.1 2.4.4.2	Análisis Estructural y Modelo Matemático Suposiciones Básicas Rigidez de la Conexión	43 43 43

2.4.5	Diseño de los Elementos Resistentes	44
2.4.5.1	Resistencia de Vigas y Columnas	44
2.4.5.2	Arriostramiento Lateral en las Alas de la Columna	45
2.4.5.3	Resistencia de la Zona Panel	45
2.4.5.4	Requerimientos de Sección Compacta	46
2.4.5.5	Arriostramiento Lateral de Vigas	46
2.4.5.6	Secciones Permitidas de Columnas	46
2.4.6	Conexiones Precalificadas Viga-Columna	47
2.4.7	Otras Conexiones Estructurales	48
2.4.7.1	Empalmes de Columnas	48
2.4.8	Control de Calidad y Seguridad de los Materiales	48
2.4.9	Criterios Básicos Utilizados en el Diseño de Conexiones Sismorresistentes	48
2.4.9.1	Configuración de los Marcos o Pórticos	49
2.4.9.2	Ubicación de las Rótulas Plásticas	50
2.4.9.3	Cálculo del Momento Plástico Probable en las Rótulas	51
2.4.9.4	Cálculo de la Fuerza de Corte en las Rótulas Plásticas	51
2.4.9.5	Cálculo de las Demandas de Resistencia en Cada Sección Crítica	52
2.4.9.6	Momento de Fluencia	53
2.4.10	Parámetros de Diseño Empleados en las Conexiones Precalificadas	53
2.4.10.1	Estabilidad del Ala de la Viga	53
2.4.10.2	Estabilidad del Alma de la Viga	53
2.4.10.3	Efectos de Longitud Libre y Alturas de lasVigas	54
2.4.10.4	Efectos del Espesor de las Alas de las Vigas	54
2.4.10.5	Arriostramiento Lateral Adicional en las Zonas de Plastificación	54
2.4.10.6	Conectores de Corte Soldados	54
2.4.10.7	Dureza del Material Base	55
2.4.10.8	Propiedades K-Área	55
2.4.10.9	Resistencia y Dureza del Metal de Soldadura	55
2.4.10.10	Perforaciones de Acceso a las Soldaduras	56
2.4.10.11	Control de Calidad y Seguridad de las Soldaduras	57

2.4.11	Otros Parámetros de Diseño Para Conexiones Rígidas Viga – Columna	57
2.4.11.1	1 Placas o Atiesadores de Continuidad	57
2.4.11.2	2 Resistencia de la Zona Panel	58
2.4.12	Datos Empleados en el Proceso de Precalificación	60
2.4.13	Conexiones Precalificadas - Soldadas Totalmente Restringidas (Rígidas)	60
2.4.13.2	1 Conexión Ala Soldada No Reforzada – Alma Apernada (WUF-B)	60
2.4.13.2	2 Conexión Ala Soldada No Reforzada – Alma Soldada (WUF-W)	64
2.4.13.	3 Conexión Ala Libre (FF)	68
2.4.13.4	4 Conexión Placa Soldada al Ala (WFP)	72
2.4.13.	5 Conexión Viga de Sección Reducida (RBS)	76
2.4.14	Conexiones Precalificadas - Apernadas Totalmente Restringidas (Rígidas)	80
2.4.14.2	1 Conexión Apernada con Placa Final No-Atiesada (BUEP)	80
2.4.14.2	2 Conexión Apernada con Placa Final Atiesada (BSEP)	86
2.4.14.	3 Conexión Placas Apernadas a las Alas (BFP)	92
2.4.15	Conexiones Precalificadas Parcialmente Restringidas	100
2.4.15.2	1 Conexión Doble T Cortada (DST)	100
2.4.16	Conexiones de Propiedad Privada	109
2.4.16.2	1 Conexión Placas Laterales de Refuerzo (SP)	109
2.4.16.2	2 Conexión Corchetes de Refuerzo Apernados (BB)	109
2.4.16.	3 Conexión Alma Debilitada (RB)	110
2.4.17	Proyecto Específico de Calificación Para Conexiones Sismorresistentes	111
2.4.17.2	1 Ensayos de Calificación	111
2.4.17.2	2 Criterios Aplicados en la Validación de los Ensayos	113
2.4.17.	3 Predicción Analítica del Comportamiento	114
2.5	TRATAMIENTO DE UNIONES VIGA – COLUMNA EN MARCOS RÍGIDOS DE ACERO – NCH2369. OF2003 (INN, 2003)	115
2.5.1	Disposiciones y Recomendaciones Generales	115
2.5.2	Diseño de la Zona Panel de Uniones de Momento	116
2.5.3	Flexión Local del Ala de la Columna Debida a una Fuerza de Tracción Perpendicular a Ella	120
2.5.4	Fluencia Local del Alma por Fuerzas de Compresión Perpendicular al Ala	120

2.5.5	Aplastamiento del Alma por la Fuerza de Compresión Perpendicular al Ala	121
2.5.6	Pandeo de Compresión del Alma 1	122
2.6 SI	STEMAS SISMORRESISTENTES AVANZADOS 1	124
2.6.1	Special Truss Moment Frame (STMF) – Marcos de Momento Reticulados 1	127
2.6.1.1	Resistencia de los Elementos Estructurales del Segmento Especial (Dúctil) 1	129
2.6.1.2	Resistencia de los Elementos Estructurales Fuera del Segmento Especial	130
2.6.1.3	Límites Ancho – Espesor	131
2.6.1.4	Arriostramiento Lateral	131
2.6.2	Special Concentrically Braced Frame (SCBF) – Marcos Dúctiles con Arriostramientos Concéntricos	132
2.6.2.1	Esbeltez del Arriostramiento 1	137
2.6.2.2	Fuerza de Diseño para los Arriostramientos1	137
2.6.2.3	Distribución de Fuerzas Laterales 1	138
2.6.2.4	Limites Ancho – Espesor 1	138
2.6.2.5	Esfuerzo Solicitante de Tracción en las Conexiones ¹	138
2.6.2.6	Esfuerzo Solicitante de Flexión en las Conexiones ¹	139
2.6.2.7	Esfuerzo Solicitante de Compresión en las Conexiones ¹	139
2.6.2.8	Arriostramientos Concéntricos Tipo V y V – Invertida 1	139
2.6.2.9	Empalmes de Columnas 1	140
2.6.3	Eccentrically Braced Frame (EBF) – Marcos con Arriostramiento Excéntrico 1	142
2.6.4	Links o Enlaces 1	143
2.6.4.1	Ángulo de Rotación del Link 1	145
2.6.4.2	Atiesadores de Rigidez 1	146
2.6.4.3	Arriostramiento Lateral del Link 1	148
2.6.4.4	Diseño de Arriostramiento Diagonal 1	148
2.6.4.5	Diseño del Tramo de Viga Fuera del Link 1	149
2.6.4.6	Diseño de Columnas en EBF 1	150
2.6.5	Buckling – Restrained Braced Frame (BRBF) – Marcos Arriostrados de Pandeo Restringido	151
2.6.5.1	Diseño del Perfil Central 1	152
2.6.5.2	Sistema que Restringe el Pandeo 1	152

2.6.5.3	Ensayos de Calificación para Arriostramientos con Pandeo Restringido 153
2.6.5.4	Factores de Ajuste en la Resistencia de Arriostramientos 153
2.6.5.5	Diseños de Conexiones 154
2.6.5.6	Requisitos Especiales Relacionados a la Configuración de los Arriostramientos 154
2.6.5.7	Diseño de Vigas y Columnas 155
2.6.6	Special Plate Shear Walls (SPSW) – Muros Dúctiles de Acero 156
2.6.6.1	Resistencia al Corte del Alma del Muro 157
2.6.6.2	Diseño de los Elementos Horizontales y Verticales 158
2.6.6.3	Arriostramientos Laterales 158
2.6.6.4	Rigidez Requerida en los Elementos Verticales 158
2.6.7	Special Moment Frame 160
2.6.7.1	Conexiones Viga – Columna 160
2.6.7.2	Zona Panel de Conexiones Viga – Columna 161
2.6.7.3	Limitaciones en el Uso de Vigas y Columnas 161
2.6.7.4	Relación Momento Columna – Viga 162
2.6.7.5	Arriostramiento Lateral en las Conexiones Rígidas Viga – Columna 164
2.6.7.6	Arriostramiento Lateral de Vigas 164
2.6.7.7	Empalmes de Columnas 165

Capítulo IIIEstructuración y Diseño......166

3.1	ELECCIÓN DEL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL	166
3.2	BASES DE CÁLCULO	167
3.2.1	Descripción del Proyecto	167
3.2.2	Descripción del Sistema Sismorresistente	179
3.2.3	Materiales Empleados y Calidades	179
3.2.3.1	Elementos de Acero	179
3.2.3.2	Elementos de Hormigón	179
3.2.4	Métodos de Diseño	179

3.2.5	Hipótesis de Diseño 1	80
3.2.5.1	Elementos de Acero1	80
3.2.5.2	Elementos de Ho r migón 1	.80
3.2.6	Normas y Códigos a Emplear 1	80
3.2.7	Estados de Carga 1	81
3.2.7.1	Peso Propio (D) 1	.84
3.2.7.2	Sobrecarga de Uso y Techumbre (L, L _r) 1	.85
3.2.7.3	Sobrecarga de Nieve (S)1	.87
3.2.7.4	Acción del Viento (W)1	.87
3.2.7.5	Acción Sísmica (E) 1	91
3.2.7.5.1	Análisis Modal Espectral 1	91
3.2.7.5.2	Masa Sísmica e Inercia Polar Rotacional 1	.93
3.2.7.5.3	Periodos y Masa Modal Participante 1	.94
3.2.7.5.4	Espectros de Diseño1	.95
3.2.7.5.5	Corte Basal 1	.96
3.2.7.5.6	Análisis por Torsión Accidental1	.98
3.2.7.5.7	Deformaciones Sísmicas1	.99
3.2.8	Combinaciones de Carga LRFD	03
3.3 PH	ERFILES EMPLEADOS EN LA ESTRUCTURACIÓN ²	04

4.1	DISEÑO DE CONEXIONES DE MOMENTO VIGA – COLUMNA	209
4.1.1	Elección de la Conexión de Momento a Emplear	209
4.1.1.1	Conexión Viga W21 x 132 – Columna W14 x 398. Elevación Ejes 1 y 7	211
4.1.1.2	Conexión Viga W18 x 71 – Columna W14 x 193. Elevación Ejes A y F	256
4.1.1.3	Conexión Viga W16 x 100 – Columna W14 x 311. Elevación Ejes 1 y 7	297
4.1.1.4	Conexión Viga W18 x 65 – Columna W14 x 176. Elevación Ejes A y F	305
4.1.1.5	Conexión Viga W16 x 100 – Columna W14 x 311. Elevación Ejes 2 y 6	312

Capítulo V	Diseño de Marcos Excéntricos	. 320
------------	------------------------------	-------

5.1	PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO	20
5.1.1	Diseño de Arriostramientos	20
5.1.2	Diseño del Tramo de Viga Fuera del Link	20
5.1.3	Diseño de Columnas 3	21
5.1.4	Criterios de Diseño Según LRFD (AISC 360, 2005) 3	21
5.1.5	Procedimiento de Diseño del Tramo de Viga Fuera del Link y Arriostramientos 3	24
5.1.6	Ángulo de Rotación del Link 32	26
5.2	DISEÑO DE MARCOS EXCÉNTRICOS - DIRECCIÓN DE ANÁLISIS X ³²	28
5.2.1	Arriostramiento Excéntrico Ejes A y F – Pisos 11 al 15 32	28
5.2.2	Arriostramiento Excéntrico Ejes A y F – Pisos 1 al 103	35
5.2.3	Arriostramiento Excéntrico Ejes C y E – Pisos 1 al 1534	12
5.3	DISEÑO DE MARCOS EXCÉNTRICOS - DIRECCIÓN DE ANÁLISIS Y 34	48
5.3.1	Arriostramiento Excéntrico Ejes 3 y 5 – Pisos 1 al 15 34	48

Capítulo VI	Comentarios y Conclusiones	58
-		

61	COMENTARIOS Y CONCLUSIONES	358
0.1		

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS 362

Anexo A	Diagramas de Flujo	365
AIIEXU A	Diagramas de l'iujo	

A.1	DIAGRAMA DE FLUJO CONEXIÓN BOLTED FLANGE PLATE (BFP) – PLACAS CONECTADAS A LAS ALAS	365
A.2	DIAGRAMA DE FLUJO DISEÑO MARCOS EXCÉNTRICOS	381

B. 1	LIMITES RELACIÓN ANCHO - ESPESOR DE ALAS PARA ELMENTOS EN COMPRESIÓN	388
B.2	LIMITES RELACIÓN ANCHO - ESPESOR DE ALMAS PARA ELMENTOS EN COMPRESIÓN	389

Anexo C	Diseño de Soldaduras	390
---------	----------------------	-----

C .1	RESISTENCIA I	DE DISE	EÑO PARA DIST	TINT	OS TIPO	S DE	SOLDADURAS	390
C.2	ELECTRÓDOS COMPLETA	PARA	SOLDADURA	DE	TOPE	DE	PENETRACIÓN	⁷ 391

Anexo D Pernos de Alta Resistencia y Tipos de Perforaciones	392
-------------------------------------------------------------	-----

D.1	RESISTENCIA NOMINAL DE CORTE Y TRACCIÓN	392
D.2	TIPO Y DIAMETRO DE PERFORACIONES	393
D.3	DISTANCIA MÍNIMA A LOS BORDES	393

Anexo E	Resistencia de Diseño Para Elementos que dan Origen a
	una Conexión 394

E.1	RESISTENCIA DE ELEMENTOS SOMETIDOS A TRACCIÓN	394
E.2	RESISTENCIA DE ELEMENTOS SOMETIDOS A CORTE	395
E.3	RESISTENCIA DEL BLOQUE DE CORTE	395
E.4	RESISTENCIA DE ELEMENTOS EN COMPRESIÓN	396
E.5	RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO	397

Índice de Figuras

Capítulo II:

Marco Teórico

Figura 2.2.1	Tipo de conexiones semi-rígidas	9
Figura 2.3.1	Conexión viga-columna conformada por perfiles ángulos superior, inferior y	
	doble ángulo en el alma	19
Figura 2.3.2	Perfil ángulo conectado al ala superior de la viga	21
Figura 2.3.3	Configuración deformada del perfil ángulo conectado al alma de la viga	23
Figura 2.3.4	Configuración deformada del perfil ángulo inferior	25
Figura 2.3.5	Mecanismo de colapso del perfil ángulo superior	26
Figura 2.3.6	Diagrama de cuerpo libre de la conexión en estado último	28
Figura 2.3.7	Mecanismo formado por los perfiles ángulos conectados al alma de la viga	29
Figura 2.3.8	Distribución de la fuerza plástica de corte en el perfil ángulo conectado al alma	
	de la viga	30
Figura 2.4.1	Conexión típica de momento pre-Northridge	33
Figura 2.4.2	Zona común de iniciación de fracturas en conexiones viga-columna	33
Figura 2.4.3	Fracturas en el punto de conexión viga-columna	34
Figura 2.4.4	Fracturas en las columnas	34
Figura 2.4.5	Fractura de la placa de corte	35
Figura 2.4.6	Desempeño y uso de grupos estructurales	39
Figura 2.4.7	Desplazamiento angular entre pisos	41
Figura 2.4.8	Comportamiento inelástico de marcos, con rótulas plásticas inducidas en la	
	longitud libre de la viga	49
Figura 2.4.9	Ubicación de las rótulas plásticas	50
Figura 2.4.10	Cálculo de las fuerza de corte en las rótulas plásticas	52
Figura 2.4.11	Cálculo de las demandas sobre cada sección crítica	52
Figura 2.4.12	K-Área	55
Figura 2.4.13	Detalles de perforación de acceso a soldaduras	56
Figura 2.4.14	Placas de continuidad y placas de refuerzo en el alma de la columna	59
Figura 2.4.15	Conexión Ala Soldada No Reforzada-Alma Apernada (WUF-B)	62
Figura 2.4.16	Conexión Ala Soldada No Reforzada-Alma Soldada (WUF-W)	64
Figura 2.4.17	Conexión Ala Libre (FF)	69
Figura 2.4.18	Esquema de fuerzas para el diseño de la placa de corte	71
Figura 2.4.19	Conexión Placa Soldada al Ala (WFP)	73
Figura 2.4.20	Conexión Viga de Sección Reducida (RBS)	76

Figura 2.4.21	Conexión Apernada con Placa Final No-Atiesada (BUEP)	80
Figura 2.4.22	Geometría de la conexión BUEP	85
Figura 2.4.23	Conexión Apernada con Placa Final Atiesada (BSEP)	86
Figura 2.4.24	Geometría de la conexión BSEP	91
Figura 2.4.25	Conexión Placas Apernadas a las Alas (BFP)	92
Figura 2.4.26	Geometría de la conexión BFP	94
Figura 2.4.27	Fallas por bloque de corte	99
Figura 2.4.28	Conexión Doble T Corta (DST)	100
Figura 2.4.29	Geometría de las alas de los conectores T	108
Figura 2.4.30	Geometría de los conectores T, utilizadas en los cálculos de los modos de falla	108
Figura 2.4.31	Conexión Placas Laterales de Refuerzo (SP)	109
Figura 2.4.32	Conexión Corchetes de Refuerzo Apernados (BB)	110
Figura 2.4.33	Conexión Alma Debilitada (RW)	110
Figura 2.4.34	Rotación angular en ensayos cíclicos de conexiones rígidas	112
Figura 2.5.1	Planchas adosas de refuerzo	118
Figura 2.5.2	Atiesadores de continuidad y fuerzas en la zona panel	119
Figura 2.5.3	Fuerzas de compresión en el alma de la columna	121
Figura 2.5.4	Esquema de par de fuerzas concentradas en la columna	123
Figura 2.6.1	Aislador de base	124
Figura 2.6.2	Sistema ADAS	125
Figura 2.6.3	Disipador viscoelástico	126
Figura 2.6.4	Degradación de resistencia y rigidez en vigas reticuladas no dúctiles	127
Figura 2.6.5	Mecanismo de fluencia de STMF	128
Figura 2.6.6	Comportamiento histerético de STMF	128
Figura 2.6.7	Tipos de marcos con arriostramiento concéntrico	132
Figura 2.6.8	Tipos de pandeo en arriostramientos concéntricos	133
Figura 2.6.9	Pandeo en el plano	133
Figura 2.6.10	Pandeo fuera del plano	134
Figura 2.6.11	Requisito de diseño para gussets, en arriostramientos con pandeo fuera de	1
	plano	135
Figura 2.6.12	Gusset pobremente detallado en arriostramientos con pandeo fuera del plano	135
Figura 2.6.13	Comportamiento dúctil en gussets con detallamiento sísmico	135
Figura 2.6.14	(a) Arriostramiento X de dos pisos	137
	(b) Arriostramiento en V con Zipper Columna	. 137
Figura 2.6.15	Falla en arriostramientos tipo K	140
Figura 2.6.16	Empalmes de columnas	. 141
Figura 2.6.17	Edificio con arriostramiento concéntrico tipo X	141
Figura 2.6.18	Tipos de marcos con arriostramiento excéntrico	142

Figura 2.6.19	Ángulo de rotación del link	145
Figura 2.6.20	Detalle refuerzo del link	147
Figura 2.6.21	Marco excéntrico con arriostramiento HSS	150
Figura 2.6.22	Detalle tipo de arriostramiento con pandeo restringido	151
Figura 2.6.23	Comportamiento histerético de BRBF	152
Figura 2.6.24	Diagrama de carga vs desplazamiento	154
Figura 2.6.25	Marcos con arriostramiento restringido tipo V	155
Figura 2.6.26	Muro dúctil de acero	156
Figura 2.6.27	Modelos de bandas en SPSW	157
Figura 2.6.28	Comparación de resultados experimentales con resultados obtenidos mediante	<u>,</u>
	modelos matemáticos (Modelo de Bandas) SPSW	159

Capítulo III:

Estructuración y Diseño

Figura 3.2.1	a) Planta de estructura – Cielo piso 1 al 14	168
	b) Planta de estructura – Cielo piso 15	168
Figura 3.2.2	Elevación eje A	169
Figura 3.2.3	Elevación eje B	170
Figura 3.2.4	Elevación eje C	171
Figura 3.2.5	Elevación eje D	172
Figura 3.2.6	Elevación eje E	173
Figura 3.2.7	Elevación eje F	174
Figura 3.2.8	Elevación ejes 1 y 7	175
Figura 3.2.9	Elevación ejes 2 y 6	176
Figura 3.2.10	Elevación ejes 3 y 5	177
Figura 3.2.11	Elevación eje 4	178
Figura 3.2.12	Modelación de cargas aplicadas en las losas	181
Figura 3.2.13	a) Losas tipo I, II, III y IV	182
	b) Losas tipo V, VI, VIII y VIII	182
	c) Losas tipo IX, X y XI	183
Figura 3.2.14	a) Áreas tributarias de losas, cielo pisos 1 al 14. Superficies en m ²	183
	b) Áreas tributarias de losas, cielo pisos 15. Superficies en m ²	184
Figura 3.2.15	Acción del viento sobre construcciones cerradas	188
Figura 3.3.1	Factores de utilización perfiles – Fachada X	207
Figura 3.3.2	Factores de utilización perfiles – Facha Y	208

Figura 4.1.1	Conexión Bolted Flange Plate (BFP) 210
Figura 4.1.2	Detalle placas de refuerzo en el alma de la columna • Viga W21x132 – Columna
	W14x398 (Ejes 1 y 7) 219
Figura 4.1.3	Detalle atiesadores de continuidad • Viga W21x132 – Columna W14x398 (Ejes
	1 y 7) 24 9
Figura 4.1.4	Detalle final conexión rígida BFP • Viga W21x132 – Columna W14x398 (Ejes 1
	y 7)
Figura 4.1.5	Detalle atiesadores de continuidad • Viga W18x71 – Columna W14x193 (Ejes
	A y F) 291
Figura 4.1.6	Detalle final conexión rígida BFP • Viga W18x71– Columna W14x193 (Ejes A
	y F)

Capitulo V:

Diseño de Marcos Excéntricos

Figura 5.1.1	Diagrama de momento en el link	324
Figura 5.1.2	Cálculo de momentos en el tramo de viga fuera del link y en el arriostramiento.	325
Figura 5.1.3	Cálculo de esfuerzo axial en el arriostramiento y en el tramo de viga fuera del	
	link	325
Figura 5.1.4	Mecanismo rígido – plástico	326
Figura 5.2.1	Detalle arriostramiento excéntrico. Ejes A y F – Pisos 11 al 15	334
Figura 5.2.2	Detalle arriostramiento excéntrico. Ejes A y F – Pisos 1 al 10	341
Figura 5.2.3	Detalle arriostramiento excéntrico. Ejes C y E – Pisos 1 al 15	347
Figura 5.3.1	Detalle arriostramiento excéntrico. Ejes 3 y 5 – Pisos 1 al 15	354

Índice de Gráficos

Capítulo II:

Marco Teórico

Gráfico 2.2.1	Curvas de momento vs rotación de conexiones	7
Gráfico 2.2.2	Sistema de clasificación según Eurocode 3	10
Gráfico 2.2.3	Sistema de clasificación según Gomes	11
Gráfico 2.2.4	Clasificación según Bjorhvde	12
Gráfico 2.2.5	Clasificación según Hasan	12
Gráfico 2.2.6	Clasificación según Nethercot	14
Gráfico 2.3.1	Modelos lineales	16

Capítulo III:

Estructuración y Diseño

Gráfico 3.2.1	Espectro de diseño – Dirección análisis X – Periodo $T_x = 1.656$ [seg]	195
Gráfico 3.2.2	Espectro de diseño – Dirección análisis Y – Periodo $T_y = 1.562$ [seg]	196
Gráfico 3.2.3	Desplazamiento horizontal de cada nivel (Absoluto) medido en el centro de	
	masa – Análisis sísmico en dirección X	200
Gráfico 3.2.4	Desplazamiento horizontal de cada nivel (Absoluto) medido en el centro de	
	masa – Análisis sísmico en dirección Y	201

Índice de Tablas

Capítulo II:

Marco Teórico

Tabla 2.4.1	Valores de R _y para distintas calidades de acero	43
Tabla 2.4.2	Conexiones precalificadas	47
Tabla 2.4.3	Requisitos de diseño para la conexión precalificada WUF-B	61
Tabla 2.4.4	Requisitos de diseño para la conexión precalificada WUF-W	66
Tabla 2.4.5	Requisitos de diseño para la conexión precalificada FF	68
Tabla 2.4.6	Requisitos de diseño para la conexión precalificada WFP	72
Tabla 2.4.7	Requisitos de diseño para la conexión precalificada RBS	77
Tabla 2.4.8	Requisitos de diseño para la conexión precalificada BUEP	81
Tabla 2.4.9	Requisitos de diseño para la conexión precalificada BSEP	87
Tabla 2.4.10	Requisitos de diseño para la conexión precalificada BFP	93
Tabla 2.4.11	Requisitos de diseño para la conexión precalificada DST1	02
Tabla 2.4.12	Limites de deformación angular entre pisos para los distintos niveles de	
	desempeño 1	.11
Tabla 2.4.13	Secuencia de carga cíclica 1	12
Tabla 2.4.14	Capacidad mínima de deformación angular entre pisos, θ_{SD} y θ_{U} para sistemas	
	OMF y SMF1	13

Capítulo III:

Estructuración y Diseño

Tabla 3.2.1	a) Detalle de columnas eje A	169
	b) Detalle de vigas eje A	169
	c) Detalle de arriostramientos excéntricos eje A	169
Tabla 3.2.2	a) Detalle de columnas eje B	170
	b) Detalle de vigas eje B	170
Tablas 3.2.3	a) Detalle de columnas eje C	171
	b) Detalle de vigas eje C	171
	c) Detalle de arriostramientos excéntricos eje C	171
Tabla 3.2.4	a) Detalle de columnas eje D	172
	b) Detalle de vigas eje D	172
Tabla 3.2.5	a) Detalle de columnas eje E	173
	b) Detalle de vigas eje E	173

	c) Detalle de arriostramientos excéntricos eje E	173
Tabla 3.2.6	a) Detalle de columnas eje F	174
	b) Detalle de vigas eje F	174
	c) Detalle de arriostramientos excéntricos eje F	174
Tabla 3.2.7	a) Detalle de columnas ejes 1 y 7	175
	b) Detalle de vigas ejes 1 y 7	175
Tabla 3.2.8	a) Detalle de columnas ejes 2 y 6	176
	b) Detalle de vigas ejes 2 y 6	176
Tabla 3.2.9	a) Detalle de columnas ejes 3 y 5	177
	b) Detalle de vigas ejes 3 y 5	177
	c) Detalle de arriostramientos excéntricos ejes 3 y 5	177
Tabla 3.2.10	a) Detalle de columnas eje 4	178
	b) Detalle de vigas eje 4	178
Tabla 3.2.11	Propiedades mecánicas de los materiales	179
Tabla 3.2.12	Cargas permanentes – Losas cielo piso 1 al 14 y losa cielo piso 15	184
Tabla 3.2.13	a) Cargas permanentes tributadas – Losas cielo piso 1 al 14	185
	b) Cargas permanentes tributadas – Losas cielo piso 15	185
Tabla 3.2.14	Sobrecargas de uso y techumbre	186
Tabla 3.2.15	a) Sobrecargas de uso tributadas – Losas cielo piso 1 al 14	186
	b) Sobrecargas de uso tributadas – Losas cielo piso 15	186
Tabla 3.2.16	Sobrecarga de nieve tributada – Losas cielo piso 15	187
Tabla 3.2.17	a) Acción del viento dirección X – Ancho tributario 2.5 [m]	188
	b) Acción del viento dirección X – Ancho tributario 5.0 [m]	189
	c) Acción del viento dirección Y – Ancho tributario 3.0 [m]	189
	d) Acción del viento dirección Y – Ancho tributario 6.0 [m]	190
	e) Acción del viento dirección Y – Ancho tributario 4.88 [m]	190
	f) Acción del viento dirección Y – Ancho tributario 3.75 [m]	191
Tabla 3.2.18	Coeficiente de importancia, I	192
Tabla 3.2.19	Aceleración efectiva A _o	192
Tabla 3.2.20	Parámetros relacionados al tipo de suelo	193
Tabla 3.2.21	Masas por piso (D + 0.25L) – Sísmica e inercia polar rotacional	193
Tabla 3.2.22	a) Modos de vibrar, periodos y masas participantes en la dirección de análisis	
	X	194
	b) Modos de vibrar, periodos y masas participantes en la dirección de análisis	
	Y	194
Tabla 3.2.23	Peso sísmico total del edificio	197
Tabla 3.2.24	Corte basal provocado por la acción sísmica en dirección X e Y	197
Tabla 3.2.25	Factores de corrección del corte basal – X e Y	198

Tabla 3.2.26	a) Momento estáticos por torsión accidental – Análisis sísmico en dirección X 198
	b) Momento estáticos por torsión accidental – Análisis sísmico en dirección Y 199
Tabla 3.2.27	a) Desplazamiento horizontal de cada piso (Absoluto y Relativo) medido en el
	centro de masa – Análisis sísmico en dirección X 199
	b) Desplazamiento horizontal de cada piso (Absoluto y Relativo) medido en el
	centro de masa – Análisis sísmico en dirección Y 200
Tabla 3.2.28	a) Desplazamiento horizontal de cada piso (Absoluto y Relativo) – Análisis
	sísmico en dirección X 202
	b) Desplazamiento horizontal de cada piso (Absoluto y Relativo) - Análisis
	sísmico en dirección Y 202
Tabla 3.3.1	Características geométricas de arriostramientos
Tabla 3.3.2	Características geométricas de columnas 205
Tabla 3.3.3	Características geométricas de vigas 206

Capítulo IV:

Diseño de Conexiones Rígidas

Tabla 4.1.1	Geometría viga W21x132 y columna W14x398	211
Tabla 4.1.2	Geometría viga W18x71 y columna W14x193	256
Tabla 4.1.3	Geometría viga W16x100 y columna W14x311	297
Tabla 4.1.4	Geometría viga W18x65 y columna W14x176	305
Tabla 4.1.5	Geometría viga W16x100 y columna W14x311	312

Capítulo V:

Diseño de Marcos Excéntricos

Tabla 5.2.1	Cálculo de esfuerzos debido a la plastificación del link dirección X – Ejes A y F,
	pisos 11 al 15
Tabla 5.2.2	Desplazamiento laterales pisos 11 al 15 (Absolutos y Relativos). Medido en los
	arriostramientos ejes A y F – Análisis sísmico dirección X, con espectro
	elástico
Tabla 5.2.3	Cálculo de esfuerzos debido a la plastificación del link dirección X – Ejes A y F,
	pisos 1 al 10
Tabla 5.2.4	Desplazamiento laterales pisos 1 al 10 (Absolutos y Relativos). Medido en los
	arriostramientos ejes A y F – Análisis sísmico dirección X, con espectro
	elástico
Tabla 5.2.5	Cálculo de esfuerzos debido a la plastificación del link dirección X – Ejes C y E,
	pisos 1 al 15

Tabla 5.2.6	Desplazamiento laterales pisos 1 al 15 (Absolutos y Relativos). Medido en los
	arriostramientos ejes C y E – Análisis sísmico dirección X, con espectro
	elástico
Tabla 5.3.1	Cálculo de esfuerzos debido a la plastificación del link dirección Y – Ejes 3 y 5,
	pisos 1 al 15
Tabla 5.3.2	Desplazamiento laterales pisos 1 al 15 (Absolutos y Relativos). Medido en los
	arriostramientos ejes 3 y 5 – Análisis sísmico dirección Y, con espectro
	elástico

RESUMEN

Esta tesis estudia el diseño sísmico de conexiones rígidas viga-columna y los sistemas sismorresistentes de mayor efectividad incluidos en los códigos modernos de diseño sísmico de países como Estados Unidos, esto aplicado a un edificio de acero de 15 pisos destinado al uso de oficinas emplazado en la ciudad de valdivia para el cual se diseñaron las conexiones rígidas viga-columna y marcos de arriostramiento excéntrico. Se realizó una modelación tridimensional en SAP2000 de la estructura resistente, cumpliendo con los requisitos de resistencia de acuerdo al método de diseño LRFD de la especificación AISC "Specification for Structural Steel Buildings" (2005) y satisfaciendo las disposiciones en cuanto a corte basal y desplazamientos máximos relativos entre pisos de la normativa sísmica aplicable en nuestro país (NCh433.Of96).

Para el diseño sísmico de las conexiones rígidas de acero viga-columna se utiliza el documento FEMA-350 (2000) de la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (Federal Emergency Managament Agency, FEMA) de Estados Unidos el cual provee, sustentado por una serie de ensayos y una sólida base analítica, un número de conexiones precalificadas que pueden ser empleadas en edificios de acero sin la necesidad de realizar ensayos cíclicos previos. Los procedimientos de diseño privilegian los modos de fallas que exhiben una alta ductilidad y por ende mayor disipación de energía en sismos de grandes magnitudes. Se adoptó el diseño de la conexión precalificada Bolted Flange Plate (BFP, Placas Apernadas a las Alas) debido a sus características de elaboración y ejecución.

El diseño de los marcos de arriostramiento excéntrico se basa en las disposiciones del código de diseño sísmico de acero "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings" (2005) de Estados Unidos y los alcances de la norma Chilena NCh2369.Of2003.

Se elaboraron softwares específicos de diseño para la conexión Bolted Flange Plate (BFP, Placas Apernadas a las Alas) y para los marcos arriostrados excéntricamente (EBF), facilitando el proceso iterativo que involucra el diseño y verificación de estos elementos resistentes.

La conexión Bolted Flange Plate presenta características y procedimientos de diseño favorables que hacen posible su utilización en futuros edificios de acero que se cimentarán en nuestro país, asegurando que la estructura al ser sometida a sismos de magnitudes importantes no colapsará.

Los arriostramientos excéntricos se presentan como una optima alternativa para proveer de rigidez y ductilidad a las estructuras de acero, especialmente en países de alta sismicidad como el nuestro.

SUMMARY

This thesis studies the seismic design of the moment beam-column connections and the seismic load resistant systems more effective incorporated by modern seismic design codes of countries like United States, that applied to a steel building of 15 storeys destined to offices located in the valdivia city which were design the moment beam-column connections and eccentrically braced frame. A three-dimensional modeling of the resistant structure in SAP2000 was did, complying with the requirements of resistance according to the method of design LRFD of the specification AISC "Specification for Structural Steel Buildings" (2005) and meeting the provisions regarding basal shear and maximum relative displacement interstory of the seismic regulations applicable in our country (NCh433.Of96).

The document FEMA-350(2000) of the Federal Emergency Managament Agency of United States is used for design of the steel moment beam-column connections. This document provides, supported by a series of tests and a solid analytical basis, a number of pre-qualified connections that can be used in steel buildings without the need to conduct tests prior cyclical. The procedures for design privilege fails modes that exhibit a high ductility and hence greater energy dissipation in earthquakes of magnitude larger. It took the design of the connection pre-qualified Bolted Flange Plate (BFP) because their characteristics of design and implementation are optimal.

The design of the eccentrically braced frame is based on the provisions of the code of seismic steel design "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings" (2005) of the United States and scope of the standard Chilean NCh2369.Of2003.

Specific softwares were developed to design the Bolted Flange Plate connections (BFP) and Eccentrically Braced Frame (EBF), facilitating the iterative process that involves the design and verification of these elements resistant.

The features and design procedures of the Bolted Flange Plate connection are favourables that make it possible his utilization in future steel buildings which will erect in our country, ensuring that the structure to be subjected to earthquakes of magnitudes important not collapse.

The Eccentrically Braced Frame are presented as an alternative to provide optimum stiffness and ductility to steel structures, particularly in countries with high seismicity like ours.

Capítulo I Introducción

PRESENTACIÓN DEL PROBLEMA

La tendencia mundial a realizar obras en forma más rápida, segura y económica nos lleva a pensar que la construcción del futuro es la prefabricación y en el caso chileno, uno de los países más sísmicos del mundo, el edificio de acero se presenta como uno de los sistemas de construcción prefabricada, altamente viable, para estructuras antisísmicas. En países desarrollados estos edificios llegan preconstruidos de maestranza y son montados en terreno a una gran velocidad.

Desde hace mucho tiempo, la construcción en acero se ha identificado en Chile con el área industrial, pero no ha tendido una penetración importante en el área inmobiliaria. La mayoría de los edificios habitacionales y/o comerciales de nuestro país están estructurados en base a hormigón armado, si bien estas estructuras han tenido un buen comportamiento frente a sismos severos que nos han afectado, es importante aprovechar las bondades estructurales y arquitectónicas que nos ofrecen otros materiales tales como el acero.

El acero es un material que nos provee excelentes características como resistencia, rigidez y ductilidad. Si sumamos a esto la exitosa experiencia nacional en el diseño y construcción de grandes edificios en el área industrial, nos genera un valioso punto de partida en la utilización del acero en edificios del área inmobiliaria. Sin embargo, uno de los problemas mas comunes de estas estructuras se presenta en las uniones de los elementos sismorresistentes, principalmente en las conexiones rígidas viga - columna.

Las uniones de miembros estructurales de acero son de suma importancia. Una conexión inadecuada, que puede ser el eslabón débil en una estructura, ha sido la causa de numerosos colapsos. La falla de los miembros estructurales es rara, la mayoría de estas son el resultado de conexiones pobremente diseñadas o detalladas.

Generar un diseño de unión viga-columna sismorresistente de acero que se comporte satisfactoriamente frente a sismos Chilenos es un campo en cual nuestro país no tiene mucha experiencia y la normativa existente se enfoca principalmente en el diseño de hormigón armado. Por consiguiente, esta memoria pretende estudiar analizar y dar a conocer parámetros de diseño sismorresistente de conexiones rígidas viga - columna en edificios de acero sometidos a esfuerzos cíclicos. Adicionando a esto el diseño de pórticos con arriostramientos excéntricos que además de proveer a la estructura de una rigidez adecuada, desarrollan importantes deformaciones inelásticas bajo solicitaciones sísmicas, dando origen a un excelente disipador histerético.

En esta memoria se analizará un edificio típico del área inmobiliaria o comercial para el cual se diseñarán las conexiones de momento y arriostramientos excéntricos mediante consideraciones sismorresistentes, basándose en la normativa Chilena actual (INN, 1996), para edificios de esta categoría, complementada con el código de diseño sísmico de Estados Unidos (AISC 341, 2005) y otros documentos, especialmente FEMA-350 (FEMA-350, 2000) el cual nos provee una serie de uniones precalificadas tales como Welded Free Flange (FF), Reduced Beam Section (RBS) y la Bolted Flange Plate (BFP). Se estudiará detalladamente el diseño de esta última debido a las ventajas constructivas y de inspección que hacen viable su empleo en nuestro país.

Lo que se busca en el diseño de una conexión es generar una unión que presente excelente rigidez pero a la vez ductilidad, es decir, debe ser capaz de absorber la energía disipada en acontecimientos sísmicos, permitiendo una plastificación de sus miembros que se ve evidenciado en la producción de rotulas plásticas. Estas rotulas deben ser capaces de inducirse en las vigas para así evitar daños en las columnas y por ende un colapso eminente de la estructura.

Una de las importancias de esta investigación radica en complementar y proporcionar parámetros de diseños no establecidos en la normativa Chilena, a través de la investigación, experiencia y criterio en el diseño de estructuras de acero en países como Estados Unidos que en los últimos años ha generando una senda de investigación concentrada en el diseño de conexiones debido a los fuertes daños que se produjeron en el terremoto de Northridge 1994 (Bruneau, 1998), donde como consecuencia de este movimiento sísmico un numero importante de edificios de marcos rígidos de acero sufrieron fracturas frágiles de las uniones soldadas viga-columna.

Por todo esto resulta de gran interés llevar a cabo un estudio e investigación que nos permita a los Ingenieros estructurar los nuevos edificios del área inmobiliaria en acero, asegurando así la economía, viabilidad y especialmente la seguridad de estas estructuras en un país de alta sismicidad como el nuestro.

OBJETIVOS

1.1.1 Objetivos Generales

Diseñar las conexiones rígidas viga – columna involucradas en el sistema sismorresistente de un edificio de acero de 15 pisos, estructurado en base a marcos de momento y pórticos de arriostramiento excéntrico perteneciente al área inmobiliaria, empleando el documento Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings (FEMA-350, 2000) y el código de diseño Seismic Provisions for Structural Steel Buildings de la AISC (AISC 341, 2005). Todo esto regularizado por la normativa sísmica Chilena correspondiente (INN, 1996) y apoyado en ensayos y estudios realizados en países tales como Estados Unidos.

Diseñar los pórticos de arriostramiento excéntrico, del edificio anteriormente mencionado, de acuerdo a los parámetros y requisitos de diseño establecidos en el código sísmico de acero de Estados Unidos "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", (AISC 341, 2005). Proveyendo a la estructura de uno de los disipadores histeréticos de mayor efectividad.

1.1.2 Objetivos Específicos

Revisar, conocer y difundir los aspectos más relevantes del diseño estructural y antisísmico, en lo referido al estado del arte en cuanto a modelación, análisis y dimensionamiento, de las conexiones rígidas viga-columna y configuraciones sismorresistentes de acero de mayor conocimiento, uso y comprobada efectividad incluidas en el documento "Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings" (FEMA-350, 2000) y en el código de Estados Unidos "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings" (AISC 341, 2005) respectivamente.

Elaborar Softwares de diseño que faciliten el proceso iterativo de cálculo y verificación de las conexiones y elementos estudiados en esta memoria.

METODOLOGÍA

Para llevar a cabo esta investigación primeramente se escogerá una planta típica de edificios del área inmobiliaria. Esta estructura será de 15 pisos cuyo sistema sismorresistente estará conformado por marcos o pórticos conectados de manera rígida y un núcleo central arriostrado.

Se procederá a realizar una modelación tridimensional de la estructura resistente en SAP200, software integrado para el análisis y diseño de edificios, análisis estático y dinámico, lineal y no lineal, con análisis y diseño automatizado. La modelación estará regida por la normativa Chilena correspondiente.

El diseño de estructuras de acero es un proceso iterativo ya que las dimensiones, espesores y características de los elementos estructurales están directamente relacionados con las propiedades dinámicas y resistentes de las estructuras, lo cual influye en el análisis. Lo que se busca en esta primera etapa de modelación es que la estructura cumpla con los requisitos básicos y esenciales de resistencia y desplazamientos máximos que plantea nuestra normativa, (INN, 1996).

Una vez que la estructura es estable frente a solicitaciones de diseño de acuerdo a las combinaciones de carga LRFD, se procederá a realizar un diseño sismorresistente, es decir, un diseño que sea capaz de absorber y disipar la energía liberada en estos acontecimientos sísmicos mediante la plastificación de sus miembros resistentes. Esta segunda etapa de diseño se basa en generar conexiones y disipadores que tengan un comportamiento dúctil y favorezcan la producción de rotulas plásticas en las vigas y no el las columnas que llevarían a una inestabilidad estructural y evidente colapso. Esto ayudado con la elaboración de softwares específicos de diseño ejecutados en el lenguaje PHP, facilitando el arduo proceso iterativo de verificación y diseño.

Para el edifico en estudio se empleará una conexión de momento apernada. La poca experiencia que poseemos en conectar en obra los elementos mediante soldaduras y las condiciones adversas de clima y montaje no nos garantiza que las soldaduras van a tener la calidad y resistencia requerida por el diseño. Se utilizará la conexión rígida *Placas Apernadas a las Alas* (Bolted Flange Plate) debido a que los puntos soldados que demanda esta unión se pueden ejecutar en maestranza donde las condiciones de trabajo e inspección son las óptimas, realizando en terreno básicamente procedimientos de montaje mediante pernos.

El núcleo central arriostrado se diseñará mediante arriostramientos excéntricos, si bien este tipo de estructuras hace algunos años se consideraba como indeseable, debido a que entorpecía los diseños e hipótesis convencionales, hoy en día los códigos modernos de diseño sísmico (AISC 341, 2005) han demostrado que este tipo de sistema estructural favorece positivamente la disipación de energía y comportamiento de las estructuras en el rango inelástico.

Capítulo II Marco Teórico

El presente capítulo hará una revisión del marco teórico en lo referido a la clasificación, modelación, cálculo y diseño de conexiones sismorresistentes, de acero, con énfasis en uniones rígidas vigacolumna. Se estudiará los parámetros y requisitos de diseño establecidos en el FEMA-350 (FEMA-350, 2000) y los alcances de nuestra normativa vigente respecto al tratamiento sísmico de este tipo de conexiones.

Se darán a conocer los sistemas estructurales sismorresistentes de acero, de reconocida efectividad, incluidos en los códigos modernos de diseño sísmico, específicamente en el código Estadounidense Seismic Provisions for Structural Steel Buiildings (AISC 341, 2005).

2.1 GENERALIDADES

El objetivo de un diseño sísmico es diseñar y construir edificios con la capacidad de resistir sismos severos sin colapsar, aceptando algún grado de daño estructural significativo, y de resistir sismos de moderada intensidad sin sufrir daño estructural relevante.

Para cumplir este objetivo uno de los principios básicos de las normativas modernas consiste en definir los tipos de edificios, configuraciones estructurales, materiales y detalles de construcción que aseguren o favorezcan un comportamiento dúctil. Por esto, resulta necesario conocer los conceptos básicos relacionados a un buen diseño sismorresistente:

- **Resistencia:** Los elementos estructurales deben ser capaces de resistir las cargas estáticas y las solicitaciones sísmicas actuando simultáneamente, evitando el colapso.
- Rigidez: Las deformaciones generadas por efectos sísmicos deben controlarse para evitar daño a elementos no estructurales, además se deben controlar los efectos de segundo orden (Efecto P-Δ) que producen inestabilidad en la estructura.
- **Ductilidad**: La estructura debe ser capaz de deformarse en el rango inelástico, mas allá de la primera fluencia, para absorber y disipar la energía inducida por los sismos. Al ser sometido a carga cíclica el sistema no debe sufrir degradación significativa de resistencia y rigidez, lo que se busca es obtener un comportamiento estable. Es decir, podemos entender por ductilidad a

la capacidad que poseen las estructuras de tener grandes deformaciones inelásticas sin disminución importante en la rigidez y resistencia, evitando así las fracturas de tipo frágil y el eminente colapso de la estructura.

Por muchos años el intento básico de los códigos de diseño sísmico ha sido dotar a las estructuras mediante estos tres conceptos. Las fuerzas sísmicas de diseño, especificadas en los códigos respectivos, están relacionadas a la demanda de ductilidad que posee cada sistema estructural. Generalmente sistemas estructurales con mayor ductilidad son diseñados para fuerzas sísmicas menores en comparación a sistemas menos dúctiles debido a que los sistemas dúctiles son calculados para resistir demandas que son significativamente mayores a su límite de resistencia elástica.

A comienzos del año 1960 en países como Estados Unidos (Bruneau *et al*, 1998), los ingenieros comenzaron a estructurar los edificios de acero mediante marcos de momento con conexiones vigacolumna soldadas. Se consideró a este tipo de estructuras dentro de los sistemas sismorresistentes más dúctiles, prácticamente invulnerables frente a daños sísmicos, capaces de absorber la energía inducida por los terremotos mediante la fluencia de sus conexiones y elementos estructurales. Se creyó que el colapso de estas estructuras, debido a sismos de grandes magnitudes, era poco probable.

Como resultado de esta convicción se construyó una cantidad significante de edificios industriales, comerciales e institucionales estructurados mediante marcos de momento con uniones viga-columna soldadas, particularmente en el oeste de Estados Unidos, los cuales luego del terremoto de Northridge (1994) presentaron una serie de fallas y fracturas inesperadas que se focalizaron esencialmente en las conexiones.

Este hecho representa el punto de partida de una serie de estudios teóricos y experimentales que tienen como objetivo la re-estructuración de los códigos sísmicos, donde las conexiones viga-columna son las protagonistas principales.

2.2 CLASIFICACÍON DE CONEXIONES

Los tipos de conexiones existentes en las estructuras de acero pueden ser clasificadas de acuerdo a su capacidad de absorber y transmitir el momento solicitante en la unión hacia los elementos estructurales.

Se denomina conexiones rígidas a las cuales trasmiten el 100 por ciento del momento solicitante de la viga a la columna y flexibles a aquellas que transmiten solo esfuerzo de corte. Esta clasificación no representa fielmente lo que acontece en las conexiones, porque una pequeña parte del momento es absorbido por las conexiones denominadas flexibles y no todo el momento es transmitido por las uniones rígidas. Se acostumbra a decir que cuando las conexiones transmiten el 90 por ciento del momento de la viga a la columna se denominan rígidas y cuando este valor es menor al 20 por ciento son clasificadas como flexibles. Una conexión puede ser clasificada como semi-rígida cuando esta transmite parcialmente el momento solicitante de la viga hacia columna (Rodrigues, 1999).

Por otro lado se acostumbra a relacionar la capacidad de transmitir momento a la rotación relativa. El gráfico 2.2.1 representa una serie de curvas momento vs rotación para distintos tipos de conexiones.





Fuente: Rodrigues, 1999.

Ensayos realizados los últimos años (Lima, 1999) han demostrado que las curvas de momento vs rotación no son lineales, esto se debe principalmente al gran número de parámetros geométricos que definen una conexión como también de las características no lineales de los materiales que la componen. A continuación se dan a conocer características principales de algunas conexiones.

- a) Ángulo Simple en el Alma: La flexibilidad de esta unión está influenciada por la geometría de la conexión, tamaño y número de pernos, espesor del ala y alma de la columna y espesor del perfil ángulo. La rotación de esta conexión resulta de una combinación entre la deformación de la región traccionada del ángulo, de la distorsión del ala de la columna y de una pequeña contribución de los pernos de la columna debido a su deformación axial (ver figura 2.2.1-a).
- b) Doble Ángulo en el Alma: Los principales parámetros que influyen en la rigidez de esta conexión son la fluencia de los perfiles ángulos, que representan una gran contribución a la flexibilidad, y la flexión del ala de la columna (ver figura 2.2.1-b).
- c) Placa Extrema de Corte: Esta tipo conexión consiste en una placa extrema, de menor altura que la viga, soldada al alma de la viga y apernada a la columna. Las características momento-rotación son similares a la conexión de doble ángulo en el alma y se clasifica como una conexión tipo flexible (ver figura 2.2.1-c).
- d) Ángulo Superior e Inferior: Este tipo de conexión puede ser considerada genuinamente como semi-rígida y provee una transferencia en torno al 50 por ciento de la capacidad de momento de la viga. El ángulo superior es generalmente usado para proveer un soporte lateral al ala de la viga en compresión. El ángulo inferior sirve para transmitir las reacciones verticales desde la viga hacia la columna. (ver figura 2.2.1-d).
- e) Placa Extrema Extendida: En situaciones donde se requiera una transferencia significativa de momentos, entre miembros, este tipo de conexión representa una solución adecuada. Posee una gran rigidez inicial y capacidad de momento (ver figura 2.2.1-f).



Figura 2.2.1: Tipo de conexiones semi-rígidas.

2.2.1 Clasificación Según Eurocode 3

Con una finalidad de atribuir un padrón ha ser utilizado en la clasificación de las conexiones, el Eurocode elabora una propuesta basada en la resistencia global del marco de acero donde la conexión está siendo evaluada (Lima, 1999).

Esta clasificación se basa en el momento normalizado $\overline{\mathbf{M}}$, en relación al momento de plastificación de la viga conectada \mathbf{M}_p y a su vez la rotación es normalizada ($\overline{\mathbf{\theta}}$) con respecto a la rigidez total de la viga, para marcos con desplazamiento permitido y restringido.

Donde:

M = Momento actuante en la conexión, $[T_f - cm]$.



Gráfico 2.2.2: Sistema de clasificación según Eurocode 3.

Fuente: Lima, 1999.

2.2.2 Clasificación Según Gomes

La clasificación propuesta por Gomes toma en consideración, al igual que el Eurocode, el comportamiento global del marco donde la conexión está siendo evaluada. Este sistema define una rigidez adimensional de la conexión, $\overline{\mathbf{S}}$, que se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$\overline{\mathbf{S}} = \frac{\mathbf{S}_{\mathbf{j}} \mathbf{L}_{\mathbf{b}}}{\mathbf{E} \mathbf{I}_{\mathbf{b}}}$$
(2.2.1)

Donde:

$$\begin{split} \mathbf{S}_{\mathbf{j}} &= \text{Rigidez rotacional de la conexión, } [T_{\mathrm{f}} - \mathrm{cm/rad}]. \\ \mathbf{EI}_{\mathbf{b}} &= \text{Rigidez de flexión de la viga, } [T_{\mathrm{f}} - \mathrm{cm}^2]. \\ \mathbf{L}_{\mathbf{b}} &= \text{Longitud libre de la viga, } [\mathrm{cm}]. \end{split}$$

Según Gomes una conexión puede ser considerada como rígida siempre y cuando las deformaciones de estas, no reduzcan en mas de un cinco por ciento (5%) la resistencia del marco en el cual está siendo evaluada la unión (Rodrigues, 1999).

De acuerdo a lo descrito anteriormente, Gomes establece un sistema de clasificación mostrado en la figura 2.2.4, donde el factor α_{cr} representa una mayoración de las cargas críticas actuantes sobre el marco estructural.



Gráfico 2.2.3: Sistema de clasificación según Gomes.

Fuente: Rodrigues, 1999.

2.2.3 Clasificación Según Bjorhovde

El sistema de clasificación de Bjorhovde (Bjorhvde *et al*, 1990) en comparación al Eurocode, no considera el comportamiento global del pórtico. Adicionalmente, establece límites más rígidos que otras clasificaciones, debido a la consideración del límite de ductilidad de la conexión en cuestión. Esta clasificación hace distinción entre conexiones rígidas, semi-rígidas y flexibles mediante el momento normalizado ($\overline{\mathbf{M}}$) y la respectiva rotación normalizada ($\overline{\mathbf{\theta}}$), de la conexión en estudio.

$$\overline{\mathbf{M}} = \frac{\mathbf{M}}{\mathbf{M}_{p}} \qquad \overline{\mathbf{\theta}} = \frac{\mathbf{\theta}}{\mathbf{\theta}_{p}}$$
$$\mathbf{\theta}_{p} = \frac{\mathbf{M}_{p}}{(\mathbf{EI}/\mathbf{5d})} \qquad (2.2.2)$$

Donde:

θ

M = Momento actuante en la conexión, $[T_f - cm]$.

 $\mathbf{M}_{\mathbf{p}}$ = Momento plástico de la viga, $[T_{f} - cm]$.

= Rotación relativa de la conexión, [rad].

- θ_{p} = Rotación plástica de la conexión, [rad].
- **d** = Altura de la viga, [cm].





Fuente: Bjorhvde, 1990.

2.2.4 Clasificación Según Hasan

Este sistema de clasificación para conexiones viga-columna, es desarrollado a través de un gráfico momento vs rotación divido en tres zonas, las cuales están separadas por dos curvas no lineales (ver Gráfico 2.2.5). Las ecuaciones de estas curvas son tomadas del modelo exponencial de tres parámetros, elaborado por Kishi y Chen (Lima, 1999).

Gráfico 2.2.5: Clasificación según Hasan.



Fuente: Lima, 1999.

Los tres parámetros utilizados en el modelo son la rigidez, momento ultimo de la conexión (M_u) y un parámetro de forma designado por la letra **n**.

Este modelo puede ser expresado mediante la siguiente ecuación:

$$\mathbf{M} = \frac{\mathbf{K}_{i}\boldsymbol{\theta}}{\left[1 + \left[\frac{\boldsymbol{\theta}}{\boldsymbol{\theta}_{0}}\right]^{n}\right]^{\frac{1}{n}}}$$
(2.2.3)

Donde:

Los parámetros que definen las curvas limites de la zona semi-rígida son:

- a) Rigidez inicial K_i: Análisis y ensayos realizados por Hasan permitieron definir una rigidez inicial máxima y mínima dada por 10⁶ y 10^{4.5} [Kip-in/rad], respectivamente.
- b) Momento último de la conexión M_u: Similar a la clasificación del *Eurocode*, los límites superior e inferior de la zona semi-rígida son definidos por 1 y ¼ de M_p respectivamente.
- c) Parámetro de forma n: El valor del parámetro de forma es adoptado para realizar una calibración del modelo. Hasan permite utilizar n=1 como una aproximación adecuada.

2.2.5 Clasificación Según Nethercot

Siguiendo con la nueva tendencia de clasificación que considera el comportamiento global del marco estructural donde la conexión es evaluada, Nethercot, incorpora nuevos conceptos relacionados a la resistencia y desempeño de las conexiones (Rodrigues,1999).

Donde:

 α = Razón de rigidez rotacional de la viga-columna, calculada como $\alpha = \frac{K_c}{E_b I_b / L}$.

 K_c = Sumatoria de rigidez de todos los miembros conectados a la unión excepto la viga. Para conexiones de columnas internas, K_c debe ser tomada como infinita



Gráfico 2.2.6: Clasificación según Nethercot.



2.2.6 Clasificación Según AISC (American Institute of Steel Construction)

La especificación **ASD** (McCormac, 1999) define tres tipos de marcos estructurales, los cuales están directamente relacionados al desempeño de la conexión viga-columna.

- a) Marcos Rígidos: En este tipo de estructuras se considera que la conexión viga-columna posee la rigidez suficiente como para mantener el ángulo geométrico, original, entre los miembros.
- b) Marcos Simples: En este sistema estructural las conexiones no poseen restricciones al giro. En un marco solicitado por cargas gravitacionales las uniones solo van a transmitir fuerzas verticales de corte.
- c) Marcos Semi-Rígidos: Esta clasificación asume que la conexión puede transferir esfuerzos de corte y además posee una rigidez suficiente para transmitir momentos.

La especificación LRFD (Segui, 2000) define dos tipos de conexiones.

- a) Completamente Restringida (FR): La características de esta conexión corresponden a las mismas descritas en *Marcos Rígidos*, de la especificación ASD.
- b) Parcialmente Restringida (PR): Incluye las características de Marcos Simples y Semi-Rígidos de la normativa ASD.
2.2.7 Clasificación según NCh2369.Of2003

La normativa Chilena actual, específicamente la norma NCh2369.Of2003 (INN, 2003) "Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales" al igual que la especificación LRFD incorpora dos tipos de conexiones.

a) Completamente Restringida (FR)

b) Parcialmente Restringida (PR)

2.3 MODELOS DE CONEXIONES SEMI – RÍGIDAS

El conocimiento de la curva momento vs rotación de una conexión, en estructuras de acero, es necesaria para su diseño, comportamiento y evaluación, además provee datos esenciales utilizados en el análisis estructural.

Se recomienda obtener relaciones **M vs** θ para todos los tipos y tamaños de conexiones utilizados en la práctica estructural. Una solución atractiva es obtener un padrón de curvas **M vs** θ para cada tipo de unión, el cual puede ser expresado en términos de sus parámetros geométricos y físicos.

Durante los últimos años datos experimentales y analíticos (Salles, 2000) han sido utilizados y evaluados para representar la flexibilidad y el comportamiento no lineal de las uniones viga-columna mediante la obtención de curvas momento vs rotación empleando modelos matemáticos de ajuste de curvas y modelos analíticos simplificados.

En este capítulo se dan a conocer algunos de los principales modelos utilizados en el diseño y caracterización de las conexiones semi-rígidas

2.3.1 Modelos Lineales

El gráfico 2.3.1 muestra tres modelos lineales simples de ajuste de curvas. El modelo lineal utiliza una rigidez inicial (\mathbf{K}_i) para representar el comportamiento de la conexión en toda su etapa de carga. El modelo bilineal posee una segunda inclinación, menos acentuada, a partir de un momento de transición denominado \mathbf{M}_{T} . El objetivo de estos modelos es aproximar el comportamiento real de las conexiones mediante una serie de segmentos rectos. Su formulación es relativamente simple, pero los cambios de rigidez en los puntos de transición tornan difícil su utilización en programas de dimensionamiento automático (Salles, 2000).





Fuente: Salles, 2000.

2.3.2 Modelos Polinomiales

Somer en el año 1996 (Salles, 2000) utilizó un procedimiento de ajuste de curvas mediante el método de mínimos cuadrados con el fin establecer un padrón a seguir en el diseño de conexiones vigacolumna de placa extrema corta. La funciones que definen las curvas **M vs** θ , son de tipo polinomial.

$$\boldsymbol{\theta} = \sum_{1,3,5} \mathbf{C}_{i} \left(\mathbf{K} \mathbf{M} \right)^{i} \tag{2.3.1}$$

Donde:

K = Factor de estandarización, cuyo valor depende de los parámetros geométricos de cada conexión.

C = Constante de ajuste de curva.

2.3.3 Modelos de Potencia

2.3.3.1 Modelo de Potencia de Dos Parámetros

El modelo matemático de ajuste de curvas de dos parámetros está dado por la siguiente ecuación (Salles, 2000):

$$\boldsymbol{\theta} = \mathbf{a}\mathbf{M}^{\mathbf{b}} \tag{2.3.2}$$

Donde:

a = Parámetro de ajuste de curva, a>0.

b = Parámetro de ajuste de curva, **b>1**.

2.3.3.2 Modelo de Potencia de Tres Parámetros de Colson y Louveau

Colson y Louveau (Salles, 2000) idearon un modelo de potencia, de ajuste de curvas, empleando tres parámetros que describen el comportamiento no-lineal de las conexiones:

$$\boldsymbol{\theta} = \frac{|\mathbf{M}|}{\mathbf{K}_{i}} \frac{1}{1 - \left|\frac{\mathbf{M}}{\mathbf{M}_{u}}\right|^{n}}$$
(2.3.3)

Donde:

 $\begin{aligned} \mathbf{K}_{i} &= \text{Rigidez inicial de la conexión, } [T_{f} - cm/rad]. \\ \mathbf{M}_{u} &= \text{Momento último de la conexión, } [T_{f} - cm]. \end{aligned}$

n = Parámetro de forma de la curva M vs θ .

2.3.3.3 Modelo de Potencia de Tres Parámetros de Kishi y Chen

Kishi y Chen propusieron un modelo de potencia similar al de Colson y Louveau (Salles, 2000)

$$\theta = \frac{M}{K_i \left[1 - \left(\frac{M}{M_u} \right)^n \right]^{\frac{1}{n}}}$$
(2.3.4)

Donde los parámetros K_i, M_u y n son los mismos definidos en el modelo de tres parámetros de Colson y Louveau.

2.3.4 Modelo Exponencial de Chen y Lui

Chen y Lui (Salles, 2000) propusieron un modelo exponencial de ajuste de curvas, empleando multiparámetros para representar el comportamiento de las conexiones mediante la siguiente ecuación:

$$\mathbf{M} = \sum_{j=1}^{m} \mathbf{C}_{j} \left[1 - \exp\left(-\frac{|\boldsymbol{\theta}|}{2j\alpha}\right) \right] + \mathbf{M}_{0} + \mathbf{R}_{kf} |\boldsymbol{\theta}|$$
(2.3.5)

Donde:

 $\mathbf{M}_{\mathbf{0}}$ = Momento inicial de la conexión, [T_f - cm].

 $\mathbf{R}_{\mathbf{kf}}$ = Rigidez inicial de la conexión, [T_f - cm/rad].

 α = Factor de escala para la estabilidad numérica.

C_i = Constante de ajuste de curva.

2.3.5 Modelo Exponencial de Tres Parámetros Simplificado de Kishi y Chen

Este modelo corresponde a una adaptación de tipo analítica simplificada, que a diferencia de las descritas anteriormente, provee características de la curva M vs θ de la conexiones sin recurrir directamente a ensayos experimentales o simulaciones numéricas.

A partir del estudio de varias curvas experimentales de momento vs rotación de conexiones formadas por perfiles ángulos (Superior, de alma e inferior), Kishi y Chen observaron que estas presentaban características elasto-plásticas similares al someterlas a cargas de tipo cíclicas. La figura 2.3.1 muestra en detalle este tipo de conexión y su respectiva deformación.





Fuente: Salles, 2000.

Los autores propusieron un modelo exponencial de tres parámetros con el objetivo de obtener una expresión no-lineal que representara curvas de momento vs rotación de conexiones semi-rígidas. Dicho modelo debería satisfacer los siguientes requisitos, (Salles 2000):

- La curva debe pasar por el origen.
- La pendiente de la curva, a partir del origen, de ser igual a la rigidez elástica inicial K_i de la conexión.
- A medida que la rotación aumenta, la pendiente de la curva se aproxima a la rigidez de deformación de fluencia.
- Para cualquier valor de rotación θ_r , la pendiente corresponde a la rigidez de la conexión.
- Los parámetros de la conexión tienen significado físico.

Las hipótesis básicas asumidas por Kishi y Chen para el modelo fueron:

- El material utilizado debe comportarse inicialmente de forma elástica y luego de los ciclos de carga debe ser perfectamente plástico.
- Las deformaciones de montaje son pequeñas.
- Comparadas con la deformación de la conexión, la deformación de la viga y columna se consideran despreciables.
- La fuerza de aprete del perno, ubicado en el ala de la columna, debe generar una compresión total efectiva sobre los ángulos para producir un estado de empotramiento sobre estos.
- El modo de falla corresponde al mecanismo plástico de colapso que involucra la conexión en su conjunto.

A partir de estas hipótesis las ecuaciones que representan el modelo exponencial de tres parámetros, mostradas a continuación, pueden ser deducidas:

$$\frac{\mathbf{M}}{\mathbf{M}_{u}} = n \ln \left(1 + \frac{\boldsymbol{\theta}_{r}}{n \boldsymbol{\theta}_{0}} \right)$$
(2.3.6)

$$\frac{\theta_{\rm r}}{\theta_0} = n \left[\exp\left(\frac{M}{nM_{\rm u}}\right) - 1 \right]$$
(2.3.7)

Donde:

$$\begin{split} \mathbf{M}_{\mathbf{u}} &= \text{Momento plástico de la conexión, } [\mathrm{T}_{\mathrm{f}} - \mathrm{cm}]. \\ \mathbf{K}_{\mathrm{i}} &= \mathrm{Rigidez inicial de rotación, } [\mathrm{T}_{\mathrm{f}} - \mathrm{cm/rad}]. \\ \mathbf{\theta}_{\mathbf{0}} = \mathbf{M}_{\mathbf{u}} / \mathbf{K}_{\mathrm{i}} &= \mathrm{Rotación de referencia, } [\mathrm{rad}]. \\ \mathbf{n} &= \mathrm{Parámetro de forma.} \end{split}$$

El cálculo de los dos primeros parámetros, la rigidez inicial K_i y el momento plástico M_u , son detallados mas adelante. El parámetro de forma, designado con la letra **n**, es una constante de ajuste de curva obtenido a partir de ensayos. Los autores proponen la siguiente ecuación empírica para el cálculo de este parámetro:

$$\mathbf{n} = 1.398 \log \theta_0 + 4.631 \tag{2.3.8}$$

2.3.5.1 Cálculo de la Rigidez Inicial

La rigidez inicial $\mathbf{K}_{\mathbf{i}}$ de la curva momento vs rotación es obtenida mediante un análisis elástico simplificado, modelando los perfiles ángulos superior, inferior y los del alma como un conjunto de segmentos de viga y calculando su contribución individual, a la rigidez inicial total de la conexión. Un método de análisis simple de vigas fue usado para definir la rigidez inicial. Sus principales hipótesis se detallan a continuación:

- Los perfiles ángulos en conjunto giran en torno al centro C localizado sobre el ángulo inferior (ver figura 2.3.1).
- El tramo del ángulo superior conectado al ala de la columna posee un comportamiento linealmente elástico, mientras que, el tramo del ángulo conectado al ala de la viga se comporta como un cuerpo rígido.
- El tramo vertical del ángulo superior, empotrado a lo largo de la línea de pernos o remaches según corresponda, se comporta como una viga en voladizo.
- La deformada de los ángulos del alma es similar a la deformación del ángulo superior.
- Los efectos de la fuerza de corte y axial sobre el tramo del ángulo inferior es considerado despreciable.

• Se admite una presión de contacto uniformemente distribuida sobre el tramo externo del ángulo inferior.

a) Perfil Ángulo Superior





Fuente: Salles, 2000.

Basado en las hipótesis anteriores y considerando la deformación por corte, el desplazamiento horizontal Δ_t (ver figura 2.3.2) inducido por la fuerza de arranque P_t , puede ser cuantificado por la siguiente ecuación:

$$\Delta_{t} = \frac{P_{t}g_{1}^{3}}{3EI_{t}} \left[1 + \frac{0.78(t_{t})^{2}}{(g_{1})^{2}} \right]$$
(2.3.9)

Donde:

- P_t = Fuerza de arranque generada por el ala de la viga sobre el perfil ángulo superior, [T_f].
- EI_t = Rigidez de flexión del tramo vertical del perfil ángulo superior, $[T_f cm^2]$.
- $\mathbf{g}_1 = \mathbf{g}_t^* (\mathbf{D}/2) (\mathbf{t}_t/2)$, Longitud del tramo vertical del perfil ángulo que actúa como viga en voladizo, [cm] (ver figura 2.3.2).
- D = Longitud del plano transversal que corta la cabeza de los pernos o remaches (ver figura 2.3.2), [cm].

D=1.5d_b+0.32 Para remaches. D=1.5d_b Para pernos. $\mathbf{d}_{\mathbf{b}}$ = Diámetro del perno o remache, [cm].

 t_t = Espesor del perfil ángulo superior, [cm].

 $\mathbf{g'_t}$ = Distancia medida desde la base del perfil ángulo hasta el eje central del perno o remache ubicado en el tramo vertical, [cm] (ver figura 2.3.2).

A partir de la geometría de la deformada, el desplazamiento horizontal Δ_t puede ser representado por (ver figura 2.3.1):

$$\Delta_{\rm r} = \mathbf{d}_1 \boldsymbol{\theta}_{\rm r} \tag{2.3.10}$$

El momento en torno al centro de rotación C es:

$$\mathbf{M}_{\mathbf{t}} = \mathbf{P}_{\mathbf{t}} \mathbf{d}_{\mathbf{1}} \tag{2.3.11}$$

Donde:

 $d_1 = d+(t_t/2)+(t_s/2) =$ Distancia vertical desde el centro de rotación a la línea de acción de la fuerza P_t , [cm].

d = Altura de la sección de viga, [cm].

t_s = Espesor del perfil ángulo inferior, [cm].

Sustituyendo Δ_t podemos obtener una relación momento vs rotación para el perfil ángulo superior. Esta relación está representada por la ecuación (2.3.12):

$$\mathbf{M}_{t} = \frac{3 \mathbf{E} \mathbf{I}_{t} \left(\mathbf{d}_{1} \right)^{2}}{\mathbf{g}_{1} \left(\mathbf{g}_{1}^{2} + \mathbf{0.78t}_{t}^{2} \right)} \mathbf{\theta}_{r}$$
(2.3.12)

Una vez formulada la ecuación (2.3.12) podemos obtener la rigidez inicial, de rotación, del perfil ángulo superior, sabemos que:

$$K_{it} = \frac{dM_{t}}{d\theta_{r}} = \frac{3EI_{t}(d_{1})^{2}}{g_{1}(g_{1}^{2} + 0.78t_{t}^{2})}, \left[\frac{T_{f} - cm}{rad}\right]$$
(2.3.13)

b) Doble Perfil Ángulo Conectado al Alma de la Viga



Figura 2.3.3: Configuración deformada del perfil ángulo conectado al alma de la viga.

Fuente: Salles, 2000.

Conforme a lo mostrado en la figura 2.3.3, el desplazamiento horizontal medio Δ_w del perfil ángulo, ubicado en el alma de la viga, debido a la fuerza \mathbf{P}_w puede ser expresado como:

$$\Delta_{\rm w} = \frac{P_{\rm w} g_3^3}{3 E I_{\rm w}} \left[1 + \frac{0.78 (t_{\rm w})^2}{(g_3)^2} \right]$$
(2.3.14)

Donde:

 $\mathbf{P}_{\mathbf{w}}$ = Fuerza resultante en el extremo del perfil ángulo ubicado en el alma, [T_f].

- $\mathbf{EI}_{\mathbf{w}}$ = Rigidez de flexión del tramo del perfil ángulo ubicado en el alma, conectado al ala de la columna, [T_f-cm²].
- $g_3=g_c-(D/2)-(t_w/2)$ = Longitud del perfil ángulo, en el alma de la viga, adyacente al ala de la columna que actúa como una viga en voladizo (ver figura 2.3.3), [cm].
- D = Longitud del plano transversal que corta la cabeza de los pernos o remaches (ver definición ecuación 2.3.9), [cm].
- **d**_b = Diámetro del perno o remache, [cm].
- $\mathbf{t}_{\mathbf{w}}$ = Espesor del perfil ángulo conectado al alma de la viga, [cm].
- g_c = Distancia medida desde la base del perfil ángulo, en el alma de la viga, hasta el eje de los pernos o remaches ubicados en el tramo del ángulo adyacente al ala de la columna (ver figura 2.3.3), [cm]

A partir de las configuraciones de las deformadas mostradas en las figuras 2.3.2 y 2.3.3 y suponiendo que la fuerza $\mathbf{P}_{\mathbf{w}}$ actúa a una altura media del perfil ángulo ubicado en el alma de la viga, el desplazamiento horizontal ($\Delta_{\mathbf{w}}$) puede ser asumido como:

$$\Delta_{\mathbf{w}} = \mathbf{d}_3 \mathbf{\theta}_{\mathbf{r}} \tag{2.3.15}$$

Donde:

 $d_3 = (d/2) + (t_s/2)$ = Distancia vertical medida desde el centro de rotación hasta la línea de acción de la fuerza P_w , [cm].

El momento con relación al centro de rotación C debido a la fuerza de los dos perfiles ángulo conectados al alma de la viga es:

$$\mathbf{M}_{\mathbf{w}} = 2\mathbf{P}_{\mathbf{w}}\mathbf{d}_{\mathbf{3}} \tag{2.3.16}$$

Sustituyendo las ecuaciones (2.3.14) y (2.3.15) en la ecuación (2.3.16) podemos obtener una relación momentos vs rotación para dichos perfiles:

$$\mathbf{M}_{w} = \frac{6\mathbf{EI}_{w} (\mathbf{d}_{3})^{2}}{\mathbf{g}_{3} (\mathbf{g}_{3}^{2} + \mathbf{0.78t}_{w}^{2})} \mathbf{\theta}_{r}$$
(2.3.17)

Sabemos que:

$$K_{iw} = \frac{dM_{w}}{d\theta_{r}} = \frac{6EI_{w} (d_{3})^{2}}{g_{3} (g_{3}^{2} + 0.78t_{w}^{2})}, \left[\frac{T_{f} - cm}{rad}\right]$$
(2.3.18)

c) Perfil Ángulo Inferior



Figura 2.3.4: Configuración deformada del perfil ángulo inferior.

Partiendo de la configuración deformada mostrada en la figura 2.3.4, la relación momento vs rotación del tramo horizontal del perfil ángulo inferior está dada por:

$$\mathbf{M}_{s} = \frac{4\mathbf{EI}_{s}}{\mathbf{l}_{s0}} \mathbf{\theta}_{r} \tag{2.3.19}$$

Por lo tanto la rigidez inicial del perfil ángulo inferior es obtenida mediante la siguiente ecuación:

$$\mathbf{K}_{is} = \frac{\mathbf{d}\mathbf{M}_{s}}{\mathbf{d}\boldsymbol{\theta}_{r}} = \frac{4\mathbf{E}\mathbf{I}_{s}}{\mathbf{1}_{s0}}, \left[\frac{\mathbf{T}_{f} - \mathbf{c}\mathbf{m}}{\mathbf{r}\mathbf{a}\mathbf{d}}\right]$$
(2.3.20)

Donde:

 EI_s = Rigidez de flexión del extremo horizontal del ángulo inferior, [T_f -cm²].

 l_{s0} = Distancia crítica entre el centro de rotación C y el extremo del tramo horizontal de la costanera inferior, [cm].

La rigidez inicial total de la conexión corresponde a la suma de las rigideces iniciales de todos elementos que la componen. Para la conexión formada por costaneras superior, doble costanera en el alma y costanera inferior, la rigidez inicial total está dada por:

$$\mathbf{K}_{il} = \mathbf{K}_{is} + \mathbf{K}_{it} + \mathbf{K}_{iw} \tag{2.3.21a}$$

Fuente: Salles, 2000.

$$\mathbf{K}_{il} = \frac{4\mathbf{EI}_{s}}{\mathbf{1}_{s0}} + \frac{3\mathbf{EI}_{t}(\mathbf{d}_{1})^{2}}{\mathbf{g}_{1}(\mathbf{g}_{1}^{2} + 0.78t_{t}^{2})} + \frac{6\mathbf{EI}_{w}(\mathbf{d}_{3})^{2}}{\mathbf{g}_{3}(\mathbf{g}_{3}^{2} + 0.78t_{w}^{2})}, \left[\frac{\mathbf{T}_{f} - \mathbf{cm}}{\mathbf{rad}}\right]$$
(2.3.21b)

2.3.5.2 Cálculo del Momento Último de la Conexión

De acuerdo a las hipótesis básicas descritas en el punto 2.3.5.1, el momento de plastificación de la conexión es alcanzado cuando el mecanismo, idealizado, elasto-plástico se desarrolla como conjunto formado por los perfiles ángulos (ver figura 2.3.1).

El mecanismo de colapso de la conexión puede ser modelado a partir de los perfiles ángulos aislados. El momento de plastificación puede ser obtenido por la sumatoria de los mementos plásticos aportados por tales perfiles.

a) Perfil Ángulo Superior

El mecanismo de colapso del perfil ángulo superior es modelado a través del desarrollo de dos rótulas plásticas. Una se encuentra localizada bajo la línea de pernos que fijan el tramo vertical de este perfil y la segunda se sitúa en el extremo del radio de concordancia, como se muestra en la siguiente figura:



Figura 2.3.5: Mecanismo de colapso del perfil ángulo superior.

Fuente: Salles, 2000.

La ecuación de equilibrio del ángulo superior, en estado de colapso o último, está dada por:

$$2\mathbf{M}_{pt}\mathbf{\theta}_{r} = \mathbf{V}_{pt}\mathbf{g}_{2}\mathbf{\theta}_{r} \tag{2.3.22}$$

Donde:

 \mathbf{M}_{pt} = Momento plástico del ángulo superior, [T_f-cm].

 V_{pt} = Fuerza de corte plástico del tramo vertical del perfil ángulo superior, [T_f].

 $g_2=g_t'-(D/2)-k$ = Distancia entre rótulas plásticas del tramo vertical del perfil ángulo superior, [cm].

- g' = Distancia medida desde la base del ángulo hasta el eje central del perno o remache, ubicado en el tramo vertical, [cm].
- D = Longitud del plano transversal que corta las cabezas de los pernos o remaches (ver figura 2.3.5), [cm].

$$\mathbf{k} = \text{Ver figura 2.3.5, [cm]}.$$

Cuando la distancia entre las dos rótulas plásticas es pequeña en comparación al espesor del perfil ángulo superior, el efecto de la fuerza de corte sobre la capacidad de momento debe ser tomado en consideración.

La formula de interacción flexión-corte para el estado de fluencia propuesto por Drucker es usada (Salles, 2000):

$$\frac{\mathbf{M}_{\mathbf{p}}}{\mathbf{M}_{\mathbf{0}}} + \left(\frac{\mathbf{V}_{\mathbf{p}}}{\mathbf{V}_{\mathbf{0}}}\right)^{4} = 1$$
(2.3.23)

Donde:

 $\mathbf{M_0} = \text{Momento plástico de flexión, [T_f - cm].}$ $\mathbf{V_0} = \text{Fuerza plástica de corte, [T_f].}$

Usando el criterio de fluencia de Tresca, (Salles, 2000) se tiene:

$$\mathbf{M}_{0} = \frac{\boldsymbol{\sigma}_{y} \mathbf{l}_{t} \left(\mathbf{t}_{t}\right)^{2}}{4} \tag{2.3.24}$$

$$\mathbf{V}_0 = \frac{\boldsymbol{\sigma}_{\mathbf{y}} \mathbf{l}_t \mathbf{t}_t}{2} \tag{2.3.25}$$

Donde:

$$σy = Tensión de fluencia, [Tf / cm2].$$

 $lt = Ancho del perfil ángulo superior, [cm].$

De las ecuaciones (2.3.22) y (2.3.25) V_{pt} puede ser representada como:

$$\left(\frac{\mathbf{V}_{\mathrm{p}}}{\mathbf{V}_{\mathrm{0}}}\right)^{4} + \frac{\mathbf{g}_{2}}{\mathbf{t}_{\mathrm{t}}} \left(\frac{\mathbf{V}_{\mathrm{pt}}}{\mathbf{V}_{\mathrm{0}}}\right) = \mathbf{1}$$
(2.3.26)

Usando un procedimiento iterativo simple, V_{pt} puede ser determinado y M_{pt} puede ser calculado a partir de la ecuación (2.3.22). La contribución del ángulo superior, al momento plástico total de la conexión es obtenida tomando momento en torno al centro de rotación **C**, de acuerdo a lo mostrado en la figura 2.3.6.





Fuente: Salles, 2000.

$$\mathbf{M}_{ut} = \mathbf{M}_{pt} + \mathbf{V}_{pt}\mathbf{d}_2 \tag{2.3.27}$$

Donde:

 \mathbf{M}_{pt} = Momento plástico del perfil ángulo superior, [T_f-cm].

 \mathbf{V}_{pt} = Fuerza plástica de corte, [T_f].

d₂=d+(t_s/2)+k = Distancia medida desde el centro de rotación hasta la línea de acción de la fuerza plástica de corte del ángulo superior, [cm].

 \mathbf{k} = Ver figura 2.3.6, [cm].

b) Doble Perfil Ángulo en el Alma

El mecanismo de colapso mostrado en la figura 2.3.7, consiste en dos líneas de rótulas plásticas formadas a lo largo de la altura del perfil ángulo ubicado en el alma. Una está localizada en el encuentro de los dos tramos, en el radio de curvatura. Y la otra se presenta como una línea inclinada a lo largo del tramo del ángulo fijado al ala de la columna.

La distancia entre estas dos rótulas plásticas en cualquier sección horizontal es pequeña cuando se compara con su espesor, por lo tanto, el efecto de la fuerza de corte sobre la capacidad de flexión debe ser considerado.



Figura 2.3.7: Mecanismo formado en los perfiles ángulos conectados al alma de la viga.

Fuente: Salles, 2000.

A partir de la figura anterior, la ecuación de trabajo del mecanismo par una sección horizontal arbitraria "y" puede ser expresado por:

$$2\mathbf{M}_{\mathbf{p}\mathbf{y}}\mathbf{\theta} = \mathbf{V}_{\mathbf{p}\mathbf{y}}\mathbf{g}_{\mathbf{y}}\mathbf{\theta} \tag{2.3.28}$$

Donde:

M_{py} = Momento plástico por unidad de longitud, [T_f-cm/cm].
 V_{py} = Fuerza plástica de corte, por unidad de longitud, de un perfil ángulo conectado al alma de la viga [T_f/cm].

 $\mathbf{g}_{\mathbf{y}}$ = Distancia entre las dos rótulas plásticas para una sección y, [cm].

Usando las ecuaciones (2.3.23), (2.3.24) y (2.3.25), podemos obtener una relación momento vs rotación y por ende un ecuación de cuarto orden para calcular la fuerza plástica de corte, V_{py} .

$$\left(\frac{\mathbf{V}_{py}}{\mathbf{V}_{0}}\right)^{4} + \frac{\mathbf{g}_{y}}{\mathbf{t}_{w}}\left(\frac{\mathbf{V}_{py}}{\mathbf{V}_{0}}\right) = 1$$
(2.3.29)

La solución de la fuerza plástica de corte, \mathbf{V}_{py} , de la ecuación (2.3.29) tiene una distribución no lineal a lo largo de la altura del ángulo conectado al alma (ver figura 2.3.8). El valor máximo de \mathbf{V}_{pl} está en el extremo inferior y = 0, y el valor mínimo \mathbf{V}_{pu} se encuentra en el extremo superior $y = l_w$. Con el propósito de simplificar la variación de V_{py} , esta es considerada como una distribución bilineal, como se muestra en la figura 2.3.8. La resultante de la fuerza plástica de corte, V_{pw} , del perfil ángulo en el alma está dada por:

$$\mathbf{V}_{pw} = \frac{\mathbf{I}_{w}}{4} \left(\mathbf{V}_{pu} + 2\mathbf{V}_{pm} + \mathbf{V}_{pl} \right)$$
(2.3.30)

Donde:

 V_{pm} = Fuerza plástica de corte medida a la mitad del perfil ángulo conectado al alma de la viga.

Figura 2.3.8: Distribución de la fuerza plástica de corte en el perfil ángulo conectado al alma de la viga.



Fuente: Salles, 2000.

La contribución de los perfiles ángulos, conectados al alma de la viga, al momento plástico de la conexión es obtenida tomando el momento generado por la fuerza de corte V_{pw} en torno al centro de rotación **C** (ver figura 2.3.6).

$$\mathbf{M}_{\mathbf{plw}} = 2\mathbf{V}_{\mathbf{pw}}\mathbf{d}_4 \tag{2.3.31}$$

Donde:

 $d_4=y+l_1+(t_s/2)$ = Distancia desde el centro de rotación hasta la línea de acción de la fuerza de corte plástico (ver figura 2.3.6), [cm].

- y = Altura donde actúa la fuerza plástica de corte, medida a partir del extremo inferior del perfil ángulo conectado al alma de la viga, [cm].
- I = Distancia medida desde el extremo inferior del perfil ángulo conectado al alma de la viga hasta la cara inferior del ala de la misma, sobre el perfil ángulo inferior, [cm].

c) Perfil Ángulo Inferior

La rótula plástica del perfil ángulo inferior se induce en la sección crítica de flexión, es decir, en el centro de rotación **C**, como se muestra en la figura 2.3.4. El momento plástico de este perfil está dado por la ecuación (2.3.32):

$$\mathbf{M}_{\mathbf{pls}} = \frac{\boldsymbol{\sigma}_{\mathbf{y}} \mathbf{l}_{\mathbf{s}} \mathbf{t}_{\mathbf{s}}^{2}}{4} \tag{2.3.32}$$

Donde:

1_s = Ancho del perfil ángulo inferior, [cm].
 t_s = Espesor del perfil ángulo inferior, [cm].

El momento de plastificación, \mathbf{M}_{pl} , de la conexión formada por los ángulos superior, inferior y doble ángulo en el alma está dado por la suma de las ecuaciones (2.3.27), (2.3.31) y (2.3.32):

$$M_{pl} = M_{pls} + M_{pt} + V_{pt}d_2 + 2V_{pw}d_4$$
(2.3.33)

2.4 DISEÑO SÍSMICO DE CONEXIONES RÍGIDAS PRECALIFICADAS VIGA – COLUMNA (FEMA - 350)

El terremoto ocurrido en Estados Unidos, específicamente en Northridge, el 17 de de enero de 1994 representa un punto de inflexión dentro del diseño sismorresistente de ese país. Luego de ocurrido este acontecimiento sísmico se observó que los edificios de acero estructurados en base a marcos de momento presentaban una serie de fracturas, inesperadas, de tipo frágil en las conexiones vigacolumna. Estos daños fueron observados en edificios construidos en los últimos 30 años, los cuales se vieron afectados desde el primer nivel hasta el piso número veintiséis, (FEMA-350, 2000).

El descubrimiento de estas grietas de tipo frágil, muchas veces asociada a daño arquitectónico, fue alarmando a los ingenieros y a la industria de la construcción. Se descubrieron fracturas, en un número limitado de edificios, producidas por sismos anteriores tales como: Landers 1992, Big-Bear 1992 y Loma Prieta 1989.

En general, los marcos de momento de los edificios dañados por el terremoto de Northridge, estaban diseñados de acuerdo a los principios básicos de los códigos de diseño, es decir, experimentaron un daño estructural limitado pero no colapsaron. Sin embargo, las estructuras no se comportaron a lo previsto lo que significó grandes pérdidas económicas como resultado de las fracturas en las conexiones. Las pérdidas incluyeron costos directos asociados a la investigación y reparación de los daños y pérdidas indirectas relacionadas al tiempo y uso del espacio sin daño estructural.

Los marcos o pórticos de momento fueron diseñados para resistir sismos basados en las hipótesis de que estos son capaces de aceptar grandes deformaciones elásticas y plásticas sin pérdidas excesivas en la resistencia, es decir, estructuras dúctiles. La deseada deformación plástica consiste en rotaciones inelásticas desarrolladas en la viga, las cuales son capaces de absorber la energía disipada por las estructuras en los sismos. Se esperaba que el daño se presentara mediante una fluencia modera y pandeo localizado de los elementos resistentes. Basándose en este comportamiento asumido, códigos de diseños permitieron estructurar edificios de marcos de momento con una fracción de la resistencia que podría ser requerida para responder elásticamente en sismos de gran magnitud.

Los pórticos de acero que dan origen al sistema sismorresistente evidencian su ductilidad a través de la formación de rótulas plásticas en las vigas y deformación por corte en la denominada zona panel de la columna o mediante una combinación de ambos mecanismos. Se creyó que la conexión típica empleada en la construcción de marcos de momento, que se muestra en la figura 2.4.1, era capaz de desarrollar grandes rotaciones plásticas, del orden de **0.02** radianes o más, sin una degradación significativa en la resistencia y rigidez de las estructuras.



Figura 2.4.1: Conexión típica de momento pre-Northridge.

Fuente: FEMA-350, 2000.

Observaciones de los daños producidos por el terremoto de Northridge (FEMA-350, 2000) permitieron concluir que las conexiones rígidas viga – columna de un número importante de edificios se fracturaron con niveles de demanda plástica mucho menores a la esperada y en algunos casos, mientras las estructuras permanecían en el rango elástico.

Las fracturas comúnmente se iniciaron en la soldadura de penetración completa entre el ala inferior de la viga y el ala de la columna (ver figura 2.4.2). Una vez iniciadas las fracturas estas se propagaron por diferentes caminos dependiendo de las condiciones particulares de cada conexión.



Figura 2.4.2: Zona común de iniciación de fracturas en conexiones viga-columna.

Fuente: FEMA-350, 2000.

En algunos casos las grietas progresaron completamente a través del espesor de la soldadura. Cuando se removió la placa inferior se evidenciaron claramente estas grietas en las caras expuestas de la soldadura (ver figura 2.4.3a). Otro tipo de fracturas fueron las observadas en las alas de las columnas, justo detrás de la soldadura de penetración, en estos casos una porción del ala de la columna permaneció unida al ala de la viga pero la parte libre generó fuertes tensiones de extracción en la columna, produciendo un tipo de grietas denominadas *"divot"* o *"nugget"*, ver figura 2.4.3b.

Figura 2.4.3: Fracturas en el punto de conexión viga-columna.



a) Fracture a Fused Zone



b) Column Flange "Divot" Fracture

Fuente: Bruneau, 1998.

Un número de fracturas progresaron completamente a través del ala de la columna a lo largo de un plano horizontal aproximadamente alineado con el ala inferior de la viga (ver figura 2.4.4a). En algunos casos estas fracturas se extendieron hasta el alma de la columna incorporando la zona panel. Las columnas que involucraron este tipo de falla se agrietaron completamente en esta zona, ver figura 2.4.4.b.

Figura 2.4.4: Fracturas en las columnas.



a) Fracture through Column Flange





Fuente: Bruneau, 1998.

Una vez ocurridas las fracturas, las conexiones viga-columna experimentaron una perdida en resistencia y rigidez. Las placas de corte apernadas al alma de la viga y soldadas a la columna pueden absorber la resistencia y rigidez residual generadas por estas grietas. Sin embargo estos elementos

igual se encuentran sometidos a fallas. Estas incluyen fracturas en la soldadura que une la placa con el ala de la columna, agrietándose la soldadura suplementaria en el alma de la viga o fractura del área neta de la placa de corte, generando una falla alineada a través de los pernos, ver figura 2.4.5.



Figura 2.4.5: Fractura de la placa de corte.

Fuente: FEMA-350, 2000.

A pesar del obvio deterioro en la resistencia inducido por estas fracturas, una gran cantidad de edificios afectados no presentaron daños estructurales a simple vista. Estas estructuras permanecieron estables, asociadas a un daño arquitectónico, dificultando la evaluación post-sismo. En consecuencia, fue necesario remover las terminaciones de arquitectura y protecciones contra el fuego para llevar a cabo una evaluación y análisis detallado de las conexiones. Todo este proceso trajo como consecuencia grandes pérdidas económicas, en algunos casos era más factible, económicamente, demoler los edificios que repararlos.

En septiembre de 1994 conjuntamente el SAC Joint Venture, el Instituto Americano del Hierro y Acero y el Instituto Nacional de Standards y Tecnología conformaron un grupo de trabajo internacional con el fin de realizar una investigación sistemática y exhaustiva. Siguiente a esto, el FEMA introdujo un contrato con el SAC Joint Venture para llevar a cabo un estudio focalizado en el comportamiento sísmico de los marcos de momento y así desarrollar recomendaciones para la práctica profesional (Etapa I del SAC Steel Project). Estas recomendaciones estaban relacionadas a lo siguiente: inspección de los daños generados por los sismos sobre las estructuras para cuantificar su nivel de destrucción, reparación de los daños, mejorar la calidad de las estructuras para un mejor desempeño de estas y nuevos requisitos de diseño para la estructuración de edificios de acero con el objetivo de proveer un comportamiento sísmico confiable.

Durante la primera mitad de 1995 se llevó a cabo un extensivo programa de investigación que incluyó: literatura existente, recopilación de datos de las estructuras dañadas, evaluación estadística de datos, estudios analíticos de los edificios dañados y no dañados, una serie de pruebas a escala real de las conexiones viga-columna usadas antes del terremoto de Northridge, prácticas de reparación de los daños y mejoras en la calidad y desempeño de los diseños. Como resultado de todo este estudio e investigación se creó el documento FEMA-267 (Interim Guidelines: Evaluation, Repair,

Modification, and Design of Welded Steel Moment Frame Structures), el cual fue publicado en agosto de 1995.

En septiembre de 1995 el SAC Joint Venture continúo con la Etapa II del SAC Steel Project, focalizando este estudio en el desempeño de los marcos de momento de acero y sus distintos tipos de conexiones. Este trabajo incluyó: extensos análisis de estructuras, modelación mediante elementos finitos, mecanismos de colapso de las distintas conexiones, resistencia del acero empleado, espesores y calidades de soldaduras y su influencia en el comportamiento de las conexiones, se realizaron mas de 120 pruebas a escala real de conexiones.

En consecuencia se pudo observar, analizar y concluir las causas que provocaron las fracturas frágiles en la conexión típica utilizada antes de ocurrido el terremoto de Northridge en 1994 (ver figura 2.4.1). Estas incluyen (FEMA-350, 2000):

- Los esfuerzos más severos en la conexión se generan en el punto de unión entre la viga y la columna. Desafortunadamente esta es la zona más débil de la conexión. Los esfuerzos se transfieren a través de las soldaduras de las alas y de la placa de corte produciendo una intensificación de las tensiones. Como solución a este problema se recomendó favorecer la formación de rótulas plásticas lo suficientemente alejadas de la columna.
- La unión entre la columna y el ala inferior de la viga es ejecutada mediante soldadura de terreno, con el soldador sentado sobre la viga. Para realizar esta soldadura cada pasada debe interrumpirse al llegar al alma de la viga. Esta técnica resulta en una soldadura de baja calidad con inclusiones de escoria, falta de fusión y otros defectos que pueden constituirse en iniciadores de grietas. Para solucionar estos defectos, se intensificaron los controles de calidad y la inspección en los procedimientos de soldadura.
- La configuración de la conexión dificulta la detección de defectos en la raíz de la soldadura entre alas de viga y alas de columna. La plancha de respaldo (ver figura 2.4.2) restringe la visión de la soldadura haciendo necesaria la inspección ultrasónica. La geometría de la conexión también dificulta la inspección UT, particularmente al centro de la unión del ala de la viga, en el encuentro con el alma. En consecuencia, los defectos detectados pueden constituirse en iniciadores de grietas. Como solución, se optó remover la placa y realizar un refuerzo de soldadura.
- Los modelos para diseño de estas conexiones asumen que prácticamente la totalidad de los esfuerzos flectores de la viga se transmiten a través de las alas y los esfuerzos de corte por el alma. Sin embargo, debido a las condiciones de borde impuestas por la columna, las alas de la viga también quedan sometidas a un corte considerable produciendo flexión en las alas, en el

encuentro con la columna, además de esfuerzos secundarios significativos en la soldadura favoreciendo la iniciación de grietas.

- Para favorecer la continuidad de la soldadura de las alas de la viga a la columna se ejecutan recortes y perforaciones en el alma de la viga. Dependiendo de la geometría del recorte se pueden producir severas concentraciones de tensiones en los vértices del recorte dando origen a grietas que se propagan al ala de la viga. Como solución, se establecen requerimientos geométricos para los recortes y perforaciones.
- La práctica de diseño entre los años 1985 y 1994, resultó en uniones viga-columna con zonas panel relativamente débiles. Al entrar en rango inelástico el comportamiento de la unión queda controlado por la deformación por corte de la zona panel. Esta deformación provoca concentraciones de tensiones en las alas de la columna en la zona vecina a la unión con las alas de la viga, favoreciendo la generación de grietas. Como solución se establecen requerimientos de resistencia para la zona panel.
- Durante los años 60, la industria de la construcción adoptó procedimientos y materiales que conllevaron a soldaduras de muy baja tenacidad (Resiliencia). Como consecuencia el desarrollo del comportamiento dúctil de la conexión se ve perjudicado al producirse fracturas frágiles en soldaduras con defectos para niveles tensiónales cercanos a la fluencia. Como solución, se especifican materiales con resiliencia controlada.
- Los primeros diseños de edificios de marcos rígidos eran bastantes redundantes, con gran parte de las uniones viga-columna del edificio consideradas participantes en el sistema sismorresistente. Con el pasar de los años, y por motivaciones económicas, se disminuyó el número de uniones del edificio con responsabilidad sismorresistente, usando secciones de mayor tamaño aquellos pocos elementos conectados rígidamente, incrementándose las demandas de esfuerzo y deformación, haciendo a las conexiones más susceptibles de falla frágil. Como solución, se limita el tamaño de vigas y columnas de acuerdo al respaldo experimental.
- A partir de los años 80 muchas siderúrgicas adoptan procesos más modernos de producción, incluyendo la producción de acero a partir de chatarra. Los aceros así producidos tienden a ser más resistentes, con valores de fluencia muy por sobre el valor mínimo especificado para el material. Esto puede invalidar la premisa de asumir una determinada resistencia máxima del elemento. Por otro lado, puede no cumplirse la hipótesis de que la resistencia de la soldadura es mayor que la del metal base, contribuyendo a la vulnerabilidad de la conexión. Como

solución, los códigos modernos incorporan una sobre-resistencia del acero mediante el factor

R_y.

Por todo lo descrito anteriormente, resulta claro que para obtener un comportamiento dúctil de marcos de momento de acero es necesario realizar cambios en las pasadas prácticas de diseño. Con este objetivo se crea el documento FEMA-350, el cual está basado en un extensivo programa de investigación de los materiales, tecnologías de soldadura, métodos de inspección, comportamiento de sistemas de marcos e investigaciones analíticas y de laboratorio de diferentes tipos de conexiones. Las recomendaciones de diseño incorporados en este documento permiten obtener un comportamiento más confiable frente a grandes movimientos sísmicos.

Este documento FEMA-350 – Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment Frame Buildings, ha sido desarrollado por el SAC Joint Venture, bajo un contrato con la Oficina Federal de Emergencia (FEMA) para proveer requisitos de diseño en los nuevos marcos de momento de acero, incorporando una serie de conexiones rígidas viga-columna, precalificadas, en las cuales no es necesario realizar ensayos cíclicos para su utilización en los nuevos proyectos estructurados mediante marcos de acero conectados de forma rígida.

2.4.1 Requisitos Generales para el Diseño de Estructuras Sismorresistentes

Estas recomendaciones son aplicables al diseño de marcos especiales de momento (SMF) y marcos comunes de momento (OMF). No son aplicables a estructuras sin detallamiento sísmico.

2.4.1.1 Pasos de Diseño

Los pasos básicos de diseño se pueden resumir en:

- Paso 1: Seleccionar un sistema estructural y configuración de elementos en concordancia con la sección 2.4.3 de este capitulo.
- > Paso 2: Seleccionar preliminarmente el tamaño de los miembros y el comportamiento de las estructuras frente a cargas sísmicas, usando los valores aplicables R, C_d y Ω_0 , criterios de resistencia y deformaciones límites.
- Paso 3: Seleccionar la conexión apropiada de acuerdo a la sección 2.4.2.3 de este capítulo. Estas conexiones pueden ser precalificadas, ensayadas o conexiones registradas como propiedad privada.
- Paso 4: Comportamiento y análisis, considerando los efectos de las conexiones seleccionadas en la rigidez de la estructura. Para asegurar un tamaño adecuado de los miembros sismorresistentes, es necesario conocer la resistencia, desplazamientos y limitaciones en la estabilidad.
- Paso 5: Confirmar o revisar el tamaño de los miembros basado en la conexión tipo seleccionada.

Paso 6: Complementar el diseño de las conexiones, en concordancia con la sección 2.4.9 de este capítulo.

2.4.1.2 Objetivos del Diseño por Desempeño

De acuerdo al FEMA-302 (FEMA-302, 1997), cada edificio y estructura puede ser asignada a una de las tres categorías o grupos sísmicos. Los edificios son asignados a los distintos grupos de acuerdo a su ocupación y uso. Estructuras para uso comercial, residencial e industrial son asignadas al Grupo I. Construcciones ocupadas por gran cantidad de personas o por personas con movilidad limitada y casas construidas con material ligero son asignadas al Grupo II. En el Grupo III se encuentran las estructuras que han sido destruidas por sismos anteriores y se encuentran en procesos de restauración. Como se especifica en el FEMA-303 (FEMA-303, 1997), las estructuras diseñadas en concordancia con las provisiones para cada grupo deben ser capaces de proveer el desempeño especificado en la figura 2.4.6.



Figura 2.4.6: Desempeño y uso de grupos estructurales.

Building Performance Levels

Fuente: FEMA-350, 2000.

El objetivo del FEMA-302 es obtener estos comportamientos característicos a través de la regulación del sistema estructural, requerimientos de detalle, diseño de niveles de fuerzas y desplazamientos admisibles. Esta regularización está basada en la sismicidad de la región y efectos de las condiciones geológicas.

El FEMA-302 incorpora tres tipos de marcos de momento. Estos son: Marcos Especiales o Dúctiles de Momento (SMF), Marcos Intermedios de Momento (IMF) y Marcos Comunes de Momento (OMF).

Los códigos de diseño para marcos especiales de momento (SMF) regulan estrictamente las configuraciones de las estructuras, incorporando rigurosos requisitos en la selección de los miembros y conexiones con el fin de proveer estructuras con una gran capacidad inelástica. Las recomendaciones para marcos comunes de momento (OMF) tienen un menor control de estos requisitos, ya que, se espera que estas estructuras tengan una respuesta inelástica pobre en comparación a los SMF.

Luego de ocurrido el terremoto de Northridge, los códigos de diseño existentes acordaron en incluir requerimientos adicionales a los SMF, lo cual resultó en un aumento de los costos de este tipo estructuras. En 1997 los marcos intermedios de momento (IMF) fueron adicionados al FEMA-302 y al AISC *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* (AISC 341, 2005) para proveer de una alternativa económica a las estructuras de acero, situadas en zonas de moderada sismicidad. Estudios de estas estructuras indicaron que la respuesta inelástica de los IMF era similar a la de los SMF y por ende la reducción de los miembros no se justificaba. Es por esto, que el documento FEMA-350 sólo considera los SMF y OMF.

El FEMA-302 (FEMA-302, 1997) especifica que las estructuras que son diseñadas mediante requerimientos sísmicos deben permanecer estables, es decir, prevenir el colapso frente a sismos considerados como máximos (MCE) y salvaguardar la vida (Life Safety) para sismos considerados como básicos (DBE), movimientos sísmicos que tienen una severidad 2/3 de MCE. Este factor de 2/3 está basado en la hipótesis que el comportamiento *Life Safety* debe proveer un margen mínimo de 1.5 en contra del colapso. Excepto para sitios ubicados a unos pocos kilómetros del epicentro, el MCE es representado por un espectro de respuesta que tiene una probabilidad del 2% de ocurrir cada 50 años.

2.4.2 Elección del Sistema Estructural

2.4.2.1 Configuración y Traspaso de cargas

Todas las estructuras deberán ser provistas de un sistema sismorresistente vertical y horizontal, capaz de transmitir las fuerzas de inercia desde su ubicación, centro de masa, hacia las fundaciones de los marcos de momento. El traspaso de carga incluye los diafragmas rígidos de los pisos y techos, los elementos resistentes, las fundaciones y varios elementos interconectados al sistema resistente.

Investigaciones analíticas de comportamiento estructural, indicaron que es importante mantener una regularidad estructural. Irregularidades en el sistema estructural pueden resultar en una concentración localizada de deformaciones y tempranamente el desarrollo de inestabilidad debido al efecto *P-A*. Las estructuras se consideran regulares si la distribución de rigidez y resistencia es uniforme en todos los niveles. Para proveer una verdadera regularidad es necesario mantener las relaciones de resistencia y rigidez con la masa participante para cada uno de los pisos del edificio en estudio.

2.4.2.2 Sistema Estructural Sismorresistente

Los marcos o pórticos de acero de momento pueden ser diseñados como OMF o SMF, la selección de cada sistema va a depender del código a utilizar y condiciones del proyecto.

Los OMF presentan menos daños que los SMF para sismos considerados como pequeños, pero para sismos considerados como severos, estos presentan un daño estructural significativamente mayor que los SMF.

2.4.2.3 Tipo de Conexión Empleada

Las conexiones de los SMF y OMF deberán demostrar que son capaces de proveer una cierta rotación inelástica, sin colapsar, mediante ensayos y análisis regulados. El FEMA-350 incorpora una serie de conexiones precalificadas con bases experimentales y analíticas, las cuales pueden ser empleadas sin ensayos cíclicos previos.

Como parámetros de comportamiento y calificación el FEMA-350 utiliza la deformación angular entre pisos Este parámetro es más confiable en la estimación del comportamiento de los elementos. Está estrechamente relacionada al ángulo de rotación plástica, es menos ambiguo y es fácilmente cuantificable mediante métodos lineales y no-lineales.







En la figura 2.4.7, se muestra la deformación angular entre pisos para elementos unidos con conexiones tipo totalmente restringidas (FR) y zonas panel rígidas. Antes de ocurrida la deformación la viga y la columna permanecen unidas mediante un ángulo totalmente recto. Bajo deformación la viga y la columna siguen manteniendo el ángulo recto y la viga deformaría con una doble curvatura entre las dos columnas. La deformación angular (Drift Angle) entre pisos, es cuantificada como el ángulo entre el eje vertical no deformado de la columna y el eje deformado de la columna con origen en el centro de la unión viga-columna, ver figura 2.4.7.

Para conexiones que no posean una zona panel rígida, se reduce la deformación angular por efectos de la deformación axial de la columna.

2.4.2.4 Longitud Libre o Vano de Vigas (Beam Span)

Los datos de las conexiones precalificadas proveen para cada unión relaciones mínimas de longitud de vano – alto de la sección, para vigas. Esta relación en marcos de momento no debe ser menor al valor mínimo especificado para cada tipo de conexión, a menos que, estudios experimentales y analíticos demuestren lo contrario.

En determinados marcos de momento, se podría reconocer que las distancias entre rótulas excesivamente cortas pueden afectar el comportamiento de las columnas o vigas y por ende el desempeño de las conexiones, por ejemplo:

 Si la longitud libre efectiva es demasiado pequeña, el comportamiento inelástico del pórtico estará controlado por la fluencia por corte en las vigas. Esto invalida una de las principales hipótesis utilizadas en el diseño de conexiones rígidas sismorresistentes, donde se privilegia la plastificación por flexión sobre la plastificación por corte en dichos elementos resistentes.

2.4.3 Acero Estructural

2.4.3.1 Especificaciones del Material Empleado

Los aceros estructurales deben cumplir con las especificaciones y grados establecidos en la Seismic Provisions (AISC 341, 2005), en adición con los requisitos incorporados para cada tipo de conexión precalificada. Se permite utilizar un material no especificado siempre y cuando este sea sometido a rigurosos ensayos y estudios de precalificación.

En la década del 80 la práctica común, en algunas regiones de USA, era diseñar marcos de momento donde las columnas eran construidas con un acero de calidad ASTM A572 grado 50 y las vigas con un acero de calidad ASTM A36. Con esto se obtenía un sistema económico, con columnas resistentes y vigas con la capacidad suficiente. Sin embargo, en la década de los 90 la industria del acero evolucionó extraordinariamente adoptando procesos modernos de producción, donde se utilizaba chatarra en el proceso de elaboración del acero, como consecuencia de esto se lograron aceros con una resistencia más allá que la mínima especificada haciendo en algunos casos inválidas las hipótesis de diseño.

2.4.3.2 Resistencia del Acero Utilizado

La resistencia del acero empleado en el diseño, deberá estar regido por los parámetros establecidos en la Seismic Provisions 2005 y el FEMA-350, donde se incorpora un valor denominado *"Resistencia Esperada"* que es cuantificado como $\mathbf{R_yF_y}$. Donde $\mathbf{R_y}$ es el factor de sobre-resistencia que depende de la calidad de acero utilizado. La siguiente tabla especifica el valor de este factor para las distintas calidades de acero.

Acero Especificado	R _y
ASTM A36	1.5
ASTM A572 Gr. 42	1.3
Otros	1.1

Tabla 2.4.1: Valores de R _v para distintas calidade	s de acero.
----------------------------------------------------------------	-------------

Fuente: FEMA-350, 2000.

2.4.4 Análisis Estructural y Modelo Matemático

Se debe desarrollar un análisis estructural para cada estructura, determinando la distribución de fuerzas y deformaciones admisibles según el código de diseño empleado. El código debe especificar un método estático o un método espectral.

2.4.4.1 Suposiciones Básicas

En general, los edificios de acero estructurados en base a marcos de momento se deben modelar, analizar y diseñar como elementos ensamblados tridimensionalmente. Sin embargo, modelos bidimensionales pueden proveer información adecuada para estructuras simétricas, regulares y estructuras con diafragmas flexibles. Se recomienda usar modelos tridimensionales para edificios con plantas irregulares.

Modelar la conexión es requerido sólo para procedimientos no-lineales y sólo si la conexión es más débil que los elementos conectados o la flexibilidad de la unión resulta en un incremento de la deformación relativa entre los elementos conectados.

Con el propósito de determinar correctamente la resistencia y desplazamientos requeridos, sólo se deben modelar los elementos que conforman el sistema sismorresistente. Cuando los elementos no estructurales poseen una influencia significante en la rigidez y distribución de fuerzas en el sistema sismorresistentes, se podrá desarrollar un análisis aparte para determinar y evaluar el efecto de estos elementos en el comportamiento de la estructura.

2.4.4.2 Rigidez de la conexión

Para pórticos con conexiones totalmente restringidas (FR), se permite modelar los elementos de eje a eje con el propósito de determinar la rigidez de las vigas y columnas. Alternativamente, cuando se justifique apropiadamente por datos analíticos o experimentales se pide incorporar la rigidez de la zona panel y conexiones.

Estudios analíticos de marcos de momento (FEMA-350, 2000) indicaron que las deformaciones de la zona panel tienen un pequeño efecto sobre los desplazamientos estimados y no es necesario realizar una modelación debido a que estas zonas no son débiles.

2.4.4.3 Efectos de Excitaciones Multidireccionales

El FEMA-350 sugiere realizar un análisis multidireccional ha aquellas estructuras que son completamente irregulares en planta y elevación. Dependiendo de la región donde será emplazada la estructura y las condiciones sismológicas del terreno, será necesario realizar un análisis vertical de la estructura. Se puede utilizar el espectro horizontal pero con ordenadas equivalentes a un 67%, aunque no existe evidencia alguna de que la respuesta vertical de las estructuras tengan algún efecto destructivo en edificios de acero.

2.4.5 Diseño de los Elementos Resistentes

2.4.5.1 Resistencia de Vigas y Columnas

Los elementos resistentes de todos los pisos deberán ser diseñados con una configuración columna fuerte-viga débil. Se deberá cumplir con el valor mínimo estipulado en la ecuación 9-3 de la AISC *Seismic Provisions* 2005, (AISC 341, 2005):

$$\frac{\sum \mathbf{M}^*_{\mathbf{pc}}}{\sum \mathbf{M}_{\mathbf{c}}} > 1.0 \tag{2.4.1}$$

Donde:

- $\Sigma M_{pc}^{*} = Es$ la suma de momentos en la columna sobre y bajo el punto de intersección entre ejes centrales de vigas y columnas. ΣM_{pc}^{*} es cuantificado mediante la suma de la resistencia nominal de las columnas aplicando una reducción debido a la fuerza axial solicitante en las mismas. $\Sigma M_{pc}^{*} = \Sigma Z_{c}(F_{vc} P_{uc}/A_{g})$, $[T_{f} cm]$.
- ΣM_c = Es la suma de momentos en la vigas en el punto de intersección entre ejes centrales de la columna con las mismas. El detalle de la obtención de este valor se da conocer más adelante en este capítulo, [T_f cm].

$$\mathbf{F}_{\mathbf{vc}}$$
 = Tensión de fluencia mínima especificada del acero de la columna, $[T_f/cm^2]$.

- $\mathbf{A}_{\mathbf{g}}$ = Área bruta de la columna, [cm²].
- $\mathbf{Z}_{\mathbf{c}}$ = Módulo plástico de la columna, [cm²].
- \mathbf{p}_{uc} = Fuerza de compresión solicitante en la columna, según combinaciones de carga LRFD, [T_f].

Cuando la estructura es sometida a grandes movimientos, los marcos resistentes de los pisos con columnas más débiles en flexión en comparación a las vigas conectadas inducen a la generación de rótulas plásticas en la parte superior e inferior de las columnas, en consecuencia, se originan mecanismos inestables que llevan a un evidente colapso.

2.4.5.2 Arriostramiento Lateral en las Alas de la Columna

Se deberá arriostrar las alas de la columna, en el punto de conexión con la viga a nivel del ala superior e inferior de estas, siempre que no se cumpla la siguiente condición:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_c} \ge 2.0 \tag{2.4.2}$$

Los términos involucrados en la ecuación (2.4.2) están definidos en el punto 2.4.5.1.

El arriostramiento en las alas de la columna, a nivel del ala superior de la viga, puede ser omitido sí la viga soporta una losa de hormigón.

Los arriostramientos deberán ser diseñados para una fuerza de compresión igual a 0.02Fvbbfbtfb.

Donde:

 $\mathbf{F_{vb}}$ = Tensión de fluencia mínima especificada del acero de la viga, $[T_f/cm^2]$.

 $\mathbf{b_f}$ = Ancho del ala de la viga, [cm].

 $\mathbf{t_{bf}} = \text{Espesor del ala de la viga, [cm]}.$

2.4.5.3 Resistencia de la Zona Panel

El comportamiento de la conexión puede ser afectado positiva o negativamente por la resistencia de la zona panel. La fluencia por corte en la zona panel alivia la deformación plástica que puede ser acomodada en otras regiones del marco. Se han encontrado conexiones capaces de proveer grandes deformaciones inelásticas cuando la fluencia es balanceada entre la zona panel y los otros miembros de la conexión. Sin embargo, grandes deformaciones de esta zona panel puede inducir tensiones secundarias, inesperadas dentro de la conexión, que pueden degradar el comportamiento de la estructura e incrementar las fracturas en los puntos de conexión soldados, además de causar deformaciones indeseables para el comportamiento de las columnas. Por lo tanto resulta conveniente limitar la resistencia de la zona panel.

2.4.5.4 Requerimiento de Sección Compacta

Las vigas deberán cumplir con los requisitos de las secciones sismicamente compactas, establecidos en la Seismic Provisions (AISC 341, 2005). Las columnas, pueden ser compactas siempre y cuando se demuestre por un análisis no-lineal que estas no fluyan por la solicitación sísmica.

Las relaciones ancho-espesor están involucradas con la estabilidad frente al pandeo de las alas y alma de los elementos. El pandeo local y torsional son causas de degradación en la resistencia.

2.4.5.5 Arriostramiento Lateral de Vigas

Las especificaciones (AISC 341, 2005), requieren que las alas de las vigas sean arriostradas en los marcos especiales de momento. La longitud no arriostrada entre soportes no debe exceder $0.086r_y E/F_y$. En adición, los arriostramientos laterales son requeridos donde indica el análisis que la rótula plástica se generará durante las deformaciones inelásticas de los marcos especiales o dúctiles de momento.

2.4.5.6 Secciones Permitidas de Columnas

Las conexiones precalificadas sólo pueden utilizarse con columnas de secciones W12 y W14. Se permite sólo la utilización de estos perfiles, debido a que se realizaron ensayos (FEMA-350, 2000) de conexiones con perfiles W24 y de otras secciones, las cuales resultaron en un comportamiento pobre, generando fracturas entre el ala y alma de la columna inducidas por una inestabilidad local y torsional generada por el bajo espesor de las secciones y relacionadas a la denominada K-área.

2.4.6 Conexiones Precalificadas Viga-Columna

El FEMA-350 (FEMA-350, 2000) contiene una serie de conexiones precalificadas totalmente restringidas y parcialmente restringidas. Se permite utilizar cualquiera de estas siguiendo los pasos de diseño establecidos para cada unión respectiva. Se acepta emplear otras conexiones siempre y cuando se cumpla con los ensayos cíclicos, requisitos y parámetros de precalificación incluidos en el propio FEMA-350. La siguiente tabla muestra las conexiones precalificadas incorporadas en este documento y algunas conexiones de propiedad privada (Registradas)

Categoría	Descripción de la Conexión	Abreviatura	Sistema Permitido
Soldada, Totalmente Restringida	Welded Unreinforced Flanges, Bolted Web Alas Soldadas No Reforzadas-Alma Apernada	WUF-B	OMF
	Welded Unreinforced Flange, Welded Web Alas Soldadas No Reforzadas-Alma Soldada	WUF-W	OMF, SMF
	Free Flange Ala Libre	FF	OMF, SMF
	Welded Flange Plate Placa Soldada al Ala	WFP	OMF, SMF
	Reduced Beam Section Viga de Sección Reducida	RBS	OMF, SMF
Apernada, Totalmente Restringida	Bolted, Unstiffened End Plate Apernada con Placa Final No-Atiesada	BUEP	OMF, SMF
	Bolted, Stiffened End Plate Apernada con Placa Final Atiesada	BSEP	OMF, SMF
	Bolted Flange Plates Placas Apernadas a las Alas	BFP	OMF, SMF
Apernada, Parcialmente Restringida	Double Split Tee Doble T Cortada	DST	OMF, SMF
Registradas (Propiedad Privada)	Side Plate Placas Laterales de Refuerzo	SP	OMF, SMF
	Bolted Bracket Corchetes de Refuerzo Apernados	BB	OMF, SMF
	Reduced Web Alma Debilitada	RW	OMF, SMF

Tabla 2.4.2: Conexiones precalificadas.

Fuente: FEMA-350, 2000.

2.4.7 Otras Conexiones Estructurales

2.4.7.1 Empalmes de Columnas

Los empalmes de las columnas en los marcos de momento se deberán diseñar para resistir la totalidad de flexión y corte de la columna, a menos que mediante un análisis inelástico se obtenga las máximas cargas de flexión, corte y axial en la zona de empalme considerando la respectiva concentración de tensiones en esta zona.

Los empalmes soldados en las alas se pueden hacer mediante soldadura de penetración total o con placas conectadas a las alas de la columna mediante soldadura de filete. Empalmes de placas apernadas deberán ser diseñados para evitar la fractura de la sección y falla del bloque de corte y expulsión del perno en el ala de la columna o en la placa de empalme.

Los empalmes en el alma de la columna pueden ser soldados o apernados o soldados a una parte de la columna y apernada a la otra. Se prefieren empalmes apernados usando placas o canales en ambos lados del alma de la columna, porque ofrecen mayor seguridad al mantener fija el alma. No se recomiendan los empalmes de alma soldados. Este tipo de empalmes se diseñarán con la máxima fuerza de corte que es capaz de resistir la columna.

Los empalmes en las columnas deberán estar ubicados a una distancia mínima de las conexiones viga-columna, para reducir los efectos de flexión en dichos empalmes. Para estructuras típicas se recomienda una distancia mínima de 1.2 m. Se recomienda que el empalme se ubique en el tercio central de la altura del piso.

2.4.8 Control de Calidad y Seguridad de los Materiales

El FEMA-353 - Recommended Specifications and Quality Assurance Guidelines for Steel Moment-Frame Construction for Seismic Applications (FEMA-353, 2000) provee información y parámetros de calidad y seguridad de los materiales empleados en la estructuración sísmica.

2.4.9 Criterios Básicos Utilizados en el Diseño de Conexiones Sismorresistentes

A continuación se detallan los principios y criterios básicos sobre el diseño de conexiones, incluyendo la selección apropiada de un tipo de unión, estimación de la ubicación de las rótulas plásticas generadas por el comportamiento inelástico, cálculo del momento plástico probable, fuerza de corte inducida por la fluencia de la viga y las demandas requeridas en el diseño para los elementos ensamblados.

2.4.9.1 Configuración de los Marcos o Porticos

Los marcos deberán ser proporcionados y detallados para que el desplazamiento angular entre pisos sea regulado mediante una combinación entre la deformación elástica y el desarrollo de rótulas plásticas cuya ubicación ha sido previamente estimada. La Figura 2.4.8 muestra un pórtico en el cual el desplazamiento inelástico es representado a través del desarrollo de rótulas plásticas dentro de la longitud libre de la viga, alejadas de la cara de la columna. Esta condición se puede obtener adhiriendo placas de refuerzo o reduciendo la sección de la viga para inducir la plastificación en la zona deseada.



Figura 2.4.8: Comportamiento inelástico de marcos, con rótulas plásticas inducidas en la longitud libre de las vigas.

Fuente: FEMA-350, 2000.

Si un número suficiente de rótulas se genera en los elementos estructurales estas dan origen a un mecanismo que permite deformar lateralmente a la estructura de manera plástica. Este comportamiento va acompañado por una gran disipación de energía y un potencial daño en la estructura.

La formación de rótulas en las columnas es indeseable ya que estas generan un mecanismo en el cual existe poca participación de los demás elementos resistentes, en consecuencia, la disipación de energía es mínima lo que conlleva a un eminente colapso estructural en sismos de gran intensidad.

Las conexiones existentes en los códigos de diseño sísmico, anteriores al terremoto de Northridge (FEMA-350, 2000), inducían el desarrollo de rótulas plásticas en las vigas a una distancia relativamente corta medida desde la cara de la columna, en la zona panel o mediante una combinación de ambos mecanismos. Estas prácticas de diseño resultaron en grandes tensiones secundarias sobre el ala de la viga y el ala de la columna, conduciendo a una serie de fracturas de tipo frágil.

Las rótulas plásticas en vigas de acero tienen una longitud definida que generalmente se considera como la mitad de la altura de la viga, por lo tanto estas se deberán generar a una distancia mínima medida desde la cara de la columna (en conexiones sin refuerzo la rótula se deberá inducir a una distancia, desde la cara la columna, de ¹/₄ de la altura de viga). Las conexiones que inducen fracturas frágiles son indeseables por varias razones. Primero una excesiva degradación de la conexión puede resultar en una perdida en la capacidad de resistir cargas gravitacionales de la viga en la conexión y un potencial colapso local. Desde una perspectiva global la fractura en las conexiones resulta en una reducción del sistema sismo resistente de la estructura y de la rigidez propia del sistema, en casos extremos puede resultar en una inestabilidad y evidente colapso.

2.4.9.2 Ubicación de las Rótulas Plásticas

Basados en ensayos y pruebas de calificación (Fema-350, 2000), la ubicación de las rótulas plásticas generadas en la longitud libre de la viga puede ser determinada y representada por el parámetro S_h , como se muestra en la figura 2.4.9. Esta distancia es válida sólo para elementos con cargas gravitacionales limitadas. Sí las cargas de gravedad son importantes la ubicación de estas puede ser distinta a la estipulada y en casos extremos el mecanismo de colapso puede variar.

Si la demanda de flexión debida a las cargas gravitacionales es menor al 30% de la capacidad plástica de la viga, la ubicación S_h es la sugerida por el FEMA-350, por lo contrario sí se excede este valor se deberá realizar un análisis plástico para determinar la ubicación real de las rótulas.





Fuente: FEMA-350, 2000.
2.4.9.3 Cálculo del Momento Plástico Probable en las Rótulas

Para el diseño de conexiones totalmente restringidas, se utiliza el momento plástico desarrollado en las vigas, el cual es determinado por la siguiente ecuación:

$$\mathbf{M}_{\mathbf{pr}} = \mathbf{C}_{\mathbf{pr}} \mathbf{R}_{\mathbf{y}} \mathbf{Z}_{\mathbf{e}} \mathbf{F}_{\mathbf{y}}$$
(2.4.3)

Donde:

 $\mathbf{M}_{\mathbf{pr}}$ = Máximo momento plástico probable, [T_f - cm].

- C_{pr} = Factor que considera la máxima resistencia de la conexión, restricciones locales, refuerzo adicional y otras condiciones de la conexión. Para la mayoría de las uniones viga-columna $C_{pr}=(F_y+F_u)/(2F_y)$. Se permite utilizar $C_{pr}=1.2$ para todos los casos, excepto cuando el procedimiento individual de diseño de las conexiones requiera una valor mas detallado.
- $\mathbf{R}_{\mathbf{v}}$ = Coeficiente dado por la calidad de acero utilizado.
- Z_e = Módulo plástico efectivo de la sección, en la ubicación de la rótula plástica, [cm³].

 $\mathbf{F}_{\mathbf{y}}$ = Tensión mínima de fluencia especificada del acero, $[T_f / cm^2]$.

$$\mathbf{F}_{\mathbf{u}}$$
 = Tensión de ruptura del acero, $[T_f / cm^2]$.

La Seismic Provisions 2005 (AISC 341, 2005), emplea la formula $1.1R_yM_p$ para el cálculo del momento plástico esperado en las vigas. Se ha demostrado mediante investigaciones (FEMA-350, 2000) que algunas de las conexiones rígidas, más comunes, presentan un momento máximo esperado superior al exigido por dicha normativa. Por lo tanto FEMA-350 recomienda el uso del factor de amplificación C_{pr} con el propósito de asegurar la viabilidad de las hipótesis asumidas en el diseño sísmico.

2.4.9.4 Cálculo de la Fuerza de Corte en las Rótulas Plásticas

El corte en la rótula plástica deberá ser determinado por métodos estáticos, considerando las cargas de gravedad mayoradas actuando sobre la viga. Un diagrama de cuerpo libre del tramo de viga entre las rótulas, nos proporciona una adecuada herramienta para el cálculo de la fuerza de corte en cada rótula plástica, ver figura 2.4.10.



Figura 2.4.10: Cálculo de la fuerza de corte en las rótulas plásticas.

Fuente: FEMA-350, 2000.

2.4.9.5 Cálculo de las Demandas de Resistencia en cada Sección Crítica

Para realizar un diseño completo de la conexión, que incluye por ejemplo: distintos tamaños de placas, pernos y soldaduras, es necesario determinar las demandas de flexión y corte de la sección crítica. Estas demandas pueden ser calculadas tomando un diagrama de cuerpo libre del tramo de viga entre la sección crítica (cara de la columna o eje de la columna) y la rótula plástica (Fema-350, 2000), ver figura 2.4.11.





Fuente: FEMA-350, 2000.

2.4.9.6 Momento de Fluencia

Los procedimientos de diseño de algunas de las conexiones precalificadas incluidas en el FEMA-350 (FEMA-350, 2000), establecen que el momento generado en la cara columna, M_{yf} , al inicio de la plastificación de la viga (primera fluencia), sea calculado por la ecuación (2.4.4):

$$\mathbf{M}_{\mathbf{yf}} = \mathbf{C}_{\mathbf{y}} \mathbf{M}_{\mathbf{f}} \tag{2.4.4}$$

$$C_{y} = \frac{1}{C_{pr} \frac{Z_{be}}{S_{be}}}$$
(2.4.5)

Donde:

C_{pr} = Factor de resistencia máxima esperada, ver 2.4.9.3.
 S_{be} = Módulo elástico efectivo de la viga en la zona de la rótula plástica, [cm³].
 Z_{be} = Módulo plástico efectivo de la viga en la zona de la rótula plástica, [cm³].

2.4.10 Parámetros de Diseño Empleados en las Conexiones Precalificadas

2.4.10.1 Estabilidad del Ala de la Viga

La relación ancho-espesor $\mathbf{b_f}/2\mathbf{t_f}$ está limitada por un valor máximo de $\mathbf{0.3}/\sqrt{\mathbf{E}/\mathbf{F_y}}$ especificado en la *Seismic Provisions*. (AISC 341, 2005). Para vigas con conexiones tipo RBS, se pide que la relación ancho-espesor sea calculada tomando el ancho $\mathbf{b_f}$ a una distancia de 2/3 del largo de la sección reducida, medido desde el centro de la misma. Investigaciones (FEMA-350, 2000) han dado a conocer que las rótulas plásticas, en conexiones tipo RBS, tienden a desplazarse desde el punto central de la sección reducida bajo cargas de gravedad.

La normativa sísmica (AISC 341, 2005) recomienda este valor máximo ancho-espesor, ya que, ensayos (FEMA-350, 2000) han evidenciado que algunas rotaciones plásticas de la viga ocurren al mismo tiempo que el pandeo local de las alas, lo cual resulta en un fenómeno altamente indeseable en el diseño, generando perdidas en la resistencia de la viga e incrementando los desplazamientos y por ende el efecto **P-\Delta**.

2.4.10.2 Estabilidad del Alma de la Viga

La relación ancho-espesor del alma de la viga h_c/t_w , no deberá exceder $245/\sqrt{E/F_y}$. Estudios analíticos y experimentales (FEMA-350, 2000) demostraron que este valor provee suficiente rigidez frente al pandeo del alma de las vigas, evitando así un deterioro de la resistencia.

2.4.10.3 Efectos de Longitud Libre y Alturas de las Vigas

Las vigas que forman parte de las conexiones precalificadas contenidas en el FEMA-350, poseen limitaciones en su altura y relación longitud libre-alto.

Las alturas de las vigas y la relación longitud libre-alto son parámetros de gran influencia en el comportamiento inelástico. Relaciones pequeñas de longitud libre-alto dan como resultado una pobre participación de las vigas en la plastificación, incrementando las tensiones bajo las demandas inelásticas. Muchas de las uniones testeadas (FEMA-350, 2000) poseían una longitud libre de viga aproximadamente de 765 cm y alturas de viga que variaban entre W30 a W36, por lo tanto, la relación longitud libre-alto se encontraban comúnmente dentro de un rango de 8 a 10.

2.4.10.4 Efectos del Espesor de las Alas de la Viga

Las conexiones precalificadas se encuentran limitadas en cuanto a los espesores de alas de la viga. Para cada tipo de conexión existe un valor predeterminado.

Además de controlar la estabilidad del ala de la viga bajo cargas de compresión (cargas de pandeo), los espesores de estas afectan el tamaño de la soldadura en las conexiones soldadas. No siempre es verdadero que soldaduras de mayor espesor son más confiables que soldaduras de menor espesor.

2.4.10.5 Arriostramiento Lateral Adicional en las Zonas de Plastificación

Las rótulas plásticas que están apartadas de la cara de la columna y que no soportan losas, deberán ser provistas con un arriostramiento lateral adicional según lo estipulado en la Seismic Provisions (AISC 341, 2005).

Ensayos (FEMA-350, 2000) han demostrado que las rótulas, en algunas conexiones precalificadas, se desplazan de su ubicación original, por lo tanto, es necesario dotar de arriostramientos adicionales a las alas de la viga en las zonas de plastificación. Por el contrario, cuando la viga se encuentra conectada a una losa de hormigón no es necesario arriostrar dicha zona ya que el deterioro en la resistencia debido al pandeo lateral no ocurrirá dentro de las deformaciones angulares consideradas como importantes.

2.4.10.6 Conectores de Corte Soldados

No se deberán instalar conectores de corte en las áreas de plastificación de las vigas. Estas zonas se definen, comúnmente, como la distancia entre la cara de la columna y la mitad de la sección transversal de la viga. Además se prohíbe estrictamente el uso de conectores disparados.

Se observó mediante ensayos (FEMA-350, 2000) en vigas con conectores soldados, que las alas de estas se veían sometidas a grandes tensiones cíclicas debido al efecto de colaboración. No es seguro que los conectores soldados, la colaboración de la losa o una combinación de los dos sea la causa real, pero ante la poca certeza e información se juzga prudente no permitir el uso de conectores en la

zona de plastificación. Además se recomienda no realizar empalmes dentro de esta zona para evitar perforaciones en las alas, lo que conlleva una concentración de tensiones localizada.

2.4.10.7 Dureza del Material Base

Aceros laminados con espesores de alas de 1-1/2 pulgadas (3.74 cm) o mayores y secciones formadas por placas con espesores de 2 pulgadas (5.08 cm), deberán tener una dureza mínima según el ensayo de Charpy V-notch (CVN) de 20 pies-libras a los 70°F, según FEMA-353 Recommended Specifications and Quality Assurance Guidelines for Steel Moment Frame Construction for Seismic Applications, (FEMA-353, 2000). Se ha señalado claramente la necesidad de especificar un valor de dureza del material base. Se juzga que esta propiedad es importante en la prevención de fracturas frágiles en áreas altamente solicitadas de la conexión.

2.4.10.8 Propiedades K-Área

La K-Área de las alas de los perfiles laminados, la cual es representada en la figura 2.4.12, es una zona que comúnmente posee baja dureza y está sujeta a un agrietamiento causado por operaciones de soldaduras. Los diseñadores deberán detallar adecuadamente las soldaduras de las placas de continuidad y la placa de refuerzo en el alma de la columna para evitar soldar directamente sobre esta zona.





Fuente: AISC 341, 2005.

2.4.10.9 Resistencia y Dureza del Metal de Soldadura

Se recomienda el uso de soldaduras de acuerdo a las especificaciones y calidad E70 para uniones entre aceros de calidad ASTM A36, A572, Grados 42 y 50, A913 Grado 50 y A992. Soldaduras de empalmes de columna de acero ASTM A913, Grado 65 deberán ser ejecutadas con un metal de una resistencia mínima a la tracción de 80[Ksi]. Los puntos críticos soldados del sistema sismorresistente tales como: Las soldaduras entre el ala de la viga y la columna, soldaduras de las placas de corte, empalmes de columnas y similares, deberán ser hechos con un metal de soldadura que posea una

dureza según CVN de 20 pies-libras a los 0°F y 40 pies-libras a los 70°F (FEMA-350, 2000), para impedir la propagación de las fracturas causadas por imperfecciones de las conexiones.

2.4.10.10 Perforaciones de Acceso a las Soldaduras

Las nuevas conexiones soldadas, resistentes a momento, deberán utilizar perforaciones de acceso a las soldaduras como se muestra en la figura 2.4.13. Los requisitos, ensayos y estudios referidos a estas perforaciones fueron elaborados bajo la supervisión del FEMA-353 (FEMA-353, 2000). El tamaño y forma de las perforaciones pueden afectar severamente el desempeño de la conexión. Si el agujero no es lo suficientemente grande se restringe la accesibilidad del soldador a los puntos críticos, como consecuencia se obtienen uniones de baja calidad, por lo contrario, sí la perforación es demasiado grande se originará una importante concentración de tensiones en la periferia del corte. La figura 2.4.13 provee un buen equilibrio entre un adecuado acceso del soldador a los puntos críticos y la minimización de la concentración de tensiones.



Figura 2.4.13: Detalles de perforaciones de acceso a las soldaduras.

Fuente: AISC 341, 2005.

2.4.10.11 Control de Calidad y Seguridad de las Soldaduras

El FEMA-353 (FEMA-353, 2000) incluye recomendaciones para el control de calidad y seguridad de los marcos de momento y sus conexiones.

Las inspecciones recomendadas se dividen en dos categorías: inspección visual y pruebas no destructivas. De acuerdo a la categoría de la estructura se definen distintos niveles de seguridad y exigencia los cuales están directamente relacionados a la capacidad y demanda sísmica. Todas las soldaduras deberán estar especificadas en concordancia con las demandas de la categoría usando la siguiente forma "QC/QA categoría-BH/T", donde la primer letra (en este caso B) indica la demanda de la categoría, la segunda letra H indica la importancia y consecuencia de la categoría y la tercera letra T o L indica si la carga primaria es longitudinal o transversal. Se definen tres tipos de demandas sísmicas A, B y C y tres niveles de importancia de las estructuras H, M, I. Estas categorías definen el nivel y rigurosidad en el control e inspección de las soldaduras.

2.4.11 Otros Parámetros de Diseño para Conexiones Rígidas Viga-Columna

2.4.11.1 Placas o Atiesadores de Continuidad

Un proyecto especifico de pruebas de calificación de conexiones (FEMA-350, 2000) fue desarrollado con el propósito de demostrar que se requieren placas de continuidad en la columna, cuando el espesor del ala de esta es menor que las siguientes ecuaciones.

$$t_{fc} < 0.4 \sqrt{1.8b_f t_f \frac{F_{yb} R_{yb}}{F_{yc} R_{yc}}}$$
(2.4.6)

$$t_{\rm fc} < \frac{b_{\rm f}}{6} \tag{2.4.7}$$

Donde:

- t_{fc} = Espesor mínimo del ala de la columna para que no sean necesarias las placas de continuidad [cm].
- $\mathbf{b}_{\mathbf{f}}$ = Ancho del ala de la viga [cm].
- $\mathbf{F}_{\mathbf{vb}}$ = Fluencia mínima especificada de la viga [T_f/cm²].
- \mathbf{F}_{vc} = Fluencia mínima especificada de la columna $[T_f/cm^2]$.
- $\mathbf{R}_{\mathbf{vb}}$ = Factor de resistencia esperada del acero de la viga.
- $\mathbf{R}_{\mathbf{yc}}$ = Factor de resistencia esperada del acero de la columna.

Las conexiones que requieran placas de continuidad, el espesor debe ser determinado de la siguiente forma:

- Columna conectada a una viga: El espesor de las placas de continuidad debe tener un espesor mínimo igual al espesor de ala de la viga.
- Columna conectada a dos vigas: El espesor de las placas de continuidad debe ser igual o mayor al menor espesor de las alas de las vigas conectadas.
- Las placas deberán satisfacer los requisitos del capítulo J10.8 de la especificación AISC (AISC 341, 2005)

Las placas de continuidad deberán soldarse a las alas de la columna usando soldadura de penetración completa, como se muestra en la figura 2.4.14 para transmitir el esfuerzo de corte.

Luego del terremoto de Northridge los Ingenieros postularon que la falta de placas de continuidad fue un factor influyente en el desempeño y fracaso de algunas conexiones. Investigaciones y ensayos (FEMA-350, 2000) realizados a conexiones sin placas de continuidad evidenciaron la baja ductilidad de estas uniones, por lo contrario, conexiones con placas o atiesadores de continuidad desarrollaron grandes ductilidades permitiendo una mejor disipación de la energía. La Seismic Provisions 2005 postula que las placas de continuidad no son necesarias cuando el espesor del ala de la columna es el suficiente como para resistir los esfuerzos solicitantes. Además se concluye que la relación entre el espesor del ala de la columna y el ancho del ala de la viga es incidente en la utilización de placas de continuidad. El factor 6 de la ecuación (2.97b) fue seleccionado sobre la base de pruebas y juicio ingenieril, involucrando los efectos de la relación mencionada anteriormente.

2.4.11.2 Resistencia de la Zona Panel

Las conexiones resistentes a momento deberán ser diseñadas para que la fluencia por corte de la zona panel se inicie al mismo tiempo que la fluencia por flexión de los elementos de la viga o que toda la disipación de energía se desarrolle en la viga. FEMA-350 (FEMA-350, 2000) recomienda el siguiente procedimiento de diseño de la zona panel:

Paso1: Calcular *t*, el espesor de la zona panel que resulta en una fluencia simultánea entre la zona panel y la flexión de la viga, mediante la siguiente ecuación:

$$\mathbf{t} = \frac{\mathbf{C}_{\mathbf{y}}\mathbf{M}_{\mathbf{c}}\frac{\mathbf{h} - \mathbf{d}_{\mathbf{b}}}{\mathbf{h}}}{(0.9)0.6\mathbf{F}_{\mathbf{yc}}\mathbf{R}_{\mathbf{yc}}\mathbf{d}_{\mathbf{c}}(\mathbf{d}_{\mathbf{b}} - \mathbf{t}_{\mathbf{fb}})}$$
(2.4.8)

Donde:

58

6.

$$\begin{split} \mathbf{R_{yc}} &= \text{Factor de resistencias esperada del acero de la columna.} \\ \mathbf{M_c} &= \text{Definido en la sección 2.4.9.5, [T_f - cm].} \\ \mathbf{C_v} &= \text{Definido en 2.4.9.6.} \end{split}$$

Paso2: Sí *t*, anteriormente calculado, es mayor al espesor del alma de la columna se deben proveer placas de refuerzo o aumentar la sección de la columna con el propósito de tener un espesor adecuado. Para detalle de placas de refuerzo ver Seismic Provisions (AISC 341, 2005).





Ancho mínimo de la placa de continuidad igual al ancho del ala de la viga.

7. Remover las placas de respaldo empleadas en el proceso de soldaduras.

Fuente: FEMA-350, 2000.

2.4.12 Datos Empleados en el Proceso de Precalificación

Se permite el empleo de conexiones precalificadas en marcos de momento dependiendo del tipo de elementos resistentes y rango de los parámetros de diseño, característicos de cada conexión. Si se desea emplear una conexión, en marcos sismorresistente que no se encuentra precalificada, el diseñador deberá seguir los procedimientos indicados en el capítulo 3.9 del FEMA-350, con el objetivo de certificar y realizar un proceso de calificación de esta conexión.

Los siguientes criterios fueron aplicados en el proceso de precalificación de las conexiones incorporadas en el documento FEMA-350:

- La existencia de suficientes datos experimentales y analíticos sobre el comportamiento y desempeño de la conexión como para establecer los mecanismos de fluencia y probables modos de falla.
- 2) Modelos racionales para predecir la resistencia asociada a cada mecanismo y modo de falla.
- 3) Dada las propiedades de los materiales y geometría de las conexiones, un procedimiento racional puede ser usado para estimas cada modo de falla, mecanismos y capacidad de deformación.
- 4) Dado los modelos y procedimientos, la base de datos existentes es adecuada para asegurar la confiabilidad estadística de la conexión.

2.4.13 Conexiones Precalificadas - Soldadas Totalmente Restringidas (Rígidas)

2.4.13.1 Conexión Ala Soldada No Reforzada – Alma Apernada (WUF-B)

Este tipo de conexión presenta características similares a las comúnmente utilizadas, en estructuras de acero, antes del acontecimiento sísmico ocurrido en Northridge el año 1994. Luego de extensos estudios analíticos y experimentales (FEMA-350, 2000), se concluyó que introduciendo cambios drásticos en los procedimientos de diseño y asegurando un adecuado nivel de calidad tanto de la mano de obra como de los materiales empleados, puede ser utilizada en marcos ordinarios o comunes de momento (OMF) dentro de las limitaciones establecidas en la tabla 2.4.3.

Dentro de los cambios realizados a este tipo de conexión, que permiten un mejor desempeño de los edificios y estructuras de acero sometidas a solicitaciones sísmicas considerables, se encuentran los siguientes:

1) Soldadura de resistencia y calidad apropiada.

- 2) Mejoras en la geometría y uso de las perforaciones de acceso a la soldadura.
- **3)** Remoción de la placa de soldadura ubicada en el punto de conexión del ala inferior de la viga con el ala de la columna, reforzando este punto mediante soldadura tipo filete.
- 4) Mejoras en el control de calidad de las soldaduras como también de los métodos empleados.

La conexión WUF-B utiliza soldadura de penetración completa en el punto de unión entre el ala de la viga y el ala de la columna. Las perforaciones de acceso a la soldadura están configuradas de acuerdo a la sección 2.4.10.10. Para este tipo de conexión la unión del alma de la viga con el ala de la columna se realiza mediante soldadura y pernos de alta resistencia que conectan la viga con una placa de corte que a su vez es soldada a la columna, ver figura 2.4.15.

General	
Sistemas Aplicables	OMF
Ubicación de la Rótula Plástica (S _h)	$d_{c}/2 + d_{b}/2$
Parámetros Críticos de Vigas	
Perfiles de Sección	W36 y de Alturas Menores
Relación Mínima Longitud Libre-Altura	7
Espesores de Alas	Máximo 1" (2.54 cm)
Especificaciones de acero permitido	A572,Grado 50, A992, A913 Grado 50/S75
Parámetros Críticos de Columnas	
Perfiles de Sección	W8, W10, W12, W14
Especificaciones de Acero Permitido	A572,Grado 50, A913 Grado 50 y 65, A992
Relaciones Viga/Columna	
Resistencia Zona Panel	Sección 2.4.11.2
Relación Resistencia Columna/Viga	No hay Requerimientos para OMF
Detalles de Conexión	
Conexión del Alma	Placa de Corte Soldada a la Columna
	Apernada a la viga
Espesor de Placas de Continuidad	Sección 2.4.11.1
Soldadura de las Alas	Ver Figura 2.4.16 y Sección 2.4.10.9
Parámetros de Soldadura	Sección 2.4.10.9
Perforaciones de Acceso a Soldadura	Sección 2.4.10.10

Tabla 2.4.3: Requisitos de diseño para la conexión precalificada WUF-B.

Fuente: FEMA-350, 2000.



Figura 2.4.15: Conexión Ala Soldada No Reforzada – Alma Apernada (WUF-B).

Fuente: FEMA-350, 2000.

Procedimiento de Diseño.

- Paso 1: Calcular M_{pr}, en la ubicación de la rótula plástica, S_h, de acuerdo al método de la sección 2.4.9.3, [T_f cm].
- Paso 2: Calcular V_p, en la ubicación de la rótula plástica, S_h, de acuerdo al método de la sección 2.4.9.4, [T_f].
- Paso 3: Calcular M_c, M_f y C_y como se describe en la sección 2.4.9.5 y 2.4.9.6, [T_f cm].

- Paso 4: Calcular el espesor requerido de la zona panel usando los procedimientos de la sección 2.4.11.2, [cm].
- Paso 5: Calcular la conexión de corte como:

$$\mathbf{V}_{\mathbf{f}} = \frac{\mathbf{2M}_{\mathbf{f}}}{\mathbf{L} - \mathbf{d}_{c}} + \mathbf{V}_{\mathbf{g}}$$
(2.4.9)

Donde:

V_f = Máxima fuerza de corte en la cara de la columna, [T_f].
 V_g = fuerza de corte en la cara de la columna debido a las cargas de gravedad mayoradas, [T_f].

- Paso 6: Diseñar la placa de corte y pernos para V_f. Los pernos deben ser diseñados resistir las solicitaciones, usando un factor de resistencia \u00f8 igual a la unidad.
- > Paso 7: Chequear los requisitos para placa de continuidad de acuerdo a la sección 2.4.11.1.
- Paso 8: Detallar la conexión como se muestra en la figura 2.4.15 y Nota 1de la figura 2.4.16.

2.4.13.2



Conexión Ala Soldada No Reforzada – Alma Soldada (WUF-W)



Notas:

- 1. Soldadura de penetración completa en las alas superior e inferior. En el ala superior, remover la placa de soldadura y adicionar 5/16" (8 mm) de soldadura tipo filete o dejar la placa y adicionar 5/16" (8 mm) de soldadura tipo filete bajo ella. En el ala inferior, remover la placa de soldadura y adicionar 5/16" (8 mm) de soldadura tipo filete. QC/QA categoría AH/T.
- 2. Perforaciones de acceso a las soldaduras, ver figura 2.4.13.
- 3. Soldadura de penetración completa sobre toda la longitud entre perforaciones de acceso a las soldaduras QC/QA categoría BH/T.
- 4. Placas de corte de espesor igual al alma de la viga. La longitud de las placas de corte debe ser tal que permita un traslapo de 1/8" (3.2 mm) con las perforaciones de acceso a las soldaduras y el ancho se debe extender 2" (50 mm) más allá de las perforaciones de acceso.

2.4.14.

Figura 2.4.16 (Continuación): Conexión Ala Soldada No Reforzada – Alma Soldada (WUF-W).

Notas:	
5.	Soldadura de tapón de penetración parcial sobre toda la altura. QC/QA categoría BM/T.
6.	Soldadura de filete para conectar la placa de corte con el alma de la viga. El tamaño de la
	soldadura debe ser igual al espesor de la placa de corte menos 1/16" (1.58 mm). La soldadura
	se aplicará en el tercio superior e inferior de la placa corte, por su perímetro. QC/QA
	categoría BL/L.
7.	Número, tipo y tamaño seleccionados de acuerdo a las cargas de montaje.
8.	Para detalles de placa de continuidad y placas de refuerzo en el alma de la columna, ver figura

Fuente: FEMA-350, 2000

Esta conexión precalificada puede ser empleada en marcos dúctiles o especiales de momento (SMF) y marcos comunes u ordinarios de momento (OMF) de acuerdo a los requisitos establecidos en la tabla 2.4.4. La conexión WUF-W utiliza soldadura de penetración completa (CJP) en el punto de unión de las alas de la viga con el ala de la columna. Este tipo de conexión no es provista de refuerzos, excepto por la adición de soldadura tipo filete.

El desarrollo de conexiones con alas no reforzadas, para ser utilizadas en SMF, han requerido extensas investigaciones (FEMA-350, 2000) con el propósito de mejorar el desempeño de estas luego del terremoto de Northridge, dentro de las modificaciones y restricciones tenemos:

- 1) Limitaciones en el tamaño de las vigas.
- 2) Metal de soldadura con una dureza adecuada.
- 3) Remover la placa de soldadura y adicionar soldadura de filete.
- 4) Mejoras en la geometría y terminación de las perforaciones de acceso a las soldaduras.
- 5) Perfeccionamiento en los métodos de control de calidad y seguridad.

General	
Sistemas Aplicables	OMF, SMF
Ubicación de la Rótula Plástica (S _h)	$d_{c}/2 + d_{b}/2$
Parámetros Críticos de Vigas	
Perfiles de Sección	W36 y de Alturas Menores
Relación Mínima Longitud Libre-Altura	OMF: 5
	SMF: 7
Espesores de Alas	OMF: 1-1/2" (38.1 mm) o de Menor Espesor
	SMF: 1" (25.4 mm) o de Menor Espesor
Especificaciones de Acero Permitido	A572,Grado 50, A992, A913 Grado 50/S75
Parámetros Críticos de Columnas	
Perfiles de Sección	OMF: No Existe Limite
	SMF: W12, W14
Especificaciones de Acero Permitido	A572,Grado 50, A913 Grado 50 y 65, A992
Relaciones Viga/Columna	
Resistencia Zona Panel	SMF: Sección 2.4.11.2
Relación Resistencia Columna/Viga	Sección 2.4.5.1
Detalles de Conexión	
Conexión del Alma	Conexión Especial - Ver Figura 2.4.16
Espesor de placas de continuidad	Sección 2.4.11.1
Soldadura de las Alas	Sección 2.4.10.9
Parámetros de Soldadura	Sección 2.4.10.9
Perforaciones de acceso a soldadura	Sección 2.4.10.10

Tabla 2.4.4: Requisitos de diseño para la conexión precalificada WUF-W.

Fuente: FEMA-350, 2000.

Procedimiento de Diseño.

- Paso 1: Calcular M_{pr}, en la ubicación de la rótula plástica, S_h, de acuerdo al método de la sección 2.4.9.3, [T_f cm].
- Paso 2: Calcular V_p, en la ubicación de la rótula plástica, S_h, de acuerdo al método de la sección 2.4.9.4, [T_f].
- ▶ Paso 3: Calcular M_c , M_f y C_y como se describe en la sección 2.4.9.5 y 2.4.9.6, [T_f cm].

- Paso 4: Calcular el espesor requerido de la zona panel usando los procedimientos de la sección 2.4.11.2.
- Paso 5: Chequear los requisitos para placa de continuidad de acuerdo a la sección 2.4.11.1.
- Paso 6: Detallar la conexión como se muestra en la figura 2.4.16.

2.4.13.3 Conexión Ala Libre (FF)

Este tipo de conexión puede ser empleada en SMF y OMF, de acuerdo a los límites de diseño descritos en la tabla 2.4.5. Este tipo de unión utiliza soldadura de penetración completa entre las alas de la viga y el ala de la columna. El alma de la viga es cortada en el área adyacente al ala de la columna y es reemplazada por una placa de corte trapezoidal. Esta placa es soldada al ala de la columna con soldadura de penetración completa y con soldadura tipo filete, sobre los lados adyacentes, al alma de la viga.

General	
Sistemas Aplicables	OMF, SMF
Ubicación de la Rótula Plástica (S _h)	$d_{c}/2 + d_{b}/2$
Parámetros Críticos de Vigas	
Perfiles de Sección	OMF: W36 y de Menores Alturas
	SMF: W30 y de Menores Alturas
Relación Mínima Longitud Libre-Altura	OMF: 5
	SMF: 7
Relación Ancho-Espesor b _f /2t _f	$52/(F_y)^{1/2}$
Espesores de Alas	OMF: 1-1/4" (32 mm) o de Menor Espesor
	SMF: 3/4" (19 mm) o de Menor Espesor
Especificaciones de Acero Permitido	A572,Grado 50, A992, A913 Grado 50/S75
Parámetros Críticos de Columnas	
Perfiles de Sección	OMF: No Existe Limite
	SMF: W12, W14
Especificaciones de Acero Permitido	A572,Grado 50, A913 Grado 50 y 65, A992
Relaciones Viga/Columna	
Resistencia Zona Panel	SMF: Sección 2.4.11.2; C _{pr} =1.2
Relación Resistencia Columna/Viga	SMF: Sección 2.4.5.1; C _{pr} =1.2
Detalles de Conexión	
Conexión del Alma	Placa de Corte Soldada: Ver Figura 2.4.17
Espesor de Placas de Continuidad	Sección 2.4.11.1
Soldadura de las Alas	Ver Figura 2.4.17
Parámetros de Soldadura	Sección 2.4.10.9
Perforaciones de Acceso a Soldadura	No es Aplicable

Tabla 2.4.5: Requisitos de diseño para la conexión precalificada FF.

Fuente: FEMA-350, 2000.



Figura 2.4.17: Conexión Ala Libre (FF).

Procedimiento de Diseño.

- Paso 1: Calcular M_{pr}, en la ubicación de la rótula plástica, S_h, de acuerdo al método de la sección 2.4.9.3, [T_f cm].
- Paso 2: Calcular V_p, en la ubicación de la rótula plástica, S_h, de acuerdo al método de la sección 2.4.9.4, [T_f].

Paso 3: Calcular M_c, M_f y C_y como se describe en la sección 2.4.9.5 y 2.4.9.6, [T_f - cm].

> Paso 4: Calcular la longitud libre de ala:

$$\mathbf{L}_{\mathbf{ff}} = \mathbf{\alpha} \mathbf{t}_{\mathbf{fb}} \tag{2.4.10}$$

Donde α puede ser tomado dentro del rango de 5 a 6.

> Paso 5: Calcular la fuerza de corte en la placa trapezoidal mediante la siguiente ecuación:

$$\mathbf{V}_{st} = \frac{2\mathbf{M}_{f}}{\mathbf{L} - \mathbf{d}_{c}} + \mathbf{V}_{g}$$
(2.4.11)

Donde:

 $\begin{array}{ll} \mathbf{V_{st}} & = \mathrm{Fuerza} \ \mathrm{de} \ \mathrm{corte} \ \mathrm{en} \ \mathrm{la} \ \mathrm{placa}, \ [\mathrm{T_{f}}]. \\ \\ \mathbf{L} & = \mathrm{Longitud} \ \mathrm{libre} \ \mathrm{de} \ \mathrm{viga}, \ \mathrm{es} \ \mathrm{la} \ \mathrm{distancia} \ \mathrm{entre} \ \mathrm{los} \ \mathrm{centros} \ \mathrm{de} \ \mathrm{la} \ \mathrm{columna}, \ [\mathrm{cm}]. \\ \\ \mathbf{V_{g}} & = \mathrm{Fuerza} \ \mathrm{de} \ \mathrm{corte} \ \mathrm{en} \ \mathrm{la} \ \mathrm{cara} \ \mathrm{de} \ \mathrm{la} \ \mathrm{columna} \ \mathrm{debido} \ \mathrm{a} \ \mathrm{las} \ \mathrm{cargas} \ \mathrm{gravitacionales}, \\ \\ & \ [\mathrm{T_{fl}}]. \end{array}$

Paso 6: Calcular las fuerzas de tracción sobre la placa de corte, T_{st}, mediante la siguiente ecuación, [T_f]:

$$T_{st} = \frac{M_{f}}{d_{b} - t_{fb}} - T_{f} = \frac{M_{f}}{d_{b} - t_{fb}} - R_{y}F_{yb}b_{fb}t_{fb}$$
(2.4.12)

> Paso 7: Calcular la altura requerida de la placa de corte, [cm]:

$$\mathbf{h}_{st} = \mathbf{d}_{b} - 2\mathbf{t}_{fb} - 2\mathbf{b} \tag{2.4.13}$$

Donde:

b =
$$2$$
" (50.8 mm).

Paso 8: Calcular el espesor de la placa de corte y las soldaduras para soportar las fuerzas que se muestran el la figura 2.4.18, basadas en los principios de mecanismos. Se debe notar que se considera sólo las regiones finales de la placa, la cual tiene una dimensión d_b/4 como área efectiva para resistir estas fuerzas.

- Paso 9: Calcular el espesor requerido de la zona panel usando los procedimientos de la sección 2.4.11.2, [cm].
- > Paso 10: Chequear los requisitos para placa de continuidad de acuerdo a la sección 2.4.11.1.
- Paso 11: Detallar la conexión como se muestra en la figura 2.4.17.

Figura 2.4.18: Esquema de fuerzas para el diseño de la placa de corte.



Fuente: FEMA-350, 2000.

2.4.13.4 Conexión Placa Soldada al Ala (WFP)

Esta conexión utiliza placas de acero para conectar las alas de la viga con el ala de la columna mediante soldadura de penetración completa (CJP).

Las placas sobre las alas de la viga son conectadas a esta empleando soldadura tipo filete, ver detalle figura 2.4.19.

General	
Sistemas Aplicables	OMF, SMF
Ubicación de la Rótula Plástica (S _h)	$d_c/2 + l_p$
Parámetros Críticos de Vigas	
Perfiles de Sección	W36 y de Menores Alturas
Relación Mínima Longitud Libre-Altura	OMF: 5
	SMF: 7
Espesores de Alas	OMF: 1-1/2" (38 mm) o de Menor Espesor
	SMF: 1" (25 mm) o de Menor Espesor
Especificaciones de Acero Permitido	A572,Grado 50, A992, A913 Grado 50/S75
Parámetros Críticos de Columnas	
Perfiles de Sección	OMF: No Existe Limite
	SMF: W12, W14
Especificaciones de Acero Permitido	A572,Grado 50, A913 Grado 50 y 65, A992
Relaciones Viga/Columna/Placa	
Resistencia Zona Panel	Sección 2.4.11.2
Relación Resistencia Columna/Viga	Sección 2.4.5.1
Detalles de Conexión	
Tamaño de la Placa del Ala	Ver Procedimiento de Diseño
Acero de la Placa del Ala	Grado 50
Soldadura de las Alas	Ver Figura 2.4.19
Metal de Relleno de la Placa del Ala	Sección 2.4.10.9
Conexión del Alma	Ver Procedimiento de Diseño y Figura 2.4.19
Parámetros de Soldadura del Alma	Sección 2.4.10.9
Espesor de Placas de Continuidad	Sección 2.4.11.1, Considere la Dimensión del
	Ala de la Viga Igual que la Placa Soldada al Ala

Fuente: FEMA-350, 2000.



Figura 2.4.19: Conexión Placa Soldada al Ala (WFP).

Fuente: FEMA-350, 2000.

Procedimiento de Diseño.

- > Paso 1: Seleccionar, preliminarmente, la longitud de las placas conectadas al ala de la viga.
- Paso 2: Elegir el ancho de la placa, b_p, basado en el ancho del ala de la viga, [cm].
- Paso 3: Calcular M_c, M_f y C_y como se describe en la sección 2.4.9.5 y 2.4.9.6, [T_f cm].
- Paso 4: Calcular el espesor de las placas, t_p, mediante la siguiente ecuación, [cm].

$$t_{p} = \frac{M_{yf}}{F_{yp}b_{p}\left(d_{b} + \frac{t_{plb} + t_{plt}}{2}\right)}$$
(2.4.14)

Donde:

- b_p = Ancho de la placa en la cara de la columna. Para placas trapezoidales se deberá chequear para la sección crítica, [cm].
- t_{plt} = Espesor de la placa superior, [cm].
- $\mathbf{t_{plb}}$ = Espesor de la placa inferior, [cm].
- Paso 5: Calcular la longitud y espesor de las soldaduras que conectan las placas con el ala de la viga, usando la siguiente ecuación:

$$\mathbf{l}_{\mathbf{w}}\mathbf{t}_{\mathbf{w}} = \frac{\mathbf{M}_{\mathbf{f}}}{\mathbf{0.707}\mathbf{F}_{\mathbf{w}}} \tag{2.4.15}$$

Donde:

- I_w = Longitud total de la soldadura, incluyendo la soldadura del extremo final,
 [cm].
- $\mathbf{F}_{\mathbf{w}}$ = Resistencia nominal de diseño **(0.60\mathbf{F}_{\mathbf{EXX}})**, [T_f / cm²].
- t_w = Espesor de la soldadura ,Máx. t_p 0.159 [cm].

Si las dimensiones de la placa no permiten una soldadura adecuada, regresar al paso 1 y seleccionar una placa de mayor longitud.

- Paso 6: Calcular el espesor requerido de la zona panel usando los procedimientos de la sección 2.4.11.2. Para propósitos de este cálculo, sustituir d_b+ (t_{plb}+t_{plt}) por d_b y la cantidad d_b+(t_{plb}+t_{plt})/2 por d_b-t_{fb}, [cm].
- Paso7: Chequear los requisitos para placa o atiesadores de continuidad de acuerdo a la sección 2.4.11.1.
- Paso8: Detallar la conexión como se muestra en la figura 2.4.19.

2.4.13.5 Conexión Viga de Sección Reducida (RBS)

Este tipo de conexión presenta un corte de forma circular en las alas superior e inferior de la viga con el propósito de inducir la formación de rótulas plásticas en esta zona. La unión de las alas de la viga con el ala de la columna se realiza mediante soldadura de penetración completa y la conexión entre el alma de la viga y el ala de la columna es mediante una placa de corte que puede ser soldada o apernada. Esta conexión es precalificada para ser empleada en marcos especiales o dúctiles de momento y marcos ordinarios o comunes de momento dentro de las limitaciones incorporadas en la tabla 2.4.7.

Cuando esta conexión es utilizada, el cálculo de los desplazamientos elásticos deberá considerar el efecto del corte en las alas de la viga. Estudios realizados (FEMA-350, 2000) han demostrado que un incremento de un 9% en el desplazamiento puede ser aplicado cuando las alas de la viga son reducidas en un 50% de su ancho original.



Figura 2.4.20: Conexión Viga de Sección Reducida (RBS).



Figura 2.4.20 (Continuación): Conexión Viga de Sección Reducida (RBS).

Fuente: FEMA-350, 2000.

General	
Sistemas Aplicables	OMF, SMF
Ubicación de la Rótula Plástica (S _h)	$d_{c}/2 + a + b/2$
Parámetros Críticos de Vigas	
Perfil de Sección	W36 y de Menor Altura (Peso Máx 300 lbs/ft)
Relación Mínima Longitud Libre-Altura	OMF: 5
	SMF: 7
Relación Ancho-Espesor b _f /2t _f	Mayor que 52/ $(F_y)^{1/2}$, con b _f Determinado de
	Acuerdo a la Sección 2.4.10.1
Espesores de Alas	Máximo Espesor 1-3/4" (45 mm)
Especificaciones de Acero Permitido	A572,Grado 50, A992, A913 Grado 50/S75
Parámetros de Reducción del Ala	Ver Procedimiento de Diseño
Parámetros Críticos de Columnas	
Perfil de Sección	OMF: No existe limite
	SMF: W12, W14
Especificaciones de Acero Permitido	A572,Grado 50, A913 Grado 50 y 65, A992

Tabla 2.4.7: Requisitos de diseño para la conexión precalificada RBS.

,

Relaciones Viga/Columna/Placa	
Resistencia Zona Panel	Sección 2.4.11.2
Relación Resistencia Columna/Viga	Sección 2.4.5.1
Detalles de Conexión	
Conexión del Alma	Ver Procedimiento de Diseño y Figura 2.4.20
Espesor de Placas de Continuidad	Sección 2.4.11.1
Soldadura de las Alas	Ver Figura 2.4.20
Parámetros de Soldadura	Sección 2.4.10.9
Perforaciones de Acceso a Soldadura	Sección 2.4.10.10

Fuente: FEMA-350, 2000.

Procedimiento de Diseño.

Paso 1: Determinar la longitud y ubicación de la reducción del ala de la viga, de acuerdo a las siguientes ecuaciones, [cm]:

$$\mathbf{a} \cong (\mathbf{0.5} \to \mathbf{0.7}) \mathbf{b}_{\mathbf{f}} \tag{2.4.16}$$

$$\mathbf{b} \cong (\mathbf{0.65} \to \mathbf{0.85}) \mathbf{d}_{\mathbf{b}} \tag{2.4.17}$$

Donde:

a	= Ver figura 2.4.20, [cm].
b	= Ver figura 2.4.20, [cm].
b _f	= Ancho del ala de la viga, [cm].
d _b	= Altura de la viga, [cm].

- > Paso 2: Determinar la profundidad del corte en el ala de la viga, c, a través de lo siguiente:
 - a) Asumir $c = 0.20b_{f'}$, [cm].
 - **b)** Calcular $\mathbf{Z}_{\mathbf{RBS}}$, $[\text{cm}^3]$.
 - c) Calcular \mathbf{M}_{f} de acuerdo al método descrito en la sección 2.4.9.5 y la figura 2.4.11, usando \mathbf{C}_{pr} = 1.15, [T_f - cm].

- d) Si M_f < R_yZ_bF_y el diseño es aceptable. Si M_f es mayor que el límite anterior, se deberá incrementar c. El valor de c no deberá exceder 0.25b_f.
- Paso 3: Calcular M_c, M_f en base a las dimensiones finales de la sección reducida y de acuerdo a lo establecido en el punto 2.4.9.5, [T_f cm].
- > Paso 4: Calcular la fuerza de corte en el ala de la columna mediante la siguiente ecuación:

$$\mathbf{V}_{\mathbf{f}} = 2\frac{\mathbf{M}_{\mathbf{f}}}{\mathbf{L} - \mathbf{d}_{\mathbf{c}}} + \mathbf{V}_{\mathbf{g}}$$
(2.4.18)

Donde:

 $\mathbf{V_g}$ = Fuerza de corte debido a las cargas de gravedad mayoradas, [T_f].

- Paso 5: Diseñar la placa de corte. Si se utiliza una placa de corte soldada, no es necesario un cálculo adicional. Si se emplea una placa de corte apernada, la placa y los pernos deberán ser diseñados para la fuerza de corte calculada en el Paso 4. Los pernos serán diseñados con un factor de resistencia Φ = 1.
- Paso 6: Calcular el espesor requerido de la zona panel usando los procedimientos de la sección 2.4.11.2, [cm].
- Paso 7: Chequear los requisitos para placa o atiesadores de continuidad conforme a la sección 2.4.11.1.
- > Paso 8: Detallar la conexión como se muestra en la figura 2.4.20.

Conexiones Precalificadas - Apernadas Totalmente Restringidas (Rígidas) 2.4.14

Conexión Apernada con Placa Final No-Atiesada (BUEP) 2.4.14.1

En este tipo conexión una placa es soldada al extremo final de la viga. Se utiliza soldadura de penetración completa para conectar las alas de la viga con la placa final y soldadura tipo filete para unir esta ultima con el alma de la misma viga. Esta conexión puede ser utilizada en marcos especiales y comunes de momento.





General	
Sistemas Aplicables	OMF, SMF
Ubicación de la Rótula Plástica (S _h)	$d_{c}/2 + t_{pl} + d_{b}/3$
Parámetros Críticos de Vigas	
Perfiles de Sección	W30 y de Alturas Menores para OMF
	W24 y de Alturas Menores para SMF
Relación Mínima Longitud Libre-Altura	OMF: 5
	SMF: 7
Espesor de Alas	Igual o Mayores a 3/4" (19 mm)
Especificaciones de Acero Permitido	A572,Grado 50, A992, A913 Grado 50/S75
Parámetros Críticos de Columnas	
Perfiles de Sección	OMF: No Existe Limite
	SMF: W8, W10, W12, W14
Espesor de Alas	Ver Procedimiento de Diseño, Paso 7
Especificaciones de Acero Permitido	A572,Grado 50, A913 Grado 50 o 65, A992
Relaciones Viga/Columna	
Resistencia Zona Panel	Sección 2.4.11.2, Proc.Diseño Paso 9
Relación Resistencia Columna/Viga	Sección 2.4.5.1
Detalles de Conexión	
Pernos:	
Diámetro de Pernos	Procedimiento de Diseño Paso 2
Calidad de Pernos	А325 у А490
Requerimientos de Instalación	Pretensionados
Golillas	Un F436 Cuando Sea Requerido
Tipo de Agujeros	Estándar
Placa Final:	
Espesor de la Placa Final	Procedimiento de Diseño Paso 3 y 4
Acero Permitido para Placa Final	A36
Soldadura de las alas:	
Tipo de Soldadura	Soldadura de penetración Completa
	Ver Figura 2.4.21
Perforaciones de Acceso a Soldadura	No Se Permiten
Conexión del Alma	Ver Figura 2.4.21
Espesor de Placas de Continuidad	Ver Procedimiento de Diseño Paso 6 y 8

Fuente: FEMA-350, 2000.

El comportamiento y desempeño de este tipo de conexión puede ser controlado por una serie de modos de falla, dentro de los cuales tenemos: fluencia por flexión de la viga, fluencia por flexión de la placa final, fluencia de la zona panel de la columna, falla por tracción y corte en los pernos que conectan la placa final con la columna y distintos tipos de fallas en los puntos soldados de la conexión. Algunos de estos modos de falla inducen fracturas de tipo frágil, lo que es altamente indeseable, mientras que otros proveen una gran disipación de energía a través de la plastificación de sus miembros. La fluencia por flexión de la viga y la fluencia por corte de la zona panel corresponden a unos de los modos de falla más deseados debido a que estos exhiben niveles apropiados de ductilidad y estabilidad.

Procedimiento de Diseño.

Esta conexión deberá ser diseñada para que la disipación de energía ocurra mediante una combinación entre la fluencia por flexión de la viga y la fluencia por corte de la zona panel o sólo a través de la fluencia por flexión de la viga. La placa final, pernos y soldaduras deberán ser diseñados para permanecer en el rango elástico.

- Paso 1: Calcular M_c y M_f como se describe en la sección 2.4.9.5, [T_f cm].
- Paso 2: Seleccionar la longitud de los pernos de la placa final, mediante la ecuación (2.4.19) para
 T_{ub} y seleccionar el tipo y área requerida de pernos de acuerdo a lo siguiente:

$$\mathbf{M}_{\mathbf{f}} < 2\mathbf{T}_{\mathbf{u}\mathbf{b}} \left(\mathbf{d}_{\mathbf{o}} + \mathbf{d}_{\mathbf{i}} \right) \tag{2.4.19}$$

Donde:

$$\begin{split} \mathbf{T}_{ub} &= \mathbf{32A}_{perno} \text{ para pernos A325 [T_f], A}_{perno}[cm^2]. \\ &= \mathbf{78A}_{perno} \text{ para pernos A490 [T_f], A}_{perno}[cm^2]. \\ \mathbf{d}_o \text{ y } \mathbf{d}_i &= \text{Ver figura 2.4.22, [cm].} \end{split}$$

Paso 3: Chequear que el área de los pernos es la adecuada, para resistir la fuerza de corte, mediante la ecuación (2.4.20), [cm²]:

$$\mathbf{A}_{\mathbf{b}} \ge \frac{\frac{2\mathbf{M}_{\mathbf{f}}}{\mathbf{L} - \mathbf{d}_{\mathbf{c}}} + \mathbf{V}_{\mathbf{g}}}{3\mathbf{F}_{\mathbf{v}}}$$
(2.4.20)

Paso 4: Determinar el espesor mínimo de la placa final, t_p, para evitar la falla por flexión de esta placa, [cm].

$$t_{p} = \sqrt{\frac{M_{f}}{0.8F_{yp}\left\{\left(d_{b} - p_{t}\right)\left[\frac{b_{p}}{2}\left(\frac{1}{p_{f}} + \frac{1}{s}\right) + \left(p_{f} + s\right)\frac{2}{g}\right] + \frac{b_{p}}{2}\left(\frac{d_{b}}{p_{f}} + \frac{1}{2}\right)\right\}}$$
(2.4.21)

Donde:

Paso 5: Determinar el espesor mínimo de la placa final requerido para evitar la falla de fluencia por corte de esta misma, [cm].

$$\mathbf{t}_{p} = \frac{\mathbf{M}_{f}}{\mathbf{1.1F}_{yp}\mathbf{b}_{p}\left(\mathbf{d}_{b} - \mathbf{t}_{fb}\right)}$$
(2.4.22)

Paso 6: Determinar, mediante la siguiente ecuación, el espesor mínimo del ala de la columna para resistir la fuerza de tracción generada en el ala de la viga.

Si el espesor del ala de la columna es menor que el calculado en la ecuación (2.4.23), se deberá proveer de atiesadores o placas de continuidad, de acuerdo a lo establecido en la sección 2.4.11.1.

$$\mathbf{t}_{\rm fc} = \sqrt{\frac{\frac{\mathbf{M}_{\rm f}}{\mathbf{d}_{\rm b} - \mathbf{t}_{\rm fb}} \mathbf{C}_{\rm l}}{2\mathbf{F}_{\rm yc} \mathbf{c}}}$$
(2.4.23)

Donde:

$$\mathbf{C}_1 = \frac{\mathbf{g}}{2} - \mathbf{k}_1.$$

k₁ = Distancia desde la línea central del alma de la columna al ala, ver K-Área,
 [cm].

Paso 7: Si se requieren placas de continuidad, el espesor del ala de la columna se deberá chequear adicionalmente para asegurar la estabilidad de acuerdo a la siguiente ecuación.

$$t_{fc} > \sqrt{\frac{\frac{M_f}{2(d_b - t_{fb})}}{0.8F_{yc}Y_c}}$$
(2.4.24)

Donde:

$$\begin{split} \mathbf{Y}_{c} &= \left(\frac{c}{2} + s\right) \left(\frac{1}{C_{2}} + \frac{2}{C_{1}}\right) + \left(C_{2} + C_{1}\right) \left(\frac{4}{c} + \frac{2}{s}\right). \\ \mathbf{C}_{1} &= \frac{g}{2} - \mathbf{k}_{1}. \\ \mathbf{C}_{2} &= \frac{\mathbf{b}_{fc} - g}{2}. \\ \mathbf{s} &= \sqrt{\frac{C_{1}C_{2}}{C_{2} + 2C_{1}}} \left(2\mathbf{b}_{fc} - 4\mathbf{k}_{1}\right). \\ \mathbf{F}_{yc} &= \text{Tensión de fluencia del acero de la columna, } [T_{f} / cm^{2}]. \end{split}$$

Si t_c es menor que el valor calculado por la ecuación anterior, se deberá seleccionar una columna con un espesor de ala mayor.



Paso 8: Verificar que el espesor del ala de la columna es suficiente para resistir las fuerza generada en el ala comprimida de la viga, a través de la siguiente ecuación.

$$t_{fc} > \frac{M_f}{(d_b - t_{fb})(6k + 2t_{pl} + t_{fb})F_{yc}}$$
 (2.4.25)

Donde:

k = Definido en el manual AISC, ver K - Área (AISC 360, 2005), [cm].

Si t_{fc} es menor que el valor obtenido por la ecuación (2.4.25), es necesario proveer de placas o atiesadores de continuidad en concordancia con la sección 2.4.11.1.

Paso 9: Verificar la capacidad de corte de la zona panel de acuerdo a la sección 2.4.11.2. Para propósitos de este cálculo, d_b deberá ser considerado como la distancia desde un extremo de la placa final hasta el centro del ala más alejada de la viga.

Paso10: Detallar la conexión como se muestra en la figura 2.4.21.



Figura 2.4.22: Geometría de la Conexión BUEP.

Fuente: FEMA-350, 2000.

2.4.14.2 Conexión Apernada con Placa Final Atiesada (BSEP)

En este tipo de conexión la unión entre la placa final y la viga es realizada en un taller o maestranza que cumpla con los requisitos de calidad exigidos. La unión entre las alas de la viga y la placa final es ejecutada mediante soldadura de penetración completa y la conexión entre el alma de la viga y la placa final es realizada mediante soldadura tipo filete. La placa final es apernada, en terreno, a la columna. Los tramos de la placa que sobresalen en la parte superior e inferior de la viga, son atiesados mediante placas tipo aleta las cuales son conectadas a las alas de la viga y a la placa final mediante soldadura de penetración completa bisel-doble.

El comportamiento y desempeño de este tipo de conexión puede ser controlado por una serie de modos de falla, dentro de los cuales tenemos: fluencia por flexión de la viga, fluencia por flexión de la placa final, fluencia de la zona panel de la columna, falla por tracción y corte en los pernos que conectan la placa final con la columna y distintos tipos de fallas en los puntos soldados de la conexión. La fluencia por flexión de la viga y la fluencia por corte de la zona panel corresponden a unos de los modos de falla más deseados debido al potencial inelástico ofrecido por estos.



Figura 2.4.23: Conexión Apernada con Placa Final Atiesada (BSEP).
Notas:	
3.	Soldadura tipo filete en ambos lados o soldadura de penetración completa QC/QA categoría
	BM/L.
4.	Pernos pretensionados de calidad A325 o A490. Ver procedimiento de diseño para los
	requisitos de área.
5.	La ubicación de los pernos forma parte del diseño de la placa final. Ver procedimiento de
	diseño.
6.	Para placas o atiesadores de continuidad y placas de refuerzo en el alma de la columna, ver
	figura 2.4.14. Para el cálculo de la resistencia de la zona panel ver sección 2.4.11.2.
7.	La geometría de los atiesadores es la mostrada en la figura anterior. El espesor de estos,
	deberá ser igual al espesor del alma de la viga.
8.	Los atiesadores deberán ser unidos mediante soldadura de tope de penetración completa bisel-
	doble a las alas de la viga y placa final. Soldadura QC/QA categoría AH/T para conexión con
	la placa final y soldadura QC/QA categoría BM/L para unión con las alas de la viga.
9.	Se requiere placa de nivelación para un adecuado montaje.

Figura 2.4.23 (Continuación): Conexión Apernada con Placa Final Atiesada.

Fuente: FEMA-350, 2000.

General			
Sistemas Aplicables	OMF, SMF		
Ubicación de la Rótula Plástica (S _h)	$d_{c}/2 + t_{pl} + d_{b}/3$		
Parámetros Críticos de Vigas			
Perfiles de Sección	W36 y de Alturas Menores		
Relación Mínima Longitud Libre-Altura	OMF: 5		
	SMF: 7		
Espesor de Alas	Mayor a 1" (25 mm)		
Especificaciones de Acero Permitido	A572,Grado 50, A992, A913 Grado 50/S75		
Parámetros Críticos de Columnas			
Perfiles de Sección	OMF: No existe limite		
	SMF: W12, W14		
Espesor de Alas	Ver Procedimiento de Diseño Paso 6		
Especificaciones de Acero Permitido	A572,Grado 50, A913 Grado 50 o 65, A992		
Relaciones Viga/Columna			
Resistencia Zona Panel	SMF: Sección 2.4.11.2, Paso8		
Relación Resistencia Columna/Viga	Sección 2.4.5.1		

Tabla 2.4.9: Requisitos de diseño para la conexión precalificada BSEP.

Detalles de Conexión	
Pernos:	
Diámetro de Pernos	Ver Procedimiento de Diseño, Paso 1
Calidad de pernos	A325 y A490
Requerimientos de instalación	Pretensionados
Golillas	Un F436 cuando sea requerido
Tipo de perforaciones	Estándar
Placa final:	
Espesor de la Placa Final	Ver Procedimiento de Diseño, Paso 2
Acero Permitido para Placa Final	A36
Soldadura de las alas:	
Tipo de Soldadura	Soldadura de Penetración Completa
	Ver Figura 2.4.23.
Metal de soldadura	Sección 2.4.10.9
Perforaciones de acceso a soldadura	No se permiten
Conexión del alma	Ver Figura 2.4.23.
Espesor de placas de continuidad	Ver Procedimiento de Diseño, Paso 4 y 5

Tabla 2.4.9 (Continuación): Requisitos de diseño para la conexión precalificada BSEP.

Fuente: FEMA-350, 2000.

Procedimiento de Diseño.

- > Paso 1: Calcular M_c y M_f como se describe en la sección 2.4.9.5, [Kips plg].
- Paso 2: Seleccionar el diámetro de los pernos de la placa final, mediante la ecuación (2.4.26) para
 T_{ub} y seleccionar el tipo y área requerida de pernos de acuerdo a lo siguiente:

$$M_{f} < 3.4T_{ub}(d_{o} + d_{i})$$
 (2.4.26)

Donde:

$$\begin{split} \mathbf{T_{ub}} &= \mathbf{90A_{perno}} \text{ para pernos A325 [Kips], } \mathbf{A_{perno}[plg^2].} \\ &= \mathbf{113A_{perno}} \text{ para pernos A490 [Kips], } \mathbf{A_{perno}[plg^2].} \\ \mathbf{d_o} \text{ y } \mathbf{d_i} &= \text{Ver figura 2.4.24, [plg].} \end{split}$$

Confirmar que \mathbf{T}_{ub} satisface la siguiente ecuación (ver figura 2.4.24):

$$T_{ub} \ge \frac{0.00002305 p_{f}^{0.591} (F_{fu})^{2.583}}{t_{p}^{0.895} d_{bt}^{1.909} t_{s}^{0.327} b_{p}^{0.965}} + T_{b}$$
(2.4.27)

Donde:

- T_b = Es la fuerza mínima de pretensión, ver tabla J3.1 de la especificación AISC
 LRFD (AISC 360, 2005), [Kips].
- Paso 3: Verificar que la sección del perno (A_b) sea la adecuada para resistir la fuerza de corte solicitante sobre la placa, mediante la siguiente ecuación, [plg²]:

$$\mathbf{A}_{\mathbf{b}} \geq \frac{\frac{2\mathbf{M}_{\mathbf{f}}}{\mathbf{L} - \mathbf{d}_{\mathbf{c}}} + \mathbf{V}_{\mathbf{g}}}{\mathbf{6F}_{\mathbf{v}}}$$
(2.4.28)

Paso 4: Determinar el espesor mínimo requerido de la placa final (t_p) para evitar la fluencia por flexión de la misma, donde t_p debe ser mayor que los valores obtenidos por las siguientes ecuaciones, [plg]:

$$t_{p} \geq \frac{0.00609 p_{f}^{0.9} g^{0.6} F_{fu}^{0.9}}{d_{bt}^{0.9} t_{s}^{0.1} b_{p}^{0.7}}$$
(2.4.29a)

$$t_{p} \geq \frac{0.00413 p_{f}^{0.25} g^{0.15} F_{fu}}{d_{bt}^{0.7} t_{s}^{0.15} b_{p}^{0.3}}$$
(2.4.29b)

Donde:

$$\mathbf{F}_{fu} = \frac{\mathbf{M}_{f}}{\mathbf{d}_{bt} - \mathbf{t}_{bf}}$$
, \mathbf{d}_{bt} , es el diámetro del perno (ver figura 2.4.24).

Paso 5: Calcular el espesor mínimo del ala de la columna para resistir la fuerza inducida por el ala traccionada de la viga, a través de la siguiente ecuación:

$$t_{cf} > \sqrt{\frac{\alpha_m F_{fu} (C_3)}{0.9 F_{yc} (3.5 p_b + c)}}$$
(2.430)

Donde:

$$\alpha_{\rm m} = C_{\rm a} \left(\frac{A_{\rm f}}{A_{\rm w}}\right)^{\frac{1}{3}} \frac{C_3}{\left(d_{\rm bt}\right)^{\frac{1}{4}}}$$
$$C_3 = \frac{g}{2} - \frac{d_{\rm bt}}{4} - k_1.$$

 $C_a = 1.45$ para pernos A325 y 1.48 para pernos A490, cuando el acero de la placa final es de calidad A36.

Si el espesor del ala columna es menor al requerido, se deberá proveer atiesadores o placas de continuidad en la columna, de acuerdo a lo establecido en la sección 2.4.11.1.

Paso 6: Verificar que el espesor del alma de la columna sea el adecuado para resistir la fuerza generada en el ala comprimida de la viga, [plg].

$$t_{wc} > \frac{M_f}{(d_b - t_{fb})(6k + 2t_p + t_{fb})F_{yc}}$$
 (2.4.31)

Donde:

k = Definido en el manual AISC (AISC 341, 2005), [plg].

Si el espesor del alma de la columna es menor al requerido, se deberá proveer atiesadores o placas de continuidad, de acuerdo a lo establecido en la sección 2.4.11.1.

- Paso 7: Si se requieren placas de continuidad, el espesor mínimo de las alas de la columna debe ser al menos igual al espesor requerido para la placa final, calculado en el paso 4.
- Paso 8: Verificar la capacidad de corte de la zona panel de acuerdo a la sección 2.4.11.2. Para propósitos de este cálculo, d_b deberá ser considerado como la distancia desde un extremo de la placa final hasta el centro del ala más alejada de la viga.
- Paso 9: Detallar la conexión como se muestra en la figura 2.4.23.



Figura 2.4.24: Geometría de la conexión BSEP.



2.4.14.3 Conexión Placas Apernadas a las Alas (BFP)

Este tipo de conexión incluye placas de acero sobre las alas de la viga, las cuales son conectadas a la columna mediante soldadura de penetración completa de acuerdo a las recomendaciones incluidas en la sección 2.4.10.9. Estas placas son apernadas a las alas de la viga cumpliendo con los requisitos y parámetros de diseño expuestos en esta sección.

El alma de la viga es conectada al ala de la columna mediante una placa de corte, apernada y soldada respectivamente, como se muestra en la figura 2.4.25.





Notas:

- Para dimensiones de las placas y área de los pernos, ver procedimiento de diseño. Los pernos serán pretensionados calidad ASTM A325 o A490. Las perforaciones en las placas serán de tipo sobredimensionadas. Usar perforaciones estándar en las alas de la viga.
- 2. Soldadura de tope de penetración completa, Bisel simple o doble. Soldadura en taller o terreno. Cuando se utilice bisel simple se deberá remover la placa de apoyo y reforzar con 5/16" (8 mm) de soldadura tipo filete. Cuando se ejecuta con doble bisel, se deberá remover el respaldo antes de soldar el otro lado. Soldadura QC/QA categoría AH/T.
- 3. Se permiten placas de nivelación entre la placa de refuerzo y el ala de la viga.
- 4. Para dimensiones de la placa de corte y pernos, ver procedimiento de diseño. Las perforaciones en las placas serán ovaladas-cortas-horizontales. Las perforaciones en el alma de la viga serán estándar. Soldadura QC/QA categoría BM/L.

Г

Notas:	
5	Para placas de continuidad y placas de refuerzo en el alma de la columna ver figura 2.4.14.
	Para el cálculo de las placas o atiesadores de continuidad se deberá usar las dimensiones y
	propiedades de las placas de conexión.

Figura 2.4.25 (Continuación): Conexión Placas Apernadas a las Alas (BFP).

Fuente: FEMA-350, 2000.

General			
Sistemas Aplicables	OMF, SMF		
Ubicación de la Rótula Plástica (S _h)	$d_c/2 + l_p$		
Parámetros Críticos de Vigas			
Perfiles de Sección	OMF: W36 y de Alturas Menores		
	SMF: W30 y de Alturas Menores		
Relación Mínima Longitud Libre-Altura	OMF: 5		
	SMF: 8		
Espesor de Alas	OMF: Mayores o Igual 1-1/4" (32 mm)		
	SMF: Mayores o Igual a ³ / ₄ " (19 mm).		
Especificaciones de Acero Permitido	A572,Grado 50, A992, A913 Grado 50/S75		
Parámetros Críticos de Columnas			
Perfiles de Sección	OMF: No Existe Limite		
	SMF: W12, W14		
Especificaciones de Acero Permitido	A572,Grado 50, A913 Grado 50 o 65, A992		
Relaciones Viga/Columna			
Resistencia Zona Panel	SMF: Ver Procedimiento de Diseño, Paso 3		
Relación Resistencia Columna/Viga	SMF: Sección 2.4.5.1		
Detalles Críticos de Conexión			
Placas de Conexión:			
Especificaciones de Acero Permitido	A36, A572 Grado 42 o 50		
Método de Diseño	Ver Procedimiento de Diseño Paso 4 y 5		
Soldadura en las Alas	Ver Figura 2.4.25. QC/QA Categoría AH.		
Parámetros de Soldadura	Sección 2.4.10.9		
Características de Pernos:			
Diámetro de Pernos	Proc.Diseño Paso 6 y 7; Máx 1-1/8"(28.6 mm)		
Calidad de Pe r nos	А325-Х о А490-Х		

Tabla 2.4.10: Requisitos de diseño para la conexión precalificada BFP.

Espacio entre Pernos	Mínimo 3 veces el diámetro del perno
Requisitos de Instalación	Pretensionados
Golillas	Un F436 cuando sea requerida
Parámetros de Conexión en el Alma:	
	Ver Procedimiento de Diseño Paso 12; Placa de
Conexión en el Alma de la Viga	Corte Soldada al Ala de la Columna Apernada al
	Alma de la Viga.

Tabla 2.4.10 (Continuación): Requisitos de diseño para la conexión precalificada BFP.

Fuente: FEMA-350, 2000.

El comportamiento de esta conexión está controlado por una serie de modos de falla, los cuales incluyen: fluencia por flexión de la viga, fluencia por flexión de las placas de refuerzo, fluencia de la zona panel, falla del área neta traccionada del ala de la viga o de las placas de conexión, falla por corte de los pernos o falla en los puntos soldados. Algunos de estos modos de falla presentan ductilidades importantes, mientras que otros son de tipo frágil.

El diseño de la conexión BFP se basa en un comportamiento dúctil, por ende, se privilegia los modos de falla que exhiben una mayor disipación de energía. La filosofía del diseño es proveer a todos los elementos que conforman esta conexión con la resistencia suficiente para evitar las fallas de tipo frágil que tienen como consecuencia una pobre respuesta inelástica de la estructura frente a sismos considerados como severos.

Investigaciones y ensayos (FEMA-350, 2000) de este tipo de conexión han demostrado que la mayor ductilidad se observa cuando ocurre una fluencia balanceada entre: la viga, las placas de refuerzo y la zona panel.



Figura 2.4.26: Geometría de la conexión BFP.

Fuente: FEMA-350, 2000.

Procedimiento de Diseño.

- **Paso 1:** Calcular $\mathbf{M}_{\mathbf{c}}$ y $\mathbf{M}_{\mathbf{f}}$ como se describe en la sección 2.4.9.5, $[T_{\mathbf{f}} \mathbf{cm}]$.
- Paso 2: Calcular el momento en la cara de la columna en el instante que comienza la plastificación de la viga (primera fluencia), M_{vf}, de acuerdo a la sección 2.4.9.6, [T_f cm].
- Paso 3: Establecer el ancho de las placas de refuerzo, b_p, basado en la geometría de la viga y la columna, [cm].
- Paso 4: Calcular el espesor mínimo requerido para las placas de conexión, t_{pl}, mediante la siguiente ecuación, [cm]:

$$t_{pl} = \frac{d_{b} - \sqrt{d_{b}^{2} - \frac{4.4M_{yf}}{F_{yp}b_{p}}}}{2}$$
(2.4.32)

Donde:

 $F_{yp} = Tensión de fluencia del acero de las placas de refuerzo, [T_f / cm²].$ $d_{b} = Ver figura 2.4.26, [cm].$ $b_{f} = Ver figura 2.4.26, [cm].$

Es deseable no sobre-reforzar los elementos participantes en esta conexión con el propósito de obtener una fluencia balanceada entre las alas de la viga, la zona panel y las placas de refuerzo.

- ▶ Paso 5: Calcular el espesor mínimo de la zona panel de acuerdo a la sección 2.4.11.2. Se recomienda no sobre-reforzar esta zona. Si el espesor de la zona panel es mayor a 1.5 veces el espesor requerido, se deberá usar una combinación diferente de secciones para vigas y columnas. Para el cálculo del espesor de la zona panel, la distancia d_b será considerada como la longitud entre las caras exteriores de las placas de refuerzo y la distancia entre los centros de las mismas placas en lugar de la cantidad d_b − t_f.
- Paso 6: Seleccionar el número, sección y grado de los pernos que conectan el ala de la viga con las placas de conexión y evaluar el comportamiento de estas para evitar las fallas de la sección neta y elongación de las perforaciones, en concordancia con los pasos 7, 8, 9, 10 y 11 respectivamente. Cada caso deberá satisfacer la ecuación (2.4.33).

$$1.2M_{\rm yf} < M_{\rm fail} \tag{2.4.33}$$

Donde:

- $\mathbf{M_{yf}}$ = Momento en la cara de la columna, generado al inicio de la fluencia de la viga (primera fluencia), calculado en el paso 2, [T_f cm].
- \mathbf{M}_{fail} = Momento en la cara de la columna, generado al inicio del modo de falla en estudio, $[T_f cm]$.
- Paso 7: Calcular el momento en la cara de la columna (M_{fail}), inducido por la falla de corte de los pernos mediante la ecuación (2.4.34) y verificar que se cumpla lo estipulado en la ecuación (2.4.33).

$$\mathbf{M}_{\text{fail}}(\text{Perno}) = \mathbf{N}\mathbf{A}_{b}(\mathbf{F}_{v})\mathbf{d}_{b}\mathbf{L}_{\text{TF1}}$$
(2.4.34)

Donde:

 $\mathbf{A_b}$ = Área de un perno, [cm²].

- $\mathbf{F}_{\mathbf{v}}$ = Resistencia nominal de corte de los pernos utilizados, [T_f / cm²].
- L_{TF1} = Relación de longitud que involucra el traspaso del momento desde centro del grupo de pernos hasta la cara de la columna, calculada a través de la siguiente ecuación:

$$L_{TF1} = \frac{L - d_c}{L - d_c - (2S_1 + S_3)}$$
(2.4.35)

L = Longitud de vano o libre de la viga, [cm].

 $\mathbf{d}_{\mathbf{c}}$ = Alto de la sección de columna, [cm].

 $S_1, S_3 = Ver figura 2.4.26, [cm].$

- N = Número de pernos que conectan el ala de la viga con las placas de conexión.
- Paso 8: Calcular el momento en la cara de la columna (M_{fail}), inducido por la fractura del área neta de las placas de conexión, a través de la ecuación (2.4.36) y verificar que se cumpla el requisito representado por la ecuación (2.4.33).

$$M_{fail} (Placa) = 0.85F_{up} (b_p - 2(d_{bth} + 0.159))t_{pl} (d_b + t_{pl})L_{TF2}$$
(2.4.36)

Donde:

- d_{bth} = Diámetro de las perforaciones para los pernos en las placas de conexión,
 [cm].
- \mathbf{F}_{up} = Tensión ultima de fluencia del acero de las placas, $[T_f / cm^2]$.
- L_{TF2} = Relación de longitud que involucra el traspaso del momento desde la perforación, más cercana a la columna, hasta la cara de la columna, dada por la siguiente ecuación:

$$\mathbf{L}_{\mathrm{TF2}} = \frac{\mathbf{L} - \mathbf{d}_{\mathrm{c}}}{\mathbf{L} - \mathbf{d}_{\mathrm{c}} - 2\mathbf{S}_{\mathrm{1}}} \tag{2.4.37}$$

Paso 9: Calcular el momento en la cara de la columna (M_{fail}), inducido por la fractura del área neta del ala de la viga, mediante la ecuación (2.4.38) y verificar que se cumpla con lo estipulado en la ecuación (2.4.33).

$$M_{fail}(Alas) = F_{ub} \left(Z_b - 2 \left(d_{bt} + 0.159 \right) t_{fb} \left(d_b - t_{fb} \right) \right) L_{TF3}$$
(2.4.38)

Donde:

 $\mathbf{d_{bt}}$ = Diámetro de los pernos, [cm].

 \mathbf{F}_{ub} = Tensión ultima de fluencia del acero de la viga, [T_f / cm²].

L_{TF3} = Relación de longitud que involucra el traspaso del momento desde la perforación, más lejana de la cara de la columna, hasta la ya mencionada cara de la columna:

$$L_{TF3} = \frac{L - d_c}{L - d_c - 2(S_1 + S_3)}$$
(2.4.39)

Paso 10: Calcular el momento en la cara de la columna (M_{fail}), inducido por la elongación de las perforaciones, a través de la ecuación (2.4.40) y verificar que se cumpla con la condición de diseño señalada en el paso 6.

$$\mathbf{M}_{\text{fail}}\left(\text{Perforación}\right) = \mathbf{T}_{n}\left(\mathbf{d}_{b} + \frac{\mathbf{t}_{PL-t} + \mathbf{t'}_{PL-b}}{2}\right) \mathbf{L}_{\text{TF1}}$$
(2.4.40)

Donde:

 T_n = Es el valor menor entre las ecuaciones (2.130a) y (2.130b), [T_f].

$$T_n = 2.4F_{ub}(S_3 + S_1 - c)t_{fb}$$
 (2.4.41a)

$$T_n = 2.4F_{up}(S_3 + S_4)t_{pl}$$
 (2.4.41b)

c, S_4 = Ver figura 2.4.26, [cm].

- Paso 11: Verificar la capacidad del bloque de corte de acuerdo a los requerimientos de la AISC (AISC 360, 2005) para asegurar que el momento en la cara de la columna debido a uno de los modos de falla (ver figura 2.4.27) cumpla con el límite establecido por la ecuación (2.4.33). Los modos de falla del bloque de corte se muestran en la figura 2.4.27. Para propósitos de calculo se deberá considerar un factor de resistencia **\$\overline{\phi}\$ = 1.0**.
- Paso12: Diseñar la placa de corte empleando \u03c6 = 1.0 para resistir la fuerza de corte dada por, [T_f]:

$$\mathbf{V}_{\text{web}} = \frac{2\mathbf{M}_{\text{f}}}{\mathbf{L} - \mathbf{d}_{\text{c}}} + \mathbf{V}_{\text{g}}$$
(2.4.42)

Donde:

 V_g = Es la fuerza de corte en la cara de la columna, debido a las cargas de gravedad mayoradas, [T_f].

- Paso13: Chequear los requisitos para placa o atiesadores de continuidad de acuerdo a la sección
 2.4.11.1, usando el ancho y espesor de las placas de conexión en lugar de b_f y t_f respectivamente.
- Paso14: Confirmar que la sección de la columna sea la adecuada para cumplir con los requisitos de la sección 2.45.1.
- Paso15: Detallar la conexión como se muestra en la figura 2.4.25. Los perno deberán ser diseñados para resistir las cargas usando un factor de resistencia \$\overline{\phi}\$ = 1.0.



Figura 2.4.27: Fallas por bloque de corte.

2.4.15 Conexiones Precalificadas Parcialmente Restringidas

El FEMA-350 (FEMA-350, 2000) considera que las conexiones son parcialmente restringidas, si estas incrementan en más de un 10% la deformación calculada para el marco. Este documento sólo incluye un tipo de conexión precalificada parcialmente restringida, debido a que no existe una base sustentable de estudios teóricos y pruebas de laboratorio que avalaran el desempeño de otros tipos de conexiones de esta categoría.

2.4.15.1 Conexión Doble T Cortada (DST)

El comportamiento de este tipo de conexión puede ser controlado por una serie de modos de falla, dentro de los cuales tenemos: fluencia por flexión de la viga, fluencia por flexión del perfil T, fluencia por corte de la zona panel, fractura del área neta traccionada y falla por corte o tracción de los pernos. Los procedimientos de diseño incluidos en esta sección están basados en la selección de los modos de falla que proveen una mayor capacidad inelástica.



Figura 2.4.28: Conexión Doble T Cortada (DST).

Notas:	
2.	Los pernos serán totalmente pretensionados ASTM A325 o A490, las perforaciones serán
	Estándar. Para las dimensiones, ver procedimiento de diseño paso 7.
3.	Los pernos serán totalmente pretensionados ASTM A325 o A490, las perforaciones serán
	Estándar. Para las dimensiones, ver procedimiento de diseño paso 4.
4.	La placa de corte será soldada al ala de la columna con soldadura de penetración completa o
	con soldadura tipo filete por ambos lados. Para el cálculo de la resistencia de diseño de la
	placa de corte, soldaduras y pernos, ver procedimiento de diseño paso 14. Soldadura QC/QA
	categoría BM/L.
5.	Para atiesadores de continuidad y placa de refuerzo en el alma de la columna ver figura 2.4.14.

Figura 2.4.28 (Continuación): Conexión Doble T Cortada (DST).

Fuente: FEMA-350, 2000.

El análisis de marcos que incorporan conexiones parcialmente restringidas, deberá incluir explícitamente el efecto de la rigidez de la conexión en el desempeño de la estructura. La rigidez de la conexión DST puede ser calculada como:

$$\mathbf{K}_{\mathbf{s}} = \frac{\mathbf{d}_{\mathbf{b}} \mathbf{M}_{\text{fail}}}{\mathbf{0.953}} \tag{2.4.43}$$

Donde:

 \mathbf{K}_{s} = Rigidez rotacional de la conexión DST, [T_f - cm/Rad]. \mathbf{M}_{Fail} = Es el momento menor que controla la resistencia de la conexión, ver procedimiento de diseño, [T_f - cm].

d_b = Altura de la sección de viga, [cm].

Las conexiones parcialmente restringidas, por definición, tienen un efecto significante en los desplazamientos y respuesta frente a cargas laterales en las estructuras conformadas por marcos o pórticos. Es necesario incluir este efecto de la rigidez de estas conexiones en el modelo analítico, usado para determinar los desplazamientos y la distribución de fuerzas sobre los elementos resistentes de la estructura de acero.

General			
Sistemas Aplicables	OMF, SMF		
Ubicación Rótula Plástica (S _h)	Final de Conectores T		
Parámetros Críticos de Vigas			
Perfiles de Sección	OMF: W36 y de Alturas Menores		
	SMF: W30 y de Alturas Menores		
Relación Mínima Longitud Libre-Altura	OMF: 5		
	SMF: 8		
Especificaciones de Acero Permitido	A572,Grado 50, A992, A913 Grado 50/S75		
Parámetros Críticos de Columnas			
Perfiles de Sección	OMF: No Existe Limite		
	SMF: W12, W14		
Especificaciones de Acero Permitido	A572,Grado 50, A913 Grado 50 o 65, A992		
Espesores de Ala	Ver Procedimiento de Diseño, Paso 11 y 12		
Relaciones Viga/Columna			
Resistencia Zona Panel	SMF: Ver Procedimiento de Diseño Paso 3		
Relación Resistencia Columna/Viga	SMF: Sección 2.4.5.1		
Detalles Críticos de Conexión			
Parámetros de Conector T:			
Tipo de Perforación	Estándar		
Especificaciones de Acero Permitido	A572 Grado 50, A992		
Método de Diseño	Ver Procedimiento de Diseño		
Parámetros de Conexión del Alma:			
<u>Placa de Corte:</u>			
Especificaciones de Acero Permitido	A36, A572 Grado 50		
Espesor de Placa	5/16" (8 mm) a 1/2" (13 mm)		
Tipo de Perforación	Ovaladas - Cortas		
Tipo de Soldadura	De Penetración o Doble Filete, Ver Fig. 2.4.28		
Metal de Soldadura	Sección 2.4.10.9		
Doble Ángulo en el Alma:			
Especificaciones de Acero Permitido	A36, A572 Grado 50		
Espesor del Ángulo	5/16" (8 mm) a 1/2" (13 mm)		
Tipo de Perforación	Estándar, Ovaladas - Cortas		
Características de los Pernos:			
Diámetro de Pernos	7/8" (22 mm) o 1" (25 mm)		

Calidad de Pernos	А325-Х о А490-Х	
Espacio Entre Pernos	Mínimo 3 Veces el Diámetro del Perno	
Requisitos de Instalación	Pretensionados	
Golillas	Un F436 Cuando se Requiera	

abla 2.4.11 (Continuación)	: Requisitos de	e diseño para la	conexión precalificada	DST.
----------------------------	-----------------	------------------	------------------------	------

Fuente: FEMA-350, 2000.

Procedimiento de Diseño:

- ➢ Paso 1: Calcular M_c y M_f como se describe en la sección 2.4.9.5, [T_f cm].
- Paso 2: Calcular el momento en la cara de la columna al instante de la primera fluencia de la viga,
 M_{yf}, de acuerdo a los procedimientos de la sección 2.4.9.6, [T_f cm].
- Paso 3: Calcular el espesor mínimo de la zona panel de acuerdo a la sección 2.4.11.2. Para propósito de este cálculo, d_b deberá ser asumido como igual a la distancia entre las caras exteriores de los conectores T y la cantidad d_b t_{fb}, puede ser asumida como el valor d_b, descrito anteriormente, menos la mitad del espesor del perfil T. Sí el espesor de la zona panel requerido es 1.5 veces mayor que el espesor del alma de la columna, se recomienda emplear nuevos perfiles con espesores mas adecuados.
- \triangleright

Paso4: Seleccionar el número, sección y grado de los pernos y evaluar la capacidad de los pernos, placas y viga, para así evitar modos de falla que inducen fracturas de características frágiles.

$$1.2M_{\rm vf} < M_{\rm fail} \tag{2.4.44}$$

Donde:

- $\mathbf{M}_{\mathbf{yf}}$ = Momento en la cara de la columna, generado al inicio de la fluencia de la viga (primera fluencia), calculado en el paso 2, [T_f cm].
- $\mathbf{M}_{\mathbf{fail}}$ = Momento en la cara de la columna, generado al inicio del modo de falla en estudio, [T_f cm].

Paso 5: Calcular el momento en la cara de la columna (M_{fail}), inducido por la falla de corte de los pernos mediante la ecuación (2.4.45) y verificar que se cumpla lo estipulado en la ecuación (2.4.44).

$$\mathbf{M}_{\text{fail}}\left(\mathbf{Perno}\right) = \mathbf{N}\mathbf{A}_{\mathbf{b}}\left(\mathbf{F}_{\mathbf{v}}\right)\mathbf{d}_{\mathbf{b}}\mathbf{L}_{\mathbf{TF1}}$$
(2.4.45)

Donde:

 $\mathbf{A_b}$ = Área de un perno, [cm²].

- $\mathbf{F}_{\mathbf{v}}$ = Resistencia nominal de corte de los pernos utilizados, $[T_f / cm^2]$.
- L_{TF1} = Relación de longitud que involucra el traspaso del momento desde centro del grupo de pernos hasta la cara de la columna, calculada a través de la siguiente ecuación:

$$L_{TF1} = \frac{L - d_c}{L - d_c - (2S_1 + S_3)}$$
(2.4.46)

N = Número de pernos que conectan el ala de la viga con los perfiles T
 S₁, S₃ = Ver figura 2.4.30, [cm].

Paso 6: Calcular el momento en la cara de la columna (M_{fail}), inducido por la fractura del área neta de los perfiles T, a través de la ecuación (2.4.47) y verificar que se cumpla el requisito representado por la ecuación (2.4.44).

$$M_{fail}(T) = F_{u-T} \left(w - 2 (d_{bt} + 0.318) \right) t_{stem} \left[d_b + t_{stem} \right] L_{TF2}$$
(2.4.47)

Donde:

d_{bt} = Diámetro de los pernos, [cm].

$$\mathbf{F}_{u-T}$$
 = Tensión ultima de fluencia del acero de los perfiles T, [T_f / cm²].

 $\mathbf{t_{stem}} = \text{Ver figura 2.4.30, [cm]}.$

 w = La menor longitud entre lo graficado en la figura 2.4.30 y el valor dado por la siguiente ecuación:

$$\mathbf{w} \le \mathbf{g} + \mathbf{S}_3 \tan \theta_{\text{eff}} \tag{2.4.48a}$$

$$15^{\circ} \le \theta_{\text{eff}} = 60t_{\text{stem}} \le 30^{\circ} \tag{2.4.48b}$$

 L_{TF2} = Relación de longitud que involucra el traspaso del momento desde la perforación, más cercana a la columna, hasta la cara de la columna, dada por la siguiente ecuación:

$$\mathbf{L}_{\mathrm{TF2}} = \frac{\mathbf{L} - \mathbf{d}_{\mathrm{c}}}{\mathbf{L} - \mathbf{d}_{\mathrm{c}} - 2\mathbf{S}_{\mathrm{1}}}$$
(2.4.49)

Paso 7: Calcular el momento en la cara de la columna (M_{fail}), generado al inicio de la plastificación de las alas de los perfiles T y chequear que se cumpla con lo estipulado en la ecuación (2.4.44).

$$\mathbf{M}_{\text{fail}} = \frac{\left(2\mathbf{a'} - \frac{\mathbf{d}_{\text{bt}}}{4}\right) \mathbf{w} \mathbf{F}_{\text{yT}} \mathbf{t}_{\text{ft}}^2 \left(\mathbf{d}_{\text{b}} - \mathbf{t}_{\text{stem}}\right)}{4\mathbf{a'} \mathbf{b'} - \mathbf{d}_{\text{bT}} \left(\mathbf{a'} + \mathbf{b'}\right)}$$
(2.4.50)

Donde:

 $t_{ft} = \text{Ver figura 2.4.29, [cm].}$ $F_{yT} = \text{Tensión de fluencia del perfil T, [T_f / cm^2].}$ $d_{bt} = \text{Diámetro de los pernos, [cm].}$ $d_{bT} = \text{Alto del ala del perfil T, [cm]}$ $a' = a + \frac{d_{bt}}{2}, [cm].$ $b' = b - \frac{d_{bt}}{2}, [cm].$ a, b = Ver figura 2.4.29, [cm].

Paso 8: Calcular el momento en la cara de la columna (M_{fail}), generado al inicio de la falla por tracción de los pernos que conectan el perfil T con el ala de la columna y chequear que se cumpla con lo estipulado en la ecuación (2.4.44).

$$\mathbf{M}_{\text{fail}}\left(\mathbf{Perno}\right) = \mathbf{N}_{\text{tb}}\left(\mathbf{d}_{\text{b}} + \mathbf{t}_{\text{stem}}\right) \left[\mathbf{T}_{\text{ub}} + \frac{\mathbf{w}\mathbf{F}_{\text{yT}}\mathbf{t}_{\text{ft}}^{2}}{\mathbf{16a'}}\right] \frac{\mathbf{a'}}{\mathbf{a'+b'}}$$
(2.4.51)

Donde:

$$\begin{split} \mathbf{N_{tb}} &= \mathrm{N}\mathrm{\acute{u}mero} \ \mathrm{de} \ \mathrm{pernos} \ \mathrm{que} \ \mathrm{conectan} \ \mathrm{el} \ \mathrm{ala} \ \mathrm{de} \ \mathrm{la} \ \mathrm{columna} \ \mathrm{con} \ \mathrm{el} \ \mathrm{perfil} \ \mathrm{T}. \\ \mathbf{T_{ub}} &= \mathbf{32A_{perno}} \ \mathrm{para} \ \mathrm{pernos} \ \mathrm{A325} \ [\mathrm{T_{f}}], \ \mathrm{A_{perno}} \ [\mathrm{cm}^{2}]. \\ &= \mathbf{78A_{perno}} \ \mathrm{para} \ \mathrm{pernos} \ \mathrm{A490} \ [\mathrm{T_{f}}], \ \mathrm{A_{perno}} \ [\mathrm{cm}^{2}]. \end{split}$$

Paso 9: Calcular el momento en la cara de la columna (M_{fail}), inducido por la fractura del área neta del ala de la viga.

$$M_{fail}(Ala) = \left(F_{u-b}\left(Z_{b} - 2(d_{bt} + 0.159)t_{fb}(d_{b} - t_{fb})\right)\right)L_{TF3}$$
(2.4.52)

Donde:

d_{bt} = Diámetro de los pernos, [cm].

- \mathbf{F}_{u-b} = Tensión ultima de fluencia del acero del ala de la viga, $[T_f / cm^2]$.
- $\mathbf{Z}_{\mathbf{b}}$ = Módulo plástico de la viga, [cm³].
- L_{TF3} = Relación de longitud que involucra el traspaso del momento desde la perforación, más lejana de la cara de la columna, hasta la ya mencionada cara de la columna:

$$L_{TF3} = \frac{L - d_c}{L - d_c - 2(S_1 + S_3)}$$
(2.4.53)

 $S_1, S_3 = Ver figura 2.4.30, [cm].$

Paso 10: Calcular el momento en la cara de la columna (M_{fail}), generado por falla de bloque de corte en los perfiles T (ver figura 2.4.27), de acuerdo a los métodos descritos en la especificación AISC (AISC 360, 2005), [T_f - cm]

Paso 11: Verificar la capacidad del ala de la columna, para resistir la fuerza en el ala traccionada de la viga.

$$\mathbf{t_{cf}} \ge 1.5 \mathbf{t_{ft}} \tag{2.4.54}$$

Donde:

 t_{ft} = Espesor del ala del perfil T, ver figura 2.4.29, [cm].

Si el espesor del ala de la columna es menor que el calculado por la ecuación anterior, se requerirán placas o atiesadores de continuidad, de acuerdo a lo descrito en la sección 2.4.11.1.

Paso 12: Calcular el espesor mínimo, del alma de la columna, para resistir la fuerza generada en el ala comprimida de la viga.

$$\mathbf{t}_{wc} \ge \frac{\mathbf{M}_{f}}{\left(\mathbf{d}_{b} - \mathbf{t}_{stem}\right)\left(\mathbf{6k} + \mathbf{c}\right)\mathbf{F}_{yc}}$$
(2.4.55)

Donde:

Si el espesor del alma de la columna no satisface la ecuación (2.4.55) se deberá proveer a esta de atiesadores o placas de continuidad de acuerdo a lo estipulado en la sección 2.4.11.1.

Paso 13: Si se requieren placas o atiesadores de continuidad, el espesor del ala de la columna deberá ser igual o mayor al espesor, t_{ft} del ala de la T (ver figura 2.4.29). Si el espesor del ala de la columna es menor al valor anteriormente descrito, se deberá seleccionar una columna con un mayor espesor de ala.

Paso 14: Diseñar la conexión de corte entre el alma de la viga y la columna. Esta unión se realizará mediante una placa de corte soldada a la columna y apernada a la viga, los pernos deberán ser diseñados utilizando una factor de resistencia $\phi = 1$. La fuerza de diseño está dada por la siguiente ecuación:

$$\mathbf{V}_{st} = 2\frac{\mathbf{M}_{f}}{\mathbf{L} - \mathbf{d}_{c}} + \mathbf{V}_{g}$$
(2.4.56)

Donde:

 V_{st} = Fuerza de corte, de diseño, [T_f]. V_g = Fuerza de corte generado por las cargas de gravedad mayoradas, [T_f].

Paso15: Detallar la conexión, de acuerdo a lo mostrado en la figura 2.4.28.



Figura 2.4.29: Geometría de las alas de los conectores T.



Figura 2.4.30: Geometría de los conectores T, utilizada en los cálculos de los modos de falla.



Fuente: FEMA-350, 2000

2.4.16 Conexiones de Propiedad Privada

2.4.16.1 Conexión Placas Laterales de Refuerzo (SP)

La conexión registrada SP es patentada para ser utilizada en estructuras de acero, de acuerdo a las exigencias de los nuevos códigos de diseño sísmico. La separación física entre el ala de la columna y el extremo de la viga, permite eliminar las máximas concentraciones de tensiones triaxiales.

La utilización de conexiones SP en las estructuras genera un evidente aumento en la rigidez global de los edificios y provee un excelente comportamiento de la zona panel, aumentando su capacidad inelástica. Cuando es necesario, se permite emplear placas de refuerzo en el ala superior e inferior de la viga.

Este tipo de conexión es ejecutada mediante soldadura tipo filete realizada en maestranzas que cumplan con los requisitos de calidad y seguridad. Su utilización es en marcos sismorresistentes estructurados mediante las denominadas columnas tipo árbol, donde la mayoría de las uniones es realizada en taller y sólo una parte mínima en el montaje de estas.

Las placas laterales de refuerzo son diseñadas con la resistencia y rigidez adecuada para lograr una importante disipación de energía y por ende un comportamiento dúctil estable.



Figura 2.4.31: Conexión Placas Laterales de Refuerzo (SP).

Fuente: FEMA-350, 2000.

2.4.16.2 Conexión Corchetes de Refuerzo Apernados (BB)

Este tipo de conexión transfiere el corte y momento de la viga a la columna a través de un par de resistentes corchetes apernados, ubicados en el ala superior e inferior de la viga. El concepto de conectar rígidamente las vigas con las columnas es una materia ya conocida por los ingenieros. Sin embargo no existían datos analíticos y experimentales que permitieran una precalificación de este tipo de conexiones.

Un proyecto específico y patentado fue llevado a cabo con el propósito de realizar un proceso de precalificación para la conexión BB. La información de calificación y diseño puede ser obtenida comprando la licencia.



Figura 2.4.32: Conexión Corchetes de Refuerzo Apernados (BB).

Fuente: FEMA-350, 2000.

2.4.16.3 Conexión Alma Debilitada (RW)

El diseño de esta conexión se basa en el principio de proteger la unión viga-columna de las máximas tensiones, debilitando el alma de la viga mediante perforaciones específicas. Estas perforaciones inducen la fluencia y plastificación del alma de la viga a lo largo de su longitud libre, permitiendo que la región de la conexión viga-columna permanezca en el rango elástico.

Figura 2.4.33: Conexión Alma Debilitada (RW).



Fuente: FEMA-350, 2000.

2.4.17 Proyecto Específico de Calificación para Conexiones Sismorresistentes

Para utilización de conexiones que no han sido precalificadas o para conexiones precalificadas que son empleadas fuera de los parámetros limites exigidos para cada conexión en particular. Se deberá realizar un proyecto específico de calificación que incluye un programa de ensayos cíclicos del prototipo de unión rígida, en adición con procedimientos analíticos sustentables que permitan predecir los comportamientos observados durante los ensayos.

2.4.17.1 Ensayos de Calificación

El programa de calificación deberá satisfacer los requisitos y procedimientos establecidos en el Apéndice S de la Seismic provisions (AISC 341, 2005). Este incluirá al menos dos especimenes o probetas para una determinada combinación de secciones de vigas y columnas.

Los resultados de los ensayos deberán ser capaces de proveer el valor medio de la capacidad de deformación angular para los distintos estados de desempeño descritos en la tabla 2.4.12

Nivel de Desempeño	Símbolo	Capacidad de Deformación Angular
Degradación de la Resistencia	θ_{SD}	Es cuantificado como el ángulo θ (ver figura 2.4.34) medido al momento en que se produce la primera falla en la conexión o cuando la resistencia de la conexión es menor que la capacidad nominal plástica.
Resistencia Ultima	$\theta_{\rm U}$	Es cuantificado como el ángulo θ (ver figura 2.4.34) medido al momento en que el daño en la conexión es tan severo que la capacidad de permanecer estable bajo cargas de gravedad es incierta.

Tabla 2.4.12: Limites de deformación angular entre pisos para los distintos niveles de desempeño.

Fuente: FEMA-350, 2000.



Figura 2.4.34: Rotación angular en ensayos cíclicos de conexiones rígidas.

Fuente: FEMA-350, 2000.

La sección de los perfiles de viga y columnas utilizados en el proceso de precalificación deben ser mayores o iguales a los perfiles que se emplearan en la estructura.

La Seismic Provisions (AISC 341, 2005) restringe el uso de perfiles de vigas que posean una altura y peso mayor a los empleados en los ensayos de precalificación, ya que, se ha evidenciado una disminución en la capacidad de rotación inelástica asociada al espesor de las secciones y al desarrollo de altas tensiones inelásticas en los elementos. Por el contrario, el uso de perfiles de menor altura y peso en comparación con los utilizados en las pruebas de precalificación no presentan restricciones en su uso.

Los ensayos cíclicos de calificación de conexiones en marcos especiales o dúctiles de momento son precalificados con el objetivo de controlar la deformación angular entre pisos. El espécimen ensayado deberá ser sometido a la secuencia de carga descrita en la tabla 2.4.13, cumpliendo con el ángulo máximo de rotación estipulado para cada etapa de carga.

Etapa de Carga	Deformación Máxima	Números de Ciclos		
	θ	n		
1	0.00375	6		
2	0.005	6		
3	0.0075	6		
4	0.01	4		
5	0.015	2		
6	0.02	2		
7	0.03	2		
8	0.04	2		

Tabla 2.4.13: Secuencia de carga cíclica.

Fuente: FEMA-350, 2000.

En las etapas siguientes de carga se continua aumentando el ángulo máximo de rotación, θ , en 0.01 radianes, con dos ciclos de carga para cada etapa.

Se estima que la falla ocurrirá cuando la máxima carga en un ciclo decrece en más de un 20% de la máxima obtenida o si la probeta ensayada se ha deteriorado hasta el punto de que la estabilidad frente a cargas de gravedad es incierta.

2.4.17.2 Criterios Aplicados en la Validación de los Ensayos

Para las configuraciones estructurales típicas incluidas en los códigos de diseño sísmico, el valor medio de la capacidad de deformación angular en los dos niveles de desempeño "Degradación de la Resistencia" y "Resistencia Ultima", obtenidos de las pruebas de calificación, no deberán ser menores que los indicados en la tabla 2.4.13. Es por esto, que los datos obtenidos de los ensayos se consideran válidos si cumplen con los valores mínimos especificados.

Tabla 2.4.14: Capacidad mínima de deformación angular entre pisos, θ_{SD} y θ_U para sistemas OMF y SMF.

Sistema Estructural	Deformación Angular de Calificación "Degradación de la Resistencia" θ_{SD} (radianes)	Deformación Angular de Calificación "Resistencia Ultima" θ _U (radianes)
OMF	0.02	0.03
SMF	0.04	0.06

Fuente: FEMA-350, 2000.

Cuando la relación longitud libre – alto de viga en marcos de momento de acero es menor que 8, los valores indicados en la tabla 2.4.13 deberán ser incrementados a θ'_{SD} y θ'_{U} dado por las siguientes ecuaciones:

$$\boldsymbol{\theta}_{SD}' = \frac{8d}{L} \left(1 + \frac{L - L'}{L} \right) \boldsymbol{\theta}_{SD}$$
(2.4.57)

$$\boldsymbol{\theta}_{\mathrm{U}}' = \left(1 + \frac{\mathbf{L} - \mathbf{L}'}{\mathbf{L}}\right) \boldsymbol{\theta}_{\mathrm{U}}$$
(2.4.58)

Donde:

- θ'_{SD} = Deformación angular de calificación para el nivel de desempeño "Degradación de la Resistencia", con relaciones longitud libre-alto viga menores a 8, [rad].
- θ_{SD} = Deformación angular de calificación para el nivel de desempeño "Degradación de la Resistencia", descrito en la tabla 2.4.13, [rad].
- θ'_{U} = Deformación angular de calificación para el nivel de desempeño "Resistencia Ultima", con relaciones longitud libre-alto viga menores a 8, [rad].
- $\theta_{\rm U}$ = Deformación angular de calificación para el nivel de desempeño "Resistencia Ultima", descrito en la tabla 2.4.13, [rad].
- L = Longitud libre de la viga, cuantificado como la distancia entre ejes centrales de columnas (ver figura 2.4.8), [cm].
- L' = Distancia entre rótulas plásticas (ver figura 2.4.8), [cm].
- d = Altura de la sección de viga, [cm].

2.4.17.3 Predicción Analítica del Comportamiento

El proceso de precalificación deberá incluir el desarrollo de procedimientos analíticos que prevean los estados límites de la conexión observados en los ensayos de los especimenes o probetas.

El estudio analítico deberá identificar las demandas de resistencia y deformación sobre los distintos elementos que conforman la conexión en estudio. Además de ser lo suficientemente detallados para permitir el diseño de estas conexiones con alguna variación de los elementos resistentes, dentro de los limites impuestos en el Apéndice S de la Seismic Provisions (AISC 341, 2005).

2.5 TRATAMIENTO DE UNIONES VIGA - COLUMNA EN MARCOS RÍGIDOS DE ACERO - NCH2369. OF2003 (INN, 2003)

Las recomendaciones y disposiciones incorporadas en la norma Chilena "Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales" (INN, 2003) se basan en la práctica y experiencia local, en el ámbito del diseño industrial, y las recomendaciones de AISC.

2.5.1 Disposiciones y Recomendaciones Generales

La norma NCh2369. Of2003 (INN, 2003) en su capítulo 8.5 establece las siguientes disposiciones y recomendaciones para el diseño y tratamiento sísmico de conexiones en marcos sismorresistentes:

- a) Los materiales deben cumplir los siguientes requisitos:
 - Los pernos de conexiones sismorresistentes deben ser únicamente de alta resistencia, de calidad ASTM A325 o ASTM A490, o sus equivalentes.
 - Los electrodos y fundentes de soldaduras al arco deben cumplir con la especificación AWS A 5.1, A 5.5, A 5.17, A 5.18, A 5.20, A 5.23 y A 5.29, o sus equivalentes.
 - Los electrodos deben tener una tenacidad mínima de 27 Joules a -29°C en el ensayo de Charpy según ASTM A 6.
- b) Las conexiones de las diagonales sísmicas se deben diseñar para resistir el 100% de la capacidad en tracción de la sección bruta de éstas.
- c) Las conexiones de momento entre vigas y columnas de marcos rígidos sismorresistentes deben tener, como mínimo, una resistencia igual a la de los elementos conectados.
- d) En uniones viga columna de marcos rígidos, las alas superiores e inferiores de las vigas deben contar con apoyos laterales diseñados para una fuerza igual a 0.02F_vb_ft.
- e) Las soldaduras de tope en uniones sismorresistentes deben ser de penetración completa.
- f) Los pernos de alta resistencia se deben colocar con la pretensión indicada para uniones de deslizamiento crítico (70% de la resistencia en tracción para los pernos A325 y A490). No obstante, la resistencia de diseño de las uniones apernadas se puede calcular como la

correspondiente a uniones tipo aplastamiento. Las superficies de contacto se deben limpiar con rodillo mecánico arenado, no se deben pintar, pero es aceptable el galvanizado.

- g) No se permiten uniones en que la resistencia dependa de una combinación de soldaduras con pernos de alta resistencia o remaches. Se exceptúan las modificaciones a estructuras remachadas existentes.
- h) En uniones de terreno se deben cumplir los requisitos siguientes:
 - En conexiones con pernos de alta resistencia se deben aplicar metodologías de apriete y control que aseguren que los pernos queden con la pretensión requerida.
 - Sólo se permiten soldaduras en las posiciones plana, vertical y horizontal, siempre que el soldador esté protegido del viento y la lluvia.
 - Las soldaduras deben ser de tope de penetración completa o de filete. Las soldaduras de tope se deben controlar con ultrasonido o radiografía.
- i) Los empalmes de columnas deben cumplir las siguientes condiciones:
 - En edificios, la distancia entre el empalme de columnas y el ala superior de la viga debe ser mayor o igual que el menor valor entre 900 [mm] y la mitad de la altura libre de la columna.

A continuación se describen los pasos de verificación y requisitos mínimos de diseño para los elementos resistentes involucrados en las conexiones rígidas viga – columna.

2.5.2 Diseño de la Zona Panel de Uniones de Momento

Los paneles del alma se deben reforzar con planchas adosadas o atiesadores diagonales (ver figuras 2.5.1 y 2.5.2) si la solicitación $\mathbf{R}_{\mathbf{u}}$ excede $\mathbf{\phi}\mathbf{R}_{\mathbf{v}}$, en que $\mathbf{\phi}=0.75$ y $\mathbf{R}_{\mathbf{u}}$ y $\mathbf{R}_{\mathbf{v}}$ se determinan del modo siguiente:

$$\mathbf{R}_{u} = \frac{\mathbf{M}_{u1}}{\mathbf{d}_{m1}} + \frac{\mathbf{M}_{u2}}{\mathbf{d}_{m2}} - \mathbf{V}_{u}$$
(2.5.1)

Donde:

 M_{u1} y M_{u2} = Momentos de las vigas en la unión debidos a las combinaciones indicadas en 4.5 b) (INN, 2003), en que el estado de carga sísmico den estas combinaciones se ha amplificado por 2, pero no mayores que los respectivos momentos plásticos. $\mathbf{d_{m1}} \ge \mathbf{d_{m2}} = 0.95 \mathbf{d_1} \ge 0.95 \mathbf{d_2}$, en que $\mathbf{d_1} \ge \mathbf{d_2}$ son las alturas de las vigas.

Si
$$P_u \leq 0.75 P_y$$

 $R_v = 0.60 F_y d_c t_p \left[1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right]$
(2.5.2a)

Si P_u >.75P_v

$$\mathbf{R}_{v} = \mathbf{0.60} \mathbf{F}_{y} \mathbf{d}_{c} \mathbf{t}_{p} \left[1 + \frac{\mathbf{3b}_{cf} \mathbf{t}_{cf}^{2}}{\mathbf{d}_{b} \mathbf{d}_{c} \mathbf{t}_{p}} \right] \left(\mathbf{1.9} - \mathbf{1.2} \frac{\mathbf{P}_{u}}{\mathbf{P}_{y}} \right)$$
(2.5.2b)

Donde:

b_{cf} = Ancho del ala de la columna, [cm].

 t_{cf} = Espesor del ala de la columna, [cm].

- $\mathbf{d_c}$ = Alto del perfil de la columna, [cm].
- t_p = Espesor total de la zona panel incluyendo planchas adosadas de refuerzo,
 [cm].
- $\mathbf{d_b}$ = Mayor valor entre $\mathbf{d}_1 \ \mathbf{y} \ \mathbf{d}_2$, [cm].
- $\mathbf{F}_{\mathbf{y}}$ = Tensión de fluencia, [T_f / cm²].
- $\mathbf{P}_{\mathbf{u}}$ = Esfuerzo axial de compresión de diseño de la columna, [T_f].
- $\mathbf{P}_{\mathbf{y}}$ = AF_y, esfuerzo axial de fluencia de la columna, [T_f].
- **A** = Área de la sección de la columna, $[cm^2]$.



Figura 2.5.1: Planchas adosadas de refuerzo.

a) Planchas unidas con soldadura de tope



 b) Planchas doble de refuerzo, unidas con soldadura de tope o filete

Fuente: INN, 2003.

Las planchas adosadas se deben unir al ala de las columna con soldaduras de filete o de tope de penetración completa, calculadas para resistir las fuerzas de diseño de cizalle. Cuando se ubican juntas al alma de la columna, se deben soldar a ella en los bordes superior e inferior. Si están separadas, se deben colocar simétricamente y soldadas a los atiesadores de continuidad.

En las zonas panel siempre se deben colocar atiesadores de continuidad (ver figura 2.5.2) dimensionados para resistir las fuerzas transmitidas por las alas de la viga a la columna.



Figura 2.5.2: Atiesadores de continuidad y fuerzas en la zona panel.

Fuente: INN, 2003.

El espesor del alma de la columna o cada plancha adosada debe satisfacer la siguiente relación:

$$\mathbf{t} \ge \frac{\left(\mathbf{d}_2 + \mathbf{w}_2\right)}{90} \tag{2.5.3}$$

Donde:

t = Espesor del alma o de cada plancha, [cm].
d₂ = Alto de la zona panal entre los atiesadores de continuidad, [cm].
w₂ = Ancho de la zona panel entre las alas de la columna, [cm].

Las uniones soldadas en terreno entre las alas de la viga y la columna deben ser de tope de penetración completa, hechas en posición horizontal sobre planchas de respaldo, con inspección no destructiva radiográfica o ultrasónica. Estas planchas deben ser removidas una vez realizada la soldadura para luego proceder a limpiar el metal y reforzar la raíz de la soldadura con filetes.

2.5.3 Flexión Local del Ala de la Columna Debida a Una Fuerza de Tracción Perpendicular a Ella

Los atiesadores de continuidad se deben diseñar para una fuerza \mathbf{R}_{u} - $\mathbf{\phi}\mathbf{R}_{n}$.

$$R_n = 6.25 t_f^2 F_{vf}$$
 (2.5.4)

Donde:

- $\mathbf{R}_{\mathbf{u}}$ = Fuerza de tracción perpendicular al ala de la columna, correspondiente al momento $\mathbf{M}_{\mathbf{u}}$ (ver ecuación 2.5.1).
- $\phi = 0.90$ $\mathbf{F_{yf}} = \text{Tensión de fluencia del ala, [T_f / cm^2].}$
 - t_f = Espesor del ala cargada de la columna, [cm].

No es necesario realizar esta verificación si el ancho del ala de la viga es menor que 0.15b, siendo b el ancho total de ala de la columna. Si la fuerza R_u concentrada está aplicada a una distancia menor que $10t_f$ del extremo de la columna, la resistencia R_n se debe reducir a la mitad.

2.5.4 Fluencia Local del Alma por Fuerzas de Compresión Perpendicular al Ala

Se deben colocar atiesadores dimensionados para una fuerza \mathbf{R}_{u} - $\mathbf{\phi}\mathbf{R}_{n}$.

Si la fuerza R_u es aplicada a una distancia del extremo de la columna mayor que su altura "d".

$$\mathbf{R}_{n} = (5\mathbf{k} + \mathbf{N})\mathbf{F}_{vw}\mathbf{t}_{w} \tag{2.5.5a}$$

$$\mathbf{R}_{n} = (\mathbf{5k} + \mathbf{N}) \mathbf{F}_{vw} \mathbf{t}_{w}$$
(2.5.5b)

Si la fuerza R_u es aplicada a una distancia del extremo de la columna menor o igual que su altura "d".

Donde:

 $\mathbf{R}_{\mathbf{u}}$ = Fuerza de compresión perpendicular al ala de la columna (ver figura 2.5.3), correspondiente al momento $\mathbf{M}_{\mathbf{u}}$ (ver ecuación 2.5.1).

 $\mathbf{F}_{\mathbf{yw}}$ = Tensión mínima de fluencia especificada del alma, $[T_f / cm^2]$.

- N = Espesor del ala de la viga que comprime el alma de la columna, o de las placas de conexión de las alas de las vigas, [mm]. Si N<k se toma N=k, [cm].
- **k** = Distancia de la cara externa del ala hasta el pie del filete de soldadura, [cm].
- $\mathbf{t}_{\mathbf{w}}$ = Espesor del alma de la columna, [cm].

Los atiesadores de continuidad se deben soldar al ala cargada para transmitir la proporción de la carga que corresponde al atiesador y su soldadura al alma se debe dimensionar para transmitir la proporción de la carga tomada por los atiesadores.

Figura 2.5.3: Fuerza de compresión en el alma de la columna.



Fuente: INN, 2003.

2.5.5 Aplastamiento del Alma por la Fuerza de Compresión Perpendicular al Ala

Se deben colocar atiesadores de continuidad y eventualmente planchas adosadas de refuerzo, dimensionados para una fuerza \mathbf{R}_u - $\mathbf{\phi}\mathbf{R}_n$.

Donde:

 $\mathbf{R}_{\mathbf{u}}$ = Fuerza de compresión perpendicular al ala de la columna, correspondiente al momento $\mathbf{M}_{\mathbf{u}}$ (ver ecuación 2.5.1), [T_f].

$$\mathbf{\phi} = 0.75.$$

Si la compresión concentrada se aplica a una distancia mayor o igual a d/2 desde el extremo de la columna, \mathbf{R}_{n} :

$$\mathbf{R}_{n} = \mathbf{0.8t}_{w}^{2} \left[1 + 3 \left(\frac{\mathbf{N}}{\mathbf{d}} \right) \left(\frac{\mathbf{t}_{w}}{\mathbf{t}_{f}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\mathbf{EF}_{yw} \left(\frac{\mathbf{t}_{f}}{\mathbf{t}_{w}} \right)}$$
(2.5.6a)

Si la compresión concentrada se aplica a distancia menor que d/2, desde el extremo de la columna, \mathbf{R}_n :

Para N/d ≤ 0.2

$$\mathbf{R}_{n} = \mathbf{0.4t}_{w}^{2} \left[\mathbf{1} + 3 \left(\frac{\mathbf{N}}{\mathbf{d}} \right) \left(\frac{\mathbf{t}_{w}}{\mathbf{t}_{f}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\mathbf{EF}_{yw} \left(\frac{\mathbf{t}_{f}}{\mathbf{t}_{w}} \right)}$$
(2.5.6b)

Para N/d > 0.2

$$\mathbf{R}_{n} = 0.4 t_{w}^{2} \left[1 + \left(\frac{4N}{d} - 0.2 \right) \left(\frac{t_{w}}{t_{f}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\mathbf{E} \mathbf{F}_{yw} \left(\frac{t_{f}}{t_{w}} \right)}$$
(2.5.6c)

Donde:

N	= Espesor del ala	de la viga o de la	placa de cone	xión del ala	de la viga, [cm]	•
---	-------------------	--------------------	---------------	--------------	------------------	---

 t_f = Espesor del ala de la columna, [cm].

t_w = Espesor del alma de la columna, o suma de los espesores del alma y las planchas adosadas de refuerzo, [cm].

Los atiesadores de continuidad deben estar soldados al ala cargada y su soldadura al alma de la columna debe ser calculada para transmitir la proporción de la carga tomada por los atiesadores.

2.5.6 Pandeo de Compresión del Alma

Se deben colocar atiesadores de continuidad y planchas adosadas de refuerzo a lo largo de toda la altura del alma, para resistir un par de fuerzas concentradas contrarias, aplicadas a las alas en la misma sección (ver figura 2.5.4), \mathbf{R}_{u} - $\mathbf{\phi}\mathbf{R}_{n}$.

$$\mathbf{R}_{\mathbf{n}} = \frac{2.4 \mathbf{t}_{\mathbf{w}}^3 \sqrt{\mathbf{EF}_{\mathbf{yw}}}}{\mathbf{h}} \tag{2.5.7}$$

Donde:

$$\mathbf{R}_{\mathbf{u}}$$
 = Fuerza de compresión en el ala de la columna, [T_f]
 $\mathbf{\phi}$ = 0.9
- \mathbf{E} = Módulo de elasticidad del acero, [T_f/cm²]
- $\mathbf{F}_{\mathbf{yw}}$ = Tensión mínima de fluencia especificada del alma de la columna, [T_f/cm²]
- **h** = Alto de piso, [cm].

Figura 2.5.4: Esquema de par de fuerzas concentradas en la columna.



Fuente: INN, 2003.

2.6 SISTEMAS SISMORRESISTENTES AVANZADOS

Los sistemas sismorresistentes avanzados tienen por objetivo el control de los desplazamientos de la estructura haciendo uso de alguno (o varios) de los siguientes recursos:

- a) La modificación de las propiedades dinámicas del edificio de forma que este reduzca su energía de entrada.
- b) La disipación de energía introducida al sistema a partir de dispositivos mecánicos.
- c) El control con dispositivos que ejerzan fuerzas que contrarresten la acción sísmica.

Una primera clasificación permite hablar de sistemas de control pasivo, sistemas de control activo, sistemas de control semiactivos y sistema de control híbrido. Los sistemas de control pasivo se basan en elementos que responden de forma inercial a la acción sísmica y, a diferencia del resto de los sistemas, no precisan de aporte energético para su funcionamiento. Los sistemas activos, semiactivos e híbridos están formados por actuadores de fuerza y/o elementos pasivos, controladores a tiempo real y dispositivos censores instalados en la estructura. Los sistemas activos contrarrestan los efectos del sismo mediante actuadores situados en el seno estructural. Los sistemas híbridos son muy similares a los sistemas activos, sin embargo, en ellos intervienen elementos pasivos para reducir el consumo de energía en el sistema ante un evento sísmico. Los sistemas semiactivos emplean dispositivos de control pasivo, cuyas características de resistencia permiten ser modificadas y controladas a tiempo real mediante actuadores (Martínez, 2004).

Los sistemas de control pasivo pueden clasificarse en:

1. Sistemas de Aislamiento Basal: Este sistema se fundamenta en el desacoplamiento de la estructura del movimiento del suelo con el objetivo de protegerla de los efectos del sismo. Para lograr lo anterior, se utilizan dispositivos flexibles al movimiento horizontal y rígidos al desplazamiento vertical. La presencia de estos dispositivos, localizados entre la base y la superestructura, alarga el periodo fundamental del conjunto y limita su "input" energético.



Figura 2.6.1: Aislador de base.

Fuente: Martínez, 2004.

- 2. Sistemas Inerciales Acoplados: Este sistema consta de un oscilador de un grado de libertad, un mecanismo de muelle y un mecanismo de amortiguamiento. Los sistemas inerciales acoplados introducen masas adicionales, normalmente situadas en la parte alta de los edificios, cuya excitación absorbe parte de la energía cinética introducida por el terremoto.
- 3. Sistemas Disipativos de Energía: La clasificación de los dispositivos disipadores de energía se basa en la naturaleza del mecanismo disipativo que generan, básicamente son de dos tipos:
 - a) Disipadores Histeréticos: La disipación de la energía se produce por la plastificación de los metales a partir de esfuerzos estructurales o bien a partir del proceso de extrusión. Cualquier esfuerzo, sea de torsión, flexión, cortante o axial puede conducir a procesos de plastificación en metales. El sistema estructural de los arriostramientos excéntricos es el precursor de los disipadores a cortante (Martínez, 2004).

Dentro de los disipadores más conocidos y estudiados, de plastificación por flexión, es el conocido con el nombre de ADAS (Added Dumping and Stiffness). Esta es una tecnología desarrollada en los Estados Unidos en la década de los años 80 y está basado en el trabajo de Skineer y Kelly. Es un dispositivo formado por un conjunto de chapas en paralelo, de espesor constante y sección variable en X (ver figura 2.6.2). El número de chapas en paralelo resulta variable, permitiendo ajustar el disipador a las necesidades de la estructura a la cual se incorpora. Cada placa del dispositivo se encuentra impedida de giro en ambos extremos, de forma que un desplazamiento relativo entre éstos en dirección perpendicular al plano de la placa produce una distribución de momentos flectores lineales, simétrica y con doble curvatura. La plastificación se produce de forma uniforme y estable, optimizando el proceso de disipación de energía (Martínez, 2004).



Figura 2.6.2: Sistema ADAS.

Fuente: Martínez, 2004.

b) Disipadores Viscoelásticos: Estos disipadores han sido empleados con éxito durante los últimos treinta años, para reducir la respuesta de edificios ante la acción del viento (Martínez, 2004). De forma más reciente se ha estudiado su utilización con fines sismorresistentes. Los disipadores viscoelásticos sólidos están formados por chapas metálicas unidas por capas finas de material viscoelásticos que presentan ciclos histeréticos elípticos (ver figura 2.6.3). Su acción disipativa se basa en el aumento del amortiguamiento estructural. Presentan algunas ventajas con relación a los disipadores histeréticos: i) no precisa de una fuerza umbral para disipar energía; y ii) no cambian de forma significativa los periodos de vibración, con lo cual resulta posible linealizar el comportamiento estructural y realizar una modelación más sencilla. Como inconvenientes están: i) La poca variación del periodo fundamental no evita el comportamiento resonante; ii) los materiales viscoelásticos, en general, son sensibles a los cambios de temperatura, frecuencia y deformación, y resulta necesario minimizar la influencia de estas variables en sus rangos de servicio en estructuras sismorresistentes para que su comportamiento sea predecible; iii) para conseguir un aumento del amortiguamiento estructural a valores que reduzcan significativamente la respuesta estructural ante un sismo severo es necesaria una gran cantidad de dispositivos.





Fuente: Martínez, 2004.

En los siguientes puntos de este capitulo nos enfocaremos en algunos de los sistemas disipativos de energía, específicamente disipadores histeréticos, de mayor utilización y comprobada efectividad incluidos en el código de diseño sísmico de acero de Estados Unidos *"Seismic Provisions for Structural Steel Buildings"* (AISC 341, 2005), con énfasis en los marcos de arriostramiento excéntrico y marcos especiales de momento que corresponden a la configuraciones estructurales estudiadas en esta memoria.

2.6.1 Special Truss Moment Frame (STMF) – Marcos de Momento Reticulados

Los típicos pórticos de momento conformados por reticulados son diseñados frecuentemente con una pequeña o casi nula ductilidad de sus elementos. Investigaciones (AISC 341, 2005) han evidenciado que este tipo estructuras poseen una respuesta histerética muy pobre, con grandes reducciones en la resistencia y rigidez debido al pandeo y fractura de los miembros que componen el alma antes de incursionar en el rango inelástico. Este débil comportamiento histerético tiene como consecuencia deformaciones excesivas en edificios sometidos a sismos con aceleraciones máximas entre: 0.4g y 0.5g. La siguiente figura ilustra el desempeño de este tipo de estructuras (sin detalles sismorresistentes) frente a cargas cíclicas.



Figura 2.6.4: Degradación de resistencia y rigidez en vigas reticuladas no dúctiles.

Fuente: AISC 341, 2005.

Estudios dirigidos al desarrollo de vigas reticuladas dúctiles, en marcos de momento, condujeron a crear un segmento especial dentro del reticulado que absorbiera gran parte de la energía disipada en acontecimientos sísmicos (AISC 341, 2005). Los cordones superior e inferior, y elementos que dan origen al alma de este segmento especial son diseñados para lograr grandes deformaciones inelásticas, mientras que, el resto de la estructura permanece en el rango elástico (Ver Figura 2.6.5).

El diseño dúctil de este tipo de estructuras (STMF) ha sido validado por extensos estudios y pruebas a escala real de todos los elementos y conexiones que intervienen en el sistema disipativo (AISC 341, 2005).

Como se muestra en la Figura 2.6.6, los STMF son estructuras dúctiles con un comportamiento histerético estable durante una gran cantidad de ciclos.



Figura 2.6.5: Mecanismo de fluencia de STMF.





Fuente: AISC 341, 2005.

Debido a que los STMF son relativamente nuevos y únicos la distancia entre columnas, altura de vigas, tipo de reticulado y secciones se encuentran limitadas al rango usado en el programa de pruebas, en consecuencia, es posible utilizar este tipo de sistema estructural siempre que se cumpla con los siguientes requisitos de diseño:

- La longitud entre columnas no debe ser mayor a 20 metros y la altura de la viga menor a 1.8 metros.
- La ubicación del segmento especial debe ser cercana a la mitad de la longitud de la viga, el corte debido a las cargas de gravedad son generalmente menores en esta región.

- La longitud del segmento especial deberá ser entre 0.1 y 0.5 veces la longitud de la viga reticulada.
- La relación largo-alto de cualquier panel dentro del segmento especial no debe ser mayor a 1.5 ni menor que 0.67.
- Los paneles dentro del segmento especial deben ser todos del tipo Vierendeel o arriostramiento X, no se permite el uso de otro tipo de configuración.
- Cuando se utilice arriostramientos tipo X las diagonales se deben conectar entre si en el punto de intersección, dicha conexión debe ser diseñada para una fuerza de 0.25 veces la resistencia nominal de tracción de la diagonal.
- No se permiten conexiones apernadas en los miembros que conforman el alma del segmento especial.
- Las diagonales que conforman el alma de la viga deben ser barras lisas de igual sección.
- Los empalmes de los cordones superior e inferior se deben realizar fuera del segmento especial.
- La fuerza axial de diseño para diagonales que conforman el alma del segmento especial, debido a las cargas vivas y muertas, no deberá exceder 0.03F_yA_g (LRFD) o (0.03/1.5)F_yA_g (ASD).

El principio básico de los STMF es disipar la energía, inducida por los sismos, a través de la fluencia por flexión de los cordones superior e inferior y fluencia axial y pandeo de los elementos que componen el alma. Este comportamiento se obtiene dotando al segmento especial de una resistencia mínima al corte (V_{ne}) a través de la fluencia por flexión de los cordones y fluencia axial de los elementos diagonales.

2.6.1.1 Resistencia de los Elementos Estructurales del Segmento Especial (Dúctil)

La resistencia disponible al corte del segmento especial se deberá calcular como la suma de la resistencia de corte aportada por la flexión de los cordones y la tracción de las diagonales más 0.3 veces la resistencia de las diagonales en compresión.

Los cordones superior e inferior dentro del segmento dúctil serán hechos de secciones idénticas y deberán absorber al menos el 25% de la fuerza solicitante de corte. La fuerza axial solicitante sobre

los cordones se deberá determinar de acuerdo al estado límite de fluencia, la cual no deberá exceder $0.45\Phi P_n$ (LRFD) o P_n/Ω (ASD).

Donde:

 $\begin{array}{ll} \mathbf{P_n} & = \mathrm{F_yA_g}, [\mathrm{T_f}] \\ \mathbf{F_y} & = \mathrm{Tensi\acute{o}n} \ \mathrm{de} \ \mathrm{fluencia} \ \mathrm{del} \ \mathrm{acero} \ \mathrm{de} \ \mathrm{los} \ \mathrm{cordones}, [\mathrm{T_f}/\mathrm{cm}^2]. \\ \mathbf{A_g} & = \mathrm{\acute{A}rea} \ \mathrm{bruta} \ \mathrm{transversal} \ \mathrm{de} \ \mathrm{los} \ \mathrm{cordones}, [\mathrm{cm}^2]. \\ \mathbf{\Phi} & = 0.90 \ (\mathrm{LRFD}). \\ \mathbf{\Omega} & = 1.67 \ (\mathrm{ASD}). \end{array}$

La conexión de los elementos que componen el alma con los cordones deberá tener una resistencia igual o mayor a la fluencia por tracción de las diagonales, es decir, $R_yF_yA_g$ (LRFD) o $R_yF_yA_g/1.5$ (ASD).

Donde:

 $\begin{array}{ll} \mathbf{R_y} & = \mbox{Factor de sobre-resistencia del acero.} \\ \mathbf{F_y} & = \mbox{Tensión de fluencia del acero de las diagonales, [T_f/cm^2].} \\ \mathbf{A_g} & = \mbox{Área bruta transversal de las diagonales, [cm^2].} \end{array}$

2.6.1.2 Resistencia de los Elementos Estructurales Fuera del Segmento Especial

Todos los elementos y conexiones fuera del segmento especial son diseñados para mantener un comportamiento elástico frente a cargas de tipo cíclicas inducidas por los sismos. Las cargas de diseño se basan en el código correspondiente aplicable de cada país, reemplazando la carga sísmica por las cargas laterales que sean necesarias para desarrollar la resistencia de corte esperada en el segmento especial, \mathbf{V}_{ne} (LRFD) o $\mathbf{V}_{ne}/1.5$ (ASD)

$$V_{ne} = \frac{3.75R_{y}M_{nc}}{L_{s}} + 0.075EI\frac{(L-L_{s})}{L_{s}^{3}} + R_{y}(P_{nt} + 0.3P_{nc})Sen\alpha$$
(2.6.1)

Donde:

 \mathbf{M}_{nc} = Momento plástico nominal del cordón del segmento especial, [T_f-cm]

EI = Rigidez de flexión del cordón del segmento especial, $[T_f - cm^2]$

L = Longitud de la viga reticulada, [cm].

 L_s = Longitud del segmento especial, [cm].

 \mathbf{P}_{nt} = Resistencia nominal de tracción de una diagonal del segmento especial, $[T_f]$

- $\mathbf{P_{nc}}$ = Resistencia nominal a la compresión de una diagonal del segmento especial, [T_f]
- α = Ángulo de las diagonales con la horizontal, [Grados].

Esta ecuación se basa en análisis aproximados y resultados de ensayos de ensamblajes de marcos reticulados que fueron sometidas a desplazamientos de pisos mayores a un 3% (AISC 341, 2005). Pruebas de elementos cargados axialmente han demostrado que $0.3\mathbf{P}_{nc}$ representa en promedio la resistencia nominal Post-Pandeo bajo cargas cíclicas.

2.6.1.3 Limites Ancho – Espesor

La demanda de ductilidad sobre las diagonales dentro del segmento especial puede ser bastante alta. Se sugiere el uso de barras lisas debido a su gran potencial inelástico, la cuales deben poseer una esbeltez limite λ_{ps} (b/t) de 2.5.

Pruebas realizadas con ángulos simples (AISC 341, 2005), con relaciones ancho – espesor menores a $0.18\sqrt{E/F_y}$ han demostrado que estos poseen una ductilidad adecuada para ser usados como elementos de alma dentro del segmento especial con configuraciones tipo X. Los cordones del segmento especial deben ser secciones compactas para facilitar la formación de las rótulas plásticas.

2.6.1.4 Arriostramiento Lateral

Se requiere que los cordones superior e inferior sean arriostrados lateralmente para proveer de estabilidad al segmento especial durante los ciclos de fluencia. Estos deben ser arriostrados en los extremos del segmento especial e intervalos los cuales no deben exceder la distancia L_p . La resistencia de diseño para cada arriostramiento lateral en los extremos del segmento especial deber ser:

$$\mathbf{P}_{\mathbf{u}} = \mathbf{0.06R}_{\mathbf{v}} \mathbf{P}_{\mathbf{nc}} (\mathbf{LRFD}) \tag{2.6.2a}$$

$$\mathbf{P}_{\mathbf{u}} = \left(\frac{\mathbf{0.06}}{\mathbf{1.5}}\right) \mathbf{R}_{\mathbf{y}} \mathbf{P}_{\mathbf{nc}} (\mathbf{ASD})$$
(2.6.2b)

Donde P_{nc} es la resistencia nominal de compresión del cordón del segmento especial, [T_f].

2.6.2 Special Concentrically Braced Frames (SCBF) – Marcos Dúctiles con Arriostramientos Concéntricos

Los marcos arriostrados concéntricamente son aquellos en que el eje central de los perfiles se interceptan en un punto, dando forma a un sistema reticulado vertical que resiste las cargas laterales. La figura 2.6.7 muestra algunas de las configuraciones más comunes de este tipo de marcos, dentro de los cuales se encuentra los de tipo diagonal, tipo X, Arriostramiento en V y V invertida.

Figura 2.6.7: Tipos de Marcos con arriostramiento concéntrico.



Fuente: AISC 341, 2005.

Durante sismos severos los arriostramientos en marcos concéntricos están sujetos a grandes deformaciones en los ciclos de tracción y compresión dentro del rango post-pandeo, se podría esperar que los arriostramientos experimenten una deformación axial de 10 a 20 veces su deformación de fluencia.

Daños observados (AISC 341, 2005) en sismos recientes y ensayos de marcos comunes (no dúctiles) con arriostramiento concéntrico han dado a conocer la baja disipación de energía y la limitada ductilidad que estos poseen, conduciendo inevitablemente fracturas de tipo frágil, que se presentan mayoritariamente en las conexiones y en los propios arriostramientos. La pobre compacidad en los arriostramientos tiene como resultado un severo pandeo local que genera una alta concentración de tensiones reduciendo la ductilidad y aumentando el desplazamiento de pisos lo que puede imponer demandas, inelásticas, excesivas sobre las vigas y columnas o sus conexiones.

Se ha demostrado que perfeccionando parámetros de diseño, tales como: limitar la relación anchoespesor y un diseño y detalle especial de las conexiones mejoran significativamente el comportamiento post-pandeo de este tipo de marcos estructurales.

Uno de los aspectos más importantes e influyentes en el comportamiento de las conexiones en marcos de arriostramiento concéntricos es el diseño de gussets. Estudios experimentales con arriostramientos de doble ángulo (Astaneh, 1998) han concluido que el comportamiento del gusset depende principalmente de la dirección de pandeo del arriostramiento. La figura 2.6.8, muestra los tipos de pandeo existentes en arriostramientos concéntricos.



Figura 2.6.8: Tipos de pandeo en arriostramientos concéntricos.



Cuando el pandeo del arriostramiento es en el plano del gusset se forman tres rótulas plásticas en el elemento:

• Una en la mitad y dos en los extremos del elemento justo fuera del gusset. En este caso el gusset permanece prácticamente elástico. Ver figura 2.6.9.



Figura 2.6.9: Pandeo en el plano.

Fuente: ICHA, 2006.

Cuando el pandeo del arriostramiento es fuera del plano del gusset, al igual que el caso anterior, se forman tres rótulas plásticas en el elemento:

 Una en la mitad y dos en los extremos, dentro del gusset. En este caso el gusset debe ser diseñado de manera de resistir las demandas de rotación inelástica propias de la rótula plástica. Ver figura 2.6.10.



Figura 2.6.10: Pandeo fuera del plano.

Fuente: ICHA, 2006.

La rótula plástica formada en el gusset debe ser capaz de rotar libremente, de otra manera el gusset puede sufrir rotura después de unos pocos ciclos de carga. Se requiere que la longitud libre entre el extremo final del arriostramiento y la línea reentrante del gusset sea la suficiente para permitir la rotación plástica y evitar que se produzca el pandeo del gusset antes del pandeo del arriostramiento. Se recomienda (Astaneh, 1998) una distancia de al menos dos veces el espesor del gusset (2t). En términos prácticos se debe especificar una separación 2t < L < 4t.

Las siguientes figuras muestran la importancia de este requisito en el diseño y desempeño de los gussets frente a cargas cíclicas.



Figura 2.6.11: Requisito de diseño para gussets, en arriostramientos con pandeo fuera del plano.

Fuente: AISC 341, 2005.

Figura 2.6.12: Gusset pobremente detallado en arriostramiento con pandeo fuera del plano.



Fuente: ICHA, 2006.



Figura 2.6.13: Comportamiento dúctil en gussets con detallamiento sísmico.

Fuente: ICHA, 2006.

Para evaluar la distribución de esfuerzos del gussets, sometido a cargas cíclicas, se ha determinado la validez del concepto de sección efectiva de Whitmore (ICHA, 2006).

Si el borde libre del gusset sometido a compresión es demasiado largo puede sufrir pandeo local, para evitar este problema se limita la longitud libre del gusset a:

$$\mathbf{L}_{lg} \le \mathbf{0.75} \sqrt{(\mathbf{E} / \mathbf{F}_{y})} \cdot \mathbf{t}$$
(2.6.3)

Donde:

Los tipos de fallas que se pueden generar en los Gussets son las siguientes:

• Fluencia del Gusset: La fluencia puede ocurrir por tracción o compresión directa en conjunto con flexión y corte. Se considera el modo de falla mas deseable, para tal caso se evalúa la sección efectiva de Whitmore.

$$\boldsymbol{\phi} \mathbf{P}_{\mathbf{n}} = \mathbf{0.90} \mathbf{A}_{\mathbf{gw}} \mathbf{F}_{\mathbf{v}} \tag{2.6.4}$$

Donde:

$$F_{y} = \text{Tensión de fluencia del acero del Gusset, } [T_{f}/\text{cm}^{2}]$$

$$A_{gw} = \text{Área de Whitmore, } [\text{cm}^{2}].$$

 Pandeo del Gusset: El gusset puede pandearse más allá del extremo del perfil. Para este caso se evalúa el pandeo en la sección de Whitmore, se recomienda usar K=1.2 considerando la posibilidad de movimiento del perfil fuera del plano.

$$\boldsymbol{\phi} \mathbf{P}_{\mathbf{n}} = \mathbf{0.85A}_{\mathbf{gw}} \mathbf{F}_{\mathbf{cr}} \tag{2.6.5}$$

Donde:

 \mathbf{F}_{cr} = Tensión crítica de pandeo del Gusset, $[T_f/cm^2]$.

Con el fin de mejorar el comportamiento de los marcos de arriostramiento concéntrico, se han desarrollado diferentes configuraciones que conducen a una mayor disipación de la energía inducida en acontecimientos sísmicos. Arriostramientos tipo X de dos pisos y arriostramiento en V con columna cremallera (Zipper Column) pueden ser diseñadas para un comportamiento post-elástico. Estas configuraciones pueden absorber el incremento de la carga axial post-pandeo sobre las vigas y columnas, ver figura 2.6.14(a) y (b).



Figura 2.6.14: (a) Arriostramiento X de dos pisos; (b) Arriostramiento en V con zipper column.

Fuente: AISC 341, 2005.

2.6.2.1 Esbeltez del Arriostramiento

Los arriostramientos deberán tener una esbeltez de:

$$\frac{\mathrm{Kl}}{\mathrm{r}} \le 4 \sqrt{\frac{\mathrm{E}}{\mathrm{F}_{\mathrm{y}}}} \tag{2.6.6}$$

Arriostramientos con esbelteces entre $4\sqrt{E/Fy} < Kl/r \le 200$ son permitidos en marcos en los cuales la resistencia disponible en la columna, es al menos, igual a la máxima carga transmitida a la columna a través del arriostramiento, es decir su empleo es aceptado cuando las columnas son diseñadas en estricta concordancia con la sobreresistencia del arriostramiento.

2.6.2.2 Fuerza de Diseño para los Arriostramientos

Donde el área neta efectiva del arriostramiento sea menor que el área bruta (en arriostramientos donde existe una reducción de la sección), la resistencia requerida a la tracción, basada en el estado límite de fractura del área neta, deberá ser mayor que la menor de las siguientes:

- a) La resistencia de fluencia esperada en tracción, del arriostramiento, calculada como R_yF_yA_g (LRFD) o R_yF_yA_g/1.5 (ASD).
- b) La carga máxima, indicada por el análisis, que puede ser transferida al arriostramiento por el sistema estructural.

2.6.2.3 Distribución de Fuerzas Laterales

La Norma Chilena Nch2369 of.2003 (INN, 2003) menciona que en una línea resistente cualquiera debe haber diagonales que trabajan en tracción y diagonales que trabajan en compresión. La resistencia proporcionada por las diagonales traccionadas, para cada sentido de la acción sísmica debe ser como mínimo de un 30% del esfuerzo de corte de la línea resistente del nivel correspondiente. Nuestra normativa posee cierta similitud con la Seismic Provisions en este punto ya que esta, establece que a lo largo de cualquier línea de arriostramiento, las diagonales deben estar dispuestas en direcciones alternadas de manera que, cada dirección de fuerza paralela al arriostramiento, al menos un 30% pero no más del 70% de la fuerza horizontal es resistida por diagonales en tracción, a menos que la resistencia nominal P_n de cada diagonal comprimida sea mayor que la fuerza requerida P_u resultante de la aplicación de las combinaciones de carga estipuladas por la norma de diseño aplicable incluyendo la carga sísmica amplificada. Para propósitos de esta disposición, una línea de arriostramiento se define como una única línea o líneas paralelas cuya separación en planta es un 10% o menos, de la dimensión del edificio perpendicular a la línea de arriostramiento.

2.6.2.4 Limites Ancho – Espesor

Tradicionalmente los marcos arriostrados han presentado una pequeña o casi nula ductilidad en la etapa post-pandeo. Esto induce a la formación de rótulas plásticas en el punto medio de los arriostramientos, sometidas a un severo pandeo local, que puede causar una gran concentración de tensiones y por consiguiente la fractura de tipo frágil. Relaciones ancho-espesor de elementos sometidos a compresión en arriostramientos han sido desarrolladas (AISC 341, 2005) para secciones compactas con el objetivo de minimizar los efectos perjudiciales del pandeo local y por ende las fracturas durante los ciclos de carga y descarga producidos por los sismos.

Los arriostramientos de SCBF, deben cumplir con los limites de secciones sismicamente compacta, establecidos en la sección 8.2.b de la Seismic Provisions (ver anexo B).

2.6.2.5 Esfuerzo Solicitante de Tracción en las Conexiones

La resistencia requerida de tracción en las conexiones de los arriostramientos (incluyendo la conexión viga-columna sí forma parte del sistema de arriostramiento) debe ser el menor de los siguientes:

- a) La resistencia de fluencia esperada en tracción del arriostramiento, calculada como R_yF_yA_g
 (LRFD) o R_yF_yA_g/1.5 (ASD), donde A_g es el área bruta del arriostramiento.
- b) La carga máxima, indicada por el análisis, que puede ser transferida al arriostramiento por el sistema estructural.

Dependiendo de la situación existen tres caminos mediante los cuales se puede determinar la máxima fuerza transmitida a la conexión:

- Un análisis pushover para determinar la fuerza actuante sobre la conexión cuando la capacidad máxima del perfil es alcanzada.
- Determinar cuanta fuerza puede ser resistida antes de causar un levantamiento de la fundación, esta especificación no es aplicable a fundaciones altas.
- Realizar un análisis inelástico Tiempo-Historia para calcular las demandas sobre la conexión.

2.6.2.6 Esfuerzo Solicitante de Flexión en las Conexiones

Se espera que los arriostramientos en SCBF, bajo cargas cíclicas de pandeo en sismos considerables, formen rótulas plásticas en el centro y en los extremos. Para prevenir fracturas como resultado de las rotaciones de los arriostramientos, las conexiones deben ser lo suficientemente fuerte para confinar las rotaciones inelásticas al arriostramiento o lo suficientemente dúctil para acomodar las rotaciones en los extremos finales.

La resistencia requerida de flexión para la conexión, en la dirección en que la diagonal pandeará, es. $1.1R_yM_p$ (LRFD) o $(1.1/1.5)R_yM_p$ (ASD), donde M_p es el momento plástico del arriostramiento, [T_f - cm].

2.6.2.7 Esfuerzo Solicitante de Compresión en las Conexiones

Las conexiones de arriostramientos concéntricos sometidas a compresión deben ser diseñadas para una fuerza basada en los estados límites de pandeo igual a: $1.1R_yP_n$ (LRFD) o $(1.1/1.5)R_yP_n$ (ASD), donde P_n es la resistencia nominal de compresión del arriostramiento, [T_f].

2.6.2.8 Arriostramientos Concéntricos Tipo V y V – Invertida

Para el diseño de SCBF con configuraciones tipo V y V-Invertida, se deben cumplir los siguientes requisitos:

Los esfuerzos solicitantes sobre las vigas, interceptadas por los arriostramientos, serán determinados de acuerdo a las combinaciones de carga, establecidas en los códigos respectivos, asumiendo que los arriostramientos no proveen soporte a la viga para el caso de cargas muertas y vivas. En estas combinaciones la solicitación sísmica será reemplazada por Q_b , máxima carga desbalanceada aplicada a la viga por las diagonales Q_b deberá ser calculada asumiendo que:

- a) La fuerza de los arriostramientos en tracción es igual a $\mathbf{R}_{\mathbf{y}}\mathbf{F}_{\mathbf{y}}\mathbf{A}_{\mathbf{g}}$, $[T_{\mathrm{f}}]$.
- b) la fuerza en los arriostramientos sometidos a compresión deberá ser igual a 0.3P_n, [T_f].

El ala superior e inferior de las vigas se deben diseñar para soportar una carga transversal ubicada en el punto de intersección con las diagonales, igual al 2% de la resistencia nominal del ala $0.02F_yb_tt_f$. Como mínimo se debe proveer de un arriostramiento lateral a la viga, en el punto de intersección con las diagonales para aumentar la resistencia y rigidez fuera del plano, asegurando un comportamiento estable.

Los marcos arriostrados en K no son permitidos, ya que en el rango inelástico se puede producir un mecanismo de fluencia indeseable en el punto de intersección de la columna con el arriostramiento, afectando negativamente el desempeño de la estructura.

Figura 2.6.15: Falla en arriostramientos tipo K.



Fuente: Elaboración propia.

2.6.2.9 Empalmes de Columnas.

Los empalmes de columna deberán ser diseñados para desarrollar al menos el 50% de la resistencia nominal a flexión de la menor sección conectada. La fuerza solicitante de corte deberá ser calculada como: $\Sigma M_{pc}/H$ (LRFD) o $\Sigma M_{pc}/1.5H$ (ASD), donde M_{pc} es la suma de los momentos plásticos de las columnas sobre y bajo el empalme. Los empalmes deberán ser ubicados en el tercio central de la altura libre de la columna.



Figura 2.6.16: Empalme de Columnas.

Fuente: www.eng.uwyo.edu.



Figura 2.6.17: Edificio con arriostramiento concéntrico tipo X.

Fuente: www.eng.uwyo.edu

2.6.3 Eccentrically Braced Frame (EBF) – Marcos con Arriostramiento Excéntrico

Los EBF están compuestos por columnas, vigas y arriostramientos. Una de las características en este tipo de estructuras es que al menos un extremo de los arriostramientos está conectado con la viga a una corta distancia de una unión viga – arriostramiento o de un nudo viga columna. Este tramo corto llamado Link o Enlace, constituye la principal fuente de disipación de energía.

Investigaciones (AISC 341, 2005) han evidenciado que los marcos arriostrados excéntricamente (EBF) pueden proveer una rigidez elástica que es comparable a marcos especiales con arriostramiento concéntrico (SCBF) cuando la longitud del link es corta y una excelente ductilidad y disipación de energía, en el rango inelástico, comparable a marcos especiales de momento (SMF) cuado la longitud del link es la adecuada.

Los requisitos de diseño para este tipo de configuración estructural intentan asegurar que el comportamiento cíclico del enlace sea estable, mientras que los arriostramientos, columnas y tramos de vigas fuera del link, se mantengan básicamente elásticos bajo los esfuerzos que puedan generarse por la plastificación total y endurecimiento por deformación del enlace. La figura 2.6.18, muestra ejemplos de marcos arriostrados excéntricamente.





a = Link o Enlaceb = Segmento de Viga Fuera del Linkc = Arriostramiento Diagonald = Columna

Fuente: AISC 341, 2005.

2.6.3.1 Links o Enlaces.

En los marcos especiales excéntricamente arriostrados se espera que la acción inelástica se desarrolle dentro del segmento especial, denominado *link*. Este segmento especial debe satisfacer los limites ancho-espesor, establecidos en la Seismic Provisions para elementos sismicamente compactos (ver anexo B).

El reforzamiento del link, en el alma, mediante doble placa no está permitido. Este refuerzo no participaría completamente en la deformación inelástica, generando incertidumbre respecto a su real comportamiento. Además no se permiten perforaciones en el alma de la viga dentro del link, porque estas pueden afectar negativamente su comportamiento inelástico.

La resistencia nominal de corte del link V_n , es el menor valor entre, el corte plástico de la sección del link y dos veces el momento plástico dividido por la longitud del link.

$$\mathbf{V}_{n} = \begin{cases} \mathbf{V}_{p} \rightarrow \mathbf{e} \leq \frac{2\mathbf{M}_{p}}{\mathbf{V}_{p}} \\ \frac{2\mathbf{M}_{p}}{\mathbf{e}} \rightarrow \mathbf{e} > \frac{2\mathbf{M}_{p}}{\mathbf{V}_{p}} \end{cases}$$
(2.6.7)

Donde:

$$\mathbf{M}_{\mathbf{p}} = F_{y}Z, [T_{f} - cm].$$

$$\mathbf{V}_{\mathbf{p}} = 0.6F_{y}A_{w}, [T_{f}].$$

$$\mathbf{e} = \text{Longitud del Link, [cm].}$$

$$\mathbf{A}_{w} = (d-2t_{f})t_{w}, [cm^{2}].$$

El efecto de la carga axial, en el cálculo de la resistencia disponible al corte del link, no necesita ser considerado si:

$$\mathbf{P}_{\mathbf{u}} \le \mathbf{0.15P}_{\mathbf{v}}(\mathbf{LRFD}) \tag{2.6.8a}$$

$$P_u \le 0.15P_v / 1.5(ASD)$$
 (2.6.8b)

Donde:

 $\mathbf{P}_{\mathbf{u}}$ = Fuerza axial solicitante en el link usando combinaciones de carga LRFD, [T_f].

 $\mathbf{P}_{\mathbf{a}}$ = Fuerza axial solicitante en el link usando combinaciones de carga ASD, [T_f].

 $\mathbf{P}_{\mathbf{v}}$ = Resistencia nominal axial del link ($F_{\mathbf{v}}A_{\mathbf{g}}$), [T_f].

En general, la carga axial en el link es ignorada, porque la componente horizontal del arriostramiento es transmitida al segmento de viga fuera de este segmento especial.

Si P_u >0.15 P_y (LRFD) o P_a >(0.15/1.5) P_y (ASD), se deben considerar los siguientes parámetros de diseño:

a) La resistencia disponible al corte del link, debe ser la menor entre:

$$\phi_{v}V_{pa}$$
 y $2\phi_{v}\frac{M_{pa}}{e}$ (LRFD) (2.6.9a)

$$\frac{\mathbf{V}_{pa}}{\Omega_{v}}$$
 y $2\frac{\mathbf{M}_{pa}}{e\Omega_{v}}$ (ASD) (2.6.9b)

Donde:

$$\begin{split} \mathbf{\phi}_{\mathbf{v}} &= 0.90 \text{ (LRFD).} \\ \mathbf{\Omega}_{\mathbf{v}} &= 1.67 \text{ (ASD).} \\ \mathbf{V}_{\mathbf{pa}} &= V_{p} \sqrt{1 - \left(\frac{P_{r}}{P_{c}}\right)^{2}}, [T_{f}]. \\ \mathbf{M}_{\mathbf{pa}} &= 1.18 M_{p} \left[1 - \frac{P_{r}}{P_{c}}\right], [T_{f} - \text{cm}]. \\ \mathbf{P}_{r} &= P_{u} \text{ (LRFD) o } P_{a} \text{ (ASD), } [T_{f}]. \\ \mathbf{P}_{c} &= P_{y} \text{ (LRFD). o } P_{y} / 1.5 \text{ (ASD), } [T_{f}]. \end{split}$$

b) La longitud del *link* no deberá exceder:

•
$$\left[1.15 - 0.5\rho'\left(\frac{A_w}{A_g}\right)\right]\frac{1.6M_p}{V_p}$$
 cuando $\rho'\left(\frac{A_w}{A_g}\right) \ge 0.3$
• $\frac{1.6M_p}{V_p}$ cuando $\rho'\left(\frac{A_w}{A_g}\right) < 0.3$

Donde:

$$\begin{aligned} \mathbf{A}_{\mathbf{w}} &= \left(d - 2t_{f}\right)t_{w}, [\text{cm}^{2}]. \\ \mathbf{\rho}' &= \frac{\mathbf{P}_{r}}{\mathbf{V}_{r}} \\ \mathbf{V}_{r} &= V_{u} (\text{LRFD}) \text{ o } V_{a} (\text{ASD}), [T_{f}]. \\ \mathbf{V}_{u} &= \text{Fuerza de corte solicitante (LRFD), [T_{f}].} \\ \mathbf{V}_{a} &= \text{Fuerza de corte solicitante (ASD), [T_{f}].} \end{aligned}$$

2.6.3.2 Angulo de Rotación del Link.

El ángulo de rotación del link es el ángulo de rotación plástica entre el link y el tramo de viga fuera de él. Este ángulo puede ser estimado asumiendo que el marco excéntricamente arriostrado se deformará como un mecanismo rígido-plástico. En la figura 2.6.19, el ángulo de rotación es graficado mediante el símbolo Υ_p . Este puede ser relacionado al desplazamiento angular plástico (θ_p) usando las relaciones mostradas en la misma figura.

El desplazamiento angular plástico puede ser calculado como la deriva plástica del nivel (Δ_p) dividido por la altura entre pisos adyacentes (h). Este desplazamiento puede ser tomado conservadoramente igual al desplazamiento de diseño, es decir, al desplazamiento relativo del piso en estudio obtenido mediante el análisis modal espectral empleando el espectro elástico (sin reducir). Alternativamente, el ángulo de rotación del link puede ser calculado mediante análisis inelásticos dinámicos.

Figura 2.6.19: Ángulo de rotación del link.





L = Longitud de Vano.

h = Altura de piso.

 Δ_p = Desplazamiento plástico de piso.

 $\theta_{\rm p}$ = Desplazamiento angular plástico, radianes ($\Delta_{\rm p}/h$).

 $\gamma_{\rm p}$ = Ángulo de rotación del link.

Fuente: AISC 341, 2005.

La respuesta inelástica de los EBF está fuertemente influenciada por la longitud del link, asociada a la relación M_p/V_p . Cuando se opta una longitud menor a $1.6M_p/V_p$, la fluencia por corte dominará la respuesta inelástica, por el contrario, si la longitud del link es seleccionada mayor a $2.6M_p/V_p$, la fluencia por flexión dominará la respuesta inelástica. Para longitudes de link entre estos dos valores, la respuesta inelástica ocurrirá a través de una fluencia combinada de corte y flexión. La capacidad de deformación inelástica del link o enlace es generalmente mayor para links cuya plastificación es inducida por la fluencia de corte. Basado en evidencia experimental (AISC 341, 2005), el ángulo de rotación del link es limitado a 0.08 radianes para enlaces que fluyen a través de corte y 0.02 radianes para enlaces cuya respuesta inelástica está influenciada por la flexión. Para links que poseen una fluencia combinada entre corte y flexión, la capacidad de rotación será determinada por interpolación lineal entre 0.08 y 0.02, de acuerdo a la longitud de link seleccionada.

En resumen el ángulo de rotación del link no deberá exceder los siguientes valores:

- a) 0.08 radianes para longitudes de links de $\frac{1.6M_p}{V_p}$ o menores.
- b) 0.02 radianes para longitudes de links de $\frac{2.6M_p}{V_p}$ o mayores.
- c) El ángulo de rotación determinado por interpolación lineal entre los valores descritos en los puntos a) y b), para longitudes de link entre 1.6M_p/V_p y 2.6M_p/V_p.

2.6.3.3 Atiesadores de Rigidez

Un detalle apropiado y un adecuado reforzamiento del alma del link proveerán a este de un comportamiento dúctil y estable bajo cargas cíclicas, es por esto, que resulta esencial realizar un detalle especial del espesor de alma y atiesadores de rigidez.

El alma del link deberá ser reforzada mediante atiesadores de altura total en el punto de conexión del link con el extremo final de la diagonal. Estos atiesadores deberán tener un ancho combinado no menor a $(b_f - 2t_w)$ y un espesor que no sea menor a $0.75t_w$ o 10 mm, tomando como espesor de diseño el valor mayor entre estos dos, donde b_f y t_w son respectivamente el ancho de ala y el espesor de alma del link.

Los links deberán ser provistos con atiesadores intermedios, cuya separación depende del ángulo de rotación. Investigaciones (AISC 341, 2005) han dado a conocer que este ángulo se incrementa a medida que se disminuye la distancia entre los atiesadores:

a) Links de longitudes $1.6M_p/V_p$ o menores, deberán ser provistos con atiesadores intermedios en el alma, separados a una distancia que no exceda $(30t_w - d/5)$ para links con un ángulo de rotación de 0.08 radianes o $(52t_w - d/5)$ para links con un ángulo de rotación de 0.02 radianes o menores, donde d es la altura total de la sección del link. Para valores entre **0.08** y **0.02** radianes se deberá realizar una interpolación lineal.

- b) Links de longitudes mayores a $2.6M_p/V_p$ y menores que $5M_p/V_p$, deberán ser reforzados con atiesadores intermedios en el alma ubicados a una distancia de $1.5b_f$ de los extremos del link y así evitar el pandeo local y torsional.
- c) Links con longitudes entre $1.6M_p/V_p$ y $2.6M_p/V_p$ deberán ser provistos con atiesadores intermedios en el alma de acuerdo a los requisitos establecidos en los puntos a) y b).
- d) No se requieren atiesadores intermedios para longitudes de links mayores a $5M_p/V_p$.
- e) Los atiesadores intermedios deberán ser de altura total para resistir el pandeo del alma por corte y limitar la degradación de la resistencia debido al pandeo local del ala y el pandeo torsional. Para enlaces que posean una altura menor a 635 mm, se requieren atiesadores sólo a un lado del alma. El espesor de estos atiesadores no debe ser menor al valor mayor entre t_w y 10 mm, y el ancho no debe ser menor a (b_f/2) t_w.

La fuerza de diseño para las soldaduras de filete que conectan los atiesadores con el alma del link es $A_{st}F_y$ (LRFD) o $\frac{A_{st}F_y}{1.5}$ (ASD), donde A_{st} es el área del atiesador y la fuerza de diseño en las soldaduras de filete que conectan el atiesador con el ala del link es $\frac{A_{st}F_y}{4}$ (LRFD) o $\frac{A_{st}F_y}{4(1.5)}$ (ASD). La figura 2.6.20 ilustra en detalle la ubicación de atiesadores dentro del link.





Fuente: AISC 341, 2005.

2.6.3.4 Arriostramiento Lateral del Link

Para asegurar un comportamiento inelástico estable del link, es necesario proveer a este en sus extremos de arriostramientos que controlen las torsiones y desplazamientos fuera del plano inducidos por cargas cíclicas originadas en sismos. En aplicaciones típicas una losa colaborante puede ser asumida como un arriostramiento lateral adecuado en el ala superior del link, sin embargo, esta misma losa no proporciona un arriostramiento lateral satisfactorio al ala inferior, por esto, se recomienda el uso de vigas transversales que aseguren una estabilidad frente al pandeo.

El link deberá ser provisto de arriostramientos laterales en sus extremos, en el ala superior e inferior. La fuerza de diseño para cada arriostramiento deberá ser $P_b = 0.06M_r/h_0$ [T_f], donde h₀ es la distancia entre los centroides de alas del link, [cm].

$$\mathbf{M}_{\mathbf{r}} = \mathbf{M}_{\mathbf{u}, \mathbf{exp}} = \mathbf{R}_{\mathbf{y}} \mathbf{Z} \mathbf{F}_{\mathbf{y}} \text{ (LRFD)} \quad (2.6.10a)$$

$$M_r = M_{u,exp} / 1.5$$
 (ASD) (2.6.10b)

Donde:

$$\mathbf{F}_{\mathbf{y}} = \text{Tensión de fluencia del link, } [T_{f}/\text{cm}^{2}].$$

$$\mathbf{Z} = \text{Módulo plástico del link, } [\text{cm}^{3}].$$

2.6.3.5 Diseño de Arriostramiento Diagonal

Como se explicó anteriormente el objetivo de estas especificaciones es asegurar que la fluencia y disipación de energía se desarrolle en el segmento de viga especial denominado link y que los arriostramientos y segmentos de vigas fuera de él permanezcan en el rango elástico, en consecuencia, estos deben ser diseñados para resistir la fluencia total y tensiones de endurecimiento generadas en el link al incursionar en el rango inelástico.

En muchas de las configuraciones estructurales de marcos con arriostramiento excéntrico las diagonales y vigas están sujetas a cargas axiales en combinación con momentos de magnitudes importantes, por lo tanto ambos, el arriostramiento diagonal y la viga deben ser estudiados como elementos viga-columna. Estos deberán ser diseñados para una estimación razonable de la máxima fuerza que puede desarrollarse en la fluencia total y tensiones de endurecimiento del link. Por esto, la resistencia nominal de corte del link V_n es aumentada por dos factores. Primero, se incrementa por

 \mathbf{R}_{y} , que es un factor que indica la sobre-resistencia del acero utilizado y luego $\mathbf{R}_{y}\mathbf{V}_{n}$ es multiplicado por un segundo factor que incorpora el incremento de la resistencia por la tensión de endurecimiento del link.

Se ha demostrado (AISC 341, 2005) que los links pueden exhibir un alto grado de tensiones de endurecimiento, generalmente se recomienda usar un factor de **1.5** para considerar los efectos de la

sobre-resistencia del material y la tensión de endurecimiento del link en el diseño de diagonales y vigas fuera del tramo especial. Sin embargo para el diseño de arriostramientos diagonales la Seismic Provisions adoptó un factor de incremento en la resistencia, por tensión de endurecimiento, igual a **1.25**.

Basado en lo anterior, la fuerza de diseño del arriostramiento diagonal será calculada sobre la base de las combinaciones de cargas establecidas en el código correspondiente en las cuales la solicitación sísmica (**E**) será reemplazada por la una carga Q_i , que es la fuerza axial y momentos generados por **1.25** veces la resistencia nominal esperada del link $\mathbf{R}_{\mathbf{v}}\mathbf{V}_{\mathbf{n}}$.

Para
$$e \leq \frac{2M_p}{V_p}$$
:

• Fuerza de corte en el link = $1.25R_yV_p$ (2.6.11)

• Momento en el link
$$= \frac{\left(1.25R_yV_p\right)e}{2}$$
(2.6.12)

Para
$$e > \frac{2M_p}{V_p}$$
:
• Fuerza de corte en el link $= \frac{(1.25R_yV_p)2}{e}$ (2.6.13)
• Momento en el link $= 1.25R_yM_p$ (2.6.14)

2.6.3.6 Diseño del Tramo de Viga Fuera del Link.

Para el diseño del tramo de viga, fuera del link, la Seismic Provisions permite el cálculo de esta basado en fuerzas ultimas de diseño iguales a **1.1** veces la resistencia de corte esperada del link. Esta relación sobre fuerzas ultimas fue propuesta para el diseño de segmentos de viga debido a que la resistencia de esta se ve substancialmente aumentada por la presencia de una losa colaborante. Consecuentemente diseñadores reconocieron que las fuerzas desarrolladas en las vigas serán mayores a las calculadas con un factor de **1.1**, pero este menor valor será mitigado por la contribución de la losa en resistir cargas axiales y momentos sobre la viga

El diseño de segmentos de viga fuera del link puede resultar en algunos casos problemático, ya que, este tramo de viga puede ser inadecuado para resistir los esfuerzos basados en fuerzas ultimas, para tales casos aumentar la sección del perfil no provee una solución debido que el link y la viga son comúnmente secciones idénticas. Estos problemas de diseño pueden ser disminuidos usando links que fluyan a través de corte, los momentos finales del link serán menores para este caso y por ende menor el momento transferido a la viga.

Se permite amplificar la resistencia disponible de la viga fuera del link, calculada de acuerdo a los procedimientos de la especificación AISC (AISC 360, 2005), por R_y cuando esta y el link pertenecen a una misma sección continua.

La resistencia requerida de las conexiones en los arriostramientos en EBF es la misma que la diagonal de arriostramiento. En estas conexiones no se requiere que se desarrolle la fuerza de diseño esperada en tensión, como es el caso de las conexiones en SCBF, debido a que las uniones en estos sistemas estructurales son diseñadas para permanecer elásticas.

Se recomienda que la intersección de las líneas centrales no sea ubicada fuera del tramo especial de viga. La figura 2.6.21 muestra un arriostramiento excéntrico con perfiles diagonales tipo HSS, donde las líneas centrales de la viga y los arriostramientos se interceptan dentro del link.



Figura 2.6.21: Marco excéntrico con arriostramiento HSS.

2.6.3.7 Diseño de Columnas en EBF

De manera similar que los arriostramientos y vigas fuera del link, las columnas deberán ser diseñadas usando el principio de diseño por capacidad, es decir, las columnas deberán resistir las máximas fuerzas desarrolladas por la fluencia total y tensiones de endurecimiento del link.

Los esfuerzos solicitantes en las columnas deberán ser determinados por las combinaciones de cargas estipuladas en los códigos correspondientes, reemplazando las carga sísmica E por los esfuerzos generados por 1.1 veces la resistencia nominal de corte esperada de todos los enlaces o links ubicados sobre el piso en estudio.

Fuente: AISC 341, 2005.

2.6.4 Buckling – Restrained Braced Frame (BRBF) – Marcos Arriostrados de Pandeo Restringido

Los marcos arriostrados de pandeo restringido (BRBF), son diseñados para permanecer estables dentro del rango plástico soportando grandes deformaciones inelásticas cuando son sometidos a fuerzas generadas por los sismos de diseño.

Este tipo de sistema estructural corresponde a una clase especial de marcos concéntricamente arriostrados. Están compuestos por un acero estructural central y un sistema que restringe el pandeo de este elemento central. La figura 2.6.22, muestra en detalle la configuración de este tipo de asrriostramientos.



Figura 2.6.22: Detalle tipo de arriostramiento con pandeo restringido.

Los BRBF se caracterizan por la capacidad que poseen para soportar deformaciones inelásticas significativas y proveer una excelente disipación de energía. En este tipo de marcos estructurales la disipación de energía se lleva acabo por ciclos estables de fluencia tracción – compresión de los arriostramientos. La figura 2.6.23, compara el comportamiento histerético de este tipo de arriostramiento especial con un arriostramiento común. Este comportamiento se logra a través del pandeo limitado del acero central dentro del elemento arriostrante, generando una importante estabilidad y comportamiento histerético deseable frente a cargas cíclicas. La tensión axial es desacoplada, la carga axial es confinada al acero central mientras que la envoltura absorbe e impide el pandeo del arriostramiento.

Este tipo de configuración provee una rigidez comparable a los marcos excéntricamente arriostrados, es decir, aseguran una estabilidad inelástica frente a ciclos de tracción y compresión, y una ductilidad

Fuente: AISC 341, 2005.

y disipación de energía comparable a los marcos especiales momento, debido al pandeo restringido de sus arriostramientos.



Figura 2.6.23: Comportamiento histerético de BRBF.

Fuente: AISC 341, 2005.

2.6.4.1 Diseño del Perfil Central

La resistencia axial de diseño ϕP_{ysc} (LRFD) y la resistencia axial admisible P_{ysc}/Ω (ASD) del arriostramiento, en tracción y compresión, de acuerdo a los estados límites de fluencia, deberán ser determinados mediante la siguiente ecuación:

$$\mathbf{P}_{\mathbf{vsc}} = \mathbf{F}_{\mathbf{vsc}} \mathbf{A}_{\mathbf{sc}} \tag{2.6.15}$$

$$φ = 0.90$$
 (LRFD) $Ω = 1.67$ (ASD).

Donde:

 $\begin{array}{ll} \mathbf{F_{ysc}} &= \mathrm{Tensión \ minima \ de \ fluencia \ especificada \ del \ acero \ central, \ [T_{\mathrm{f}} \ / \ cm^2]. \end{array} \\ \begin{array}{ll} \mathbf{A_{sc}} &= \mathrm{\acute{A}rea \ neta \ del \ acero \ central, \ [cm^2]. \end{array}$

2.6.4.2 Sistema que Restringe el Pandeo

El sistema que restringe el pandeo del arriostramiento consiste básicamente en la envoltura del acero central. En los cálculos de estabilidad las vigas, columnas y gussets conectados a este perfil central, deberán ser considerados como parte de este sistema.

Este sistema deberá limitar el pandeo local y global del perfil central para deformaciones correspondientes a **2.0** veces el desplazamiento de diseño del piso.

2.6.4.3 Ensayos de Calificación para Arriostramientos con Pandeo Restringido

El diseño de arriostramientos se basa en los resultados de pruebas cíclicas de calificación en concordancia con los procedimientos y criterios expuestos en el *Apéndice T* de la Seismic Provisions (AISC 341, 2005).

Las pruebas de calificación deben consistir en al menos dos ensayos cíclicos realizados satisfactoriamente. Uno para los ensambles del arriostramiento que incluye las demandas rotacionales de la conexión de acuerdo a lo estipulado en el apéndice T, sección T4 y otro con solicitaciones cíclicas uniaxiales. Ambos ensayos son requeridos para el diseño de este tipo de arriostramientos, apoyándose en cualquiera de las siguientes opciones.

- a) Reportes de ensayos en investigaciones o pruebas de calificación realizadas en otros proyectos.
- b) Ensayos realizados, especialmente, para el proyecto en estudio.

2.6.4.4 Factores de Ajustes en la Resistencia de Arriostramientos

Las conexiones y los miembros conectados a los arriostramientos deberán ser diseñados para resistir las fuerzas calculadas en base a la resistencia máxima ajustada de los elementos arriostrantes.

La resistencia ajustada en compresión del arriostramiento deberá ser $\beta \omega R_y P_{ysc}$, donde el factor β representa la sobre-resistencia de compresión y ω cuantifica las tensiones de endurecimiento. La resistencia ajustada en tracción será $\omega R_y P_{ysc}$.

El factor R_y no necesita ser considerado si P_{ysc} es determinado usando tensiones de fluencia obtenidas de ensayos.

El factor de ajuste para la resistencia de compresión (β) deberá ser calculado como la relación entre la máxima fuerza de compresión y la máxima fuerza en tracción obtenidas en los ensayos para el rango de deformaciones correspondientes a 2.0 veces el desplazamiento de diseño (Δ_{bm}). Se considerará el máximo valor de β obtenido de al menos dos ensayos. En ningún caso β será tomado menor a 1.0.

$$\beta = \frac{\beta \omega F_{ysc} A}{\omega F_{ysc} A} = \frac{P_{máx}}{T_{máx}}$$
(2.6.16)

El factor de ajuste ω , será calculado como la relación entre la máxima fuerza de tracción medida en los ensayos y la tensión de fluencia del acero que se utilizará, multiplicada por el área del arriostramiento

$$\boldsymbol{\omega} = \frac{\boldsymbol{\omega} \mathbf{F}_{\mathbf{ysc}} \mathbf{A}}{\mathbf{F}_{\mathbf{ysc}} \mathbf{A}} = \frac{\mathbf{T}_{\mathbf{m} \acute{\mathbf{a}} \mathbf{x}}}{\mathbf{F}_{\mathbf{ysc}} \mathbf{A}}$$
(2.6.17)

Donde:

P _{máx}	= Máxima fuerza de compresión, $[T_f]$.
T _{máx}	= Máxima fuerza de tracción, $[T_f]$.
F _{ysc}	= Tensión de fluencia del perfil central, medida en ensayos, $[T_f/cm^2]$.
A	= Área del arriostramiento, $[cm^2]$.

A continuación se muestra un diagrama de carga versus desplazamiento, realizado a arriostramientos con pandeo restringido.





Fuente: AISC 341, 2005.

2.6.4.5 Diseño de Conexiones

Las conexiones de los arriostramientos, en tracción y compresión, deberán ser diseñadas para fuerzas de **1.1** veces la resistencia ajustada de compresión **1.1\beta \omega R_y P_{ysc}** (LRFD) o (**1.1/1.5**) $\beta \omega R_y P_{ysc}$ (ASD). El diseño de estas conexiones deberá tener en cuenta el pandeo local y global de la estructura.

2.6.4.6 Requisitos Especiales Relacionados a la Configuración de los Arriostramientos

Marcos arriostrados de configuraciones tipo V y V-invertida, deberán cumplir con los siguientes parámetros y requisitos de diseño:

a) La resistencia requerida de las vigas interceptadas por los arriostramientos, sus conexiones y elementos soportantes deberá ser calculada mediante las combinaciones de cargas estipuladas en los códigos de diseño, asumiendo que los arriostramientos no proveen soporte para cargas muertas y viva. Para combinaciones de cargas que incluyen el efecto sísmico (E), la solicitación vertical y horizontal sobre las vigas será determinada por las resistencias ajustadas de tracción y compresión.

b) Las vigas deben ser continuas entre columnas. Ambas alas de las vigas serán arriostradas lateralmente. Estos arriostramientos laterales deberán cumplir con lo establecido en el apéndice 6 de la especificación LRFD (AISC 360, 2005), donde $M_r = M_u = R_y ZF_y$ de la viga y $C_d = 1.0$. Como mínimo se proveerá de un arriostramiento en el punto de conexión de las diagonales con el objetivo de asegurar una rigidez y resistencia fuera del plano y por ende la estabilidad de la viga conectada a las diagonales.

2.6.4.7 Diseño de Vigas y Columnas

Las vigas y columnas deberán ser diseñadas para fuerzas obtenidas de las combinaciones de carga, estipuladas en los códigos de diseño aplicables. El efecto sísmico será considerado a través de la resistencia ajustada en tracción y compresión. No es necesario que las fuerzas de diseño excedan la máxima fuerza que pueda desarrollar el sistema estructural.

Los empalmes de columnas en BRBF serán diseñados para desarrollar el 50 por ciento de la menor resistencia disponible de flexión de los perfiles conectados, determinada sobre la base de estados limites de fluencia. La resistencia requerida de corte será $\sum M_{pc} / H$ (LRFD), donde $\sum M_{pc}$ es la suma del momento plástico de flexión de las columnas sobre y bajo el empalme, [T_f - cm].



Figura 2.6.25: Marcos con arriostramiento restringido tipo V.

Fuente: www.eng.uwyo.edu.

2.6.5 Special Plate Shear Walls (SPSW) – Muros Dúctiles de Acero

En los muros corte de acero las placas delgadas, que conforman el alma, son conectadas a perfiles verticales (VBE) y horizontales (HBE) que dan forma al perímetro del muro, ver figura 2.6.26. Estos son diseñados para disipar la energía y tener un comportamiento histerético deseable frente a sismos de magnitudes importantes. Todos los elementos horizontales (HBE) son conectados rígidamente a los elementos verticales (VBE) mediante conexiones de momento.





Fuente: AISC 341, 2005.

Se espera que este tipo de estructuras logren importantes deformaciones inelásticas, en el elemento que conforma el alma, cuando son sometidas a fuerzas generadas por los sismos de diseño. Los elementos horizontales y verticales serán diseñados para permanecer elásticos bajo las máximas fuerzas desarrolladas por la fluencia total del alma.

La fluencia del alma ocurre por el desarrollo de un campo de tracciones, actuando en un ángulo de 45° con la vertical, y pandeo de la placa en la dirección ortogonal. El tamaño de los elementos horizontales y verticales influye directamente en la capacidad de plastificación de toda el alma. Se especifica un mínimo de fluencia entre **80** a **230** [Mpa] para las placas de acero utilizadas como elemento de alma en los SPSW.

2.6.5.1 Resistencia al Corte del Alma del Muro

Las fuerzas laterales de corte son transmitidas a través de un campo de tracciones desarrollado en el alma en la dirección α , las cuales pueden ser modeladas por una serie de bandas

La resistencia de diseño al corte del panel ϕV_n (LRFD) y la resistencia de corte admisible V_n/Ω (ASD), de acuerdo a los estados límites de fluencia, deberá ser determinada como:

$$\mathbf{V_n} = \mathbf{0.42F_v} \mathbf{t_w} \mathbf{L_{cf}} \mathbf{sen2\alpha} \tag{2.6.18}$$

$$\Phi = 0.90 \text{ (LRFD)} \qquad \qquad \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

Donde:

t_w	= Espesor de alma del muro, [cm].
L_{cf}	= Distancia entre alas de los elementos verticales, [cm].
α	= Es el ángulo de fluencia del alma, medido desde la vertical, [Grados].

Figura 2.6.27: Modelo de bandas en SPSW.



Fuente: AISC 341, 2005.

La relación ancho-alto del panel **(L/h)**, es limitada a valores entre **0.8<L/h<2.5** para proveer a este tipo de estructuras de una rigidez y resistencia adecuada, obteniendo así concordancia entre los resultados obtenidos por modelos matemáticos (ver figura 2.6.27) y ensayos a escala real.

Vanos de tamaño considerable en el alma de los muros generan demandas locales importantes. La normativa existente (AISC 341, 2005) recomienda en los casos de vanos de puertas y ventanas el alma, del muro de acero, sea divida en muros pequeños y el perímetro del vano esté conformado por elementos verticales y horizontales.

2.6.5.2 Diseño de los Elementos Horizontales y Verticales

Los perfiles horizontales y verticales deberán ser diseñados para la mayor solicitación entre la resistencia esperada de tracción del alma o la determinada por las combinaciones de carga establecidas en el código de diseño aplicable.

Las conexiones entre HBE y VBE deben satisfacer los requisitos de la sección 11.2 de la Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (AISC 341, 2005). La resistencia requerida de corte V_u será calculada en concordancia con los parámetros establecidos de la sección antes mencionada. En ningún momento esta fuerza de diseño debe ser menor la generada por los momentos $1.1R_yM_p$ en los extremos del perfil, sumada con la fuerza de corte resultante de la *resistencia esperada de tracción* del alma.

Los limites ancho-espesor de estos elementos deben cumplir con lo establecido en la sección 8.2b de la normativa sísmica norteamericana, que hace referencia a perfiles sismicamente compactos λ_{ps} (ver anexo B).

2.6.5.3 Arriostramientos Laterales

Los HBE deben ser arriostrados lateralmente en los puntos de intersección con los VBE, para asegurar la estabilidad del panel. La distancia entre arriostramiento no debe ser mayor a $0.086r_yE/F_y$. Las fuerzas de diseño de los arriostramientos debe ser al menos *2 por ciento* (2%) de la resistencia nominal del ala del elemento horizontal ($F_yb_ft_f$). La rigidez de todos los arriostramientos deberá ser determina de acuerdo con lo estipulado en el apéndice 6 de la especificación LRFD (AISC 360, 2005), donde M_r se deber calculado como R_vZF_v y C_d =1.0.

2.6.5.4 Rigidez Requerida en los Elementos Verticales

Los VBE deberán tener un momento de inercia en torno al eje perpendicular al plano del alma,. I_c , no menor a $0.00307t_wh^4/L$, [cm⁴]. Este requisito es entendido para prevenir una excesiva flexibilidad en el plano y pandeo de los elementos verticales.


Figura 2.6.28: Comparación de resultados experimentales con resultados obtenidos mediante modelos matemáticos (Modelos de Bandas) de SPSW.

Fuente: AISC 341, 2005.

En la figura 2.6.28 se puede observar el buen comportamiento histerético de este tipo de estructuras frente a cargas cíclicas, donde la resistencia y rigidez tanto ciclos de tracción y compresión no se ve significativamente disminuida. Además se puede concluir que el modelo matemático mediante bandas provee una buena aproximación del desempeño de este tipo de configuración estructural.

2.6.6 Special Moment Frames – Marcos Dúctiles de Momento

Se espera que los marcos dúctiles o especiales de momento al ser sometidos a las fuerzas inducidas por el sismo de diseño permanezcan estables y desarrollen importantes deformaciones inelásticas, a través de la producción de rótulas plásticas y deformación de la zona panel.

2.6.6.1 Conexiones Viga – Columna

Las conexiones rígidas viga-columna utilizadas en el sistema sismorresistente deberán satisfacer los siguientes requisitos:

- a) La conexión deberá ser capaz de soportar o resistir una deformación angular entre pisos de al menos 0.04 radianes.
- b) La resistencia a flexión de la conexión, determinada en la cara de la columna, deberá ser al menos igual a 0.8M_p de la viga conectada para una deformación angular entre pisos de 0.04 radianes.
- c) La resistencia requerida de corte (solicitante) para la conexión deberá ser calculada usando la siguiente ecuación para considerar el efecto de la carga sísmica:

$$\mathbf{E} = \mathbf{2} \left[\mathbf{1.1} \mathbf{R}_{\mathbf{y}} \mathbf{M}_{\mathbf{p}} \right] / \mathbf{L}_{\mathbf{h}}$$
(2.6.19)

Donde:

$$\begin{split} \mathbf{R}_{\mathbf{y}} &= \text{Factor que considera la resistencia esperada del acero.} \\ \mathbf{M}_{\mathbf{p}} &= \text{Momento plástico nominal de la viga, [T_{f} / cm^{2}].} \\ \mathbf{L}_{\mathbf{h}} &= \text{Distancia entre rótulas plásticas, [cm].} \end{split}$$

En este tipo de configuración estructural se permite el empleo de conexiones que desarrollen mecanismos de disipación mediante la plastificación de los elementos que componen dicha unión y cumplen con los requisitos especificados anteriormente.

En adición a los requisitos anteriores el diseñador deberá demostrar que la estructura es capaz de resistir y acomodar algún desplazamiento adicional debido a la deformación de la conexión. El diseño deberá incluir análisis de estabilidad de todos los marcos, incluyendo efectos de segundo orden.

2.6.6.2 Zona Panel de Conexiones Viga – Columna

El espesor requerido de la zona panel deberá ser determinado en concordancia con el método y procedimiento usado en el proceso de precalificación de cada conexión en particular. El FEMA-350 (FEMA-350, 2000) en el capítulo 3.3.3.2, incorpora una ecuación para establecer el espesor mínimo de la zona panel cuando se utiliza cualquiera de las conexiones precalificadas incluidas en este mismo documento.

Como mínimo la resistencia requerida (solicitante) de corte de la zona panel deberá ser determinada como la suma de los momentos en las caras de la columna calculados como la proyección del momento esperado en la rótula plástica hacia la cara de la columna.

Cuando el espesor mínimo de la zona panel es mayor que el espesor del alma de la columna, se deberá proveer a esta de placas de refuerzos adosadas. El espesor individual, t, del alma de la columna y de las placas de refuerzo deberán satisfacer la siguiente ecuación, con el propósito de evitar el pandeo local.

$$\mathbf{t} \ge \frac{\left(\mathbf{d}_{\mathbf{z}} + \mathbf{w}_{\mathbf{z}}\right)}{90} \tag{2.6.20}$$

Donde:

t = Espesor del alma de la columna o de cada de placa de refuerzo, [cm].

d_z = Alto de la zona panel entre los atiesadores de continuidad, [cm].

 $\mathbf{w}_{\mathbf{z}}$ = Ancho de la zona panel entre las alas de la columna.

Las placas de refuerzo deberán ser soldadas a las alas de la columna usando soldadura de tapón de penetración completa o soldadura tipo filete para desarrollar el 100% de la capacidad de corte de las placas de refuerzo. Cuando se utilice una única placa de refuerzo está deberá ser adosada al alma de la columna y soldada en las caras superior e inferior para resistir la proporción de la fuerza total que es transmitida hacia estas placas. Cuando se decida emplear dos placas de refuerzo estas deberán ser ubicadas simétricamente y soldadas a los atiesadores de continuidad.

2.6.6.3 Limitaciones en el Uso de Vigas y Columnas

Las columnas y vigas que forman parte del sistema sismorresistente deberán satisfacer los requisitos de relaciones ancho-espesor para elementos sismicamente compactos de la tabla I-8-1 de la Seismic Provisions (AISC 341, 2005).

En las columnas cuando $P_u/\phi_c P_n$ (LRFD) > 0.4 o $\Omega_c P_a/P_n$ (ASD) > 0.4 sin considerar la carga sísmica amplificada.

Donde:

ф _с	= 0.90.
Ω_{c}	= 1.67.
P _n	= Resistencia nominal axial de la columna, $[T_f]$.
P _u	= Resistencia axial requerida, usando combinaciones de carga LRFD, $[T_f]$.
P _a	= Resistencia axial requerida, usando combinaciones de carga ASD, $[T_f]$.

Se deberá cumplir con los siguientes requisitos:

- a) La resistencia axial requerida de compresión y tracción, en ausencia de momentos, deberá ser determinada usando las combinaciones de carga estipuladas en el código de diseño aplicable, incluyendo la carga sísmica amplificada.
- b) La resistencia axial requerida de compresión y tracción no deberá exceder la máxima carga transferida a la columna considerando 1.1R_y (LRFD) o (1.1/1.5)R_y (ASD) la resistencia nominal de la viga o arriostramiento conectado.

Cambios abruptos en el área de las alas de la viga no son permitidos en las regiones de la rótula plástica. A menos que se demuestre mediante ensayos que la zona de plastificación puede desarrollar un comportamiento estable.

El uso de placas de continuidad deberá ser determinado en concordancia con el método y procedimiento usado en el proceso de precalificación de cada conexión en particular. El FEMA-350 (FEMA-350, 2000) en el capítulo 3.3.3.1, incorpora una ecuación para determinar el uso de placas o atiesadores de continuidad. Por lo general, se recomienda para un mejor desempeño proveer siempre a las columnas de atiesadores de continuidad.

2.6.6.4 Relación Momento Columna – Viga

Se deberá satisfacer la siguiente ecuación en las conexiones rígidas viga - columna:

$$\frac{\sum M_{pc}^{*}}{\sum M_{pb}^{*}} > 1.0$$
(2.6.21)

Donde:

 ΣM_{pc}^{*} = Suma de los momentos en las columnas sobre y bajo el punto de intersección de los ejes centrales de la viga y columna. ΣM_{pc}^{*} es calculado

como de las proyecciones de la resistencia nominal de flexión de las columnas sobre y bajo el punto de intersección con los ejes centrales de la viga, considerando una reducción debido a la fuera axial. Se permite calcular $\Sigma M_{pc}^{*} = \Sigma Z_{c}(F_{yc} - P_{uc}/A_{g})$ (LRFD) o $\Sigma M_{pc}^{*} = \Sigma Z_{c}[(F_{yc} - P_{uc}/A_{g})]$ (ASD).

- $$\begin{split} \boldsymbol{\Sigma M^*}_{pb} &= \text{Suma de los momentos en las vigas en el punto de intersección de los ejes} \\ &\text{centrales de la viga y columna. } \boldsymbol{\Sigma M^*}_{pc} \text{ es calculado como la suma de las} \\ &\text{proyecciones de la resistencia esperada de flexión de las vigas en la ubicación} \\ &\text{de las rótulas plásticas hacia el eje central de la columna. Se permite calcular} \\ &\boldsymbol{\Sigma M^*}_{pb} = \boldsymbol{\Sigma}(1.1\text{R}_{y}\text{F}_{yb}\text{Z}_{b} + \text{M}_{uv}) \text{ (LRFD) o } \boldsymbol{\Sigma M^*}_{pb} = \boldsymbol{\Sigma}[(1.1/1.5)\text{R}_{y}\text{F}_{yb}\text{Z}_{b} + \text{M}_{av}] \\ &\text{(ASD).} \end{split}$$
- $\mathbf{A}_{\mathbf{g}}$ = Área bruta de la columna, [cm²].

 \mathbf{F}_{vc} = Tensión mínima especificada de fluencia del acero de la columna, $[T_f/cm^2]$.

- $\mathbf{M}_{\mathbf{uv}}$ = Momento adicional debido a la amplificación de la fuerza de corte desde la ubicación de la rótula plástica hacia el eje central de la columna, empleando las combinaciones de carga LRFD, [T_f cm].
- \mathbf{M}_{av} = Momento adicional debido a la amplificación de la fuerza de corte desde la ubicación de la rótula plástica hacia el eje central de la columna, empleando las combinaciones de carga ASD, [T_f cm].
- \mathbf{P}_{uc} = Resistencia requerida de compresión usando combinaciones de carga LRFD, [T_f].
- \mathbf{P}_{ac} = Resistencia requerida de compresión usando combinaciones de carga ASD, [T_f].
- $\mathbf{Z}_{\mathbf{b}}$ = Módulo plástico de la viga, [cm³].
- $\mathbf{Z}_{\mathbf{c}}$ = Módulo plástico de la columna, [cm³].

Excepción: Este requerimiento puede ser obviado si se cumple cualquiera de las siguientes condiciones:

a) Columnas con P_{rc} < 0.3 P_c para todas las combinaciones considerando la carga sísmica amplificada y ubicadas en edificios de un piso o el último piso de una estructura de varios niveles.

Donde:

$$\begin{split} \mathbf{P_c} &= \mathrm{F_{yc}A_g} \; (\mathrm{LRFD}), \; [\mathrm{T_f}]. \\ \mathbf{P_c} &= \mathrm{F_{yc}A_g} / 1.5 \; (\mathrm{ASD}), \; [\mathrm{T_f}]. \end{split}$$

- \mathbf{P}_{rc} = \mathbf{P}_{uc} resistencia requerida de compresión utilizando combinaciones de carga LRFD, [T_f].
- \mathbf{P}_{rc} = \mathbf{P}_{ua} resistencia requerida de compresión utilizando combinaciones de carga ASD, [T_f].
- b) Columnas en cualquier piso cuya relación entre la resistencia de corte disponible y la resistencia de corte requerida es 50% mayor que la misma relación del piso siguiente.

2.6.6.5 Arriostramiento Lateral en las Conexiones Rígidas Viga-Columna

Las alas de la columna en la unión viga-columna requieren ser arriostradas lateralmente sólo a nivel del ala superior de la viga cuando el alma de la columna y de la viga son coplanares y la columna es capaz de tener un comportamiento elástico fuera de la zona panel. Se permite asumir que la columna permanecerá en el rango elástico si la relación calculada en la ecuación (2.6.21) es mayor a 2.0.

Cuando la columna no permanecerá elástica fuera de la zona panel, se deberán aplicar las siguientes disposiciones:

- a) Las alas de la columna deberán ser arriostradas a nivel del ala superior e inferior de la viga.
- b) Cada arriostramiento lateral deberá ser diseñado para una fuerza de compresión igual a 0.02
 F_vb_ft_{bf} (LRFD) o 0.02 F_vb_ft_{bf}/1.5 (ASD).

2.6.6.6 Arriostramiento Lateral de Vigas

Ambas alas de la viga deberán ser arriostradas lateralmente, con un espaciamiento máximo de $L_b = 0.086r_yE/F_y$. Los arriostramientos deberán satisfacer las ecuaciones A-6-7 y A-6-8 del apéndice 6 de la especificación AISC (AISC 360, 2005), donde $M_r = M_u = R_yZF_y$ (LRFD) o $M_r = M_u = R_yZF_y/1.5$ de la viga y $C_d = 1.0$.

En adición a lo anterior se deberá proveer de arriostramientos en zonas de concentración de fuerzas, cambios de sección y otras ubicaciones donde el análisis indica que las rótulas plásticas se formarán durante las deformaciones inelásticas de los marcos dúctiles. La ubicación de los arriostramientos deberá ser consistente con el documento para conexiones precalificadas FEMA-350 (FEMA-350, 2000) o otros documentos basados en el apéndice P y S de la Seismic Provisions (AISC 341, 2005). La resistencia requerida para estos arriostramientos deberá ser $P_u = 0.06M_u/h_0$ (LRFD) o $P_a =$

 $0.06M_a/h_0$ (ASD), donde h_0 es la distancia entre los centroides de las alas y la rigidez requerida deberá satisfacer las provisiones de la ecuación A-6-8 del apéndice 6 (AISC 341, 2005).

2.6.6.7 Empalmes de Columnas

La resistencia requerida para los empalmes de las columnas, que pertenecen al sistema sismorresistente, deberá ser igual a la resistencia requerida de las columnas.

Empalmes de columnas soldados que son diseñados para resistir tracciones en el área neta usando las combinaciones de carga estipuladas en el código respectivo donde se incluye la carga sísmica amplificada, deberán satisfacer los siguientes requisitos:

- a) La resistencia disponible para soldaduras de tapón de penetración parcial deberá ser igual a 200% de la resistencia requerida.
- b) La resistencia disponible para cada ala empalmada deberá ser al menos igual a 0.5R_yF_yA_f (LRFD) o (0.5/1.5)R_yF_yA_f (ASD), donde R_yF_y es la tensión de fluencia esperada del acero de la columna y A_f es el área del ala de la columna empalmada más pequeña.

Los empalmes de las almas de las columnas serán apernado o soldados o soldados a una columna y apernados a la otra. Cuando se utilicen empalmes apernados se deberán usar placas o canales sobre ambos lados del alma de la columna.

El eje central de los empalmes hechos con soldadura tipo filete o soldadura de tapón de penetración parcial deberá estar ubicado a 1.2 [m] o más de la conexión rígida viga-columna. Cuando la altura libre ente conexiones viga-columna es menor que 2.4 [m], el empalme será ubicado en la mitad de la altura libre.

Para empalmes que no son hechos con soldadura de tapón deberán ser diseñados para una resistencia requerida mínima igual a $R_y F_y Z_x$ (LRFD) o $R_y F_y Z_x / 1.5$ (ASD) de la columna empalmada más pequeña y la resistencia requerida de corte deberá ser al menos igual $\Sigma M_{pc}/H$ o $\Sigma M_{pc}/1.5H$ (ASD), donde ΣM_{pc} es la suma de los momentos plásticos nominal de las columnas sobre y bajo el empalme.

Capítulo III Estructuración y Diseño

En el capítulo que se presenta a continuación se realiza una completa descripción y caracterización del edificio analizado y su diseño, considerando los métodos, cargas, normas, requisitos mínimos, materiales y perfiles empleados en la estructuración.

3.1 ELECCIÓN DEL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

La historia sísmica Chilena, desde el punto de vista de la ingeniería, ha mostrado que los edificios estructurados en base a muros de hormigón armado se han comportado satisfactoriamente frente a acontecimientos sísmicos a los que nos hemos visto enfrentado últimamente. Esto se evidencia tras la satisfactoria evaluación luego del terremoto ocurrido el 3 de marzo de 1985 en la zona central de nuestro país. A pesar de esto, resulta importante aprovechar las bondades estructurales y arquitectónicas que nos proveen otras configuraciones y materiales tales como el acero. El acero es un material que nos proporciona una alta resistencia, uniformidad, durabilidad, ductilidad y tenacidad. Si sumamos a esto la exitosa experiencia de nuestro país en la utilización del acero como elemento estructural en edificaciones de tipo industrial y las innumerables construcciones, investigaciones, estudios y elaboración de códigos sísmicos para estructuras de acero en países tales como Estados Unidos, donde este material es la base sismorresistente de sus imponentes rascacielos, nos proporcionan un camino sólido y sustentable para la utilización del acero en nuestras edificaciones del área inmobiliaria y/o comercial, asegurando una viabilidad económica y sismorresistente en concordancia a las solicitaciones y características sísmicas propias de nuestro país. Por todas estas razones resulta importante analizar y evaluar el comportamiento de este tipo de estructuras aprovechando las excelentes propiedades mecánicas y arquitectónicas que nos ofrece el acero como elemento estructural, enfocándose en el diseño de las conexiones rígidas viga-columna que son el punto de inflexión de un buen diseño sismorresistente en edificios estructurados con este material.

3.2 BASES DE CÁLCULO

Las siguientes bases de cálculo rigen el análisis y diseño del edificio de acero en estudio, ubicado en la ciudad de valdivia y destinado al uso de oficinas. El análisis para cargas estáticas y dinámicas, además del diseño elástico, se realizarán con ayuda del software de propósito estructural Sap2000, que incorpora las herramientas necesarias. El edificio será modelado tri-dimensionalmente mediante elementos tipo frame. Se asignan diafragmas rígidos sobre todos los nodos ubicados a un mismo nivel de piso. Las losas, ductos, cielo falso, muro cortina y tabiques son modeladas mediante nodos que incorporan las propiedades de masa. El peso propio de los elementos no modelados y sobrecarga serán tributadas sobre las vigas que soportan las losas.

3.2.1 Descripción del Proyecto

El edificio analizado será destinado a uso de oficinas con áreas privadas sin equipos, el cual estará emplazado en la ciudad de valdivia, región de Los Ríos.

Esta edificación corresponde a una estructura de 15 niveles. La altura de piso es de 2.9 [m], mientras que la altura total es de 43.5 [m]. Las dimensiones en planta son: 31.5 [m] de largo (dirección X) por 20 [m] de ancho (dirección Y). Se optó por una distribución estructural, en planta, lo más simétrica posible respecto a los ejes con el objeto de evitar excentricidades excesivas tanto en el rango elástico como inelástico.

La estructuración está basada en ambas direcciones de análisis por marcos o pórticos de acero conectados de manera rígida o flexible y marcos de arriostramiento excéntrico ubicados estratégicamente (Ver Figuras 3.2.2, 3.2.3, 3.2.4, 3.2.5, 3.2.6, 3.2.7, 3.2.8, 3.2.9, 3.2.10, 3.2.11) El sistema de piso corresponde a losas de hormigón armado de espesor 0.15 [m] que atorgan a la estructura características de diafragma rígido.

En la dirección X, la estructura posee 6 ejes de resistencia (paralelos a la dirección) distanciados a 5, 2.45 y 2.55 [m]. Estos proveen la rigidez y resistencia necesaria para soportar las cargas laterales y gravitacionales en esta dirección de análisis.

En la dirección Y, el edificio posee 7 ejes de resistencia (paralelos a la dirección) distanciados a 6 y 3.75 [m]. Aportando la rigidez y resistencia adecuada para resistir las solicitaciones en está dirección de análisis.

Se asume que el edificio estará fundado sobre un suelo no saturado tipo **III**, clasificación de la norma Chilena NCh433.Of96 (INN, 1996).

El sistema de fundaciones a utilizar corresponde a zapatas aisladas, que proporcionan a la estructura la condición de empotramiento basal, validando la modelación realizada en el Software Sap2000.

Nota: Las conexiones rotuladas son simbolizadas mediante

Las siguientes figuras muestran en detalle de las plantas y elevaciones estructurales del edificio en estudio.



Figura 3.2.1 a): Planta de estructura – Cielo piso 1 al 14.







Fuente: Elaboración Propia.



Figura 3.2.2: Elevación eje A.

Tabla 3.2.1 a): Detalle de columnas eje A.

Intersección		
Ejes A y F con:	Pisos	Columnas
1;7	1 al 10	W14 x 398
1;7	11 al 15	W14 x 311
2;3;4	1 al 10	W14 x 193
2;3;4	11 al 15	W14 x 176
5;6	1 al 10	W14 x 500
5;6	11 al 15	W14 x 426

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 3.2.1 b): Detalle de vigas eje A.

Entre Ejes	Pisos	Vigas
1-2;3-4;4-5;6-7	1 al 15	W18 x 40
2-3	1 al 10	W18 x 71
2-3	11 al 15	W18 x 65
5 - 6	1 al 10	W16 x 89
5 - 6	1 al 15	W8 x 67

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 3.2.1 c): Detalle de arriostramientos excéntricos eje A.

Entre Ejes	Pisos	Arriostramientos
5 - 6	1 al 10	W10 x 88
5 - 6	11 al 15	W 8x 67

5 375	600 600
→	· ·
→ ⊷→ ⊷	• ·
→	I ·I ·
→	
→	II ·
→	
→	
→ • •	
→	
→	· `
→	· ·

Figura 3.2.3: Elevación eje B.

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 3.2.2 a): Detalle de colu	ımnas eje B.
---------------	--------------------	--------------

Intersección		
Eje B con:	Pisos	Columnas
1;7	1 al 10	W14 x 398
1;7	11 al 15	W14 x 311
2;6	1 al 15	W14 x 311
3;4;5	1 al 15	W14 x 193

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 3.2.2 b): Detalle de vigas eje B.

Entre Ejes	Pisos	Vigas
1-2;2-3	1 al 15	W18 x 50
3-4;4-5	1 al 15	W18 x 50
5-6;6-7	1 al 15	W18 x 50



Figura 3.2.4: Elevación eje C.

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla	3.2.3	a):	Detalle	de	columnas	eie	C.
		,-				-,-	

Intersección		
Eje C con:	Pisos	Columnas
3;4;5	1 al 15	W14 x 665

Tabla 3.2.3 b): Detalle de vigas eje C.

Entre Ejes	Pisos	Vigas
3-4;4-5	1 al 15	W8 x 67

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 3.2.3 c): Detalle de arriostramientos excéntricos Eje C.

Entre Ejes	Pisos	Arriostramientos
3-4;4-5	1 al 15	W8 x 67

600	375	375	600	600	
***			*		_
•	•			·•	
•	• ••		·•	·•	-
-			·		
•	•	·		·•	_
•	• ••		·	·	_
					_
1					
	•l	·		·	_
• •	•I	·•		·	_
					_
-	'				
• •	•l	·	••	·	_
• •	•l			••	_
¶	·		·	·	
• • • • • • • • • • • • • • • • • • • •	، اب		••	•	_
•	• +	••		••	_

Figura 3.2.5: Elevación eje D.

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 3.2.4 a):	Detalle de	columnas e	je D.
-----------------	------------	------------	-------

Intersección		
Eje D con:	Pisos	Columnas
1;7	1 al 10	W14 x 398
1;7	11 al 15	W14 x 311
2;6	1 al 15	W14 x 311
3;5	1 al 15	W14 x 665
4	1 al 15	W14 x 398

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 3.2.4 b): Detalle de vigas eje D.

Entre Ejes	Pisos	Vigas
1-2;2-3	1 al 15	W18 x 50
3-4;4-5	1 al 15	W18 x 50
5-6;6-7	1 al 15	W18 x 50



Figura 3.2.6: Elevación eje E.

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 3.2.5 a): Detalle de columnas eje	e E.
-----------------------------------------	------

Intersección		
Eje E con:	Pisos	Columnas
1;7	1 al 10	W14 x 398
1;7	11 al 15	W14 x 311
2;6	1 al 15	W14 x 311
3;4;5	1 al 15	W14 x 665

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 3.2.5 b): Detalle de vigas eje E.

Entre Ejes	Pisos	Vigas
1-2;2-3;5-6;6-7	1 al 15	W18 x 50
3-4;4-5	1 al 15	W8 x 67

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 3.2.5 c): Detalle de arriostramientos excéntricos eje E.

Entre Ejes	Pisos	Arriostramientos
3-4;4-5	1 al 15	W8 x 67



Figura 3.2.7: Elevación eje F.



Intersección		
Ejes A y F con:	Pisos	Columnas
1;7	1 al 10	W14 x 398
1;7	11 al 15	W14 x 311
2;3	1 al 10	W14 x 500
2;3	11 al 15	W14 x 426
4;5;6	1 al 10	W14 x 193
5;6	11 al 15	W14 x 176

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 3.2.6 b): Detalle de vigas eje F.

Entre Ejes	Pisos	Vigas
1-2;3-4;4-5;6-7	1 al 15	W18 x 40
2-3	1 al 10	W16 x 89
2-3	11 al 15	W8 x 67
5 - 6	1 al 10	W18 x 71
5 - 6	1 al 15	W18 x 65

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 3.2.6 c): Detalle de arriostramientos excéntricos eje F.

Entre Ejes	Pisos	Arriostramientos
5 - 6	1 al 10	W10 x 88
5 - 6	11 al 15	W 8x 67

+	0	50	500	500	500
Ĺ	1				1
<u>+</u>					
+					
÷					
+					
_	_				
Ļ					
Ĺ					
±					
<u>+</u>	-				
Ļ					
+					
_	_				
÷					
	-				
Ĺ					
±					
-	-				
ţ					
+					
_	_				
t,					
<u> </u>	-				
0					

Figura 3.2.8: Elevación ejes 1 y 7.

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 3.2.7 a): Detalle de columnas ejes 1 y 7.

Intersección		
Ejes 1 y 7 con:	Pisos	Columnas
A; B; D; E; F	1 al 10	W14 x 398
A; B; D; E; F	11 al 15	W14 x 311

Tabla 3.2.7 b): Deta	lle de vig	gas ejes 1 y 7	•
---------------	---------	------------	----------------	---

Entre Ejes	Pisos	Vigas
A - B ; B - D	1 al 10	W21 x 132
A - B ; B - D	11 al 15	W16 x 100
D-E;E-F	1 al 10	W21 x 132
D-E;E-F	11 al 15	W16 x 100

Fuente: Elaboración Propia.

500	500	500	500	+4
1	1	1	f	
				+4
·				
				+2
			·	<u> </u>
				+2
·				
				+:
·				<u> </u>
				+2
			·	-
				+2
·				<u> </u>
				+ <u>}</u>
·			·	
				÷۲
				+1
				Ē
				+1
				+1
				+8
·•			·	
				+5
·				<u> </u>
				<u>+2</u>
			·	<u> </u>
				0.
				,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,

Figura 3.2.9: Elevación ejes 2 y 6.

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 3.2.8 a): Detalle de columnas ejes 2 y 6.

Intersección		
Ejes 2 y 6 con:	Pisos	Columnas
A;F	1 al 10	W14 x 193
A;F	11 al 15	W14 x 176
В; D; Е	1 al 15	W14 x 311

Tabla 3.2.8 b): Detalle de vigas ejes 2 y 6.

Entre Ejes	Pisos	Vigas
A - B ; E - F	1 al 15	W18 x 40
B - D ; D - E	1 al 15	W16 x 100

Fuente: Elaboración Propia.



Figura 3.2.10: Elevación ejes 3 y 5.

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 3.2.9 a): Detalle de	columnas e	jes 3 y 5.
---------------	---------------	------------	------------

Intersección		
Eje 3 y 5 con:	Pisos	Columnas
A;F	1 al 10	W14 x 193
A;F	11 al 15	W14 x 176
В	1 al 15	W14 x 193
C;D;E	1 al 15	W14 x 665

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 3.2.9 b): Detalle de vigas ejes 3 y 5.

Entre Ejes	Pisos	Vigas
A – B ; B – C ; C – D ; E - F	1 al 15	W18 x 46
D - E	1 al 15	W14 x 82

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 3.2.9 c): Detalle de arriostramientos excéntricos ejes 3 y 5.

Entre Ejes	Pisos	Arriostramientos
D - E	1 al 15	W14 x 68

(DĆ) (i	3
	255	500	+43.5
			+40.6
	1		+37.7
	-	·	<u>+34.</u> 8
	H		+31.9
	-		<u>+29.0</u>
	-		<u>+26.1</u>
		••	<u>+</u> +23.2
			<u>+</u> +20.3
	-	·	+17.4
			+14.5
			+11.6
			+8.7
	-	••	+5.5
			+2.0
		• •	± 2.9
			<u>0.00</u>
////	1////		1///
~~~			

Figura 3.2.11: Elevación eje 4.

Fuente: Elaboración Propia.

Intersección		
Eje 4 con:	Pisos	Columnas
С;Е	1 al 15	W14 x 665
D	1 al 15	W14 x 398

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 3.2.10 b): Detalle de vigas eje 4.

Entre Ejes	Pisos	Vigas
С <b>-</b> D; D-Е	1 al 15	W18 x 50

## 3.2.2 Descripción del Sistema Sismorresistente

El sistema sismorresistente de este edificio (Destacado con rojo en las figuras anteriores) está compuesto en ambas direcciones por marcos o pórticos dúctiles conectados rígidamente, además se incorporan arriostramientos excéntricos, especialmente en la zona de escaleras y ascensores para asegurar la evacuación de las personas en caso de un sismo de alto poder destructivo. Se ha adoptado esta configuración debido a la rigidez y potencial inelástico ofrecido por estos sistemas sismorresistentes permitiendo así, una optima absorbsión y disipación de la energía inducida por los sismos, asegurando la estabilidad y seguridad frente al colapso.

## 3.2.3 Materiales Empleados y Calidades.

Propiedad	Unidad	Acero	Hormigón
Coeficiente de Dilatación Térmica $\alpha_c, \alpha_s$	1/°C	1.2•10 ⁻⁵	1.2•10 ⁻⁵
Peso Especifico	$T_f/m^3$	7.85	2.5
Módulo de Corte	$\mathrm{Kg_{f}/cm^{2}}$	$0.4 \cdot E_s = 840000$	0.416•E _c = 98466
Módulo de Poisson	-	0.3	0.18
Módulo de Elasticidad	$Kg_f/cm^2$	2.1•10 ⁶	$1500\sqrt{F_{c}} = 236696$

Tabla 3.2.11: Propiedades mecánicas de los materiales.

Fuente: Elaboración Propia.

#### 3.2.3.1 Elementos de Acero

El acero estructural para columnas, vigas y arriostramientos será de tipo A572-Gr50 con un límite de fluencia mínimo  $F_y = 3518 [Kg_f/cm^2]$  y  $F_u = 4573 [Kg_f/cm^2]$ 

El acero de refuerzo para losas será del tipo A63-42H con resaltes,  $F_y = 4200 \text{ Kg}_f/\text{cm}^2$ .

#### 3.2.3.2 Elementos de Hormigón

El hormigón a utilizar para las losas será de grado H-30 con un nivel de confianza del 90%.

#### 3.2.4 Métodos de Diseño

El diseño de los elementos de acero tales como vigas, columnas y arriostramientos se realizará mediante el método de Factores de Carga y Resistencia (LRFD) de la especificación AISC (AISC 360, 2005) en adición con los alcances y requisitos de diseño estipulados en la *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* (AISC 341, 2005) y la normativa Chilena, en especial la *NCh 2369.Of 2003*, (INN, 2003). "Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales".

# 3.2.5 Hipótesis de Diseño

## 3.2.5.1 Elementos de Acero

- El acero tiene un comportamiento elasto plástico perfecto.
- Existe perfecta adherencia entre los elementos que se unen con pernos o soldaduras.
- Los esfuerzos están en equilibrio.
- Las secciones planas permanecen planas.

## 3.2.5.2 Elementos de Hormigón

- El hormigón no resiste a tracción.
- Los esfuerzos internos están en equilibrio.
- No existe fluencia lenta (deformaciones), ni retracción en el hormigón.
- Existe adherencia perfecta (química y física) entre el acero y el hormigón.
- Las secciones planas permanecen planas.
- El coeficiente de dilatación térmica del hormigón es el mismo del acero.
- Las deformaciones unitarias en el rango elástico se idealizan mediante teorías lineales.
- La deformación unitaria máxima del hormigón es 0.003.

# 3.2.6 Normas y Códigos a Emplear

Las siguientes normas y códigos establecen los requisitos mínimos que debe cumplir la estructura. Por ser una estructura con fines de estudio, sólo se consultan las normativas relacionadas con el diseño.

- NCh 431. Of77: Construcción sobrecargas de nieves.
- NCh 432. Of71: Cálculo de la acción del viento sobre las construcciones.
- NCh 433. Of96: Diseño sísmico de edificios.
- NCh 1537. Of86: Diseño estructural de edificios Cargas permanentes y sobrecargas de uso.
- NCh 2369. Of2003: Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales.
- > ANSI/AISC 360-05: Specification for Structural Steel Buildings, 2005.
- > ANSI/AISC 341-05: Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, 2005.
- FEMA 350: Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment Frame Buildings.

## 3.2.7 Estados de Carga

A continuación se definen los estados de cargas estáticos y dinámicos que solicitan la estructura y que condicionan el análisis y diseño.

Las cargas provenientes del peso propio de las losas, tabiques, cielo falso, ductos y las sobrecargas de uso y nieve serán ingresadas manualmente como cargas tributadas a las vigas que soportan las losas, de acuerdo a las condiciones de apoyo de estas. Las áreas tributarias y los tipos de losas existentes se muestran en las siguientes figuras.





Fuente: Elaboración Propia.

Donde:

 $\mathbf{Q}_{ye}\mathbf{M}\mathbf{\dot{a}x}$  = Valor de la ordenada máxima de la carga distribuida en el borde mayor empotrado, [Kg_i/m].

 $Q_yMáx$  = Valor de la ordenada máxima de la carga distribuida en el borde mayor simplemente apoyado, [Kg_f/m].

- $Q_{xe}Máx$  = Valor de la ordenada máxima de la carga distribuida en el borde menor empotrado, [Kg_f/m].
- $Q_x M \dot{a} x$  = Valor de la ordenada máxima de la carga distribuida en el borde menor simplemente apoyado, [Kg_f/m].



Figura 3.2.13 a): Losas tipo I, II, III y IV.

Fuente: Elaboración Propia.

Figura 3.2.13 b): Losas tipo V, VI, VII y VIII.



Fuente: Elaboración Propia.



Figura 3.2.13 c): Losas Tipo IX, X y XI.

,				
Elemente 2 0 14 elle Ameri				
F1011ra 5.7.14 al: Area	s montanas de losas	$\cdot$ cielo disos i al	14. Superncies ei	nm.
- ig ala 0.2.1   a/. lifea	, uno atanao ae rooao	$\mathbf{y}$ end $\mathbf{y}$ provo $\mathbf{x}$ and $\mathbf{x}$	in capernetes es	

	/	$\sim$ $<$	$\sim$	$\land$ $\angle$	$\sim$ /
	6.41	5.20	8.12	5.20	6.41
4.58	7.92	7.90 7.90	10.63 10.63	7.90 7.90	7.92
	11.1	9.0	8.12	9.0	11.1
$\backslash$	10.07	10.07	$\setminus$ /	10.07	10.07
3.61	6.25	6.25 3.61		3.61 6.25	6.25
	10.07	10.07		10.07	10.07
	10.07	10.07		10.07	10.07
3.61	10.07	6.25 8.75	1.9 5.33 1.9 9.24 1.9	6.25 3.13 8.75	6.25 3.61
$\backslash$	11.1	9.0	13.73	9.0	11.1
4.58	7.92	7.90 7.90	7.92 7.92	7.90 7.90	7.92 4.58
	6.41	5.20	7.93	5.20	6.41

Fuente: Elaboración Propia.

$\overline{\ }$	6.41	5.20	7.93	5.20	6.41
4.58	7.92	7.90 7.90	7.92 7.92	7.90 7.90	7.92
	11.1	9.0	13.73	9.0	11.1
	10.07	8.75	3.52 3.52	8.75	10.07
3.61>-	6.25	6.25	5.86 5.86 5.86 5.86	6.25	6.25
	10.07	8.75	3.52 3.52	8.75	10.07
	10.07	8.75	3.15 1.63 1.63 3.15 1.63	8.75	10.07
3.61>-	6.25	6.25 6.25	5.13 5.13	6.25 6.25	6.25
	10.07	8.75	1.5 7.69 1.5	8.75	10.07
	11.1	9.0	13.73	9.0	11.1
4.58	7.92	7.90 7.90	7.92 7.92	7.90 7.90	7.92
	6.41	5.20	7.93	5.20	6.41

Figura 3.2.14 b): Áreas tributarias de losas, cielo piso 15. Superficies en m².

# 3.2.7.1 Peso Propio (D)

Las cargas debidas a la acción del peso propio son calculadas de manera automática por el programa Sap2000 mediante la definición de los pesos específicos de los materiales utilizados en la modelación de los elementos resistentes.

Las cargas debidas al peso propio de la losa, sobrelosa, cielo falso y tabiques serán tributadas manualmente a las vigas que soportan las losas.

El peso del revestimiento de las fachadas (muros cortina) será modelado como una carga uniformemente distribuida equivalente a 500  $[Kg_f/m]$  sobre todas las vigas perimetrales del edificio.

Detalle	$Q_{\rm D}[{\rm Kg_f/m}^2]$	
Losa H.A - e=0.15m	375	I
Sobrelosa	100	5
Cielo Falso y Ductos	50	(
Tabiques	100	2
Σ	625	

Tabla 3.2.12: Cargas permanentes - Losas	s cielo piso 1	al 14 y losa	cielo piso 15.
------------------------------------------	----------------	--------------	----------------

Detalle	$Q_{\rm D}[{\rm Kg_f/m}^2]$	
Losa H.A - e=0.15m	375	
Sobrelosa	100	
Cielo Falso y Ductos	50	
Σ	525	

Fuente: Elaboración Propia.

Losa Tipo	Qye Máx	Qy Máx	Qxe Máx	Qx Máx	Qye' Máx	Qxe' Máx
	[Kg _f /m]					
Ι	1982.14	1144.64	1980.00	1145.00	0.00	0.00
II	1561.72	0.00	1562.50	902.50	0.00	0.00
III	1875.00	1083.33	1873.81	0.00	0.00	0.00
IV	1561.72	0.00	1562.50	900.00	1562.50	1565.00
V	0.00	1353.33	2347.61	0.00	0.00	0.00
VI	970.59	559.87	969.39	0.00	0.00	0.00
VII	1981.81	1144.63	1980.00	0.00	0.00	0.00

Tabla 3.2.13 a): Cargas permanentes tributadas – Losas cielo piso 1 al 14.

Tabla 3.2.13 b): Cargas permanentes	tributadas -	Losas	cielo	piso	15
-------------------------------------	--------------	-------	-------	------	----

Losa Tipo	Qye Máx	Qy Máx	Qxe Máx	Qx Máx
	[Kg _f /m]	[Kg _f /m]	[Kg _f /m]	[Kg _f /m]
Ι	1665.00	961.50	1663.20	961.80
II	1311.85	0.00	1312.50	758.10
III	1575.00	910.00	1574.00	0.00
V	0.00	1136.80	1972.00	0.00
VII	1664.72	961.49	1663.20	0.00
VIII	1312.50	0.00	1312.50	0.00
IX	986.06	0.00	985.60	0.00
X	666.83	0.00	671.18	0.00
XI	643.90	0.00	642.86	0.00

Fuente: Elaboración Propia.

# 3.2.7.2 Sobrecargas de Uso y Techumbre (L, L_r)

Estas son aplicadas a las losas y tributadas sobre las vigas que las soportan, los valores se obtienen de la tabla 3 de la NCh 1537. Of86 (INN, 1986), por tratarse de un edificio destinado al uso de de oficinas con áreas privadas sin equipos, se consideró una sobrecarga de 2.5 [Kpa] = 250 [Kg_f/m²] aplicadas sobre las losas cielo del primer nivel hasta el catorce. Como sobrecarga de Techo de consideró lo establecido en el punto 6.2 de la NCh 1537. Of86 (INN, 1986), que establece una carga mínima, sin reducción, uniformemente distribuida de 1.0 [Kpa] = 100 [Kg_f/m²] aplicada sobre las losas cielo del piso 15.

Detalle	$Q_{\rm L}[{\rm Kg_f/m}^2]$
Sobrecarga de Uso (L)	250
Sobrecarga de Techo (L _r )	100

Tabla 3.2.14: Sobrecargas de uso y techumbre.

Tabla 3.2.15 a): Sobrecargas de uso tributadas – Losas cielo piso 1 al 14.

Losa Tipo	Qye Máx	Qy Máx	Qxe Máx	Qx Máx	Qye' Máx	Qxe' Máx
	[Kg _f /m]					
Ι	792.86	457.86	792.00	458.00	0.00	0.00
II	624.69	0.00	625.00	361.00	0.00	0.00
III	750.00	433.33	749.53	0.00	0.00	0.00
IV	624.69	0.00	625.00	360.00	625.00	626.00
V	0.00	541.33	939.05	0.00	0.00	0.00
VI	388.24	223.95	387.76	0.00	0.00	0.00
VII	792.73	457.85	792.00	0.00	0.00	0.00

Fuente: Elaboración Propia.

Losa Tipo	Qye Máx	Qy Máx	Qxe Máx	Qx Máx
	[Kg _f /m]	[Kg _f /m]	[Kg _f /m]	[Kg _f /m]
Ι	317.14	183.14	316.80	183.20
II	249.88	0.00	250.00	144.40
III	300.00	173.33	299.81	0.00
V	0.00	216.53	375.62	0.00
VII	317.09	183.14	316.80	0.00
VIII	250.00	0.00	250.00	0.00
IX	187.82	0.00	187.73	0,00
X	127.02	0.00	127.84	0.00
XI	122.65	0.00	122.45	0.00

Tabla 3.2.15 b): Sobrecargas de techumbre tributadas – Losas cielo piso 15.

## 3.2.7.3 Sobrecarga de Nieve (S)

El valor de la sobrecarga básica mínima de nieve (n₀) se extrae de la tabla 2 de la NCh431. Of77 (INN, 1977), para el caso de edificaciones emplazadas en Valdivia (latitud = 39°49' y altitud = 12 [m]) corresponde; n₀ = 25 [Kg_f/m²].

La sobrecarga de nieve se obtiene mediante la amplificación de la sobrecarga básica mínima por un factor  $\mathbf{K}$  que depende de la inclinación de la techumbre. Como el factor de reducción de la carga a causa de la inclinación del techo ( $\mathbf{K}$ ) es igual a 1, el valor de la sobrecarga de nieve ( $\mathbf{n}$ ) es igual a  $\mathbf{n}_0$ . Para la distribución de las sobrecargas de nieve, se utiliza el mismo criterio de distribución de las cargas por área tributaria empleado para las cargas permanentes y sobrecargas de uso y techumbre.

Losa Tipo	Qye Máx	Qy Máx	Qxe Máx	Qx Máx
	[Kg _f /m]	[Kg _f /m]	[Kg _f /m]	[Kg _f /m]
Ι	79.29	45.79	79.20	45.80
II	62.47	0.00	62.50	36.10
III	75.00	43.33	74.95	0.00
V	0.00	54.13	93.90	0.00
VII	79.27	45.79	79.20	0.00
VIII	62.50	0.00	62.50	0.00
IX	46.96	0.00	46.93	0.00
X	31.75	0.00	31.96	0.00
XI	30.66	0.00	30.61	0.00

Tabla 3.2.16: Sobrecarga de nieve tributada – Losas cielo piso 15.

Fuente: Elaboración Propia.

## 3.2.7.4 Acción del Viento (W)

La acción del viento sobre los edificios se calcula según las disposiciones de la norma NCh432. Of72 (INN, 1972).

La presión básica para diferentes alturas se obtiene mediante interpolación lineal de los valores extraídos de la tabla 1 de la norma Chilena NCh432. Of72 (INN, 1972). Para obtener la fuerza de viento por unidad de superficie estos valores se amplifican por un factor de forma C = 1.2 debido a que la acción del viento se asume perpendicular al edificio. Este factor C se descompone utilizando 0.8 para presión y 0.4 para succión, ver figura 3.2.19.



Figura 3.2.15: Acción del viento sobre construcciones cerradas.

Fuente: INN, 1972.

h [m]	q [Kg _f /m ² ]	q [Kg _f /m]	0.8q [Kg _f /m]	0.4q [Kg _f /m]
0.0	55.00	137.50	110.00	55.00
2.9	58.87	147.17	117.73	58.87
5.8	62.73	156.83	125.47	62.73
8.7	66.60	166.50	133.20	66.60
11.6	70.47	176.17	140.93	70.47
14.5	74.33	185.83	148.67	74.33
17.4	79.80	199.50	159.60	79.80
20.3	85.30	213.25	170.60	85.30
23.2	88.20	220.50	176.40	88.20
26.1	91.10	227.75	182.20	91.10
29.0	94.00	235.00	188.00	94.00
31.9	96.52	241.30	193.04	96.52
34.8	98.84	247.10	197.68	98.84
37.7	101.16	252.90	202.32	101.16
40.6	103.30	258.25	206.60	103.30
43.5	104.75	261.88	209.50	104.75

h [m]	q [Kg _f /m ² ]	q [Kg _f /m]	0.8q [Kg _f /m]	0.4q [Kg _f /m]
0.0	55.00	275.00	220.00	110.00
2.9	58.87	294.33	235.47	117.73
5.8	62.73	313.67	250.93	125.47
8.7	66.60	333.00	266.40	133.20
11.6	70.47	352.33	281.87	140.93
14.5	74.33	371.67	297.33	148.67
17.4	79.80	399.00	319.20	159.60
20.3	85.30	426.50	341.20	170.60
23.2	88.20	441.00	352.80	176.40
26.1	91.10	455.50	364.40	182.20
29.0	94.00	470.00	376.00	188.00
31.9	96.52	482.60	386.08	193.04
34.8	98.84	494.20	395.36	197.68
37.7	101.16	505.80	404.64	202.32
40.6	103.30	516.50	413.20	206.60
43.5	104.75	523.75	419.00	209.50

Tabla 3.2.17 b): Acción del viento dirección X – Ancho tributario 5.0 [m].

Tabla 3.2.17 c)	: Acción del viento	dirección Y – A	Ancho tributario	3.0	[m]
-----------------	---------------------	-----------------	------------------	-----	-----

h [m]	q [Kg _f /m ² ]	q [Kg _f /m]	0.8q [Kg _f /m]	0.4q [Kg _f /m]
0.0	55.00	165.00	132.00	66.00
2.9	58.87	176.60	141.28	70.64
5.8	62.73	188.20	150.56	75.28
8.7	66.60	199.80	159.84	79.92
11.6	70.47	211.40	169.12	84.56
14.5	74.33	223.00	178.40	89.20
17.4	79.80	239.40	191.52	95.76
20.3	85.30	255.90	204.72	102.36
23.2	88.20	264.60	211.68	105.84
26.1	91.10	273.30	218.64	109.32
29.0	94.00	282.00	225.60	112.80
31.9	96.52	289.56	231.65	115.82
34.8	98.84	296.52	237.22	118.61
37.7	101.16	303.48	242.78	121.39
40.6	103.30	309.90	247.92	123.96
43.5	104.75	314.25	251.40	125.70

h [m]	q [Kg _f /m ² ]	q [Kg _f /m]	0.8q [Kg _f /m]	0.4q [Kg _f /m]
0.0	55.00	330.00	264.00	132.00
2.9	58.87	353.20	282.56	141.28
5.8	62.73	376.40	301.12	150.56
8.7	66.60	399.60	319.68	159.84
11.6	70.47	422.80	338.24	169.12
14.5	74.33	446.00	356.80	178.40
17.4	79.80	478.80	383.04	191.52
20.3	85.30	511.80	409.44	204.72
23.2	88.20	529.20	423.36	211.68
26.1	91.10	546.60	437.28	218.64
29.0	94.00	564.00	451.20	225.60
31.9	96.52	579.12	463.30	231.65
34.8	98.84	593.04	474.43	237.22
37.7	101.16	606.96	485.57	242.78
40.6	103.30	619.80	495.84	247.92
43.5	104.75	628.50	502.80	251.40

Tabla 3.2.17 d): Acción del viento dirección Y – Ancho tributario 6.0 [m].

Tabla 3.2.17 e	): Acción de	l viento	dirección	Y –	Ancho	tributario	4.88	[m]	•
----------------	--------------	----------	-----------	-----	-------	------------	------	-----	---

h [m]	q [Kg _f /m ² ]	q [Kg _f /m]	0.8q [Kg _f /m]	0.4q [Kg _f /m]
0.0	55.00	268.13	214.50	107.25
2.9	58.87	286.98	229.58	114.79
5.8	62.73	305.83	244.66	122.33
8.7	66.60	324.68	259.74	129.87
11.6	70.47	343.53	274.82	137.41
14.5	74.33	362.38	289.90	144.95
17.4	79.80	389.03	311.22	155.61
20.3	85.30	415.84	332.67	166.34
23.2	88.20	429.98	343.98	171.99
26.1	91.10	444.11	355.29	177.65
29.0	94.00	458.25	366.60	183.30
31.9	96.52	470.54	376.43	188.21
34.8	98.84	481.85	385.48	192.74
37.7	101.16	493.16	394.52	197.26
40.6	103.30	503.59	402.87	201.44
43.5	104.75	510.66	408.53	204.26

h [m]	q [Kg _f /m ² ]	q [Kg _f /m]	0.8q [Kg _f /m]	0.4q [Kg _f /m]
0.0	55.00	206.25	165.00	82.50
2.9	58.87	220.75	176.60	88.30
5.8	62.73	235.25	188.20	94.10
8.7	66.60	249.75	199.80	99.90
11.6	70.47	264.25	211.40	105.70
14.5	74.33	278.75	223.00	111.50
17.4	79.80	299.25	239.40	119.70
20.3	85.30	319.88	255.90	127.95
23.2	88.20	330.75	264.60	132.30
26.1	91.10	341.63	273.30	136.65
29.0	94.00	352.50	282.00	141.00
31.9	96.52	361.95	289.56	144.78
34.8	98.84	370.65	296.52	148.26
37.7	101.16	379.35	303.48	151.74
40.6	103.30	387.38	309.90	154.95
43.5	104.75	392.81	314.25	157.13

Tabla 3.2.17 f): Acción del Viento Dirección Y – Ancho Tributario 3.75 [m].

# 3.2.7.5 Acción Sísmica (E)

La norma Chilena NCh433. Of96 (INN, 1996) estable dos métodos de análisis:

- a) Método de análisis estático.
- b) Método modal espectral.

Para el análisis sísmico, del edificio en estudio, se utilizará el método modal espectral. Los requisitos mínimos relacionados a la acción sísmica se calculan en concordancia con las disposiciones establecidas en norma NCh433. Of96 (INN, 1996).

## 3.2.7.5.1 Análisis Modal Espectral

La respuesta máxima de un sistema ante una solicitación sísmica es calculada utilizando el análisis modal espectral. El desarrollo de este método requiere evaluar las matrices de masa y rigidez de la estructura, y posteriormente calcular los modos de vibrar con sus respectivos periodos.

El espectro de diseño que determina la resistencia sísmica del edificio esta definido por la siguiente ecuación:

$$\mathbf{S}_{\mathbf{a}} = \frac{\mathbf{I}\mathbf{A}_{\mathbf{0}}\boldsymbol{\alpha}}{\mathbf{R}^{*}} \tag{3.2.1}$$

Donde:

- I = Coeficiente relativo al edificio de acuerdo a su importancia, uso y riesgo de falla.
- $A_0$  = Aceleración efectiva máxima de acuerdo a la zonificación sísmica del país.
- $\alpha$  = Factor de amplificación que se determina para cada modo de vibrar.

**R**^{*} = Factor de reducción del espectro.

La respuesta máxima del sistema se obtiene combinando las respuestas máximas calculadas para todos los modos normales ordenados según valores crecientes de las frecuencias propias, que sean necesarios para que la suma de las masas equivalentes, en las dos direcciones de análisis, sea mayor o igual a un 90% de la masa total.

La NCh433. Of96 (INN, 1996) permite que la superposición de los valores máximos modales pueda hacerse mediante la siguiente expresión:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 r^{\frac{2}{3}}}{(1+r)(1-r)^2 + 4\xi^2 r(1+r)}$$
(3.2.2)

Donde:

r

- $= T_i / T_{j}$
- ξ = Razón de amortiguamiento, uniforme para todos los modos de vibrar, que debe tomarse igual a 0.05.

Las siguientes tablas dan a conocer los valores de los coeficientes y parámetros involucrados en la obtención del espectro de diseño.

Categoría del Edificio	Ι
С	1.0

Fuente: INN, 1996.

Tabla 3.2.19: Aceleración efectiva A₀.

Zona Sísmica	$A_{ heta}$
3	0.40g

Fuente: INN, 1996.

Tipo de Suelo	\$	To (seg)	T' (seg)	n	р
III	1.20	0.75	0.85	1.80	1.00

Tabla 3.2.20: Parámetros relacionados al tipo de suelo.

Fuente: INN, 1996.

El factor de reducción *R** se obtiene desarrollando la ecuación (3.2.3):

$$\mathbf{R}^{*} = 1 + \frac{\mathbf{T}^{*}}{0.10T_{0} + \frac{\mathbf{T}^{*}}{\mathbf{R}_{0}}}$$
(3.2.3)

Donde:

 $\mathbf{T}^*$  = Período con mayor masa traslacional en la dirección de análisis.  $\mathbf{R}_0$  = Factor de modificación de la respuesta, para pórticos de acero  $R_0$ =11, (INN, 1996).

El factor de amplificación  $\alpha$  se determina para cada modo de vibrar *n*, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\alpha = \frac{1+4.5\left(\frac{T_n}{T_0}\right)^P}{1+\left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3}$$
(3.2.4)

Donde:

 $\mathbf{T}_{\mathbf{n}}$  = Período de vibración del modo *n*.

## 3.2.7.5.2 Masa Sísmica e Inercia Polar Rotacional

A continuación se dan a conocer las masas sísmicas e inercia polar rotacional, por piso, utilizadas en el análisis modal espectral. El cálculo de las masas debe considerar las cargas permanentes (losas, sobrelosas, cielo falso y ductos, fachadas, tabiques y estructura de acero) más un 25% de la sobrecarga de uso.

Tabla 3.2.21: Masas por piso (D+0.25L) - Sísmica e inercia polar rotacional

Pisos	M [T - $s^2/m$ ]	Ip $[T - s^2 - m]$
1 al 10	55.81	6883.73
11 al 14	54.77	6794.61
15	50.11	5813.93

# 3.2.7.5.3 Periodos y Masa Modal Participante

Del análisis dinámico se obtienen los periodos, modos de vibrar y masa modal participante los cuales serán utilizados en el análisis modal espectral.

		Masa Modal Participante		
Modo de Vibrar	Periodo	UX	UX Acumulado	
[-]	[seg]	[-]	[%]	
1	1.656	0.723	72.3	
2	1.562	0.000	72.3	
3	1.344	0.013	73.6	
4	0.534	0.144	88.0	
5	0.513	0.000	88.0	
6	0.464	0.004	88.4	
7	0.285	0.044	92.8	
8	0.276	0.000	92.8	
9	0.255	0.001	92.9	
10	0.194	0.020	94.9	
11	0.183	0.000	94.9	
12	0.173	0.000	94.9	

Tabla 3.2.22 a): Modos de vibrar, periodos y masas participantes en la dirección de análisis X.

Fuente: Elaboración Propia.

## Tabla 3.2.22 b): Modos de vibrar, periodos y masas participantes en la dirección de análisis Y.

		Masa Modal Participante		
Modo de Vibrar	Periodo	UY	UY Acumulado	
[-]	[seg]	[-]	[%]	
1	1.656	0.000	0.0	
2	1.562	0.756	75.6	
3	1.344	0.000	75.6	
4	0.534	0.000	75.6	
5	0.513	0.128	88.3	
6	0.464	0.000	88.3	
7	0.285	0.000	88.3	
8	0.276	0.043	92.6	
9	0.255	0.000	92.6	
		Masa Modal Participante		
----------------	---------	-------------------------	--------------	--
Modo de Vibrar	Periodo	UY	UY Acumulado	
[-]	[seg]	[-]	[%]	
10	0.194	0.000	92.6	
11	0.183	0.022	94.8	
12	0.173	0.000	94.8	

# Tabla 3.2.22 b) (Continuación): Modos de vibrar, periodos y masas participantes en la dirección de análisis Y.

Fuente: Elaboración Propia.

#### 3.2.7.5.4 Espectros de Diseño

A partir de la ecuación (3.2.1) se obtienen los espectros de diseño para ambas direcciones de análisis, X e Y. Como se explicó anteriormente estos espectros de diseño incorporan características propias de la estructura tales como el material de estructuración, el periodo con mayor masa traslacional y el uso que tendrá. Además considera las características del lugar de emplazamiento y suelo en el cual se fundará.

A continuación se muestran los espectros de diseño en la dirección de análisis X e Y, respectivamente.





Fuente: Elaboración Propia.



Gráfico 3.2.2: Espectro de Diseño – Dirección de análisis Y– Periodo T_v = 1.562 [seg].

Fuente: Elaboración Propia.

#### 3.2.7.5.5 Corte Basal

La norma de diseño sísmico NCh 433. Of96 (INN, 1996) establece limitaciones para el esfuerzo de corte basal, en ella se señala un límite inferior dado por la siguiente ecuación:

$$\mathbf{Q}_{0,\min} = \frac{\mathbf{I}\mathbf{A}_{0}\mathbf{P}}{\mathbf{6}\mathbf{g}} \tag{3.2.5}$$

Donde:

Si el esfuerzo de corte basal, obtenido a través del análisis modal espectral, es inferior al calculado por la ecuación (3.2.5), los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales y las solicitaciones de los elementos estructurales deben multiplicarse por un factor con el objetivo de cumplir con el valor mínimo especificado.

El límite superior, del esfuerzo de corte basal, está dado por la siguiente expresión:

$$\mathbf{Q}_{0,\text{máx}} = \mathbf{I}\mathbf{C}_{\text{máx}}\mathbf{P} \tag{3.2.6}$$

Donde:

<b>Q</b> _{o, máx}	= Corte basal máximo, $[T_f]$ .
I = 1.0	= Coeficiente de importancia.
Р	= Peso total sísmico del edificio, $[T_f]$ .
C _{máx}	= Valor máximo del coeficiente sísmico. Dado por la Tabla 6.4 del la
	NCh 433. Of96.

Para R=7 y tipo de suelo III, se tiene:

$$C_{máx} = 0.35S \frac{A_0}{g} = 0.35 \cdot 1.2 \cdot \frac{0.4g}{g} = 0.168$$
 (3.2.7)

En las siguientes tablas se dan a conocer los valores del peso sísmico total de la estructura, el corte basal obtenido mediante el análisis modal espectral y sus respectivos valores mínimos y máximos establecidos por la norma Chilena de diseño sísmico(INN, 1996).

Elementos	Peso Total [T _f ]
Estructura Metálica.	1479.37
Peso Propio Losas – Sobre Losa – Tabiques Cielo Falso - Ductos – Muro Cortina.	6119.52
25% Sobrecarga.	517.41
Peso Sísmico Total - Σ:	8116.30

Tabla 3.2.23: Peso sísmico total del edificio.

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 3.2.24: Corte basal provocado por la acción sísmica en dirección X e Y.

Corte Basal	Cantidad
$[T_{f}]$	$[T_{f}]$
Q _{ox}	315.39
$Q_{oy}$	350.22
$Q_{o,Min}$	541.09
Q _{o,Máx}	1363.54

Fuente: Elaboración Propia.

En la tabla 3.2.24 se puede observar que el esfuerzo de corte basal obtenido a través del análisis modal espectral, para ambas direcciones de análisis, es inferior al mínimo permitido por la norma NCh433. Of96 (INN, 1996). Dado lo anterior, los esfuerzos sísmicos se amplificaron por los correspondientes factores de corrección de la tabla 3.2.25. Este proceso nos lleva a obtener los verdaderos esfuerzos y desplazamientos a los que está expuesto el edificio.

Tabla 3.2.25: Factores de corrección del corte basal – X e Y.

Factor	Valor
FC _X	1.716
$FC_Y$	1.545

Fuente: Elaboración Propia.

#### 3.2.7.5.6 Análisis por Torsión Accidental

La norma Chilena NCh433 Of96 (INN, 1996), proporciona dos alternativas para considerar el efecto de la torsión accidental. Para propósitos de esta memoria se consideró la alternativa de aplicar momentos torsores estáticos en cada nivel, calculados como el producto de la variación del esfuerzo de corte combinado en ese nivel, por una excentricidad accidental dada por:

- $\rightarrow \pm \mathbf{b}_{\mathbf{k}\mathbf{v}}\mathbf{Z}_{\mathbf{k}}/\mathbf{H}$  para el sismo según X.
- $\rightarrow \pm \mathbf{b_{kx} Z_k}/\mathbf{H}$  para el sismo según Y.

Nivel	V _x	F _{iX}	$Z_k$	e	Mz
[-]	$[T_f]$	$[T_f]$	[m]	[m]	[T _f - m]
Piso 15	58.26	58.26	43.5	2.00	116.52
Piso 14	122.25	63.99	40.6	1.87	119.45
Piso 13	181.67	59.42	37.7	1.73	103.00
Piso 12	236.52	54.85	34.8	1.60	87.76
Piso 11	286.80	50.28	31.9	1.47	73.74
Piso 10	332.97	46.17	29.0	1.33	61.56
Piso 09	374.76	41.79	26.1	1.20	50.15
Piso 08	411.90	37.15	23.2	1.07	39.62
Piso 07	444.41	32.50	20.3	0.93	30.34
Piso 06	472.23	27.82	17.4	0.80	22.26
Piso 05	495.44	23.22	14.5	0.67	15.48
Piso 04	514.01	18.57	11.6	0.53	9.91
Piso 03	527.93	13.92	8.7	0.40	5.57
Piso 02	537.12	9.19	5.8	0.27	2.45
Piso 01	541.09	3.97	2.9	0.13	0.52

Fuente: Elaboración Propia.

Nivel	Vy	F _{iY}	Z _k	e	M _Z
[-]	[ <b>T</b> _f ]	$[T_f]$	[m]	[m]	[T _f - m]
Piso 15	58.26	58.26	43.5	3.15	183.52
Piso 14	122.25	63.99	40.6	2.94	188.14
Piso 13	181.67	59.42	37.7	2.73	162.22
Piso 12	236.52	54.85	34.8	2.52	138.22
Piso 11	286.80	50.28	31.9	2.31	116.14
Piso 10	332.97	46.17	29.0	2.10	96.96
Piso 09	374.76	41.79	26.1	1.89	78.98
Piso 08	411.90	37.15	23.2	1.68	62.40
Piso 07	444.41	32.50	20.3	1.47	47.78
Piso 06	472.23	27.82	17.4	1.26	35.05
Piso 05	495.44	23.22	14.5	1.05	24.38
Piso 04	514.01	18.57	11.6	0.84	15.60
Piso 03	527.93	13.92	8.7	0.63	8.77
Piso 02	537.12	9.19	5.8	0.42	3.86
Piso 01	541.09	3.97	2.9	0.21	0.83

Tabla 3.2.26 b): Momentos estáticos por torsión accidental - análisis sísmico en dirección Y.

Fuente: Elaboración Propia.

#### 3.2.7.5.7 Deformaciones Sísmicas

La norma Chilena de diseño sísmico de edificios establece parámetros de deformaciones máximas que aseguran condiciones de serviciabilidad y estabilidad de la estructura, disminuyendo los efectos de segundo orden (efecto  $P-\Delta$ ). El desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masa en cada una de las direcciones de análisis, no debe ser mayor que la altura entrepiso multiplicada por 0.002 (INN, 1996). La altura de entre piso de esta estructura es constante e igual a 290 [cm], por lo tanto, la deformación máxima entrepiso debido a la solicitación sísmica debe ser igual o menor a 0.580 [cm].

Nivel	$\Delta$ Absoluto	$\Delta$ Relativo
[-]	[cm]	[cm]
Piso 15	7.281	0.379
Piso 14	6.902	0.429
Piso 13	6.473	0.483
Piso 12	5.990	0.523
Piso 11	5.467	0.535
Piso 10	4.932	0.513

Tabla 3.2.27 a): Desplazamiento horizontal de cada piso (Absoluto y Relativo) medido en el centro demasa -Análisis sísmico en dirección X.

Nivel	Δ Absoluto	$\Delta$ Relativo
[-]	[cm]	[cm]
Piso 09	4.419	0.512
Piso 08	3.906	0.521
Piso 07	3.386	0.529
Piso 06	2.857	0.536
Piso 05	2.321	0.539
Piso 04	1.782	0.537
Piso 03	1.245	0.520
Piso 02	0.725	0.467
Piso 01	0.258	0.258

Tabla 3.2.27 a) (	Continuación): Desplazamiento horizontal de cada piso (Absoluto y Relativo)
Ν	Medido en el centro de masa -Análisis sísmico en dirección X.

Fuente: Elaboración Propia.

Gráfico 3.2.3: Desplazamiento horizontal de cada nivel (Absoluto) medido en el centro de masa -Análisis sísmico en dirección X.



Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 3.2.27 b): Desplazamiento horizontal de cada piso (Absoluto y Relativo) medido en el centro de masa -Análisis sísmico en dirección Y.

Nivel	Δ Absoluto	$\Delta$ Relativo
[-]	[cm]	[cm]
Piso 15	6.640	0.289
Piso 14	6.350	0.342
Piso 13	6.009	0.394
Piso 12	5.615	0.432
Piso 11	5.182	0.444
Piso 10	4.738	0.442

Nivel	Δ Absoluto	$\Delta$ Relativo
[-]	[cm]	[cm]
Piso 09	4.296	0.459
Piso 08	3.837	0.481
Piso 07	3.355	0.505
Piso 06	2.850	0.523
Piso 05	2.327	0.539
Piso 04	1.788	0.546
Piso 03	1.242	0.532
Piso 02	0.710	0.465
Piso 01	0.244	0.244

Tabla 3.2.27 b) (Continuación): Desplazamient	o horizontal de cada piso (Absoluto y Relativo)
medido en el centro de masa -	Análisis sísmico en dirección Y.

Fuente: Elaboración Propia.

Gráfico 3.2.4: Desplazamiento horizontal de cada nivel (Absoluto) medido en el centro de masa -Análisis sísmico en dirección Y.



Fuente: Elaboración Propia.

Además la norma Nch433.Of96 (INN, 1996) exige que el desplazamiento relativo máximo ente dos pisos consecutivos medido en cualquier punto de la planta en cada una de las direcciones de análisis, no debe exceder en más de 0.001h (0.29 cm) al desplazamiento relativo correspondiente medido en el centro de masas, en que h es la altura de entrepiso.

Para propósito de esta verificación se midieron los desplazamiento relativos, entrepiso, de los puntos más alejados del centro de masa.

En las tablas 3.2.28 a) y b) se detallan los resultados de esta verificación.

Nivel	Δ Absoluto	$\Delta$ Relativo	$\Delta$ Relativo Máximo
[-]	[cm]	[cm]	[cm]
Piso 15	8.632	0.451	0.669
Piso 14	8.181	0.518	0.719
Piso 13	7.662	0.587	0.773
Piso 12	7.075	0.635	0.813
Piso 11	6.440	0.642	0.825
Piso 10	5.798	0.605	0.803
Piso 09	5.193	0.604	0.802
Piso 08	4.589	0.613	0.811
Piso 07	3.975	0.624	0.819
Piso 06	3.352	0.630	0.826
Piso 05	2.721	0.634	0.829
Piso 04	2.087	0.630	0.827
Piso 03	1.458	0.609	0.810
Piso 02	0.849	0.546	0.757
Piso 01	0.303	0.303	0.548

# Tabla 3.2.28 a): Desplazamiento horizontal de cada piso (Absoluto y Relativo)-Análisis sísmico en dirección X.

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 3.2.28 b): Desplazamiento lateral de cada piso (Absoluto y Relativo)-Análisis sísmico en
dirección Y.

Nivel	Δ Absoluto	$\Delta$ Relativo	<b>Δ</b> Relativo Máximo
[-]	[cm]	[cm]	[cm]
Piso 15	8.156	0,353	0.579
Piso 14	7.802	0,426	0.632
Piso 13	7.376	0,498	0.684
Piso 12	6.878	0,551	0.722
Piso 11	6.327	0,563	0.734
Piso 10	5.764	0,550	0.732
Piso 09	5.214	0,569	0.749
Piso 08	4.645	0,594	0.771
Piso 07	4.051	0,626	0.795
Piso 06	3.425	0,637	0.813
Piso 05	2.788	0,650	0.829
Piso 04	2.138	0,654	0.836
Piso 03	1.484	0,634	0.822
Piso 02	0.849	0,555	0.755
Piso 01	0.295	0,295	0.534

Fuente: Elaboración Propia.

#### 3.2.8 Combinaciones de Carga LRFD

Las combinaciones de carga que se utilizan para el análisis y diseño de la estructura, según el método LRFD (AISC 360, 2005), son las que se detallan a continuación:

1	1.4D
2	$1.2D + 1.6L + 0.5L_{r}$
3	1.2D + 1.6L + 0.5S
4	$1.2D + 0.5L \pm 1.1E_x + 0.2S$
5	$1.2D + 0.5L \pm 1.1E_y + 0.2S$
6	$0.9D \pm 1.1E_x$
7	$0.9D \pm 1.1E_y$
8	$0.9D \pm 1.3W_x$
9	$0.9D \pm 1.3W_y$
10	$1.2D \pm 1.6W_x + 0.5L$
11	$1.2D \pm 1.6W_y + 0.5L$

#### Donde:

D	= Cargas de peso propio (Cargas muertas)
L	= Sobrecarga de uso (Cargas vivas)
L _r	= Sobrecarga de techo (Cargas vivas)
E _x	= Sismo en la dirección de análisis X (Modal espectral ± Momento estático).
$\mathbf{E}_{\mathbf{y}}$	= Sismo en la dirección de análisis Y (Modal espectral ± Momento estático).
W _x	= Viento en la dirección de análisis X.
Wy	= Viento en la dirección de análisis Y.
S	= Sobrecarga de nieve.

# 3.3 PERFILES EMPLEADOS EN LA ESTRUCTURACIÓN

Los perfiles empleados en la estructuración del edificio fueron seleccionados mediante un riguroso proceso iterativo donde influyeron varios factores y requisitos de diseño.

La estructura resistente del edificio se modeló y diseñó a través del software de cálculo y diseño estructural Sap2000 para soportar las solicitaciones estáticas y sísmicas detalladas en el capítulo 3.2.7, empleando el método de factores de carga y resistencia LRFD (AISC 360, 2005). Esta debe cumplir con los requisitos de resistencia, utilizando las combinaciones de cargas descritas en el capítulo 3.2.8 de esta memoria, y satisfacer rigurosamente las limitaciones en lo referido a deformaciones sísmicas y corte basal impuestas por la norma NCh433.Of96 (INN, 1996).

Los elementos estructurales pertenecientes al sistema sismorresistente deben cumplir con las relaciones ancho-espesor ( $\lambda_{ps}$ , Sismicamente Compacto) establecidas en la tabla I-8-1 de la Seismic Provisions (AISC 341, 2005). Adicionalmente las vigas y columnas, que conforman los marcos rígidos, ensamblados mediante la conexión de momento Bolted Flange Plate deben satisfacer los requisitos impuestos en la tabla 3-10 del FEMA-350 (FEMA-350, 2000), tales como: tipo de perfiles, calidad de aceros, relación longitud de vano-altura de viga, espesor de alas, resistencia de la zona panel, relación columna fuerte-viga débil, etc.

Los elementos estructurales, que dan origen a los pórticos de arriostramiento excéntrico además de satisfacer las relaciones ancho-espesor de secciones sismicamente compactas, fueron seleccionados con la resistencia y rigidez suficiente para favorecer y resistir la plastificación por corte del link o enlace, cumpliendo con las rotaciones máximas exigidas por la Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (AISC 341, 2005).

Las razones de cambio de secciones en algunos pisos están en la búsqueda iterativa de perfiles más pequeños y livianos que cumplan con lo señalado anteriormente y que además presenten factores de utilización altos.

A continuación se presentan las características geométricas de los perfiles utilizados en la estructura de 15 pisos analizada en esta memoria.



Tabla 3.3.1: Características geométricas de arriostramientos.

Designación AISC			D	imens	siones	6			Área		Eje X	K - X			Eje Y	Y - Y	
W d _{nominal} x Peso	d	<b>b</b> _f	^t f	t _w	Т	k	k ₁	r	Α	I _x	S _x	r _x	Z _x	Iv	s _v	r _v	Z _v
										$10^{6}$	$10^{3}$		10 ³	$10^{6}$	$10^{3}$		$10^{3}$
Pulg x lb _f /pies				[mn	n]				[mm ² ]	[mm ⁴ ]	[mm ³ ]	[mm]	[mm ³ ]	[mm ⁴ ]	[mm ³ ]	[mm]	[mm ³ ]
W14 x 68	357	255	18.3	10.5	281	38	20	15	12900	302	1690	153	1880	50.6	397	62.6	606
W10 x 88	275	261	25.1	15.4	193	41	20	11.5	16700	221	1610	115	1850	74.5	571	66.8	870
W8 x 67	229	210	23.7	14.5	155	37	17	9.5	12700	113	987	94.3	1150	36.6	349	53.7	533

Fuente: ICHA, 2001.

Designación AISC			D	imens	siones	6			Área		Eje 2	K - X			Eje	Y - Y	
W d _{nominal} x Peso	d	^b f	^t f	t _w	Т	k	k ₁	r	Α	<b>I</b> _x 10 ⁶	<b>S</b> _x 10 ³	r _x	$\mathbf{Z}_{\mathbf{x}}$ $10^3$	<b>Ι</b> _v 10 ⁶	<b>S</b> _v 10 ³	r _v	$\mathbf{Z_v}_{10^3}$
Pulg x lb _f /pies				[mn	n]				[mm ² ]	[mm ⁴ ]	[mm ³ ]	[mm]	[mm ³ ]	[mm ⁴ ]	[mm ³ ]	[mm]	[mm ³ ]
W14 x 665	550	448	115	71.9	286	132	51	4.5	126000	5190	18900	203	24300	1730	7720	117	12000
W14 x 500	498	432	88.9	55.6	286	106	43	4.5	94800	3420	13700	190	17200	1200	5560	113	8550
W14 x 426	474	424	77.1	47.6	286	94	39	11	80800	2740	11600	184	14200	983	4640	110	7120
W14 x 398	465	421	72.3	45	287	89	38	11	75500	2500	10800	182	13100	902	4290	109	6570
W14 x 311	435	412	57.4	35.8	285	75	33	11	59000	1800	8280	175	9880	670	3250	107	4980
W14 x 193	393	399	36.6	22.6	285	54	27	11	36600	997	5070	165	5810	388	1940	103	2960
W14 x 176	387	398	33.3	21.1	285	51	26	11	33400	894	4620	164	5260	350	1760	102	2680

Tabla 3.3.2: Características geométricas de columnas.

Fuente: ICHA, 2001.



Designación AISC			D	imens	siones	3			Área		Eje 2	X - X			Eje Y	Y - Y	
W d _{nominal} x Peso	d	^b f	^t f	t _w	Т	k	k ₁	r	Α	Ix	S _x	r _x	Zx	Iv	S _v	r _v	Zv
									2	106	10 ³		10 ³	106	10 ³		$10^{3}$
Pulg x lb _f /pies				[mn	n]				[mm ² ]	[mm ⁺ ]	[mm ]	[mm]	[mm ]	[mm [†] ]	[mm ]	[mm]	[mm ]
W21 x 132	554	316	26.3	16.5	462	46	21	12	25000	1340	4840	232	5460	139	880	74.6	1350
W18 x 71	469	194	20.6	12.6	393	38	17	9	13400	488	2080	191	2390	25.1	259	43.3	405
W18 x 65	466	193	19	11.4	392	37	16	9	12300	445	1910	190	2180	22.8	236	43.1	368
W18 x 50	457	190	14.5	9.02	393	32	15	9	9460	333	1460	188	1650	16.6	175	41.9	271
W18 x 46	459	154	15.4	9.14	395	32	15	9.5	8730	297	1290	184	1490	9.41	122	32.8	192
W18 x 40	455	153	13.3	8	395	30	14	9.5	7590	255	1120	183	1280	7.96	104	32.4	163
W16 x 100	431	265	25	14.9	345	43	18	9	19000	619	2870	180	3250	77.7	586	63.9	900
W16 x 89	425	263	22.2	13.3	345	40	17	9	16900	538	2530	178	2850	67.4	513	63.2	785
W14 x 82	363	257	21.7	13	281	41	22	15	15500	365	2010	153	2270	61.5	479	63	732
W8 x 67	229	210	23.7	14.5	155	37	17	9.5	12700	113	987	94.3	1150	36.6	349	53.7	533

Tabla 3.3.3: Características geométricas de vigas.

Fuente: ICHA, 2001.

0,848 0,848 0,848 0,848 0,848 0,848 0,848	010 0 010 0 0000 00000 00000 00000 00000 000000		0.412 0.129 0.125 0.105 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100	0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,	957'0 0,203 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,201 0,201 0,221	0,435 0,409 0,100 0,143 0,116 0,209 0,204	0,848 0,848 0,848 0,848 0,848 0,848	0,236 0,188 0,104 0,151 0,122 0,124
0,848 0,848 0,848 0,848 0,848 0,848	010 + H02/0 + S017/0 + S017/0 + H02/0 + S017/0 + S017/0 + S017/0 + S017/0 + H02/0 + S017/0 + H02/0 + S017/0 + S		0.412 0.129 0.121 0.121 0.120 0.002 0.001 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101 0.101	0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,005 0,00000000	957'0 0,263 0,265 0,265 0,265 0,265 0,265 0,265 0,265 0,265 0,261 0,261 0,221 110 0,221	0,409 0,390 0,343 0,316 0,200 0,204	0,848 0,848 0,848 0,848 0,848	0,136 0,188 0,164 0,151 0,124 0,122 0,124
0,848	010 + H02/0 + S0170 + S0170 + S0170 + S0170 + H02/0 +		0,202 0,202 0,105 0,222 0,105 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202 0,202	0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105	957'0 0,263 0,265 0,265 0,265 0,265 0,265 0,261 765'0 0,261	0,409 0,390 0,343 0,316 0,200 0,204	0,848 0,848 0,848 0,848	0,188 0,164 0,151 0,164 0,122 0,124
0,848	010 • H020 • S010 • S01	350 0380 0380 0380 0380 0 0380	0,125 0,122 0,105 0,222 0,105 0,102 0,105 0,100 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0	0         0,105           0         0,105           0         0,105           0         0,105           0         0,105           0         0,105           0         0,105           0         0,105	952'0 0,205 902'0 0,205 902'0 0,205 952'0 0,205 952'0	0,370 0,343 0,316 0,200 0,204	0,848 0,848 0,848 0,848	0,164 0,151 0,142 0,124
0,848	010 0 010 0 0000 00000 00000 0000000000	1.50° 0.50° 0.50° 0.50°	0,105 0,105 0,105 0,105 0,105	90 0,105 750 0,105 950 0 0,105 950 0 0,105	952'0 0,203 0,205 905'0 0,205 0,205	0,343 0,316 0,200 0,204	0,848 0,848 0,848	0,151 0,141 0,132 0,124
0,648 0,648	0 0 0.15 0.15 0.15 0.15 0.15 0.15 0.15 0.15	1.55 0.56 0.60	0,105 0,105 0,105	0,105 0,105 0,105 95 0 0	957'0 0,263 0,265 507'0	0,316 0,200 0,264	0,848 0,848	0,141 0,132 0,124
0,548	00 0.15 600 0.15	3.500 - 3.560	0,105	0,105 0,105	0,263 0,263	0,200 0,264	0,548	0,132 0,124
	8 8 ³⁴	143	80'0	0,00,0	0,256	0,264		0,124
0,645	6,31		0,105	0,105	0,260	11	0,645	1
0,645	0,29	1 O'ABS	0,105	0,105	0,255 9 9 9	0,147	0,545	0,115
0,645	0,27: 860'0	5 0.19p	0,105	0,105	0,255 21 0	0,133	0,645	0,104
0,648	0,27 150'0	C. C. Mark	0,105	0,105 950 0	0,261 81 81	0,121	0,645	0,100
0,648	0,36: 0,36: 0,36:	0,400	0,105	0,105 550 0	0,272 51 6	0,127	0,645	0,108
0,645	0,35	2 Ortig	0,105 *5000	0,105 (20 ⁰	0,256 81 0	0,108	0,648	0,082
0,645	0,29: 100'0	a.in	0,105	0,105 520	0,227 1690 0	0,004	0,545	9/0/0
0,648	0,211 90000	1 0.13	0,105	0,105 020	0,198	1/0/0	0,648	0,062
0,506	0,15	0,697	0,083	0,083	0,148 9(9) 0	390'0	0,508	\$\$0 [°] 0
	0,505 0,545 0,545 0,545 0,545 0,545 0,545 0,545 0,545	0,506 0,15 0,548 0,11 0,548	0,506 0,548 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,275 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,493 0,275 0,495 0,275 0,495 0,293 0,495 0,275 0,495 0,293 0,495 0,275 0,495 0,293 0,495 0,275 0,495 0,293 0,495 0,275 0,495 0,293 0,495 0,275 0,495 0,293 0,495 0,275 0,495 0,293 0,495 0,275 0,495 0,293 0,495 0,293 0,495 0,293 0,495 0,293 0,495 0,293 0,495 0,293 0,495 0,293 0,495 0,293 0,495 0,293 0,495 0,293 0,495 0,293 0,495 0,293 0,495 0,293 0,495 0,293 0,495 0,293 0,495 0,293 0,495 0,293 0,495 0,293 0,495 0,293 0,495 0,293 0,495 0,293 0,495 0,293 0,495 0,293 0,495 0,293 0,495 0,293 0,495 0,293 0,495 0,293 0,495 0,293 0,495 0,293 0,495 0,293 0,495 0,295 0,495 0,295 0,495 0,295 0,495 0,295 0,495 0,295 0,495 0,295 0,495 0,295 0,495 0,295 0,495 0,295 0,495 0,295 0,495 0,295 0,495 0,295 0,495 0,295 0,495 0,295 0,495 0,295 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,495 0,	0,506 0,506 0,548 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,75 0,648 0,275 0,275 0,275 0,249 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,205 0,2	0,506 0,506 0,548 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,273 0,648 0,275 0,275 0,275 0,275 0,275 0,275 0,275 0,275 0,275 0,275 0,275 0,275 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,	0,506 0,506 0,507 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,648 0,775 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,105 0,	0.506       0.151       0.603       0.603       0.148       90         0.506       0.151       0.001       0.105       0.105       0.105       0.105         0.648       0.111       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105         0.648       0.101       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105         0.648       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105       0.105	0.505     0.135     0.683     0.683     0.148     0.505       0.548     0.293     0.105     0.105     0.105     0.198     0.548       0.548     0.293     0.105     0.105     0.105     0.227     400       0.548     0.293     0.105     0.105     0.105     0.256     900       0.548     0.293     0.105     0.105     0.105     0.256     900       0.548     0.293     0.105     0.105     0.105     0.256     900       0.548     0.293     0.105     0.105     0.105     0.256     900       0.548     0.293     0.105     0.105     0.105     0.256     900       0.548     0.215     0.105     0.105     0.256     900     0.648       0.548     0.275     0.105     0.105     0.255     0.261     160       0.548     0.275     0.105     800     0.255     160     160       0.548     0.275     0.105     800     0.255     160     160       0.548     0.2173     0.105     800     0.255     160     160       0.548     0.216     0.105     10.105     10.256     10.256     10.256     10.448

Figura 3.3.1: Factores de utilización de perfiles - fachada X.

Fuente: SAP2000.

	0,145		0,145		0,143		0,151	
0,053		0,078		0,082		0,077		0,054
0,060	0,203	0,000	0,204	0,080	0,201	0,078	0,205	650'0
0,074	0,241	0,101	0,238	0,101	0,235	800'0	0,240	0,073
0,081	0,274	0,111	0,269	0,110	0,265	0,108	0,269	6/0/0
0,105	0,294	0,150	0,290	0,149	0,285	0,146	0,285	201,0
0,008	0,291	0,147	0,277	0,147	0,276	0,142	0,281	500'0
0,103	0,302	0,144	0,293	0,144	0,292	0,139	0,290	0,100
0,113	0,305	0,153	0,297	0,153	0,295	0,148	0,295	0,110
0,122	0,316	0,160	0,304	0,160	0,302	0,155	0,304	0,118
0,030	0,323	0,168	0,309	0,166	0,307	0,162	0,313	0,127
0,139	0,331	0,174	0,313	0,172	0,311	0,168	0,321	\$5°°
0,149	0,336	0,181	0,316	0,178	0,314	0,176	0,327	0,144
0,162	0,336	0,189	0,312	0,185	0,311	0,184	0,327	951,0
0,186	0,318	0,201	0,292	101,0	0,292	861,0	0,310	0,178
0,236	0,247	0,213	0,224	0,209	0,224	215,0	0,240	0,222
-		h i					_	

Figura 3.3.2: Factores de utilización de perfiles - fachada Y.

Fuente: SAP2000.

# **Capítulo IV** Diseño de Conexiones Rígidas

En el presente capítulo, para el edificio de acero caracterizado en el capítulo III, se diseñarán detalladamente las conexiones rígidas viga – columna con compromiso sismorresistente, de acuerdo a los requisitos y procedimientos de diseño para la unión precalificadas Bolted Flange Plate (Placas Apernadas a las Alas), incluida en el documento "Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment - Frame Buildings", (FEMA-350, 2000).

Se incorporan los resultados de diseño de algunas conexiones rígidas Bolted Flange Plate, pertenecientes al edificio en estudio, obtenidos mediante el software elaborado especialmente para este propósito.

## 4.1 DISEÑO DE CONEXIONES DE MOMENTO VIGA – COLUMNA

Las conexiones resistentes a momento, también conocidas como conexiones totalmente restringidas, se definen como aquellas que poseen la rigidez suficiente para mantener el ángulo geométrico, original, entre los miembros ensamblados y transmitir prácticamente la totalidad del momento solicitante en la viga hacia la columna.

#### 4.1.1 Elección de la Conexión de Momento a Emplear

Uno de los procedimientos más rigurosos y relevantes en el diseño y construcción de estructuras de acero es la elección, diseño y ejecución de las conexiones. El desempeño de este tipo de estructuras está directamente relacionado al comportamiento de las conexiones entre elementos resistentes. Una conexión mal diseñada o mal ejecutada conducirá al edificio a una inestabilidad y evidente colapso estructural frente a solicitaciones sísmicas de magnitudes considerables en combinación con cargas de tipo gravitacional.

En nuestro país la cantidad de mano de obra calificada para la construcción de estructuras de acero es mínima en comparación a países más industrializados como Estados Unidos, por la tanto, nuestra experiencia en el ámbito del diseño industrial nos indica que debemos utilizar conexiones donde la mayor parte de ellas, especialmente los puntos soldados, sean ejecutadas en taller o maestranza que proporcione optimas condiciones de limpieza, temperatura y nos permita realizar rigurosos controles de calidad y seguridad con el objeto de llevar a cabo en terreno sólo procedimientos de montaje mediante pernos, procedimiento que no necesita una mano de obra tan especializada.

Para propósito de esta memoria y basándose en lo descrito anteriormente, se optó por la conexión precalificada Bolted Flange Plate (Ver Capítulo 2.4.14.3) incluida en el documento FEMA-350 (FEMA-350, 2000). Como se mencionó en el capítulo 2.4 estas conexiones precalificadas fueron sometidas a exhaustivos estudios y ensayos cíclicos con el fin de ser empleadas en edificios de acero, estructurados en base a marcos o pórticos resistentes a momento, sin necesidad de realizar ensayos cíclicos previos.

Los requisitos, consideraciones y procedimientos de diseño de estas uniones están detallados en el capitulo 2.4 de esta memoria.



Figura 4.1.1: Conexión Bolted Flange Plate (BFP).

Fuente: Elaboración Propia.

La conexión BFP presenta características favorables para su empleo en nuestros edificios de acero del área inmobiliaria y comercial. Las soldaduras que unen las placas de conexión y placa de corte a la columna pueden ser ejecutadas en taller, asegurando de este modo soldaduras de óptima calidad y por ende un correcto desempeño de la conexión frente a cargas cíclicas inducidas por sismos de gran poder destructivo. En terreno sólo se ejecutará el montaje a través de pernos que conectan las placas de refuerzo y placa de corte con el ala y alma de la viga respectivamente, procedimiento que no requiere una mano obra tan especializada.

A continuación se detallan los procedimientos de cálculo y verificación para las conexiones rígidas Bolted Flange Plate (Placas Apernadas a las Alas), pertenecientes al edificio en estudio descrito en el capítulo III. 4.1.1.1 Conexión Viga W21 x 132 – Columna W14 x 398. Elevación Ejes 1 y 7



Tabla 4.1.1: Geometría viga W21 x 132 y columna W14 x 398.

Designación AISC	Dimensiones				Área	Eje X - X		Eje Y - Y									
W d _{nominal} x Peso	d	b _f	^t f	t _w	Т	k	$\mathbf{k}_1$	r	Α	I _x	S _x	r _x	Z _x	$I_v$	S _v	r _v	Zv
										$10^{6}$	$10^{3}$		$10^{3}$	$10^{6}$	$10^{3}$		$10^{3}$
Pulg x lb _f /pies				[mm]					$[mm^2]$	$[mm^4]$	$[mm^3]$	[mm]	$[mm^3]$	[mm ⁴ ]	$[mm^3]$	[mm]	[mm ³ ]
W14 x 398	465	421	72.3	45	287	89	38	11	75500	2500	10800	182	13100	902	4290	109	6570
W21 x 132	554	316	26.3	16.5	462	46	21	12	25000	1340	4840	232	5460	139	880	75	1350

Fuente: ICHA, 2001.

#### Datos de Diseño:

-Perfil de la Columna	<b>:</b> W14 x 398.
-Acero de la Columna	: A572. Gr50.
-Perfil de la Viga	<b>:</b> W21 x 132.
-Acero de la Viga	: A572.Gr50.
-Longitud de Vano	<b>:</b> 500 [cm].
-Altura de Piso	<b>:</b> 290 [cm].
-Peso Propio Viga	<b>:</b> 196 [Kg _f /m].

:

-Descarga Carga Muerta (D) :	Carga [Kg _f /m]	500	1645	500
	Distancia [m]	0	1.83	5.0

-Descarga Carga Viva (L)

Carga [Kg _f /m]	0	458	0
Distancia [m]	0	1.83	5.0

-Según requisitos de diseño las perforaciones en las alas de la viga serán de tipo estándar (Standard) y en las placas, sobre las alas, serán de tipo sobredimensionadas (OverSize), ver figura 2.4.25.

-La soldadura que conecta las placas con el ala de la columna será de tope de penetración completa y deberán cumplir con los controles de seguridad y calidad, ver figura 2.4.25.

-Las perforaciones sobre la placa de corte serán de tipo ovaladas – cortas (Slotted-Short) y en el alma de la viga serán de tipo estándar (Standard), ver figura 2.4.25.

-La soldadura que conecta la placa de corte con el ala de la columna será de tipo filete.

-Las distancias entre pernos y entre, pernos y bordes deben cumplir con los valores mínimos establecidos por la AISC en su documento *Specification for Structural Steel Buildings* (AISC 360, 2005), ver anexo D.

#### Paso 1: Calcular M_f y M_c.

El diseño de conexiones de acero es un proceso iterativo, por lo tanto, se asumen algunas dimensiones iniciales y luego se procede a verificar si cumplen con los requisitos mínimos de resistencia y seguridad. Como padrón de diseño se aceptará un máximo de 12 pernos que conecten las placas de conexión con el ala de la viga.

#### Datos de Iteración Placas de Conexión

-Largo de las Placas (L _p )	: 545 [mm].
-Ancho de las Placas (b _p )	: 415 [mm], Ver Paso 3.
-Espesor de las Placas (t _{pl} )	: Ver Paso 4.
-Acero de las Placas	: A572. Gr50.
-Diámetro de Pernos (d _{bt} )	: \$ 1-1/8". <b>₽</b>
-Perforación en la viga (d _{bthb} )	: 31 [mm].
-Perforación en las Placas (d _{bthp} )	: 37 [mm].
-Número de Pernos (N)	: 12.
-N'	: N/2 - 1 = 5.
-Calidad de Pernos	: ASTM A490 – X, Pretensionados.
-Distancia S ₁	: 60 [mm].
-Distancia S ₂	: 3 d _{bt} , Se acepta 85 [mm].
-Distancia S ₃	: 5⋅85 = 425 [mm].
-Distancia S ₄	$: 545 - 4 \cdot 85 - 60 = 60 \text{ [mm]}.$
-Distancia d ₁	: 195 [mm].
-Distancia d ₂	: $(415-195)/2 = 110 \text{ [mm]}.$
-Distancia c	<b>:</b> 10 [mm].

Ubicación de la Rótula Plástica.

$$S_{h} = \frac{d_{c}}{2} + L_{p} = \frac{465}{2} + 545 = 777.5 \text{[mm]}$$

Longitud de Vano Efectiva L'.

$$L' = L_{Vano} - 2S_h = 5000 - 1555 = 3445[mm] = 3.445[m]$$

Factor C_{pr} que Involucra la Máxima Resistencia de la Conexión.

$$C_{pr} = \frac{F_{yb} + F_{ub}}{2F_{yb}} = \frac{3518 + 4573}{2 \cdot 3518} \approx 1.15$$

<u>Módulo Plástico Efectivo.</u>

$$Z_{be} = Z_{bx} - 2d_{bthb}t_{fb} (d_b - t_{fb}) = 5460 - 2 \cdot 3.1 \cdot 2.63 \cdot (55.4 - 2.63) \approx 4599.53 [cm^3]$$

<u>Módulo Elástico Efectivo.</u>

$$S_{be} = S_{bx} - 2\left(\frac{d_{bthb}t_{fb}^{3}}{3d_{b}} + \frac{d_{bthb}t_{fb}}{d_{b}}(d_{b} - t_{fb})^{2}\right) \approx 4019.70 [cm^{3}]$$

Máximo Momento Plástico Esperado.

$$M_{pr} = C_{pr}R_{yb}Z_{be}F_{yb} = 1.15 \cdot 1.1 \cdot 4599.53 \cdot 3.518 \approx 20469.15 [T_{f} - cm] \approx 204.69 [T_{f} - m]$$

#### Fuerza de Corte en las Rótulas Plásticas.



Descarga Peso Propio [Kg_f/m]:

986.47		1645			<b></b> _	280.83
	1.053		:	2.392		_ <b>_</b>

Ubicación [m]	Resultante [T _f ]	1.2 D [T _f ]
1.610	4.287	5.144

Descarga Sobrecarga de Uso [Kg_f/m]:



Ubicación [m]	Resultante [T _f ]	0.5 L [T _f ]
1.535	1.026	0.513

Diagrama de cuerpo libre:



 $\mathbf{V_1} = \mathbf{V_2} + 5.144 + 0.513 + 1.2 \bullet 0.196 \bullet 3.445 = 115.80 + 6.47 \approx 122.27 \big[ \mathbf{T_f} \big] \big\uparrow$ 

La fuerza de corte en las rótulas está determinada por  $V_p = Máx (V_1, V_2) = 122.27 [T_f].$ 

# Momento en la Cara de la Columna M_é:

Descarga Peso Propio [Kg_f/m]:



➢ Descarga Sobrecarga de Uso [Kg_f/m]:



Diagrama de cuerpo libre:



$$\sum M_{\rm F} = 0$$
  
$$M_{\rm f} = 122.27 \cdot 0.545 + 204.69 + 0.534 \cdot 0.291 + 0.035 \cdot 0.322 + 1.2 \left( 0.196 \cdot \frac{0.545^2}{2} \right) \approx 271.53 \left[ T_{\rm f} - m \right]$$

## Momento en el Centro de la Columna M_c:

Descarga Peso Propio [Kg_f/m]:



Descarga Sobrecarga de Uso [Kg_f/m]:



Diagrama de cuerpo libre:



**Paso 2:** Calcular el momento en la cara de la columna en el instante que comienza la plastificación de la viga,  $M_{yf}$ .

$$\mathbf{M}_{\rm yf} = \mathbf{C}_{\rm y}\mathbf{M}_{\rm f}$$

 $\frac{Factor C_{y^{2}}}{C_{y}} = \frac{1}{C_{pr}} \frac{Z_{be}}{S_{be}} = \frac{1}{1.15 \cdot \frac{4599.53}{4019.70}} \approx 0.760$ 

$$M_{vf} = C_v M_f = 0.760 \cdot 271.53 \approx 206.36 [T_f - m]$$

**Paso 3:** Según geometría de la viga y columna se adopta un ancho de las placas,  $\mathbf{b_p} = 415$  [mm].

Paso 4: Calcular el espesor mínimo requerido para las placas de conexión, t_{pl}.

$$t_{pl} = \frac{d_b - \sqrt{d_b^2 - 4.4 \frac{M_{yf}}{F_{yp} b_p}}}{2} = \frac{55.4 - \sqrt{55.4^2 - 4.4 \cdot \frac{20636}{3.518 \cdot 41.5}}}{2} \approx 2.97 [cm] = 29.7 [mm]$$

Donde:

$$\begin{split} \mathbf{M_{yf}} &= 206.36 \ [\mathrm{T_{f}} - \mathrm{m}]. \\ \mathbf{d_{b}} &= 554 \ [\mathrm{mm}]. \\ \mathbf{b_{p}} &= 415 \ [\mathrm{mm}]. \\ \mathbf{F_{yp}} &= 3518 \ [\mathrm{Kg_{f}}/\mathrm{cm}^{2}]. \end{split}$$

.: Se acepta un espesor de las placas de conexión igual a 32 [mm]. Se verificará el diseño de esta dimensión en los pasos siguientes.

Paso 5: Calcular el espesor mínimo requerido de la zona panel.

Conexión Exterior (Columna conectada de manera rígida a una sola viga):

$$t = \frac{C_{y}M_{c}\frac{h - (d_{b} + 2t_{pl})}{h}}{(0.9)0.6F_{yc}R_{yc}d_{c}(d_{b} + t_{pl})} = \frac{0.760 \cdot 30014 \cdot \frac{290 - (55.4 + 6.4)}{290}}{(0.9) \cdot 0.6 \cdot 3.518 \cdot 1.1 \cdot 46.5 \cdot (55.4 + 3.2)} \approx 3.15[cm] \approx 31.5[mm]$$

Donde:

Condición:

$$t < t_{wc} < 1.5t$$

El espesor del alma de la columna es suficiente para resistir los esfuerzos a los que se ve sometida la zona panel, por lo tanto, no necesita ser reforzada mediante placas de refuerzo.

Conexión Interior (Columna conectada de manera rígida a dos vigas):

$$t = \frac{2C_{y}M_{c}\frac{h - (d_{b} + 2t_{pl})}{h}}{(0.9)0.6F_{yc}R_{yc}d_{c}(d_{b} + t_{pl})} = \frac{2 \cdot 0.760 \cdot 30014 \cdot \frac{290 - (55.4 + 6.4)}{290}}{(0.9) \cdot 0.6 \cdot 3.518 \cdot 1.1 \cdot 46.5 \cdot (55.4 + 3.2)} \approx 6.30 [cm] \approx 63 [mm]$$

Condición:

El alma de la columna, para conexiones interiores, necesita ser reforzada mediante placas.

$$t_{pw}(Min) = \frac{t - t_{wc}}{2} = \frac{63 - 45}{2} = 9[mm]$$

Se emplearán dos placas de acero calidad A572 Gr50 y dimensiones 465x409x10 [mm], separadas equidistantes del alma de la columna y soldadas a las alas de estas y a los atiesadores o placas de continuidad.

La Seismic Provisions (AISC 341, 2005), para prevenir el pandeo local, exige que el espesor del alma de la columna o de cada placa de refuerzo cumpla con la siguiente relación:

$$t_{p} \ge \left(\frac{d_{b} + d_{c} - 2t_{fc}}{90}\right)$$
$$t_{p} \ge \left(\frac{554 + 465 - 2 \cdot 72.3}{90}\right) \approx 9.72 \text{[mm]}$$

Donde:

 $d_b$  = 554 [mm].  $d_c$  = 465 [mm].

$$t_{fc} = 72.3 \text{ [mm]}.$$

 $t_p$  = Espesor del alma de la columna o cada placa de refuerzo, [mm].

Condición:

$$t_{wc} \ge 9.72 [mm]$$
  
45[mm]  $\ge 9.72 [mm]$  [Ok]

# $t_{pw} \ge 9.72 [mm]$

# 10[mm]≥9.72[mm]

[Ok]

#### Diseño de Soldaduras que Conectan las Placas de Refuerzo con la Columna y Atiesadores

Para efectos de esta memoria y diseño del software se considerará soldadura de penetración completa para conectar las placas de refuerzo con la columna y con los atiesadores

El diseño de la soldadura de tope de penetración completa es controlado por el material base, por lo tanto, la dimensión de la garganta es igual al espesor de las placas de refuerzo adosadas al alma de la columna: **10 [mm]**. El electrodo empleado pertenecerá a la serie **E70** para aceros A572.Gr50, según el punto J.2.6 de la especificación AISC (AISC 360, 2005), ver anexos.

#### Figura 4.1.2: Detalle placas de refuerzo en el alma de la columna • Viga W21x132 - Columna W14x398. (Ejes 1 y 7)



Fuente: Elaboración Propia.

**Paso 6:** Seleccionar el número, área y grado de los pernos que conectan las alas de la viga con las placas de conexión y evaluar el comportamiento de estas, para evitar las fallas de la sección neta y elongación de las perforaciones, en concordancia con los pasos 7, 8, 9, 10 y 11. Cada caso deberá satisfacer:

$$1.2M_{\rm vf} < M_{\rm fail}$$

Donde:

 $1.2M_{vf} = 1.2 \cdot 206.36 = 247.63 [T_f - m].$ 

**M**_{fail} = Momento en la cara de la columna, generado al inicio del modo de falla en estudio.

**Paso 7:** Calcular el momento en la cara de la columna,  $M_{fail}$ , inducido por la falla de corte de los pernos y verificar que se cumpla con lo estipulado en el **Paso 6**.

 $M_{fail}$  (Perno) =  $NA_bF_Vd_bL_{TF1}$ 

$$M_{fail}$$
 (Perno) = 12•6.41•5.306•55.4•1.137  $\approx$  25708.50 [T_f - cm]  $\approx$  257.09 [T_f - m]

Donde:

= 12. Ν  $= \phi 1.1/8" \rightarrow 6.41 \ [cm^2].$ A_b = A490-X  $\rightarrow$  5.306 [T_f/cm²]. Fv = 554 [mm].  $\mathbf{d}_{\mathbf{h}}$ d_c = 465 [mm]. L = 5000 [mm]. = 60 [mm].  $S_1$ S₃ = 425 [mm].  $L_{TF1} = \frac{L - d_c}{L - d_c - (2S_1 + S_3)} = \frac{5000 - 465}{5000 - 465 - (2 \cdot 60 + 425)} \approx 1.137$ 

Condición:

$$1.2M_{vf} < M_{fail}$$
 (Perno)

$$247.63 [T_f - m] < 257.09 [T_f - m]$$

Verifica	Razón de Ocupación
-	[%]
Ok	96.32

**Paso 8:** Calcular el momento en la cara de la columna,  $M_{fail}$ , inducido por la fractura del área neta de las placas de conexión y verificar que se cumpla con lo estipulado en el **Paso 6**.

$$M_{fail} (Placa) = 0.85 F_{up} (b_p - 2(d_{bthp} + 0.159)) t_{pl} (d_b + t_{pl}) L_{TF2}$$

 $M_{fail} (Placa) = 0.85 \cdot 4.573 \cdot (41.5 - 2 \cdot (3.7 + 0.159)) \cdot 3.2 \cdot (55.4 + 3.2) \cdot 1.027 \approx 25288.53 [T_f - cm] \approx 252.89 [T_f - m]$ 

Donde:

<b>F</b> _{up}	$= 4573 [Kg_f/cm^2].$
<b>b</b> _p	= 415 [mm].
t _{pl}	= 32 [mm].
d _{bthp}	= 37 [mm].
d _b	= 554 [mm].
d _c	= 465 [mm].
L	= 5000 [mm].
S ₁	= 60 [mm].
L _{TF2}	$=\frac{\mathbf{L}-\mathbf{d}_{c}}{\mathbf{L}-\mathbf{d}_{c}-2\mathbf{S}_{1}}=\frac{5000-465}{5000-465-2\bullet60}\approx1.027$

Condición:

$$1.2M_{vf} < M_{fail}$$
 (Placa)

$$247.63[T_f - m] < 252.89[T_f - m]$$

Verifica	Razón de Ocupación
-	[%]
Ok	97.92

**Paso 9:** Calcular el momento en la cara de la columna,  $M_{fail}$ , inducido por la fractura del área neta de las alas de la viga y verificar que se cumpla con lo estipulado en el **Paso 6**.

$$M_{fail} (Alas) = F_{ub} (Z_{bx} - 2(d_{bt} + 0.159)t_{fb} (d_b - t_{fb}))L_{TF3}$$

 $\mathbf{M}_{\text{fail}} \left( \text{Alas} \right) = 4.573 \left( 5460 - 2 \cdot \left( 2.858 + 0.159 \right) \cdot 2.63 \cdot \left( 55.4 - 2.63 \right) \right) \cdot 1.272 \approx 26888.83 \left[ \mathbf{T}_{\text{f}} - \text{cm} \right] \approx 268.89 \left[ \mathbf{T}_{\text{f}} - \text{m} \right]$ 

Donde:

L _{TF3}	$= \frac{L - d_{c}}{L - d_{c} - 2(S_{1} + S_{3})} =$	$\frac{5000-465}{5000-465-2\bullet(60+425)}$	≈1.272
03	125 [mm].		
S.	= 425  [mm]		
S ₁	= 60 [mm].		
t _{fb}	= 26.3 [mm].		
L	= 5000 [mm].		
d _c	= 465 [mm].		
$d_b$	= 554 [mm].		
d _{bt}	= 28.58 [mm].		
$\mathbf{Z}_{\mathbf{b}}$	$= 5460 [cm^3].$		
$\mathbf{F}_{ub}$	$= 4573  [{\rm Kg}_{\rm f}/{\rm cm}^2].$		

Condición:

$$1.2M_{vf} < M_{fail}$$
 (Placa)

$$247.63[T_{f} - m] < 268.89[T_{f} - m]$$

Verifica	Razón de Ocupación
-	[%]
Ok	92.09

**Paso 10:** Calcular el momento en la cara de la columna,  $M_{fail}$ , inducido por la elongación de las perforaciones y verificar que se cumpla con lo estipulado en el **Paso 6**.

$$M_{fail} (Perforación) = T_n (d_b + t_{pl}) L_{TF1}$$

 $M_{fail} (Perforación) = 1371.08 \cdot (55.4 + 3.2) \cdot 1.137 \approx 91352.59 [T_f - cm] \approx 913.53 [T_f - m]$ 

Donde:

$$\begin{aligned} \mathbf{T}_{n} &= \mathrm{Es\ el\ menor\ valor\ obtenido\ de\ las\ siguientes\ ecuaciones:} \\ \mathbf{T}_{n1} &= 2.4 \mathbf{F}_{ub} \left( \mathbf{S}_{3} + \mathbf{S}_{1} - \mathbf{c} \right) \mathbf{t}_{fb} \approx 1371.08 \big[ \mathbf{T}_{f} \big] \\ \mathbf{T}_{n2} &= 2.4 \mathbf{F}_{up} \left( \mathbf{S}_{3} + \mathbf{S}_{4} \right) \mathbf{t}_{pl} \approx 1703.35 \big[ \mathbf{T}_{f} \big] \\ \mathbf{F}_{ub} &= 4573 \ [\mathrm{Kg_{f}/cm^{2}}]. \end{aligned}$$

$\mathbf{F}_{up}$	$= 4573 [Kg_f/cm^2].$
d _b	= 554 [mm].
d _c	= 465 [mm].
t _{fb}	= 26.3 [mm].
t _{pl}	= 32 [mm].
L	= 5000 [mm].
$S_1$	= 60 [mm].
S ₃	= 425 [mm].
<b>S</b> ₄	= 60 [mm].
c	= 10 [mm].
L _{TF1}	= 1.137.

Condición:

$$1.2M_{vf} < M_{fail}$$
 (Perforación)

$$247.63[T_{f} - m] < 913.53[T_{f} - m]$$

Verifica	Razón de Ocupación
-	[%]
Ok	27.11

**Paso 11:** Verificar la capacidad de bloque de corte y aplastamiento de acuerdo a los requerimientos de la AISC-LRFD (ASIC 360, 2005) para asegurar que el momento en la cara de la columna debido a uno de los modos de falla cumpla con el límite establecido en el **Paso 6**. Para este análisis se deberá considerar un factor de resistencia  $\phi = 1.0$ 

Resistencia del Bloque de Corte:

$$\mathbf{R}_{n} = 0.6F_{u}\mathbf{A}_{nv} + \mathbf{U}_{bs}F_{u}\mathbf{A}_{nt} \le 0.6F_{v}\mathbf{A}_{gv} + \mathbf{U}_{bs}F_{u}\mathbf{A}_{nt}$$

Resistencia al Aplastamiento:

$$\mathbf{R}_{n} = 1.2 \mathbf{L}_{c} \mathbf{t} \mathbf{F}_{u} \le 2.4 \mathbf{d}_{bt} \mathbf{t} \mathbf{F}_{u} \mathbf{N}$$

La explicación y significado de los términos empleados en las ecuaciones anteriores, se pueden revisar en el anexo E.

Bloque de Corte en la Placa de Conexión Traccionada.



M _{fail} (Bloque1)	$= R_n$	$\left(d_{b}+t_{pl}\right)$
-----------------------------	---------	-----------------------------

$$M_{fail}$$
 (Bloque1) = 725.53(55.4 + 3.2)  $\approx$  42516.06 [ $T_f - cm$ ]  $\approx$  425.16 [ $T_f - m$ ]

Donde:

F_{up}  $= 4573 \, [Kg_f/cm^2].$  $= 3518 \, [Kg_f/cm^2].$ F_{vp} d_b = 554 [mm]. = 32 [mm]. t_{pl} = 37 [mm]. d_{bthp} = 425 [mm]. **S**₃  $S_4$ = 60 [mm]. $\mathbf{d}_1$ = 195 [mm]. Ν = 12.  $= 2(S_3 + S_4)t_{pl} = 2 \cdot (42.5 + 6) \cdot 3.2 = 310.4 [cm^2]$  $A_{gv}$  $= A_{gv} - (N-1)d_{bthp}t_{pl} = 310.4 - (12-1)\cdot 3.7\cdot 3.2 = 180.16 [cm^{2}]$  $\mathbf{A}_{\mathbf{nv}}$  $= (d_1 - d_{bthp})t_{pl} = (19.5 - 3.7) \cdot 3.2 = 50.56 [cm^2]$ A_{nt} = Es el menor valor obtenido de las siguientes ecuaciones: **R**_n  $\mathbf{R}_{n1} = \mathbf{0.6F_{up}A_{nv}} + \mathbf{F_{up}A_{nt}} = \mathbf{0.6} \bullet \mathbf{4.573} \bullet \mathbf{180.16} + \mathbf{4.573} \bullet \mathbf{50.56} \approx \mathbf{725.53} \begin{bmatrix} \mathbf{T_f} \end{bmatrix}$  $\mathbf{R}_{n2} = 0.6\mathbf{F}_{yp}\mathbf{A}_{gv} + \mathbf{F}_{up}\mathbf{A}_{nt} = 0.6 \cdot 3.518 \cdot 310.4 + 4.573 \cdot 50.56 \approx 886.40 \left[\mathbf{T}_{f}\right]$ 

Condición:

$$1.2M_{vf} < M_{fail} (Bloque1)$$

$$247.63[T_f - m] < 425.16[T_f - m]$$

Verifica	Razón de Ocupación
-	[%]
Ok	58.24

Bloque de Corte en los Extremos de la Placa de Conexión.



$$M_{fail}$$
 (Bloque2) =  $R_n (d_b + t_{pl})$ 

$$M_{fail}(Bloque2) = 762.12(55.4 + 3.2) \approx 44660.23[T_f - cm] \approx 446.60[T_f - m]$$

Donde:

 $\mathbf{F_{up}} = 4573 \, [\mathrm{Kg_f/cm}^2].$  $F_{yp} = 3518 [Kg_f/cm^2].$ d_b = 554 [mm]. = 32 [mm]. t_{pl} = 37 [mm]. d_{bthp} **S**₃ = 425 [mm]. = 60 [mm].  $S_4$  $d_2$ = 110 [mm]. Ν = 12.  $A_{gv} = 2(S_3 + S_4)t_{pl} = 2 \cdot (42.5 + 6) \cdot 3.2 = 310.4 [cm^2]$  $A_{nv} = A_{gv} - (N-1)d_{bthp}t_{pl} = 310.4 - (12-1)\cdot 3.7\cdot 3.2 = 180.16 [cm^{2}]$  $A_{nt} = (2d_2 - d_{bthp})t_{pl} = (2 \cdot 11 - 3.7) \cdot 3.2 = 58.56 [cm^2]$ R_n = Es el menor valor obtenido de las siguientes ecuaciones:  $\mathbf{R}_{n1} = \mathbf{0.6} \mathbf{F}_{up} \mathbf{A}_{nv} + \mathbf{F}_{up} \mathbf{A}_{nt} = \mathbf{0.6} \bullet \mathbf{4.573} \bullet \mathbf{180.16} + \mathbf{4.573} \bullet \mathbf{58.56} \approx \mathbf{762.12} \begin{bmatrix} \mathbf{T}_{f} \end{bmatrix}$ 

$$\mathbf{R}_{n2} = 0.6\mathbf{F}_{yp}\mathbf{A}_{gv} + \mathbf{F}_{up}\mathbf{A}_{nt} = 0.6 \cdot 3.518 \cdot 310.4 + 4.573 \cdot 58.56 \approx 922.99 \left[\mathbf{T}_{f}\right]$$

Condición:

$$1.2M_{\rm vf} < M_{\rm fail} (Bloque2)$$

$$247.63[T_f - m] < 446.60[T_f - m]$$

Verifica	Razón de Ocupación
-	[%]
Ok	55.45

# Bloque de Corte en el Ala de la Viga.



$$M_{fail}$$
 (Bloque3) = 584.99•(55.4 - 2.63) ≈ 30869.92[ $T_f - cm$ ] ≈ 308.70[ $T_f - m$ ]

Donde:

$\mathbf{F}_{ub}$	$= 4573  [Kg_f/cm^2].$
$\mathbf{F}_{\mathbf{yb}}$	$= 3518  [Kg_f/cm^2].$
d _b	= 554 [mm].
$\mathbf{b}_{\mathrm{fb}}$	= 316 [mm].
t _{fb}	= 26.3 [mm].
d _{bthb}	= 31 [mm].
S ₁	= 60 [mm].
S ₃	= 425 [mm].
c	= 10 [mm].
<b>d</b> ₁	= 195 [mm].
Ν	= 12.
A _{gv}	$= 2(S_1 + S_3 - c)t_{fb} = 2 \cdot (6 + 42.5 - 1) \cdot 2.63 = 249.85 [cm^2]$
A _{nv}	= $A_{gv} - (N-1)d_{bthb}t_{fb} \approx 249.85 - (12-1) \cdot 3.1 \cdot 2.63 = 160.17 [cm^2]$
A _{nt}	$= (b_{fb} - d_1)t_{fb} = (31.6 - 19.5) \cdot 2.63 \approx 31.82 [cm^2]$
<b>R</b> _n	= Es el menor valor obtenido de las siguientes ecuaciones:
	$\mathbf{R}_{n1} = 0.6\mathbf{F}_{ub}\mathbf{A}_{nv} + \mathbf{F}_{ub}\mathbf{A}_{nt} = 0.6 \cdot 4.573 \cdot 160.17 + 4.573 \cdot 31.82 \approx 584.99 [\mathbf{T}_{f}]$
	$\mathbf{R}_{n2} = \mathbf{0.6F_{yb}A_{gv}} + \mathbf{F}_{ub}\mathbf{A}_{nt} = 0.6 \cdot 3.518 \cdot 249.85 + 4.573 \cdot 31.82 \approx 672.90 \left[\mathbf{T}_{f}\right]$

$$1.2M_{vf} < M_{fail} (Bloque2)$$

$$247.63[T_{f} - m] < 308.70[T_{f} - m]$$

Verifica	Razón de Ocupación
-	[%]
Ok	80.22

#### Aplastamiento de la Placa de Conexión.



$$M_{fail}(Aplast1) = R_n(d_b + t_{pl})$$

$$M_{fail}$$
 (Aplast1) = 988.65•(55.4 + 3.2)  $\approx$  57934.89 [T_f - cm]  $\approx$  579.35[T_f - m]

Donde:

 $\mathbf{F_{up}} = 4573 \, [\mathrm{Kg_f/cm}^2].$ d_b = 554 [mm]. = 32 [mm]. t_{pl} d_{bt} = 28.58 [mm]. = 37 [mm]. d_{bthp}  $S_2$ = 85 [mm]. S₄ = 60 [mm]. Ν = 12.  $= S_4 - \frac{d_{bthp}}{2} = 6 - 1.85 = 4.15 [cm]$ L_{c1}  $L_{c2} = S_2 - d_{bthp} = 8.5 - 3.7 = 4.8 [cm]$  $\mathbf{R}_{n} = \min(1.2L_{c1}t_{pl}F_{up}, 2.4d_{bt}t_{pl}F_{up}) 2 + \min(1.2L_{c2}t_{pl}F_{up}, 2.4d_{bt}t_{pl}F_{up})(N-2)$ =  $1.2 \cdot 4.15 \cdot 3.2 \cdot 4.573 \cdot 2 + 1.2 \cdot 4.8 \cdot 3.2 \cdot 4.573 \cdot 10 \approx 988.65 [T_f]$ 

Condición:

$$1.2M_{vf} < M_{fail} (Aplast1)$$

$$247.63[T_{f} - m] < 579.35[T_{f} - m]$$

Verifica	Razón de Ocupación
-	[%]
Ok	42.74

#### Aplastamiento del Ala de la Viga.



 $M_{fail}(Aplast2) = R_n(d_b - t_{fb})$ 

$$M_{fail}$$
 (Aplast2) = 878.93•(55.4-2.63) ≈ 46381.14 [T_f - cm] ≈ 463.81 [T_f - m]

Donde:

 $= 4573 [Kg_f/cm^2].$ F_{ub} = 554 [mm]. d_b = 26.3 [mm]. t_{fb} = 28.58 [mm].  $\mathbf{d}_{\mathrm{bt}}$ d_{bthb} = 31 [mm].  $S_1$ = 60 [mm].  $S_2$ = 85 [mm]. с = 10 [mm]. Ν = 12.  $= S_1 - c - \frac{d_{bthb}}{2} = 6 - 1 - 1.55 = 3.45 [cm]$ L_{c1}  $L_{c2} = S_2 - d_{bthb} = 8.5 - 3.1 = 5.4 [cm]$  $= \min(1.2L_{c1}t_{fb}F_{ub}, 2.4d_{bt}t_{fb}F_{ub})2 + \min(1.2L_{c2}t_{fb}F_{ub}, 2.4d_{bt}t_{fb}F_{ub})(N-2)$ **R**_n  $= 1.2 \bullet 3.45 \bullet 2.63 \bullet 4.573 \bullet 2 + 1.2 \bullet 5.4 \bullet 2.63 \bullet 4.573 \bullet 10 \approx 878.93 \big[ \, T_{f} \, \big]$ 

Condición:

$$1.2M_{vf} < M_{fail} (Aplast2)$$

$$247.63[T_f - m] < 463.81[T_f - m]$$

Verifica	Razón de Ocupación
-	[%]
Ok	53.39

#### Verificar la Placa de Conexión Comprimida.

Para mayor seguridad y confianza frente al diseño de las placas de conexión se recomienda verificar el tramo S1, comprendido entre la columna y la primera corrida de pernos, como un elemento sometido a compresión de longitud S₁. Para efectos de este cálculo utilizar  $\phi = 1.0$ .

$$M_{fail}(Comp.) = F_{cr}b_{p}t_{pl}(d_{b} + t_{pl})$$

 $M_{fail} (Comp.) = 3.518 \cdot 41.5 \cdot 3.2 \cdot (55.4 + 3.2) \approx 27377.36 [T_f - cm] \approx 273.77 [T_f - m]$ 

Donde:

$$F_{yp} = 3518 [Kg_f/cm^2].$$

$$E = 2.100.000 [Kg_f/cm^2].$$

$$b_p = 415 [mm].$$

$$t_{pl} = 32 [mm].$$

$$S_1 = 60 [mm]$$

$$K = 0.75 (AISC 342, 2005)$$

$$r = \frac{t_{pl}}{\sqrt{12}} = \frac{3.2}{\sqrt{12}} \approx 0.924 [cm]$$

$$\frac{KS_1}{r} = \frac{0.75 \cdot 6.0}{0.924} \approx 4.87$$

$$\lambda_c = \frac{KS_1}{r\pi} \sqrt{\frac{F_{yp}}{E}} = \frac{0.75 \cdot 6.0}{0.924\pi} \sqrt{\frac{3.518}{2100}} \approx 0.063$$

Si:

 $\frac{\text{KS}_1}{\leq} 25$ 

 $F_{cr} = F_{yp}$ 

$$\frac{\text{KS}_1}{\text{r}} > 25$$
1. Rango Inelástico ( $\lambda_c < 1.5$ ).

Rango Inelastico (
$$\lambda_c < 1.5$$
).

$$\mathbf{F}_{\rm cr} = \left(0.685^{\lambda_{\rm c}^2}\right) \mathbf{F}_{\rm yp}$$

Rango Elástico ( $\lambda_c > 1.5$ ). •

$$\mathbf{F}_{\rm cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_{\rm c}^2}\right) \mathbf{F}_{\rm yp}$$

 $\therefore F_{cr}$ :

$$F_{\rm cr} = F_{\rm yp} = 3.518 \left[ \frac{\rm Kg_f}{\rm cm^2} \right]$$

Condición:

$$1.2M_{yf} < M_{fail} (Comp.)$$

$$247.63[T_f] < 273.77[T_f]$$

Verifica	Razón de Ocupación
-	[%]
Ok	90.45

#### Diseño de Soldadura que Conecta las Placas de Conexión con el Ala de la Columna.

El punto de unión entre las placas de conexión y el ala de la columna será ejecutado mediante soldadura de penetración completa, realizada en maestranza.

El diseño de la soldadura de tope de penetración completa es controlado por el material base, por lo tanto, la dimensión de la garganta es igual al espesor de las placas de conexión: **32 [mm]** y el electrodo será serie **E70** para aceros A572.Gr50, según el punto J.2.6 de la especificación AISC (AISC 360, 2005), ver anexo C.
Paso 12: Diseñar la placa de corte para resistir la fuerza de cizalle dada por:

$$V_{\rm web} = \frac{2M_{\rm f}}{L - d_{\rm c}} + V_{\rm g}$$

Para efectos de diseño y verificación de la placa de corte y alma de la viga utilizar  $\phi = 1.0$ .

Donde:

$$M_f = 271.53 [T_f - m].$$

$$L = 500 [cm]$$

- $d_c = 465 \text{ [mm]}.$
- V_g = Fuerza de corte en la cara de la columna, debido a las cargas de gravedad mayoradas por la siguiente combinación 1.2D+0.5L.

<u>Cálculo de la Fuerza de Corte, V_{web}.</u>



Descarga Peso Propio [Kg_f/m]:



Ubicación [m]	Resultante [T _f ]	1.2 D [T _f ]
2.146	5.103	6.124

Descarga Sobrecarga de Uso [Kg_f/m]:



Ubicación [m]	Resultante [T _f ]	0.5 L [T _f ]
2.048	1.134	0.567

Diagrama de cuerpo libre:



 $V_{web1} = V_{web2} + 0.567 + 6.124 + 1.2 \cdot 0.196 \cdot 4.536 = 116.04 + 7.76 \approx 123.80 \big[ T_f \big] \uparrow$ 

La fuerza de corte utilizada en el diseño de la placa que conecta el ala de la columna con el alma de la viga,  $V_{web}$ , es el valor mayor entre  $V_{web1}$  y  $V_{web2}$ .

 $\therefore$  V_{web} = 123.80 [T_f].

## Datos de Iteración Placa de Corte

-Largo de la Placa (L _{pc} )	<b>:</b> 410 [mm].			
-Ancho de la Placa (b _{pc} )	: 150 [mm].		bpc	
-Espesor de la Placa (t _{plc} )	:16 [mm].	1	├ <del>╺╛╶╺╸</del> ┤ ſ	
-Acero de la Placa	: A572. Gr50.		•	
-Diámetro de Pernos (d _{btc} )	<b>: ◊</b> 1-1/8".	e e	•	ğ
-Perforación en la viga (d _{bthbw} )	: 31 [mm].	¥	•	Ι
-Perforación en la Placa (d _{bthpc} )	: 31 x 39 [mm].		•	
-Número de Pernos (N _c )	<b>:</b> 4.	2	⊧a∤	
-Calidad de Pernos	: ASTM A490 – X.			
-Distancia e	: 3 d _{btc} , Se adopta 90 [mm].			
-Distancia a	: 75 [mm].			
-Electrodo Serie	: E70XX.			

Verificar la Capacidad de Corte de los Pernos.

$$\mathbf{R}_{n} = \mathbf{N}_{c} \mathbf{A}_{bc} \mathbf{F}_{vc}$$

$$R_n = 4 \cdot 6.41 \cdot 5.306 = 136.05 [T_f]$$

Donde:

$$N_c$$
 = 4.  
 $A_{bc}$  =  $\phi$ 1-1/8" → 6.41 [cm²].  
 $F_{vc}$  = A490-X → 5.306 [T_f/cm²].

Condición

 $V_{web} < R_n$ 

# $123.80[T_f] < 136.05[T_f]$

Verifica	Razón de Ocupación
-	[%]
Ok	90.99

Verificar la Fluencia de Corte de la Viga.

$$V_n = 0.6F_{yb}A_{wb}C_V$$
  
 $V_n = 0.6 \cdot 3.518 \cdot 91.41 \cdot 1.0 \approx 192.95[T_f]$ 

Para perfiles laminados  $C_V = 1.0$  si:

$$\frac{h}{t_{wb}} \le 2.24 \sqrt{E / F_{yb}}$$

$$30.39 \le 54.73$$
[Ok]

Donde:

$$F_{yb} = 3518 [Kg_f/cm^2].$$
  

$$d_b = 554 [mm].$$
  

$$t_{fb} = 26.3 [mm].$$
  

$$h = d_b - 2t_{fb} = 554 - 52.6 = 501.4 [mm].$$
  

$$t_{wb} = 16.5 [mm].$$
  

$$A_{wb} = d_b t_{wb} = 91.41 [cm^2]$$

Condición

$$V_{web} < V_n$$

 $123.80[T_f] < 192.95[T_f]$ 

Verifica	Razón de Ocupación
-	[%]
Ok	64.16

Verificar la Ruptura de Corte de la Viga.

$$\mathbf{V}_{\mathrm{n}} = \mathbf{0.6} \mathbf{F}_{\mathrm{ub}} \mathbf{A}_{\mathrm{wn}}$$

$$V_n = 0.6 \cdot 4.573 \cdot 70.95 \approx 194.67 [T_f]$$

Donde:

$$F_{ub} = 4573 \, [Kg_f/cm^2].$$

$$N_c = 4.$$

$$t_{wb} = 16.5 \, [mm].$$

$$d_{bthbw} = 31 \, [mm].$$

$$A_{wn} = A_{wb} - Nd_{bthbw}t_{wb} = 91.41 - 4 \cdot 3.1 \cdot 1.65 = 70.95 [cm^2]$$

Condición

 $V_{web} < V_n$ 

$$123.80[T_f] < 194.67[T_f]$$

Verifica	Razón de Ocupación
-	[%]
Ok	63.59

Verificar la Capacidad de Aplastamiento del Alma de la Viga



 $R_{n} = m i n \left(1.2 L_{c1} t_{wb} F_{ub}, 2.4 d_{bt} t_{wb} F_{ub}\right) + m i n \left(1.2 L_{c2} t_{wb} F_{ub}, 2.4 d_{bt} t_{wb} F_{ub}\right) \left(N_{c} - 1\right)$ 

 $\mathbf{R_n} = 2.4 \bullet 2.858 \bullet 1.65 \bullet 4.573 + 2.4 \bullet 2.858 \bullet 1.65 \bullet 4.573 \bullet 3 \approx 207.02 \big[ \mathbf{T_f} \big]$ 

Donde:

 $\mathbf{F_{ub}} = 4573 \ [\text{Kg}_{\text{f}}/\text{cm}^2].$ 

$$d_{b} = 554 \text{ [mm]}.$$

$$t_{wb} = 16.5 \text{ [mm]}.$$

$$N_{c} = 4.$$

$$e = 90 \text{ [mm]}.$$

$$d_{btc} = 28.58 \text{ [mm]}.$$

$$d_{bthbw} = 31 \text{ [mm]}.$$

$$p = \frac{d_{b} - (N_{c} - 1)e}{2} = \frac{55.4 - (4 - 1) \cdot 9.0}{2} = 14.2 \text{ [cm]}$$

$$L_{c1} = p - \frac{d_{bthbw}}{2} = 14.2 - \frac{3.1}{2} = 12.65 \text{ [cm]}$$

$$L_{c2} = e - d_{bthbw} = 9 - 3.1 = 5.9 [cm]$$

Condición:

$$V_{web} < R_n$$

 $123.80[T_f] < 207.02[T_f]$ 

Verifica	Razón de Ocupación
-	[%]
Ok	59.80

Verificar la Resistencia del Bloque de Corte del Alma de la Viga.



 $\boldsymbol{R}_n$  es la menor resistencia de la viga, obtenida de las siguientes ecuaciones.

$$R_{n1} = 0.6F_{ub}A_{nv} + F_{ub}A_{nt}$$
$$R_{n2} = 0.6F_{vb}A_{gv} + F_{ub}A_{nt}$$

$$\mathbf{R}_{n1} = 0.6 \cdot 4.573 \cdot 50.08 + 4.573 \cdot 8.17 \approx 174.77 [T_f]$$

$$\mathbf{R}_{n2} = 0.6 \cdot 3.518 \cdot 67.98 + 4.573 \cdot 8.17 \approx 180.85 [T_f]$$

Donde:

 $\mathbf{F}_{ub}$  $= 4573 \, [Kg_f/cm^2].$  $F_{vb}$  = 3518 [Kg_f/cm²]. d_b = 554 [mm]. = 16.5 [mm]. t_{wb}  $\mathbf{d}_{\mathbf{bthbw}} = 31 \text{ [mm]}.$ = 90 [mm]. e = 14.2 [mm]. p = 75 [mm]. a с = 10 [mm]. = a - c = 7.5 - 1 = 6.5 [cm]g  $A_{gv} = (d_b - p)t_{wb} = (55.4 - 14.2) \cdot 1.65 = 67.98 [cm^2]$  $A_{nv} = A_{gv} - (N_c - 0.5) d_{bthbw} t_{wb} = 67.98 - (4 - 0.5) \cdot 3.1 \cdot 1.65 \approx 50.08 [cm^2]$  $\mathbf{A}_{\mathrm{nt}} = \left(\mathbf{g} - \frac{\mathbf{d}_{\mathrm{bthbw}}}{2}\right) \mathbf{t}_{\mathrm{wb}} = \left(6.5 - \frac{3.1}{2}\right) \cdot 1.65 \approx 8.17 \left[\mathrm{cm}^2\right]$ 

Condición:

$$V_{web} < R_n$$

# $123.80[T_f] < 174.77[T_f]$

Verifica	Razón de Ocupación
-	[%]
Ok	70.84

Verificar la Fluencia de Corte de la Placa.

$$R_n = 0.6F_{vpc}A_g$$

$$R_n = 0.6 \cdot 3.518 \cdot 65.6 \approx 138.47 [T_f]$$

Donde:

$$F_{ypc} = 3518 [Kg_f/cm^2].$$
  

$$t_{plc} = 16 [mm].$$
  

$$L_{pc} = 410 [mm].$$
  

$$A_g = L_{pc}t_{plc} = 41 \cdot 1.6 = 65.6 [cm^2]$$

Condición:

$$V_{web} < R_n$$

# $123.80[T_f] < 138.47[T_f]$

Verifica	Razón de Ocupación
-	[%]
Ok	89.41

Verificar la Ruptura de Corte de la Placa.

 $\mathbf{R}_{n} = \mathbf{0.6F}_{upc}\mathbf{A}_{n}$ 

$$R_n = 0.6 \cdot 4.573 \cdot 45.76 \approx 125.56 [T_f]$$

Donde:

$$\begin{aligned} \mathbf{F}_{upc} &= 4573 \ [\text{Kg}_{f}/\text{cm}^{2}]. \\ \mathbf{t}_{plc} &= 16 \ [\text{mm}]. \\ \mathbf{d}_{bthpc} &= 31 \ [\text{mm}]. \\ \mathbf{A}_{n} &= \mathbf{A}_{g} - \mathbf{N}_{c} \mathbf{d}_{bthpc} \mathbf{t}_{plc} = 65.6 - 4 \cdot 3.1 \cdot 1.6 = 45.76 \ [\text{cm}^{2}] \end{aligned}$$

$$V_{web} < R_n$$

$$123.80[T_f] < 125.56[T_f]$$

Verifica	Razón de Ocupación
-	[%]
Ok	98.60

Verificar la Capacidad de Aplastamiento de la Placa.



 $\boldsymbol{R}_n$  es la resistencia de la placa de corte, obtenida de la siguiente ecuación:

$$R_{n} = \min\left(1.2L_{c1}t_{plc}F_{upc}, 2.4d_{bt}t_{plc}F_{upc}\right) + \min\left(1.2L_{c2}t_{plc}F_{upc}, 2.4d_{bt}t_{plc}F_{upc}\right)(N_{c}-1)$$
$$R_{n} = 1.2 \cdot 5.45 \cdot 1.6 \cdot 4.573 + 2.4 \cdot 2.858 \cdot 1.6 \cdot 4.573 \cdot 3 \approx 198.41[T_{f}]$$

Donde:

$$F_{upc} = 4573 [Kg_f/cm^2].$$
  

$$t_{plc} = 16 [mm].$$
  

$$L_{pc} = 410 [mm].$$
  

$$e = 90 [mm].$$
  

$$N_c = 4.$$
  

$$d_{btc} = 28.58 [mm].$$
  

$$d_{bthpc} = 31 \times 39 [mm].$$
  

$$b = \frac{L_{pc} - (N_c - 1)e}{2} = \frac{41 - (4 - 1) \cdot 9.0}{2} = 7[cm]$$
  

$$L_{c1} = b - \frac{d_{bthpc}}{2} = 7 - \frac{3.1}{2} = 5.45[cm]$$
  

$$L_{c2} = e - d_{bthpc} = 9 - 3.1 = 5.9[cm]$$

$$V_{web} < R_n$$

$$123.80[T_f] < 198.41[T_f]$$

Verifica	Razón de Ocupación
-	[%]
Ok	61.67

Verificar la Resistencia del Bloque de Corte de la Placa.



 $\mathbf{R}_{n}$  es la menor resistencia de la placa de corte, obtenida de las siguientes ecuaciones.

$$R_{n1} = 0.6F_{upc}A_{nv} + F_{upc}A_{nt}$$

$$R_{n2} = 0.6F_{ypc}A_{gv} + F_{upc}A_{nt}$$

$$R_{n} = 0.6 \cdot 4.573 \cdot 37.04 + 4.573 \cdot 8.88 \approx 142.24 [T_{f}]$$

$$R_{n} = 0.6 \cdot 3.518 \cdot 54.4 + 4.573 \cdot 8.88 \approx 155.44 [T_{f}]$$

Donde:

 $\mathbf{F_{upc}} = 4573 \, [\mathrm{Kg_f/cm}^2].$  $F_{ypc} = 3518 [Kg_f/cm^2].$ = 150 [mm]. b_{pc} = 16 [mm]. t_{plc} L_{pc} = 410 [mm].  $d_{bthpc} = 31 \text{ x } 39 \text{ [mm]}.$ = 75 [mm]. a = 70 [mm]. b = 90 [mm]. e  $A_{gv} = (L_{pc} - b)t_{plc} = (41 - 7.0) \cdot 1.6 = 54.4 [cm^{2}]$  $A_{nv} = A_{gv} - (N_c - 0.5) d_{bthpc} t_{plc} = 54.4 - (4 - 0.5) \cdot 3.1 \cdot 1.6 = 37.04 [cm^2]$  $A_{nt} = \left(b_{pc} - a - \frac{d_{bthpc}}{2}\right)t_{plc} = \left(15 - 7.5 - \frac{3.9}{2}\right) \cdot 1.6 = 8.88 \left[cm^2\right]$ 

$$V_{web} < R_n$$

# $123.80[T_f] < 142.24[T_f]$

Verifica	Razón de Ocupación
-	[%]
Ok	87.04

# Espesor Mínimo de la Placa de Corte.

Para prevenir el pandeo local de la placa, se recomienda:

$$t_{plc}min = \frac{L_{pc}}{64} \ge 6[mm]$$
$$\frac{L_{pc}}{64} = \frac{410}{64} \approx 6.41[mm]$$

Donde:

$$L_{pc}$$
 = 410 [mm].  
 $t_{plc}$  = 16 [mm].

Condición:

$$t_{plc} \ge 6.41 [mm]$$

$$16[mm] \ge 6.41[mm]$$
 [Ok]

# Espesor Máximo de la Placa de Corte.

Para proporcionar ductilidad al giro en la placa, se recomienda:

$$t_{wb}$$
 o  $t_{plc} \le \frac{d_{btc}}{2} + 1.59 [mm]$   
 $\frac{d_{btc}}{2} + 1.59 = \frac{28.58}{2} + 1.59 \approx 15.9 [mm]$ 

Donde:

 $d_{btc}$  = 28.58 [mm].  $t_{plc}$  = 16 [mm].

Condición:

$$t_{plc} \leq 15.9 [mm]$$

[Se Acepta]

## Diseño Soldadura – Unión Placa de Corte con el Ala de la Columna.

Las placas de conexión, que unen las alas de la viga con la columna, liberan a la placa de corte del momento proveniente de la excentricidad de la carga, en consecuencia, el procedimiento normal es diseñar la soldadura sólo para resistir fuerzas de corte. Para propósitos de este cálculo se utilizará  $\phi = 1.0$ .

Las soldaduras que conectan la placa de corte con el ala de la columna serán de tipo filete de longitud igual al largo de la placa y ejecutada por ambos lados de la misma. Estas se diseñarán para resistir el 100% de la capacidad de corte de la placa, empleando electrodos serie E70.

La resistencia de corte de la placa, (V_n), es el valor mínimo entre:

- Fluencia de Corte : 138.47  $[T_f]$ .
- Ruptura de Corte : 125.56  $[T_f]$ .

$$S_{\min} = \frac{V_n \sqrt{2}}{2 \cdot 0.6 F_{EXX} L_{pc}} = \frac{125.56 \cdot \sqrt{2}}{2 \cdot 0.6 \cdot 4.925 \cdot 41} \approx 0.733 [cm] \approx 7.33 [mm]$$

$$S_{min} = \frac{5}{8} t_{plc} = 0.625 \cdot 16 = 10 [mm]$$

 $\therefore$  Se utilizará un filete S = 10 [mm].

Donde:

$$\begin{split} \mathbf{F}_{\mathbf{EXX}} &= \mathrm{E70} \rightarrow 4925 \ [\mathrm{Kg_f/cm}^2]. \\ \mathbf{L}_{\mathbf{pc}} &= 410 \ [\mathrm{mm}]. \\ \mathbf{t}_{\mathbf{plc}} &= 16 \ [\mathrm{mm}]. \\ \mathbf{V}_{\mathbf{wcb}} &= 123.80 \ [\mathrm{T_f}]. \\ \mathbf{R}_{\mathbf{n}} &= 2 \big( \mathbf{0.6F}_{\mathbf{EXX}} \big) \mathbf{S} \frac{\mathbf{L}_{\mathbf{pc}}}{\sqrt{2}} = 2 \cdot \big( \mathbf{0.6} \cdot \mathbf{4.925} \big) \cdot 1.0 \cdot \frac{41}{\sqrt{2}} \approx 171.34 \big[ \mathrm{T_f} \big] \end{split}$$

$$V_{web} < R_r$$

$$123.80[T_f] < 171.34[T_f]$$

Verifica	Razón de Ocupación
-	[%]
Ok	72.25

**Paso 13:** Chequear los requisitos para placa o atiesadores de continuidad de acuerdo a la sección 2.4.13.1. Utilizar el ancho y espesor de las placas de conexión ( $b_p$ ,  $t_{pl}$ ) en lugar de  $b_{fb}$  y  $t_{fb}$  respectivamente (utilizar unidades en cm).

Se requieren placas de continuidad si:

$$t_{fc} < 0.4 \sqrt{1.8b_{p}t_{pl}} \frac{F_{yb}R_{yc}}{F_{yc}R_{yc}} = 0.4 \sqrt{1.8 \cdot 41.5 \cdot 3.2 \cdot \frac{3.518 \cdot 1.1}{3.518 \cdot 1.1}} \approx 6.184 [cm]$$
$$t_{fc} < \frac{b_{p}}{6} = \frac{41.5}{6} = 6.92 [cm]$$

Donde:

Condición:

$$t_{fc} \le 6.92 [cm]$$
  
7.23[cm]  $\le 6.92 [cm]$  [Ok]

... No se requiere proveer de atiesadores o placas de continuidad a la columna.

Para efecto de esta memoria, basándose en la experiencia y recomendaciones de nuestro país (INN, 2003), siempre se dispondrán atiesadores de continuidad en los puntos de uniones rígidas viga – columna. Estos deberán tener un espesor mínimo igual al de las placas de conexión. Los atiesadores de continuidad deben cumplir con los requisitos del capítulo J10.8 de la especificación AISC. Para propósito de esta verificación utilizar  $\phi = 1.0$ .

Para el diseño y verificación de los atiesadores o placas de continuidad se considerará el caso más desfavorable que corresponde a una conexión interior, es decir, una columna conectada de manera rígida a dos vigas.

Conexión Interior (Columna conectada de manera rígida a dos vigas).

Las fuerzas máximas de tracción y compresión transmitidas por las dos vigas hacia la columna son:

$$F_{u} = \frac{2(M_{yf})}{d_{b} + t_{pl}} = \frac{2 \cdot (20636)}{55.4 + 3.2} \approx 704.3 [T_{f}]$$

Por lo tanto, la fuerza de diseño para cada atiesador es igual a:

$$\mathbf{F}_{\mathrm{AT}} = \frac{\mathbf{F}_{\mathrm{u}} - \mathbf{R}_{\mathrm{n}}}{2} > 0$$

Donde:

 $\mathbf{R}_{\mathbf{n}}$  = Es la menor resistencia de la columna frente a las solicitaciones detalladas a continuación, (AISC 360, 2005).

Nota: Sí  $F_{AT} \leq 0$ , se proveerán aties adores de dimensiones mínimas.

Flexión Local del Ala de la Columna Debida a una Fuerza de Tracción Perpendicular a Ella.

$$\mathbf{R}_{n} = 6.25 t_{fc}^{2} F_{yc}$$

$$\mathbf{R}_{n} = 6.25 \cdot 7.23^{2} \cdot 3.518 \approx 1149.35 [T_{f}]$$

Donde:

$$F_{yc}$$
 = 3518 [T_f/cm²].  
 $t_{fc}$  = 72.3[mm].

Fluencia Local del Alma por Fuerzas de Compresión Perpendicular al Ala de la Columna.

$$\mathbf{R}_{n} = \left(2.5\mathbf{k}_{c} + \mathbf{N}\right) \mathbf{F}_{yc} \mathbf{t}_{w}$$

$$\mathbf{R}_{n} = (2.5 \cdot 8.9 + 8.9) \cdot 3.518 \cdot 6.5 \approx 712.31 [T_{f}]$$

Donde:

$$F_{yc} = 3518 [T_f/cm^2].$$
  

$$t_w = t_{wc} + 2t_{pw} = 65 [mm] (espesor zona panel).$$
  

$$k_c = 89 [mm].$$
  

$$t_{pl} = 32 [mm].$$

**N** = **Máx**  $(t_{pl}, k_c) = 89$  [mm].

Aplastamiento del Alma de la Columna por la Fuerza de Compresión Perpendicular al Ala.

$$R_{n} = 0.8t_{w}^{2} \left[ 1 + 3\left(\frac{N}{d_{c}}\right) \left(\frac{t_{w}}{t_{fc}}\right)^{1.5} \right] \sqrt{EF_{yc}\left(\frac{t_{fc}}{t_{w}}\right)}$$
$$R_{n} = 0.8 \cdot 6.5^{2} \cdot \left[ 1 + 3\left(\frac{8.9}{46.5}\right) \left(\frac{6.5}{7.71}\right)^{1.5} \right] \sqrt{2100 \cdot 3.518 \cdot \left(\frac{7.71}{6.5}\right)} \approx 4570.4 \left[T_{f}\right]$$

Donde:

Pandeo de Compresión del alma de la Columna por Fuerzas Aplicadas en las Alas de la Columna.

$$R_n = \frac{2.4t_w^2 \sqrt{EF_{yc}}}{h}$$

$$R_{n} = \frac{2.4 \cdot 6.5^{3} \sqrt{2100 \cdot 3.518}}{290} \approx 195.35 [T_{f}]$$

Donde:

**h** = 290 [mm].

$$E = 2100 [T_f/cm^2].$$

$$F_{vc} = 3518 [T_f/cm^2].$$

 $\mathbf{t_w} = \mathbf{t_{wc}} + 2\mathbf{t_{pw}} = 65 \text{ [mm]}$  (espesor zona panel).

:La fuerza de diseño para cada atiesador es igual a:

$$F_{AT} = \frac{F_u - R_n}{2}$$
$$F_{AT} = \frac{704.3 - 195.35}{2} \approx 254.48 [T_f]$$

Se verificarán atiesadores de dimensiones **320 x 188 x 46** [mm], según procedimientos de la especificación AISC (AISC 360, 2005).

Fluencia del Área Bruta del Atiesador de Continuidad Sometido a Tracción.

$$P_n = F_{yp}A_{ge}$$

$$P_n = 3.518 \cdot 79.35 \approx 279.15 [T_f]$$

Donde:

$$F_{yp} = 3518 [Kg_f/cm^2].$$
  

$$b_{At} = 188 [mm].$$
  

$$e_{At} = 46 [mm].$$
  

$$k_{1c} = 38 [mm].$$
  

$$t_{wc} = 45 [mm].$$
  

$$be_{At} = b_{At} - \left(k_{1c} - \frac{t_{wc}}{2}\right) - 13 = 172.5 [mm]$$
  

$$A_{ge} = be_{At}e_{At} = 17.25 \cdot 4.6 = 79.35 [cm^2]$$

$$F_{AT} < P_n$$

 $254.48[T_f] < 279.15[T_f]$ 

Verifica	Razón de Ocupación
-	[%]
Ok	91.16

Fractura del Área Neta del Atiesador de Continuidad Sometido a Tracción.

$$\mathbf{P}_{n} = \mathbf{F}_{up} \mathbf{A}_{e}$$

$$P_n = 4.573 \bullet 79.35 \approx 362.87 [T_f]$$

Donde:

$$F_{up} = 4573 [Kg_f/cm^2].$$
  

$$b_{At} = 188 [mm].$$
  

$$e_{At} = 46 [mm].$$
  

$$k_{1c} = 38 [mm].$$
  

$$t_{wc} = 45 [mm].$$
  

$$be_{At} = b_{At} - \left(k_{1c} - \frac{t_{wc}}{2}\right) - 13 = 172.5 [mm]$$
  

$$A_{ge} = be_{At}e_{At} = 15.65 \cdot 3.2 = 79.35 [cm^2]$$
  

$$U = 1.0$$
  

$$A_{e} = UA_{ge} = 1.0 \cdot 79.35 = 79.35 [cm^2]$$

Condición:

 $F_{AT} < P_n$ 

$$254.48[T_f] < 362.87[T_f]$$

Verifica	Razón de Ocupación
-	[%]
Ok	70.13

Resistencia del Atiesador Sometido a Compresión.

$$\mathbf{P}_{n} = \mathbf{F}_{cr} \mathbf{A}_{ge}$$

$$P_n = 3.518 \cdot 79.35 \approx 279.15 [T_f]$$

Donde:

$$F_{yp} = 3518 \, [Kg_f/cm^2].$$
  
E = 2.100.000 [Kg_f/cm²].

$$\begin{aligned} \mathbf{b}_{At} &= 188 \text{ [mm].} \\ \mathbf{e}_{At} &= 46 \text{ [mm].} \\ \mathbf{k}_{1c} &= 38 \text{ [mm].} \\ \mathbf{k}_{1c} &= 38 \text{ [mm].} \\ \mathbf{t}_{wc} &= 45 \text{ [mm].} \\ \mathbf{b}\mathbf{e}_{At} &= \mathbf{b}_{At} - \left(\mathbf{k}_{1c} - \frac{\mathbf{t}_{wc}}{2}\right) - 13 = 172.5 \text{ [mm]} \\ \mathbf{A}_{ge} &= \mathbf{b}\mathbf{e}_{At}\mathbf{e}_{At} = 15.65 \cdot 3.2 = 79.35 \text{ [cm^2]} \\ \mathbf{L}_{At} &= 320 \text{ [mm].} \\ \mathbf{K} &= 0.75 \text{ (AISC 341, 2005).} \\ \mathbf{r} &= \frac{\mathbf{e}_{At}}{\sqrt{12}} = \frac{4.6}{\sqrt{12}} \approx 1.328 \text{ [cm]} \\ \frac{\mathbf{KL}_{At}}{\mathbf{r}} &= \frac{0.75 \cdot 32}{1.328} \approx 18.07 \\ \lambda_{c} &= \frac{\mathbf{KL}_{At}}{\mathbf{r}\pi} \sqrt{\frac{\mathbf{F}_{yp}}{\mathbf{E}}} = \frac{0.75 \cdot 32}{1.328\pi} \sqrt{\frac{3.518}{2100}} \approx 0.235 \end{aligned}$$

<u>Si:</u>

$$\frac{\mathrm{KL}_{\mathrm{At}}}{\mathrm{r}} \leq 25$$

$$F_{\rm cr} = F_{\rm yp} = 3.518 \left[ \frac{\rm Kg_f}{\rm cm^2} \right]$$

 $\frac{\mathrm{KL}_{\mathrm{At}}}{\mathrm{r}} > 25$ 

2. Rango Inelástico ( $\lambda_c < 1.5$ ).

$$\mathbf{F}_{\rm cr} = \left(0.685^{\lambda_{\rm c}^2}\right) \mathbf{F}_{\rm yp}$$

• Rango Elástico ( $\lambda_c > 1.5$ ).

$$\mathbf{F}_{\rm cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_{\rm c}^2}\right) \mathbf{F}_{\rm yp}$$

 $\therefore F_{cr}$ :

$$F_{cr} = F_{yp} = 3.518 \left[ \frac{T_f}{cm^2} \right]$$

Condición:

 $F_{AT} < P_n$ 

# $254.48[T_f] < 279.15[T_f]$

Verifica	Razón de Ocupación
-	[%]
Ok	91.16

Nota: Para conexiones rígidas exterior (columna conectada a una sola viga) entre la columna W14x398 y la viga W21x132 se verificó un atiesador de dimensiones **320x185x32** [mm], el cual cumple con los requisitos de diseño detallados anteriormente.

### Diseño de Soldaduras que Conectan los Atiesadores con la Columna.

Para efectos de esta memoria y diseño del software se considerará soldadura de tope de penetración completa en ambos casos, ejecutadas en maestranza.

### Conexión Interior

El diseño de la soldadura de tope penetración completa es controlado por el material base, por lo tanto, la dimensión de la garganta es igual al espesor del atiesador: **46 [mm]**. El electrodo empleado pertenecerá a la serie **E70** para aceros A572.Gr50, según el punto J.2.6 de la especificación AISC (AISC 360, 2005), ver anexo C.

### Conexión Exterior

El diseño de la soldadura de tope penetración completa es controlado por el material base, por lo tanto, la dimensión de la garganta es igual al espesor del atiesador: **32 [mm]**. El electrodo empleado pertenecerá a la serie **E70** para aceros A572.Gr50, según el punto J.2.6 de la especificación AISC (AISC 360, 2005), ver anexo C.



# Figura 4.1.3: Detalle atiesadores de continuidad • Conexión Viga W21 x 132 - Columna W14 x 398 (Ejes 1 y 7).

**1a).- Conexión Interior:** Atiesadores de Continuidad de Dimensiones Mínimas 320x188x46 [mm]. Acero Calidad A572. Gr50.

**1a).- Conexión Exterior:** Atiesadores de Continuidad de Dimensiones Mínimas 320x185x32 [mm]. Acero Calidad A572. Gr50.

**2a).- Conexión Interior:** Soldadura de Tope de Penetración Completa Bisel Simple Espesor de Garganta 46 [mm] y Longitud 157 [mm]. Electrodo Serie E70XX.

**2b).- Conexión Exterior:** Soldadura de Tope de Penetración Completa Bisel Simple Espesor de Garganta 32 [mm] y Longitud 157 [mm]. Electrodo Serie E70XX.

**3a).- Conexión Interior:** Soldadura de Tope de Penetración Completa Bisel Simple Espesor de Garganta 46 [mm] y Longitud 199 [mm]. Electrodo Serie E70XX.

**3b).- Conexión Exterior:** Soldadura de Tope de Penetración Completa Bisel Simple Espesor de Garganta 32 [mm] y Longitud 199 [mm]. Electrodo Serie E70XX.

4.- Recortes en las esquinas de los atiesadores de Acuerdo a Esquema: k = 89 [mm] y  $k_1 = 38$  [mm].

Fuente: Elaboración Propia.

**Paso 14:** Confirmar que la sección de la viga y columna cumplan con los parámetros críticos establecidos en la tabla 2.4.10 y con la relación Columna fuerte – Viga débil (Sección 2.4.6.1).

#### Parámetros Críticos de Vigas.

#### <u>Altura Máxima.</u>

SMF	: W36.	
Perfil Viga	: W21x 132.	[Ok]

#### <u>Relación Mínima Longitud Vano – Altura.</u>

SMF	: 8.	
$rac{L_{Vano}}{d_b}$	$: \frac{5000}{554} ≈ 9.025$	[Ok]

## Espesor de Alas.

SMF	: Mayor o igual a $\frac{3}{4}$ " (19 mm).	
t _{fb}	:26.3 [mm].	[Ok]

#### Especificaciones de Calidad de Acero.

Aceros	: A572 Gr50, A992, A913 Gr 50/S75.	
Acero Viga	: A572 Gr50.	[Ok]

#### Arriostramiento Lateral en las Alas de la Viga.

Se deberá arriostrar lateralmente ambas alas de la viga a una distancia máxima (AISC 341, 2005) de:

$$L_{b} = 0.086r_{yb} \frac{E}{F_{yb}} = 0.086 \cdot 7.5 \cdot \frac{2100}{3.518} \approx 385.02 [cm]$$

: La viga será arriostrada en su punto central a una distancia de 250 [cm], medida de los extremos de la misma. Estos deberán ser diseñados para resistir una fuerza de compresión (AISC 341, 2005) igual a:

$$P_{br} = \frac{0.02R_{yb}Z_{bx}F_{yb}C_{d}}{d_{b} - t_{fb}} = \frac{0.02 \cdot 1.1 \cdot 5460 \cdot 3.518 \cdot 1.0}{55.4 - 2.63} \approx 8.0 [T_{f}]$$

FEMA-350 (FEMA-350, 2000) permite omitir los arriostramientos adicionales en las alas de la vigas, en zonas cercanas a las rótulas plásticas cuando estas soportan losas de hormigón. De lo contrario se usarán arriostramientos para resistir una fuerza de compresión igual a:

$$P_{br} = \frac{0.06R_{yb}Z_{bx}F_{yb}C_{d}}{d_{b} - t_{fb}} = \frac{0.06 \cdot 1.1 \cdot 5460 \cdot 3.518 \cdot 1.0}{55.4 - 2.63} \approx 24 [T_{f}]$$

Para efectos de esta memoria no se considerará arriostramientos adicionales, en las rótulas plásticas, debido a que todas las vigas están conectadas a losas de hormigón.

## Parámetros Críticos de Columnas.

<u>Rango de Alturas.</u>

SMF	: W12, W14.	
Perfil Columna	: W 14 x 398.	[Ok]

Especificaciones de Calidad de Acero.

Aceros	: A572 Gr50, A913 Gr 50 o 65, A992.	
Acero Viga	: A572 Gr50.	[Ok]

## Relación Fluencia Columna / Viga.

Con el propósito de un diseño conservador, esta relación se verificó con las columnas que poseen una mayor solicitación axial basada en las combinaciones de carga LRFD. (Ver sección 2.4.5.1).

#### Columnas que Confluyen en el Nudo de Conexión Rígida.

Perfil	Fy	Z _x	Ag	P _u	M _{pc}
[-]	$[T_f/cm^2]$	[cm ³ ]	[cm ² ]	[T _f ]	[T _f - m]
W14 x 398	3.518	13100	755	297.75	409.20
W14 x 398	3.518	13100	755	278.26	412.58
				Σ	821.78

## Vigas que Confluyen en el Nudo de Conexión Rígida.

Perfil	M _c
[-]	[T _f -m]
W21 x 132	300.14
W21 x 132	300.14
Σ	600.28

Condición:

$$\frac{\sum M_{\rm pc}^*}{\sum M_{\rm c}} > 1.0$$

$$\frac{821.78}{600.28} \approx 1.37 > 1.0$$
 [Ok]

### Arriostramiento Lateral en las Alas de la Columna.

Se deberá arriostrar las alas de la columna a nivel de las placas de conexión superior e inferior siempre que no se cumpla con la condición que se detalla a continuación, de lo contrario sólo se requiere arriostramientos a nivel de la placa de conexión superior.

### Conexión Interior: "Columna conectada rígidamente a dos vigas"

Los datos empleados en esta verificación corresponden a los mismos utilizados en la relación anterior Columna Fuerte – Viga Débil.

Condición:

$$\frac{\sum M_{pc}^{*}}{\sum M_{c}} > 2.0$$

$$\frac{821.78}{600.28} \approx 1.37 > 2.0$$
[No]

: Las alas de la columna deberán ser arriostradas, en los puntos de unión con la viga a nivel de las placas de conexión superior e inferior. FEMA-350 (FEMA-350, 2000) permite prescindir de este arriostramiento si la columna se encuentra confinada o conectada a una losa de hormigón.

Para efectos de esta memoria no se considerará arriostramientos en las alas de la columna a nivel de la placa de conexión superior, debido a que estas se encuentran confinadas por losas de hormigón.

: Se deberá arriostrar las alas de la columna a nivel de la placa inferior para resistir una fuerza de compresión (AISC 360, 2005) igual a:

$$0.02F_{yp}b_{p}t_{pl} = 0.02 \cdot 3.518 \cdot 41.5 \cdot 3.2 \approx 9.34[T_{f}]$$

## Conexión Exterior: "Columna conectada rígidamente a una sola viga".

Para realizar esta verificación es necesario evaluar las columnas más solicitadas y vigas correspondientes a una conexión rígida exterior, entre la columna W14x398 y la viga W21x132.

### Columnas que Confluyen en el Nudo de Conexión Rígida.

Perfil	Fy	Z _x	Ag	P _u	M _{pc}
[-]	$[T_f/cm^2]$	[cm ³ ]	[cm ² ]	$[T_f]$	[T _f - m]
W14 x 398	3.518	13100	755	390.46	393.11
W14 x 398	3.518	13100	755	365.65	397.41
				Σ	790.52

Vigas que Confluyen en el Nudo de Conexión Rígida.

Perfil	M _c
[-]	[T _f -m]
W21 x 132	300.14
Σ	300.14

Condición:

$$\frac{\sum M_{\rm pc}^*}{\sum M_{\rm c}} > 2.0$$

$$\frac{790.52}{300.14} \approx 2.63 > 2.74$$
 [Ok]

: Las alas de la columna no necesitan ser arriostradas para conexiones exteriores entre la viga W21x132 y la columna W14x398.

# Detalles Críticos de la Conexión.

Especificación de Aceros para las Placas de Conexión

Aceros	: A36, A572 Grado 42 o 50.	
Acero Placas	: A572 Grado 50.	[Ok]

## Especificación de Soldaduras.

Electrodos Serie	: E70, E80, E90.	
Electrodo Utilizado	: E70.	[Ok]

Diámetro de Pernos que Unen las Placas de Conexión con la Viga.

Diámetro Máximo	: \$\operatorname{1} 1 \frac{1}{4}" (29mm).	
Pernos Placa	: \$\operatorname{1}{4}"	[Ok]

Calidad de Pernos que Unen las Placas de Conexión con la Viga.

Especificación	: A325 - X o A490 – X.	
Pernos Empleados	: A490 - X.	[Ok]

Requerimientos de Instalación de Pernos que Unen las Placas de Conexión con la Viga.

## Pretensionados

[Ok]

<u>Golillas o Arandelas en los Pernos que Unen las Placas de Conexión con la Viga (RCSC, 2005)</u>

Pernos A490 – X;  $\phi$  1 ¼", Usar Golillas ASTM F436 con un espesor de 8 [mm] (5/16").



Figura 4.1.4: Detalle final conexión rígida BFP • Viga 21x132 – Columna W14x398 (Ejes 1 y 7).

Fuente: Elaboración Propia.

4.1.1.2 Conexión Viga W18 x 71 – Columna W14 x 193. Elevación Ejes A y F



Tabla 4.1.2: Geometría viga W18x 71 y columna W14 x 193.

Designación AISC			Din	nensio	nes				Área		Eje X	X - X			Eje Y	/ - Y	
W d _{nominal} x Peso	d	b _f	^t f	t _w	Т	k	$\mathbf{k}_1$	r	Α	I _x	s _x	r _x	Z _x	Iv	s _v	r _v	Zv
										$10^{6}$	$10^{3}$		$10^{3}$	$10^{6}$	$10^{3}$		$10^{3}$
Pulg x lb _f /pies				[mm]					[mm ² ]	$[mm^4]$	$[mm^3]$	[mm]	$[mm^3]$	[mm ⁴ ]	$[mm^3]$	[mm]	[mm ³ ]
W14 x 193	393	399	36.6	22.6	285	54	27	11	36600	997	5070	165	5810	388	1940	103	2960
W18 x 71	469	194	20.6	12.6	393	38	17	9.0	13400	488	2080	191	2390	25.1	259	43.3	405

Fuente: ICHA, 2001.

## Datos de Diseño:

-Perfil de la Columna	<b>:</b> W14 x 193.
-Acero de la Columna	: A572. Gr50.
-Perfil de la Viga	<b>:</b> W18 x 71.
-Acero de la Viga	: A572.Gr50.
-Longitud de Vano	: 600 [cm].
-Altura de Piso	<b>:</b> 290 [cm].
-Peso Propio Viga	:106 [Kg _f /m].

:

Carga [Kg _f /m]	500	1583.33	500
Distancia [m]	0	3.0	6.0

-Descarga Carga Viva (L)

-Descarga Carga Muerta (D) :

Carga [Kg _f /m]	0	433.33	0
Distancia [m]	0	3.0	6.0

-Según requisitos de diseño las perforaciones en las alas de la viga serán de tipo estándar (Standard) y en las placas, sobre las alas, serán de tipo sobredimensionadas (OverSize), ver figura 2.4.25.

-La soldadura que conecta las placas con el ala de la columna será de tope de penetración completa y deberán cumplir con los controles de seguridad y calidad, ver figura 2.4.25.

-Las perforaciones sobre la placa de corte serán de tipo ovaladas – cortas (Slotted-Short) y en el alma de la viga serán de tipo estándar (Standard), ver figura 2.4.25.

-La soldadura que conecta la placa de corte con el ala de la columna será de tipo filete.

-Las distancias entre pernos y entre, pernos y bordes deben cumplir con los valores mínimos establecidos por la AISC en su documento *Specification for Structural Steel Buildings* (AISC 360, 2005), ver anexo D.

#### Paso 1: Calcular M_f y M_c.

El diseño de conexiones de acero es un proceso iterativo, por lo tanto, se asumen algunas dimensiones iniciales y luego se procede a verificar si cumplen con los requisitos mínimos de resistencia y seguridad. Como padrón de diseño se aceptará un máximo de 12 pernos que conecten las placas de conexión con el ala de la viga.

# Datos de Iteración Placas de Conexión

-Largo de las Placas (L _p )	: 380 [mm].
-Ancho de las Placas (b _p )	: 275 [mm], Ver Paso 3.
-Espesor de las Placas (t _{pl} )	: Ver Paso 4. <b>S1 S3=(N'-1)S2 S4</b>
-Acero de las Placas	: A572. Gr50.
-Diámetro de Pernos (d _{bt} )	$: \phi 7/8"$ .
-Perforación en la viga (d _{bthb} )	: 24 [mm].
-Perforación en las Placas (d _{bthp} )	: 27 [mm].
-Número de Pernos (N)	: 10.
-N'	: $N/2 - 1 = 4$ .
-Calidad de Pernos	: ASTM A490 – X, Pretensionados.
-Distancia S ₁	<b>:</b> 50 [mm].
-Distancia S ₂	: 3 d _{bt} , Se acepta 70 [mm].
-Distancia S ₃	: $4.70 = 280$ [mm].
-Distancia S ₄	: $380-4.70 - 50 = 50$ [mm].
-Distancia d ₁	: 115 [mm].
-Distancia d ₂	: $(275-115)/2 = 80 \text{ [mm]}.$
-Distancia c	: 10 [mm].

Ubicación de la Rótula Plástica.

$$S_{h} = \frac{d_{c}}{2} + L_{p} = \frac{393}{2} + 380 = 576.5 \text{[mm]}$$

Longitud de Vano Efectiva L'.

$$L' = L_{Vano} - 2S_h = 6000 - 1153 = 4847[mm] = 4.847[m]$$

Factor C_{pr} que Involucra la Máxima Resistencia de la Conexión.

$$C_{pr} = \frac{F_{yb} + F_{ub}}{2F_{yb}} = \frac{3518 + 4573}{2 \cdot 3518} \approx 1.15$$

<u>Módulo Plástico Efectivo.</u>

$$Z_{be} = Z_{bx} - 2d_{bthb}t_{fb} (d_b - t_{fb}) = 2390 - 2 \cdot 2.4 \cdot 2.06 \cdot (46.9 - 2.06) \approx 1946.62 [cm^3]$$

Módulo Elástico Efectivo.

$$S_{be} = S_{bx} - 2 \left( \frac{d_{bthb} t_{fb}^{3}}{3d_{b}} + \frac{d_{bthb} t_{fb}}{d_{b}} (d_{b} - t_{fb})^{2} \right) \approx 1655.80 \left[ \text{cm}^{3} \right]$$

Máximo Momento Plástico Esperado.

$$\mathbf{M}_{\rm pr} = \mathbf{C}_{\rm pr} \mathbf{R}_{\rm yb} \mathbf{Z}_{\rm be} \mathbf{F}_{\rm yb} = 1.15 \bullet 1.1 \bullet 1946.62 \bullet 3.518 \approx 8662.98 \big[ \mathbf{T}_{\rm f} - \mathbf{cm} \big] \approx 86.63 \big[ \mathbf{T}_{\rm f} - \mathbf{m} \big]$$

## Fuerza de Corte en las Rótulas Plásticas.



➢ Descarga Peso Propio [Kg_f/m]:

81-802	424	81.80 ²
Ubicación [m]	Resultante [T _f ]	1.2 D [T _f ]
2.424	5.553	6.664

Descarga Sobrecarga de Uso [Kg_f/m]:



Diagrama de cuerpo libre:



 $V_1 = V_2 + 6.664 + 0.626 + 1.2 \bullet 0.106 \bullet 4.847 = 31.79 + 7.91 \approx 39.70 \big[ T_f \big] \uparrow$ 

La fuerza de corte en las rótulas está determinada por  $V_p$  = Máx (V₁, V₂) = 39.70 [T_f].

## Momento en la Cara de la Columna M₆:

Descarga Peso Propio [Kg_f/m]:



➢ Descarga Sobrecarga de Uso [Kg_f/m]:



Diagrama de cuerpo libre:



Momento en el Centro de la Columna M_c:

Descarga Peso Propio [Kg_f/m]:



Descarga Sobrecarga de Uso [Kg_f/m]:



Diagrama de cuerpo libre:



Paso 2: Calcular el momento en la cara de la columna en el instante que comienza la plastificación de la viga, M_{vf}.

$$\mathbf{M}_{\mathrm{yf}} = \mathbf{C}_{\mathrm{y}}\mathbf{M}_{\mathrm{f}}$$

 $\frac{Factor C_{y}}{C_{y}} = \frac{1}{C_{pr}} \frac{Z_{be}}{S_{be}} = \frac{1}{1.15 \cdot \frac{1946.62}{1655.80}} \approx 0.740$ 

$$M_{vf} = C_v M_f = 0.740 \cdot 101.79 \approx 75.32 [T_f - m]$$

**Paso 3:** Según la geometría de la viga y columna se adopta un ancho de placa,  $\mathbf{b_p} = 275$  [mm].

Paso 4: Calcular el espesor mínimo requerido para las placas de conexión, t_{pl}.

$$t_{pl} = \frac{d_b - \sqrt{d_b^2 - 4.4 \frac{M_{yf}}{F_{yp} b_p}}}{2} = \frac{46.9 - \sqrt{46.9^2 - 4.4 \cdot \frac{7532}{3.518 \cdot 27.5}}}{2} \approx 1.90 [cm] = 19 [mm]$$

Donde:

$$M_{yf} = 75.32 [T_{f} - m].$$
  

$$d_{b} = 469 [mm].$$
  

$$b_{p} = 275 [mm].$$
  

$$F_{yp} = 3518 [Kg_{f}/cm^{2}].$$

∴Se adopta un espesor de las placas de conexión igual a 22 [mm]. Se verificará el diseño de esta dimensión en los pasos siguientes.

Paso 5: Calcular el espesor mínimo requerido de la zona panel.

$$t = \frac{C_{y}M_{c}\frac{h - (d_{b} + 2t_{pl})}{h}}{(0.9)0.6F_{yc}R_{yc}d_{c}(d_{b} + t_{pl})} = \frac{0.740 \cdot 10967 \cdot \frac{290 - (46.9 + 2 \cdot 2.2)}{290}}{(0.9) \cdot 0.6 \cdot 3.518 \cdot 1.1 \cdot 39.3 \cdot (46.9 + 2.2)} \approx 1.66 [cm] \approx 16.6 [mm]$$

Donde:

C_y = 0.740. M_c  $= 109.67 [T_f - m].$ = 2900 [mm]. h  $d_{b}$ = 469 [mm]. = 393 [mm]. d_c = 22 [mm]. t_{pl}  $= 3518 \, [Kg_f/cm^2].$ F_{vc} = 1.1 R_{vc}

Condición:

 $t < t_{wc} < 1.5t$ 

El espesor del alma de la columna es suficiente para resistir los esfuerzos a los que se ve sometida la zona panel, por lo tanto, no necesita ser reforzada mediante placas adosadas.

Nota: Las conexiones rígidas entre la columna W14x193 y la viga W18x71, corresponden sólo a uniones de momento tipo exterior (columna conectada de manera rígida a una sola viga).

**Paso 6:** Seleccionar el número, área y grado de los pernos que conectan las alas de la viga con las placas de conexión y evaluar el comportamiento de estas, para evitar las fallas de la sección neta y elongación de las perforaciones, en concordancia con los pasos 7, 8, 9, 10 y 11. Cada caso deberá satisfacer:

$$1.2M_{\rm vf} < M_{\rm fail}$$

Donde:

 $1.2M_{\rm vf} = 1.2 \cdot 75.32 = 90.38 \, [T_{\rm f} - m].$ 

 $\mathbf{M}_{\text{fail}}$  = Momento en la cara de la columna, generado al inicio del modo de falla en estudio.

**Paso 7:** Calcular el momento en la cara de la columna,  $M_{fail}$ , inducido por la falla de corte de los pernos y verificar que se cumpla con lo estipulado en el **Paso 6**.

$$M_{fail}(Perno) = NA_bF_Vd_bL_{TF1}$$

 $M_{fail}$  (Perno) = 10•3.88•5.306•46.9•1.073 ≈ 10360.28  $[T_f - cm]$  ≈ 103.60  $[T_f - m]$ 

Donde:

Ν = 10. $= \phi 7/8$ "  $\rightarrow 3.88 \ [\text{cm}^2]$ . A_b = A490-X  $\rightarrow$  5.306 [T_f/cm²]. Fv = 469 [mm]. d_b = 393 [mm]. d_c L = 6000 [mm].  $S_1$ = 50 [mm]. $S_3$ = 280 [mm].  $L_{TF1} = \frac{L - d_c}{L - d_c - (2S_1 + S_3)} = \frac{6000 - 393}{6000 - 393 - (2 \cdot 50 + 280)} \approx 1.073$ 

$$1.2M_{yf} < M_{fail}$$
 (Perno)

$$90.38[T_{f} - m] < 103.60[T_{f} - m]$$

Verifica	Razón de Ocupación
-	[%]
Ok	87.24

**Paso 8:** Calcular el momento en la cara de la columna,  $M_{fail}$ , inducido por la fractura del área neta de las placas de conexión y verificar que se cumpla con lo estipulado en el **Paso 6**.

$$M_{fail} (Placa) = 0.85 F_{up} (b_p - 2(d_{bthp} + 0.159)) t_{pl} (d_b + t_{pl}) L_{TF2}$$

 $M_{fail} (Placa) = 0.85 \cdot 4.573 \cdot (27.5 - 2 \cdot (2.7 + 0.159)) \cdot 2.2 \cdot (46.9 + 2.2) \cdot 1.018 \approx 9310.43 [T_f - cm] \approx 93.10 [T_f - m]$ 

Donde:

$\mathbf{F}_{up}$	$= 4573  [Kg_f/cm^2].$	
<b>b</b> _p	= 275 [mm].	
t _{pl}	= 22 [mm].	
d _{bthp}	= 27 [mm].	
d _b	= 469 [mm].	
d _c	= 393 [mm].	
L	= 6000 [mm].	
<b>S</b> ₁	= 50 [mm].	
L _{TF2}	$=\frac{L-d_{c}}{L-d_{c}-2S_{1}}=\frac{6000-393}{6000-393-2\bullet50}\approx1.018$	

Condición:

$$1.2M_{vf} < M_{fail}$$
 (Placa)

$$90.38[T_{f}-m] < 93.10[T_{f}-m]$$

Verifica	Razón de Ocupación
-	[%]
Ok	97.08

**Paso 9:** Calcular el momento en la cara de la columna,  $M_{fail}$ , inducido por la fractura del área neta de las alas de la viga y verificar que se cumpla con lo estipulado en el **Paso 6**.

$$M_{fail} (Alas) = F_{ub} (Z_{bx} - 2(d_{bt} + 0.159)t_{fb} (d_b - t_{fb}))L_{TF3}$$

 $M_{fail} (Alas) = 4.573 (2390 - 2 \cdot (2.223 + 0.159) \cdot 2.06 \cdot (46.9 - 2.06)) \cdot 1.133 \approx 10103.09 [T_{f} - cm] \approx 101.03 [T_{f} - m]$ 

Donde:

$\mathbf{F}_{ub}$	$= 4573 [Kg_f/cm^2].$
$Z_b$	$= 2390 \ [\text{cm}^3].$
d _{bt}	= 22.23 [mm].
$\mathbf{d}_{\mathbf{b}}$	= 469 [mm].
$\mathbf{d}_{\mathbf{c}}$	= 393 [mm].
L	= 6000 [mm].
t _{fb}	= 20.6 [mm].
<b>S</b> ₁	= 50 [mm].
S ₃	= 280 [mm].
L _{TF3}	$= \frac{L-d_{c}}{L-d_{c}-2(S_{1}+S_{3})} = \frac{6000-393}{6000-393-2\cdot(50+280)} \approx 1.133$

Condición:

$$1.2M_{yf} < M_{fail}$$
 (Placa)

$$90.38[T_{f} - m] < 101.02[T_{f} - m]$$

Verifica	Razón de Ocupación
-	[%]
Ok	89.47

**Paso 10:** Calcular el momento en la cara de la columna,  $\mathbf{M}_{fail}$ , inducido por la elongación de las perforaciones y verificar que se cumpla con lo estipulado en el **Paso 6**.

$$M_{fail} (Perforación) = T_n (d_b + t_{pl}) L_{TF1}$$

$$M_{fail}$$
 (Perforación) = 723.49•(46.9+2.2)•1.073  $\approx$  38116.56  $[T_f - cm] \approx$  381.17  $[T_f - m]$ 

Donde:

$$\begin{split} \mathbf{T}_{n} &= \mathrm{Es} \text{ el menor valor obtenido de las siguientes ecuaciones:} \\ \mathbf{T}_{n1} &= 2.4 \mathbf{F}_{ub} \left( \mathbf{S}_{3} + \mathbf{S}_{1} - \mathbf{c} \right) \mathbf{t}_{fb} \approx 723.49 \big[ \mathbf{T}_{f} \big] \\ \mathbf{T}_{n2} &= 2.4 \mathbf{F}_{up} \left( \mathbf{S}_{3} + \mathbf{S}_{4} \right) \mathbf{t}_{pl} \approx 796.80 \big[ \mathbf{T}_{f} \big] \\ \mathbf{F}_{ub} &= 4573 \, [\mathrm{Kg}_{f}/\mathrm{cm}^{2}]. \end{split}$$

$\mathbf{F}_{up}$	$= 4573 [Kg_f/cm^2].$
$d_b$	= 469 [mm].
d _c	= 393 [mm].
t _{fb}	= 20.6 [mm].
t _{pl}	= 22 [mm].
L	= 6000 [mm].
$S_1$	= 50 [mm].
S ₃	= 280 [mm].
<b>S</b> ₄	= 50 [mm].
c	= 10 [mm].
L _{TF1}	= 1.073.

Condición:

$$1.2M_{yf} < M_{fail}$$
 (Perforación)

$$90.38[T_{f} - m] < 381.17[T_{f} - m]$$

Verifica	Razón de Ocupación
-	[%]
Ok	23.71

**Paso 11:** Verificar la capacidad de bloque de corte y aplastamiento de acuerdo a los requerimientos de la AISC-LRFD (AISC 360, 2005) para asegurar que el momento en la cara de la columna debido a uno de los modos de falla cumpla con el límite establecido en el **Paso 6**. Para este análisis se deberá considerar un factor de resistencia  $\phi = 1$ .

Resistencia del Bloque de Corte:

$$\mathbf{R}_{n} = \mathbf{0.6}\mathbf{F}_{u}\mathbf{A}_{nv} + \mathbf{U}_{bs}\mathbf{F}_{u}\mathbf{A}_{nt} \leq \mathbf{0.6}\mathbf{F}_{v}\mathbf{A}_{gv} + \mathbf{U}_{bs}\mathbf{F}_{u}\mathbf{A}_{nt}$$

Resistencia al Aplastamiento:

$$\mathbf{R}_{n} = 1.2 \mathbf{L}_{c} \mathbf{t} \mathbf{F}_{u} \le 2.4 \mathbf{d}_{bt} \mathbf{t} \mathbf{F}_{u} \mathbf{N}$$

La explicación y significado de los términos, empleados en las ecuaciones anteriores, se pueden revisar en el anexo E.
Bloque de Corte en la Placa de Conexión Traccionada.



$$M_{fail}$$
 (Bloque1) =  $R_n (d_b + t_{pl})$ 

$$M_{fail}$$
 (Bloque1) = 340.25(46.9 + 2.2)  $\approx$  16706.28[ $T_{f}$  - cm]  $\approx$  167.06[ $T_{f}$  - m]

Donde:

F_{up}  $= 4573 \, [Kg_f/cm^2].$  $= 3518 \, [Kg_f/cm^2].$  $\mathbf{F}_{\mathbf{vp}}$ d_b = 469 [mm]. = 22 [mm]. t_{pl} = 27 [mm]. d_{bthp} = 280 [mm].  $S_3$  $S_4$ = 50 [mm]. $d_1$ = 115 [mm]. = 10. Ν  $= 2(S_3 + S_4)t_{pl} = 2 \cdot (28 + 5) \cdot 2.2 = 145.2 [cm^2]$  $A_{gv}$ =  $A_{gv} - (N-1)d_{bthp}t_{pl} = 145.2 - (10-1)\cdot 2.7\cdot 2.2 = 91.74 [cm^{2}]$ A_{nv}  $A_{nt} = (d_1 - d_{bthp})t_{pl} = (11.5 - 2.7) \cdot 2.2 = 19.36 [cm^2]$ = Es el menor valor obtenido de las siguientes ecuaciones: **R**_n  $\mathbf{R}_{n1} = \mathbf{0.6} \mathbf{F}_{up} \mathbf{A}_{nv} + \mathbf{F}_{up} \mathbf{A}_{nt} = \mathbf{0.6} \bullet \mathbf{4.573} \bullet \mathbf{91.74} + \mathbf{4.573} \bullet \mathbf{17.16} \approx \mathbf{330.11} \begin{bmatrix} \mathbf{T}_{f} \end{bmatrix}$  $\mathbf{R}_{n2} = 0.6\mathbf{F}_{yp}\mathbf{A}_{gv} + \mathbf{F}_{up}\mathbf{A}_{nt} = 0.6 \cdot 3.518 \cdot 145.2 + 4.573 \cdot 17.16 \approx 384.96 \left[\mathbf{T}_{f}\right]$ 

$$1.2M_{yf} < M_{fail} (Bloque1)$$

$$90.38[T_f - m] < 167.06[T_f - m]$$

Verifica	Razón de Ocupación
-	[%]
Ok	54.10

Bloque de Corte en los Extremos de la Placa de Conexión.



$$M_{fail}$$
 (Bloque2) =  $R_n (d_b + t_{pl})$ 

$$M_{fail}$$
 (Bloque2) = 385.52(46.9 + 2.2)  $\approx$  18929.03[ $T_{f}$  - cm]  $\approx$  189.29[ $T_{f}$  - m]

Donde:

**F**_{up}  $= 4573 \, [Kg_f/cm^2].$ F_{vp}  $= 3518 \, [Kg_f/cm^2].$ d_b = 469 [mm]. = 22 [mm]. t_{pl} d_{bthp} = 27 [mm]. **S**₃ = 280 [mm].  $S_4$  $= 50 \, [mm].$  $d_2$ = 80 [mm]. Ν = 10.  $A_{gv} = 2(S_3 + S_4)t_{pl} = 2 \cdot (28 + 5) \cdot 2.2 = 145.2 [cm^2]$  $A_{nv} = A_{gv} - (N-1)d_{bthp}t_{pl} = 145.2 - (10-1)\cdot 2.7\cdot 2.2 = 91.74 [cm^{2}]$  $A_{nt} = (2d_2 - d_{bthp})t_{pl} = (2 \cdot 8 - 2.7) \cdot 2.2 = 29.26 [cm^2]$ R_n = Es el menor valor obtenido de las siguientes ecuaciones:  $\mathbf{R}_{n1} = 0.6F_{up}\mathbf{A}_{nv} + F_{up}\mathbf{A}_{nt} = 0.6 \cdot 4.573 \cdot 91.74 + 4.573 \cdot 29.26 \approx 385.52 \left[\mathbf{T}_{f}\right]$ 

$$\mathbf{R}_{n2} = 0.6\mathbf{F}_{yp}\mathbf{A}_{gv} + \mathbf{F}_{up}\mathbf{A}_{nt} = 0.6 \cdot 3.518 \cdot 145.2 + 4.573 \cdot 29.26 \approx 440.29 \left[\mathbf{T}_{f}\right]$$

$$1.2M_{yf} < M_{fail} (Bloque2)$$

$$90.38[T_f - m] < 189.29[T_f - m]$$

Verifica	Razón de Ocupación
-	[%]
Ok	47.75

# Bloque de Corte en el Ala de la Viga.



$$M_{fail}$$
 (Bloque3) = 314.05•(46.9 - 2.06) ≈ 14082.0[ $T_{f}$  - cm] ≈ 140.82[ $T_{f}$  - m]

Donde:

$\mathbf{F}_{ub}$	$= 4573  [Kg_f/cm^2].$
$\mathbf{F}_{\mathbf{yb}}$	$= 3518  [Kg_f/cm^2].$
d _b	= 469 [mm].
$\mathbf{b}_{\mathrm{fb}}$	= 194 [mm].
t _{fb}	= 20.6 [mm].
d _{bthb}	= 24 [mm].
S ₁	= 50 [mm].
S ₃	= 280 [mm].
c	= 10 [mm].
<b>d</b> ₁	= 115 [mm].
Ν	= 10.
$\mathbf{A}_{\mathbf{gv}}$	$= 2(S_1 + S_3 - c)t_{fb} = 2 \cdot (5 + 28 - 1) \cdot 2.06 = 131.84 [cm^2]$
A _{nv}	$= A_{gv} - (N-1)d_{bthb}t_{fb} \approx 131.84 - (10-1) \cdot 2.4 \cdot 2.06 \approx 87.34 [cm^{2}]$
A _{nt}	$= (b_{\rm fb} - d_1)t_{\rm fb} = (19.4 - 11.5) \cdot 2.06 \approx 16.27 \left[ \rm cm^2 \right]$
<b>R</b> _n	= Es el menor valor obtenido de las siguientes ecuaciones:
	$\mathbf{R}_{n1} = 0.6\mathbf{F}_{ub}\mathbf{A}_{nv} + \mathbf{F}_{ub}\mathbf{A}_{nt} = 0.6 \cdot 4.573 \cdot 87.34 + 4.573 \cdot 16.27 \approx 314.05 [\mathbf{T}_{f}]$
	$\mathbf{R}_{n2} = \mathbf{0.6F_{yb}A_{gv}} + \mathbf{F}_{ub}\mathbf{A}_{nt} = 0.6 \cdot 3.518 \cdot 131.84 + 4.573 \cdot 17.30 \approx 352.69 \left[\mathbf{T}_{f}\right]$

$$1.2M_{\rm vf} < M_{\rm fail} (Bloque3)$$

$$90.38[T_{f} - m] < 140.82[T_{f} - m]$$

Verifica	Razón de Ocupación
-	[%]
Ok	64.18

# Aplastamiento de la Placa de Conexión.



 $\mathbf{M}_{fail} \left( \mathbf{Aplast1} \right) = \mathbf{R}_{n} \left( \mathbf{d}_{b} + \mathbf{t}_{pl} \right)$ 

$$M_{fail} (Aplast1) = 503.43 \cdot (46.9 + 2.2) \approx 24718.41 [T_f - cm] \approx 247.18 [T_f - m]$$

Donde:

<b>F</b> _{up}	$= 4573  [{\rm Kg_f/cm}^2].$
d _b	= 469 [mm].
t _{pl}	= 22 [mm].
d _{bt}	= 22.23 [mm].
d _{bthp}	= 27 [mm].
S ₂	= 70 [mm].
<b>S</b> ₄	= 50 [mm].
Ν	= 10.
L _{c1}	$= S_4 - \frac{d_{bthp}}{2} = 5 - 1.35 = 3.65 [cm]$
L _{c2}	$= S_2 - d_{bthp} = 7 - 2.7 = 4.3 [cm]$
<b>R</b> _n	$= \min(1.2L_{c1}t_{pl}F_{up}, 2.4d_{bt}t_{pl}F_{up}) 2 + \min(1.2L_{c2}t_{pl}F_{up}, 2.4d_{bt}t_{pl}F_{up})(N-2)$
	$= 1.2 \cdot 3.65 \cdot 2.2 \cdot 4.573 \cdot 2 + 1.2 \cdot 4.3 \cdot 2.2 \cdot 4.573 \cdot 8 \approx 503.43 [T_{f}]$

$$1.2M_{vf} < M_{fail} (Aplast1)$$

$$90.38[T_f - m] < 247.18[T_f - m]$$

Verifica	Razón de Ocupación
-	[%]
Ok	36.56

# <u>Aplastamiento del Ala de la Viga.</u>



 $M_{fail}(Aplast2) = R_n(d_b - t_{fb})$ 

$$M_{fail} (Aplast2) = 479.31 \cdot (46.9 - 2.06) \approx 21492.26 [T_f - cm] \approx 214.92 [T_f - m]$$

Donde:

 $\mathbf{F_{ub}} = 4573 \, [\mathrm{Kg_f/cm}^2].$ = 469 [mm]. d_b = 20.6 [mm]. t_{fb} = 22.23 [mm]. d_{bt} d_{bthb} = 24 [mm].  $S_1$ = 50 [mm]. = 70 [mm].  $S_2$ = 10 [mm]. с Ν = 10.  $L_{c1} = S_1 - c - \frac{d_{bthb}}{2} = 5 - 1 - 1.2 = 2.8 [cm]$  $L_{c2} = S_2 - d_{bthb} = 7 - 2.4 = 4.6 [cm]$  $= \min(1.2L_{c1}t_{fb}F_{ub}, 2.4d_{bt}t_{fb}F_{ub})2 + \min(1.2L_{c2}t_{fb}F_{ub}, 2.4d_{bt}t_{fb}F_{ub})(N-2)$ **R**_n  $= 1.2 \bullet 2.8 \bullet 2.06 \bullet 4.573 \bullet 2 + 1.2 \bullet 4.6 \bullet 2.06 \bullet 4.573 \bullet 8 \approx 479.31 \big[ T_{\rm f} \big]$ 

$$1.2M_{vf} < M_{fail}$$
 (Aplast2)

$$90.38[T_f - m] < 214.92[T_f - m]$$

Verifica	Razón de Ocupación
-	[%]
Ok	42.05

## Verificar la Placa de Conexión Comprimida.

Para mayor seguridad y confianza frente al diseño de las placas de conexión se recomienda verificar el tramo S₁, comprendido entre la columna y la primera corrida de pernos, como un elemento sometido a compresión de longitud S₁. Para efectos de este cálculo utilizar  $\phi = 1.0$ .

$$\mathbf{M}_{\text{fail}}\left(\text{Comp.}\right) = \mathbf{F}_{\text{cr}}\mathbf{b}_{\text{p}}\mathbf{t}_{\text{pl}}\left(\mathbf{d}_{\text{b}} + \mathbf{t}_{\text{pl}}\right)$$

 $M_{fail} (Comp.) = 3.518 \cdot 27.5 \cdot 2.2 \cdot (46.9 + 2.2) \approx 10450.39 [T_f - cm] \approx 104.50 [T_f - m]$ 

Donde:

$$F_{yp} = 3518 [Kg_f/cm^2].$$

$$E = 2.100.000 [Kg_f/cm^2].$$

$$b_p = 275 [mm].$$

$$t_{pl} = 22 [mm].$$

$$S_1 = 50 [mm]$$

$$K = 0.75 (AISC 341, 2005)$$

$$r = \frac{t_{pl}}{\sqrt{12}} = \frac{2.2}{\sqrt{12}} \approx 0.635 [cm]$$

$$\frac{KS_1}{r} = \frac{0.75 \cdot 5.0}{0.635} \approx 5.91$$

$$\lambda_c = \frac{KS_1}{r\pi} \sqrt{\frac{F_{yp}}{E}} = \frac{0.75 \cdot 5.0}{0.635\pi} \sqrt{\frac{3.518}{2100}} \approx 0.0769$$

<u>Si:</u>

 $\frac{\mathrm{KS}_1}{\mathrm{r}} \leq 25$ 

$$F_{cr} = F_{yp}$$

 $\frac{\text{KS}_1}{\text{r}} > 25$ 

• Rango Inelástico ( $\lambda_c < 1.5$ ).

$$\mathbf{F}_{\rm cr} = \left(0.685^{\lambda_{\rm c}^2}\right) \mathbf{F}_{\rm yp}$$

• Rango Elástico ( $\lambda_c > 1.5$ ).

$$F_{\rm cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_{\rm c}^2}\right) F_{\rm yp}$$

 $\therefore F_{cr}$ :

$$F_{\rm cr} = F_{\rm yp} = 3.518 \left[ \frac{\rm Kg_f}{\rm cm^2} \right]$$

Condición:

$$1.2M_{yf} < M_{fail} (Comp.)$$

$$90.38[T_f] < 104.50[T_f]$$

Verifica	Razón de Ocupación
-	[%]
Ok	86.49

#### Diseño de Soldadura que Conecta las Placas de Conexión con el Ala de la Columna.

El punto de unión entre las placas de conexión y el ala de la columna será ejecutado mediante soldadura de penetración completa, realizada en maestranza.

El diseño de la soldadura de tope de penetración completa es controlado por el material base, por lo tanto, la dimensión de la garganta es igual al espesor de las placas de conexión: **22 [mm]**. El electrodo empleado pertenecerá a la serie **E70** para aceros A572.Gr50, según el punto J.2.6 de la especificación AISC (AISC 341, 2005), ver anexo C.

Paso 12: Diseñar la placa de corte para resistir la fuerza de cizalle dada por:

$$V_{\rm web} = \frac{2M_{\rm f}}{L - d_{\rm c}} + V_{\rm g}$$

Para efectos de diseño y verificación de la placa de corte y alma de la viga utilizar  $\phi = 1.0$ .

Donde:

$$M_f = 101.79 [T_f - m].$$

$$L = 600 [cm]$$

- $d_c = 393 \text{ [mm]}.$
- V_g = Fuerza de corte en la cara de la columna, debido a las cargas de gravedad mayoradas por la siguiente combinación 1.2D+0.5L.

<u>Cálculo de la Fuerza de Corte, V_{web}.</u>



Descarga Peso Propio [Kg_f/m]:



Ubicación [m]	Resultante [T _f ]	1.2 D [T _f ]
2.804	6.040	7.248

Descarga Sobrecarga de Uso [Kg_f/m]:



Ubicación [m]	Resultante [T _f ]	0.5 L [T _f ]
2.804	1.295	0.648

Diagrama de cuerpo libre:



 $V_{web1} = V_{web2} + 0.648 + 7.248 + 1.2 \cdot 0.106 \cdot 5.608 = 31.99 + 8.61 \approx 40.60 \big[ T_f \big] \uparrow$ 

La fuerza de corte utilizada en el diseño de la placa que conecta el ala de la columna con el alma de la viga,  $V_{web}$ , es el valor mayor entre  $V_{web1}$  y  $V_{web2}$ .

 $\therefore V_{web} = 40.60 [T_f].$ 

# Datos de Iteración Placa de Corte

-Largo de la Placa (L _{pc} )	<b>:</b> 260 [mm].	
-Ancho de la Placa (b _{pc} )	:150 [mm].	bpc
-Espesor de la Placa (t _{plc} )	<b>:</b> 10 [mm].	├╼──►
-Acero de la Placa	: A572. Gr50.	•
-Diámetro de Pernos (d _{btc} )	<b>: ◊</b> 3/4".	et •
-Perforación en la Viga (d _{bthbw} )	: 21 [mm].	* ●
-Perforación en la Placa (d _{bthpc} )	: 21 x 25 [mm].	•
-Número de Pernos (N _c )	: 4.	$\mathbf{a}_{\mathbf{a}}$
-Calidad de Pernos	: ASTM A325 – X.	
-Distancia e	: 3 d _{btc} , Se adopta 60 [mm].	
-Distancia a	: 75 [mm].	
-Electrodo Serie	: E70XX.	

Verificar la Capacidad de Corte de los Pernos.

$$\mathbf{R}_{n} = \mathbf{N}_{c}\mathbf{A}_{bc}\mathbf{F}_{v}$$

$$R_n = 4 \cdot 2.85 \cdot 4.224 = 48.15 [T_f]$$

Donde:

$$N_{c} = 4.$$
  

$$A_{bc} = \phi 3/4" \rightarrow 2.85 \text{ [cm2]}.$$
  

$$F_{v} = A325 - X \rightarrow 4.224 \text{ [Tf/cm2]}.$$

Condición

 $V_{web} < R_n$ 

$$40.60[T_f] < 48.15[T_f]$$

Verifica	Razón de Ocupación
-	[%]
Ok	84.32

Verificar la Fluencia de Corte de la Viga.

 $\mathbf{V}_{n} = \mathbf{0.6F}_{yb}\mathbf{A}_{wb}\mathbf{C}_{V}$ 

$$V_n = 0.6 \cdot 3.518 \cdot 77.385 \cdot 1.0 \approx 163.34 [T_f]$$

Para perfiles laminados  $C_V = 1.0$  si:

$$\frac{h}{t_{wb}} \le 2.24 \sqrt{E/F_{yb}}$$

$$33.95 \le 54.73$$
[Ok]

Donde:

$$F_{yb} = 3518 [Kg_f/cm^2].$$
  

$$d_b = 469 [mm].$$
  

$$t_{fb} = 20.6 [mm].$$
  

$$h = d_b - 2t_{fb} = 469 - 41.2 = 427.8 [mm].$$
  

$$t_{wb} = 12.6 [mm].$$
  

$$A_{wb} = d_b t_{wb} = 77.385 [cm^2]$$

$$V_{web} < V_n$$

$$40.60[T_f] < 163.34[T_f]$$

Verifica	Razón de Ocupación
-	[%]
Ok	24.86

Verificar la Ruptura de Corte de la Viga.

 $V_n = 0.6F_{ub}A_{wn}$ 

$$V_n = 0.6 \cdot 4.573 \cdot 66.801 \approx 183.29 [T_f]$$

Donde:

$$F_{ub} = 4573 \, [Kg_f/cm^2].$$

$$N_c = 4.$$

$$d_{bthbw} = 21 \, [mm].$$

$$t_{wb} = 12.6 \, [mm].$$

$$A_{wn} = A_{wb} - N_c d_{bthbw} t_{wb} = 77.385 - 4.2.1 \cdot 1.26 = 66.801 [cm^2].$$

Condición

$$V_{web} < V_n$$

 $40.60[T_f] < 183.29[T_f]$ 

Verifica	Razón de Ocupación
-	[%]
Ok	22.15

Verificar la Capacidad de Aplastamiento del Alma de la Viga



 $\mathbf{R}_{n} = m i n \left( 1.2 \mathbf{L}_{c1} t_{wb} F_{ub}, 2.4 d_{bt} t_{wb} F_{ub} \right) + m i n \left( 1.2 \mathbf{L}_{c2} t_{wb} F_{ub}, 2.4 d_{bt} t_{wb} F_{ub} \right) \left( \mathbf{N}_{c} - 1 \right)$ 

 $\mathbf{R}_{n} = 2.4 \bullet 1.905 \bullet 1.26 \bullet 4.573 + 2.4 \bullet 1.905 \bullet 1.26 \bullet 4.573 \bullet 3 \approx 105.38 \left[ \mathbf{T}_{f} \right]$ 

Donde:

$$\mathbf{F_{ub}} = 4573 \, [\mathrm{Kg_f/cm}^2].$$

$$\begin{split} \mathbf{d}_{b} &= 469 \text{ [mm].} \\ \mathbf{t}_{wb} &= 12.6 \text{ [mm].} \\ \mathbf{N}_{c} &= 4. \\ \mathbf{e} &= 60 \text{ [mm].} \\ \mathbf{d}_{btc} &= 19.05 \text{ [mm].} \\ \mathbf{d}_{bthbw} &= 21 \text{ [mm].} \\ \mathbf{p} &= \frac{\mathbf{d}_{b} - (\mathbf{N}_{c} - 1)\mathbf{e}}{2} = \frac{46.9 - (4 - 1)\mathbf{e} \cdot 6.0}{2} = 14.45 \text{ [cm].} \\ \mathbf{L}_{c1} &= \mathbf{p} - \frac{\mathbf{d}_{bthbw}}{2} = 14.45 - \frac{2.1}{2} = 13.4 \text{ [cm].} \\ \mathbf{L}_{c2} &= \mathbf{e} - \mathbf{d}_{bthbw} = 6 - 2.1 = 3.9 \text{ [cm].} \end{split}$$

Condición:

$$V_{web} < R_n$$

# $40.60[T_f] < 105.38[T_f]$

Verifica	Razón de Ocupación
-	[%]
Ok	38.53

Verificar la Resistencia del Bloque de Corte del Alma de la Viga.



 $\boldsymbol{R}_n$  es la menor resistencia de la viga, obtenida de las siguientes ecuaciones.

$$R_{n1} = 0.6F_{ub}A_{nv} + F_{ub}A_{nt}$$
$$R_{n2} = 0.6F_{yb}A_{gv} + F_{ub}A_{nt}$$

$$\mathbf{R}_{n1} = 0.6 \cdot 4.573 \cdot 31.63 + 4.573 \cdot 6.87 \approx 118.20 [T_f]$$

$$R_{n2} = 0.6 \cdot 3.518 \cdot 40.89 + 4.573 \cdot 6.87 \approx 117.73 [T_f]$$

Donde:

 $\mathbf{F}_{ub}$  $= 4573 \, [Kg_f/cm^2].$  $F_{vb}$  = 3518 [Kg_f/cm²]. d_b = 469 [mm]. = 12.6 [mm]. t_{wb}  $\mathbf{d}_{\mathbf{bthbw}} = 21 \text{ [mm]}.$ = 60 [mm]. e = 14.45 [mm]. p = 75 [mm]. a с = 10 [mm]. = a - c = 7.5 - 1 = 6.5 [cm]g  $A_{gv} = (d_b - p)t_{wb} = (46.9 - 14.45) \cdot 1.26 \approx 40.89 [cm²]$  $A_{nv} = A_{gv} - (N_c - 0.5) d_{bthbw} t_{wb} = 40.89 - (4 - 0.5) \cdot 2.1 \cdot 1.26 \approx 31.63 [cm^2]$  $\mathbf{A}_{\mathrm{nt}} = \left(\mathbf{g} - \frac{\mathbf{d}_{\mathrm{bthbw}}}{2}\right) \mathbf{t}_{\mathrm{wb}} = \left(6.5 - \frac{2.1}{2}\right) \cdot 1.26 \approx 6.87 \left[\mathrm{cm}^2\right]$ 

Condición:

$$V_{web} < R_n$$

# $40.60[T_f] < 117.73[T_f]$

Verifica	Razón de Ocupación
-	[%]
Ok	34.49

Verificar la Fluencia de Corte de la Placa.

$$R_n = 0.6F_{vpc}A_g$$

$$R_n = 0.6 \cdot 3.518 \cdot 26 \approx 54.88 [T_f]$$

Donde:

$$F_{ypc} = 3518 \, [Kg_f/cm^2].$$
  

$$t_{plc} = 10 \, [mm].$$
  

$$L_{pc} = 260 \, [mm].$$
  

$$A_g = L_{pc}t_{plc} = 26 \cdot 1.0 = 26 \left[ cm^2 \right]$$

Condición:

$$V_{web} < R_n$$

$$40.60[T_f] \le 54.88[T_f]$$

Verifica	Razón de Ocupación
-	[%]
Ok	73.98

Verificar la Ruptura de Corte de la Placa.

 $\mathbf{R}_{n} = \mathbf{0.6F}_{upc}\mathbf{A}_{n}$ 

$$\mathbf{R}_{n} = 0.6 \cdot 4.573 \cdot 17.6 \approx 48.29 [\mathbf{T}_{f}]$$

Donde:

$$\begin{aligned} \mathbf{F_{upc}} &= 4573 \ [\mathrm{Kg_{f}/cm^{2}}]. \\ \mathbf{t_{plc}} &= 10 \ [\mathrm{mm}]. \\ \mathbf{d_{bthpc}} &= 21 \ [\mathrm{mm}]. \\ \mathbf{A_{n}} &= \mathbf{A_{g}} - \mathbf{Nd_{bthpc}} \mathbf{t_{plc}} = 26 - 4 \cdot 2.1 \cdot 1.0 = 17.6 \ [\mathrm{cm^{2}}] \end{aligned}$$

$$V_{web} < R_n$$

$$40.60[T_f] < 48.29[T_f]$$

Verifica	Razón de Ocupación
-	[%]
Ok	84.08

Verificar la Capacidad de Aplastamiento de la Placa.



 $\boldsymbol{R}_n$  es la resistencia de la placa de corte, obtenida de la siguiente ecuación:

$$\mathbf{R}_{n} = \min\left(1.2L_{c1}t_{plc}F_{upc}, 2.4d_{bt}t_{plc}F_{upc}\right) + \min\left(1.2L_{c2}t_{plc}F_{upc}, 2.4d_{bt}t_{plc}F_{upc}\right)\left(\mathbf{N}_{c}-1\right)$$

 $\mathbf{R}_{n} = 1.2 \bullet 2.95 \bullet 1.0 \bullet 4.573 + 2.4 \bullet 1.905 \bullet 1.0 \bullet 4.573 \bullet 3 \approx 78.91 [T_{f}]$ 

Donde:

$$F_{upc} = 4573 [Kg_f/cm^2].$$
  

$$t_{plc} = 10 [mm].$$
  

$$L_{pc} = 260 [mm].$$
  

$$e = 60 [mm].$$
  

$$N_c = 4.$$
  

$$d_{btc} = 19.05 [mm].$$
  

$$d_{bthpc} = 21 \times 25 [mm].$$
  

$$b = \frac{L_{pc} - (N_c - 1)e}{2} = \frac{26 - (4 - 1) \cdot 6.0}{2} = 4[cm]$$
  

$$L_{c1} = b - \frac{d_{bthpc}}{2} = 4 - \frac{2.1}{2} = 2.95[cm]$$
  

$$L_{c2} = e - d_{bthpc} = 6 - 2.1 = 3.9[cm]$$

$$V_{web} < R_n$$

$$40.60[T_f] < 78.91[T_f]$$

Verifica	Razón de Ocupación
-	[%]
Ok	51.45

Verificar la Resistencia del Bloque de Corte de la Placa.



 $\mathbf{R}_{n}$  es la menor resistencia de la placa de corte, obtenida de las siguientes ecuaciones.

$$R_{n1} = 0.6F_{upc}A_{nv} + F_{upc}A_{nt}$$
$$R_{n2} = 0.6F_{ypc}A_{gv} + F_{upc}A_{nt}$$
$$R_{n1} = 0.6 \cdot 4.573 \cdot 14.65 + 4.573 \cdot 6.25 \approx 68.78 [T_f]$$

$$\mathbf{R}_{n2} = 0.6 \cdot 3.518 \cdot 22 + 4.573 \cdot 6.25 \approx 75.02 [T_f]$$

Donde:

 $F_{upc} = 4573 \, [Kg_f/cm^2].$  $F_{ypc} = 3518 [Kg_f/cm^2].$ **b**_{pc} = 150 [mm]. = 10 [mm]. t_{plc} L_{pc} = 260 [mm].  $\mathbf{d_{bthpc}} = 21 \ge 25 \text{ [mm]}.$ = 75 [mm]. a = 40 [mm]. b = 60 [mm]. e  $A_{gv} = (L_{pc} - b)t_{plc} = (26 - 4) \cdot 1.0 = 22 [cm^{2}]$  $A_{nv} = A_{gv} - (N_c - 0.5) d_{bthpc} t_{plc} = 22 - (4 - 0.5) \cdot 2.1 \cdot 1.0 = 14.65 [cm^2]$  $A_{nt} = \left(b_{pc} - a - \frac{d_{bthpc}}{2}\right)t_{plc} = \left(15 - 7.5 - \frac{2.5}{2}\right) \cdot 1.0 = 6.25 \left[cm^2\right]$ 

$$V_{web} < R_n$$

 $40.60[T_f] < 68.78[T_f]$ 

Verifica	Razón de Ocupación
-	[%]
Ok	59.03

# Espesor Mínimo de la Placa de Corte.

Para prevenir el pandeo local de la placa, se recomienda:

$$t_{plc}min = \frac{L_{pc}}{64} \ge 6[mm]$$
  
 $\frac{L_{pc}}{64} = \frac{260}{64} \approx 4.06[mm]$ 

Donde:

$$L_{pc}$$
 = 260 [mm].  
 $t_{plc}$  = 10 [mm].

Condición:

$$t_{plc} \ge 6[mm]$$

 $10[mm] \ge 6.0[mm]$  [Ok]

# Espesor Máximo de la Placa de Corte.

Para proporcionar ductilidad al giro en la placa, se recomienda:

$$t_{wb}$$
 o  $t_{plc} \le \frac{d_{btc}}{2} + 1.59 [mm]$   
 $\frac{d_{bt}}{2} + 1.59 = \frac{19.05}{2} + 1.59 \approx 11.1 [mm]$ 

Donde:

 $d_{btc}$  = 19.05 [mm].  $t_{plc}$  = 10 [mm].

$$t_{plc} \leq 11.1 [mm]$$

$$10[mm] \le 11.1[mm]$$
 [Ok]

# Diseño Soldadura – Unión Placa de Corte con el Ala de la Columna.

Las placas de conexión, que unen las alas de la viga con la columna, liberan a la placa de corte del momento proveniente de la excentricidad de la carga, en consecuencia, el procedimiento normal es diseñar la soldadura sólo para resistir fuerzas de corte. Para propósitos de este cálculo se utilizará  $\phi = 1.0$ .

Las soldaduras que conectan la placa de corte con el ala de la columna serán de tipo filete de longitud igual al largo de la placa y ejecutada por ambos lados de la misma. Estas se diseñarán para resistir el 100% de la capacidad de corte de la placa, empleando electrodos serie E70.

La resistencia de corte de la placa, (V_n), es el valor mínimo entre:

- Fluencia de Corte : 54.88 [T_f].
- **Ruptura de Corte** : 48.29 [T_f].

$$S_{\min} = \frac{V_n \sqrt{2}}{2 \cdot 0.6 F_{\text{EXX}} L_{\text{pc}}} = \frac{48.29 \cdot \sqrt{2}}{2 \cdot 0.6 \cdot 4.925 \cdot 26} \approx 0.444 \text{[cm]} \approx 4.44 \text{[mm]}$$

$$S_{min} = \frac{5}{8} t_{plc} = 0.625 \cdot 10 = 6.25 [mm]$$

 $\therefore$  Se utilizará un filete **S = 7 [mm].** 

Donde:

$$\begin{split} \mathbf{F}_{\mathbf{EXX}} &= \mathrm{E70} \rightarrow 4925 \ [\mathrm{Kg_f/cm}^2]. \\ \mathbf{L}_{\mathbf{pc}} &= 260 \ [\mathrm{mm}]. \\ \mathbf{t}_{\mathbf{plc}} &= 10 \ [\mathrm{mm}]. \\ \mathbf{V}_{\mathbf{web}} &= 40.60 \ [\mathrm{T_f}]. \\ \mathbf{R}_{\mathbf{n}} &= 2 \big( \mathbf{0.6F}_{\mathbf{EXX}} \big) \mathbf{S} \frac{\mathbf{L}_{\mathbf{pc}}}{\sqrt{2}} = 2 \bullet \big( \mathbf{0.6} \bullet 4.925 \big) \bullet \mathbf{0.7} \bullet \frac{26}{\sqrt{2}} \approx 76.06 \big[ \mathrm{T_f} \big] \end{split}$$

$$V_{web} < R_n$$

$$40.60[T_f] < 76.06[T_f]$$

Verifica	Razón de Ocupación
-	[%]
Ok	53.38

**Paso 13:** Chequear los requisitos para placa o atiesadores de continuidad de acuerdo a la sección 2.4.13.1. Utilizar el ancho y espesor de las placas de conexión ( $b_p$ ,  $t_{pl}$ ) en lugar de  $b_{fb}$  y  $t_{fb}$  respectivamente (utilizar unidades en cm).

Se requieren placas de continuidad si:

$$t_{fc} < 0.4 \sqrt{1.8 b_p t_{pl} \frac{F_{yb} R_{yc}}{F_{yc} R_{yc}}} = 0.4 \sqrt{1.8 \cdot 27 \cdot 2.2 \cdot \frac{3.518 \cdot 1.1}{3.518 \cdot 1.1}} \approx 4.136 [cm]$$
$$t_{fc} < \frac{b_p}{6} = \frac{27}{6} = 4.5 [cm]$$

Donde:

Condición:

$$t_{fc} \le 4.5[cm]$$
  
3.66[cm]  $\le 4.5[cm]$  [No]

: Se requiere proveer de atiesadores o placas de continuidad a la columna. Las placas de continuidad deberán tener un espesor mínimo igual al de las placas de conexión.

Los atiesadores de continuidad deben cumplir con los requisitos del capítulo J10.8 de la especificación AISC. Para propósito de esta verificación utilizar  $\phi = 1.0$ .

Nota: Las conexiones rígidas entre la columna W14x193 y la viga W18x71, corresponden sólo a uniones de momento tipo exterior (columna conectada de manera rígida a una sola viga).

La fuerza máxima de tracción y compresión transmitida por la viga hacia la columna es:

$$F_{u} = \frac{M_{yf}}{d_{b} + t_{pl}} = \frac{7532}{46.9 + 2.2} \approx 153.4 [T_{f}]$$

Por lo tanto, la fuerza de diseño para cada atiesador es igual a:

$$F_{AT} = \frac{F_u - R_n}{2} > 0$$

Donde:

 $\mathbf{R}_{\mathbf{n}}$  = Es la menor resistencia de la columna frente a las solicitaciones detalladas a continuación, (AISC 360, 2005).

Nota: Sí  $F_{AT} \leq 0$ , se proveerán aties adores de dimensiones mínimas.

Flexión Local del Ala de la Columna Debida a una Fuerza de Tracción Perpendicular a Ella.

$$\mathbf{R}_{n} = 6.25 \mathbf{t}_{fc}^{2} \mathbf{F}_{yc}$$

$$\mathbf{R}_{n} = 6.25 \cdot 3.66^{2} \cdot 3.518 \approx 294.54 [\mathbf{T}_{f}]$$

Donde:

$$F_{yc}$$
 = 3518 [T_f/cm²]  
 $t_{fc}$  = 36.6 [mm].

Fluencia Local del Alma por Fuerzas de Compresión Perpendicular al Ala de la Columna.

$$\mathbf{R}_{n} = \left(2.5\mathbf{k}_{c} + \mathbf{N}\right) \mathbf{F}_{yc} \mathbf{t}_{w}$$

$$\mathbf{R}_{n} = (2.5 \cdot 5.4 + 5.4) \cdot 3.518 \cdot 2.26 \approx 150.27 [T_{f}]$$

Donde:

 $\begin{array}{ll} {\bf F_{yc}} & = 3518 \; [{\rm T_f}/{\rm cm}^2]. \\ {\bf t_w} & = {\bf t_{wc}} = 22.6 \; [{\rm mm}] \; ({\rm espesor \; zona \; panel}). \\ {\bf k_c} & = 54 \; [{\rm mm}]. \\ {\bf t_{pl}} & = 22 \; [{\rm mm}]. \end{array}$ 

 $\mathbf{N} = \mathbf{M} \dot{\mathbf{a}} \mathbf{x} (\mathbf{t}_{pl}, \mathbf{k}_c) = 54 \text{ [mm]}.$ 

Aplastamiento del Alma de la Columna por la Fuerza de Compresión Perpendicular al Ala.

$$\mathbf{R}_{n} = 0.8t_{w}^{2} \left[ 1 + 3\left(\frac{N}{d_{c}}\right) \left(\frac{t_{w}}{t_{fc}}\right)^{1.5} \right] \sqrt{\mathbf{EF}_{yc}\left(\frac{t_{fc}}{t_{w}}\right)}$$
$$\mathbf{R}_{n} = 0.8 \cdot 2.26^{2} \cdot \left[ 1 + 3\left(\frac{5.4}{39.3}\right) \left(\frac{2.26}{3.66}\right)^{1.5} \right] \sqrt{2100 \cdot 3.518 \cdot \left(\frac{3.66}{2.26}\right)} \approx 536.34 \left[T_{f}\right]$$

Donde:

Pandeo de Compresión del alma de la Columna por Fuerzas Aplicadas en las Alas de la Columna.

$$R_n = \frac{2.4t_w^2 \sqrt{EF_{yc}}}{h}$$

$$R_{n} = \frac{2.4 \cdot 2.26^{3} \sqrt{2100 \cdot 3.518}}{290} \approx 8.21 [T_{f}]$$

Donde:

**h** = 290 [mm].

$$E = 2100 [T_f/cm^2].$$

$$F_{yc} = 3518 [T_f/cm^2].$$

 $\mathbf{t_w} = \mathbf{t_{wc}} = 22.6 \text{ [mm]}$  (espesor zona panel).

:La fuerza de diseño para cada atiesador es igual a:

$$F_{AT} = \frac{F_u - R_n}{2}$$
$$F_{AT} = \frac{153.4 - 8.21}{2} \approx 72.60 [T_f]$$

Se verificarán atiesadores de dimensiones 320 x 140 x 22 [mm], según los procedimientos de la especificación AISC (AISC 360, 2005).

Fluencia del Área Bruta del Atiesador de Continuidad.

$$\mathbf{P}_{n} = \mathbf{F}_{yp} \mathbf{A}_{ge}$$

$$P_n = 3.518 \cdot 24.49 \approx 86.16 [T_f]$$

Donde:

$$\begin{aligned} \mathbf{F_{yp}} &= 3518 \ [\mathrm{Kg_{f}/cm^{2}}]. \\ \mathbf{b_{At}} &= 140 \ [\mathrm{mm}]. \\ \mathbf{e_{At}} &= 22 \ [\mathrm{mm}]. \\ \mathbf{k_{1c}} &= 27 \ [\mathrm{mm}]. \\ \mathbf{k_{wc}} &= 22.6 \ [\mathrm{mm}]. \\ \mathbf{be_{At}} &= \mathbf{b_{At}} - \mathbf{k_{1c}} - 13 + \frac{\mathbf{t_{wc}}}{2} = 111.3 \ [\mathrm{mm}] \\ \mathbf{A_{ge}} &= \mathbf{be_{At}} \mathbf{e_{At}} = 11.13 \cdot 2.2 \approx 24.49 \ [\mathrm{cm^{2}}] \end{aligned}$$

 $F_{AT} < P_n$ 

$$72.60[T_f] < 86.16[T_f]$$

Verifica	Razón de Ocupación
-	[%]
Ok	84.26

Fractura del Área Neta del Atiesador de Continuidad.

 $\mathbf{P}_{\mathrm{n}} = \mathbf{F}_{\mathrm{up}} \mathbf{A}_{\mathrm{e}}$ 

$$P_n = 4.573 \cdot 24.49 \approx 112.0 [T_f]$$

Donde:

$$F_{up} = 4573 [Kg_f/cm^2].$$
  

$$b_{At} = 140 [mm].$$
  

$$e_{At} = 22 [mm].$$
  

$$k_{1c} = 27 [mm].$$
  

$$t_{wc} = 22.6 [mm].$$
  

$$be_{At} = b_{At} - k_{1c} - 13 + \frac{t_{wc}}{2} = 111.3 [mm]$$
  

$$A_{ge} = be_{At}e_{At} = 10.13 \cdot 2.2 \approx 24.49 [cm^2]$$
  

$$U = 1.0$$
  

$$A_{e} = UA_{ge} = 1.0 \cdot 24.49 = 24.49 [cm^2]$$

Condición:

 $F_{AT} < P_n$ 

$$72.6[T_f] < 112.0[T_f]$$

Verifica	Razón de Ocupación
-	[%]
Ok	64.82

Resistencia del Atiesador Sometido a Compresión.

 $P_n = F_{cr} A_{ge}$ 

$$P_n = 3.210 \cdot 24.49 \approx 78.61 [T_f]$$

Donde:

$$F_{yp} = 3518 [Kg_f/cm^2].$$
  

$$E = 2.100.000 [Kg_f/cm^2].$$
  

$$b_{At} = 140 [mm].$$

$$e_{At} = 22 \text{ [mm]}.$$

$$k_{1c} = 27 \text{ [mm]}.$$

$$t_{wc} = 22.6 \text{ [mm]}.$$

$$be_{At} = .b_{At} - k_{1c} - 13 + \frac{t_{wc}}{2} = 111.3 \text{ [mm]}$$

$$A_{ge} = .be_{At}e_{At} = 11.13 \cdot 2.2 \approx 24.49 \text{ [cm}^2 \text{]}$$

$$L_{At} = 320 \text{ [mm]}.$$

$$K = 0.75 \text{ (AISC 341, 2005)}$$

$$r = \frac{e_{At}}{\sqrt{12}} = \frac{2.2}{\sqrt{12}} \approx 0.635 \text{ [cm]}$$

$$\frac{KL_{At}}{r} = \frac{0.75 \cdot 32}{0.635} \approx 37.80$$

$$\lambda_{c} = \frac{KL_{At}}{r\pi} \sqrt{\frac{F_{yp}}{E}} = \frac{0.75 \cdot 32}{0.635\pi} \sqrt{\frac{3.518}{2100}} \approx 0.492$$

<u>Si:</u> (AISC 360, 2005)

$$\frac{\mathrm{KL}_{\mathrm{At}}}{\mathrm{r}} \leq 25$$

$$F_{cr} = F_{yp}$$

 $\frac{\mathrm{KL}_{\mathrm{At}}}{\mathrm{r}} > 25$ 

3. Rango Inelástico ( $\lambda_c < 1.5$ ).

$$\mathbf{F}_{\rm cr} = \left(0.685^{\lambda_{\rm c}^2}\right) \mathbf{F}_{\rm yp}$$

• Rango Elástico ( $\lambda_c > 1.5$ ).

$$\mathbf{F}_{\rm cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_{\rm c}^2}\right) \mathbf{F}_{\rm yp}$$

 $\therefore F_{cr}$ :

$$F_{cr} = \left(0.685^{\lambda_c^2}\right) F_{yp} = \left(0.685^{0.492^2}\right) \cdot 3.518 \approx 3.210 \left[\frac{Kg_f}{cm^2}\right]$$

Condición:

 $F_{AT} < P_n$ 

 $72.60[T_f] < 78.61[T_f]$ 

Verifica	Razón de Ocupación
-	[%]
Ok	92.35

# Diseño de Soldaduras que Conectan los Atiesadores con la Columna.

Para efectos de esta memoria y diseño del software se considerará soldadura de tope de penetración completa en ambos casos, ejecutadas en maestranza.

El diseño de la soldadura de tope de penetración completa es controlado por el material base, por lo tanto, la dimensión de la garganta es igual al espesor del atiesador: **22 [mm]**. El electrodo empleado pertenecerá a la serie **E70** para aceros A572.Gr50, según el punto J.2.6 de la especificación AISC (AISC 360, 2005), ver anexo C.



			(T) A	
Himitra 4 1 5. Detalle attegadores do	e continuidad • Viga W/18 v	$\frac{1}{1}$ ( olumna $\frac{1}{14}$ v 193	(HIPC A	(7 H )
i iguia 4.1.3. Detaile attesadores di	c communuad · viga wio x		LICSI	V I J.
9				

Fuente: Elaboración Propia.

**Paso 14:** Confirmar que la sección de la viga y columna cumplan con los parámetros críticos establecidos en la tabla 2.4.10 y con la relación Columna fuerte – Viga débil (Sección 2.4.6.1).

#### Parámetros Críticos de Vigas.

#### <u>Altura Máxima.</u>

SMF	: W36.	
Perfil Viga	: W18 x 71.	[Ok]

#### <u>Relación Mínima Longitud Vano – Altura.</u>

SMF	: 8.	
$rac{L_{Vano}}{d_b}$	: $\frac{6000}{469}$ ≈ 12.79	[Ok]

# <u>Espesor de Alas.</u>

SMF	: Mayor o igual a $\frac{3}{4}$ " (19 mm).	
t _{fb}	:20.6 [mm].	[Ok]

Especificaciones de Calidad de Acero.

Aceros	: A572 Gr50, A992, A913 Gr 50/S75.	
Acero Viga	: A572 Gr50.	[Ok]

Arriostramiento Lateral en las Alas de la Viga.

Se deberá arriostrar lateralmente ambas alas de la viga a una distancia máxima (AISC 341, 2005) de:

$$L_{b} = 0.086r_{yb} \frac{E}{F_{yb}} = 0.086 \cdot 4.33 \cdot \frac{2100}{3.518} \approx 222.28 \text{[cm]}$$

∴La viga será arriostrada en dos puntos a una distancia de 200 [cm], medidos de los extremos de la misma. Estos serán diseñados para resistir una fuerza de compresión (AISC 341, 2005) igual a:

$$P_{br} = \frac{0.02R_{yb}Z_{bx}F_{yb}C_{d}}{d_{b} - t_{fb}} = \frac{0.02 \cdot 1.1 \cdot 2390 \cdot 3.518 \cdot 1.0}{46.9 - 2.06} \approx 4.13 [T_{f}]$$

FEMA-350 (FEMA-350, 2000) permite omitir los arriostramientos adicionales en las alas de la vigas, en zonas cercanas a las rótulas plásticas cuando estas soportan losas de hormigón. De lo contrario se usarán arriostramientos para resistir una fuerza de compresión igual a:

$$P_{br} = \frac{0.06R_{yb}Z_{bx}F_{yb}C_{d}}{d_{b} - t_{fb}} = \frac{0.06 \cdot 1.1 \cdot 2390 \cdot 3.518 \cdot 1.0}{46.9 - 2.06} \approx 12.38 [T_{f}]$$

Para efectos de esta memoria no se considerará arriostramientos adicionales, en las rótulas plásticas, debido a que todas las vigas están conectadas a losas de hormigón.

# Parámetros Críticos de Columnas.

#### <u>Rango de Alturas.</u>

SMF	: W12, W14.	
Perfil Columna	: W 14 x 193.	[Ok]

Especificaciones de Calidad de Acero.

Aceros	: A572 Gr50, A913 Gr 50 o 65, A992.	
Acero Columna	: A572 Gr50.	[Ok]

#### Relación Fluencia Columna / Viga.

Con el propósito de un diseño conservador, esta relación se verificó con las columnas que poseen una mayor solicitación axial, basados en las combinaciones de carga LRFD. (Ver capítulo II).

#### Columna que Confluyen en el Nudo de Conexión Rígida.

Perfil	Fy	Z _x	Ag	Pu	M _{pc}
[-]	$[T_f/cm^2]$	[cm ³ ]	[cm ² ]	$[T_f]$	[T _f - m]
W14 x 193	3.518	5810	366	491.81	126.32
W14 x 193	3.518	5810	366	434.44	135.43
				Σ	261.75

#### Vigas que Confluyen en el Nudo de Conexión Rígida.

Perfil	M _c
[-]	[T _f - m]
W18 x 71	109.67
Σ	109.67

Condición:

$$\frac{\sum M_{\rm pc}^*}{\sum M_{\rm c}} > 1.0$$

 $\frac{261.75}{109.67} \approx 2.39 > 1.0$  [Ok]

#### <u>Arriostramiento Lateral en las Alas de la Columna.</u>

Se deberá arriostrar las alas de la columna a nivel de las placas de conexión superior e inferior siempre que no se cumpla con la condición que se detalla a continuación, de lo contrario sólo se requiere arriostramientos a nivel de la placa de conexión superior Los datos empleados en esta verificación corresponden a los mismos utilizados en la relación anterior, (Ver sección 2.4.5.2)

Condición:

$$\frac{\sum M_{pc}^{*}}{\sum M_{c}} > 2.0$$

$$\frac{261.75}{109.67} \approx 2.39 > 2.0$$
[Ok]

: Sólo se requiere arriostramiento en las alas de la columna a nivel de la placa de conexión superior. FEMA-350 (FEMA-350, 2000) permite prescindir de este arriostramiento si la columna se encuentra confinada o conectada a una losa de hormigón.

Para efectos de esta memoria no se considerará arriostramientos en las alas de la columna a nivel de la placa de conexión superior, debido a que estas se encuentran confinadas por losas de hormigón.

# Detalles Críticos de la Conexión.

Especificación de Aceros para las Placas de Conexión

Aceros	: A36, A572 Grado 42 o 50.	
Acero Placas	: A572 Grado 50.	[Ok]

## Especificación de Soldaduras.

Electrodos Serie	: E70, E80, E90.	
Electrodo Utilizado	: E70.	[Ok]

Diámetro de Pernos que Unen las Placas de Conexión con la Viga.

Diámetro Máximo	: \$\operatorname{1} 1 \frac{1}{4}" (29mm).	
Pernos Placa	: \$\phi_3/4"	[Ok]

Calidad de Pernos que Unen las Placas de Conexión con la Viga.

Especificación	: A325 - X o A490 – X.	
Pernos Empleados	: A325 - X.	[Ok]

Requisitos de Instalación para Pernos que Unen las Placas de Conexión con la Viga.

# Pretensionados

[Ok]

Golillas o Arandelas en los Pernos que Unen las Placas de Conexión con la Viga (RCSC, 2005)

Pernos A490 – X ;  $\phi$  ³/₄", Usar Golillas ASTM F436.



Figura 4.1.6: Detalle final conexión rígida BFP • Viga W18x71 – Columna W14x193 (Ejes A y F).

4.1.1.3 Conexión Viga W16 x 100 – Columna W14 x 311. Elevación Ejes 1 y 7



Tabla 4.1.3: Geometría viga W16 x 100 y columna W14 x 311.

Designación AISC			Din	nensio	nes		_		Área		Eje X	X - X			Eje Y	/ - Y	
W d _{nominal} x Peso	d	^b f	^t f	t _w	Т	k	k ₁	r	Α	I _x	S _x	r _x	Z _x	I	s _v	r _v	Zv
										$10^{6}$	$10^{3}$		$10^{3}$	$10^{6}$	$10^{3}$		$10^{3}$
Pulg x lb _f /pies				[mm]					$[mm^2]$	$[mm^4]$	$[mm^3]$	[mm]	$[mm^3]$	[mm ⁴ ]	[mm ³ ]	[mm]	[mm ³ ]
W14 x 311	435	412	57.4	35.8	285	75	33	11	59000	1800	8280	175	9880	670	3250	107	4980
W16 x 100	431	265	25	14.9	345	43	18	9	19000	619	2870	180	3250	77.7	586	63.9	900

Fuente: ICHA, 2001.

#### Datos de Diseño:

-Perfil de la Columna	: W14 x 311.								
-Acero de la Columna	: A572. Gr50.								
-Perfil de la Viga	<b>:</b> W16 x 100.								
-Acero de la Viga	: A572.Gr50.								
-Longitud de Vano	: 500 [cm].								
-Altura de Piso	: 290 [cm].								
-Peso Propio Viga	:149 [Kg _f /m].								
-Descarga Carga Muerta (D)	: Carga [Kg _f /m]	500	1645	500					
	Distancia [m]	0	1.83	5.0					
-Descarga Carga Viva (L)	•								
Deseaiga Saiga (1)	Carga [Kg _f /m]	0	458	0					
	Distancia [m]	0	1.83	5.0					

-Según requisitos de diseño las perforaciones en las alas de la viga serán de tipo estándar (Standard) y en las placas, sobre las alas, serán de tipo sobredimensionadas (OverSize), ver figura 2.4.25.

-La soldadura que conecta las placas con el ala de la columna será de tope de penetración completa y deberán cumplir con los controles de seguridad y calidad, ver figura 2.4.25.

-Las perforaciones sobre la placa de corte serán de tipo ovaladas – cortas (Slotted-Short) y en el alma de la viga serán de tipo estándar (Standard), ver figura 2.4.25.

-La soldadura que conecta la placa de corte con el ala de la columna será de tipo filete.

-Las distancias entre pernos y entre, pernos y bordes deben cumplir con los valores mínimos establecidos por la AISC en su documento Specification for Structural Steel Buildings (AISC 360, 2005), ver anexo D.

# Datos de Placas de Conexión

-Largo de las Placas (L _p )	<b>:</b> 460 [mm].
-Ancho de las Placas (b _p )	: 380 [mm].
-Espesor de las Placas (t _{pl} )	: 25 [mm].
-Acero de las Placas	: A572. Gr50.
-Diámetro de Pernos (d _{bt} )	: \$ 1 - 1/8".
-Perforación en la viga (d _{bthb} )	: 31 [mm].
-Perforación en las Placas (d _{bthp} )	: 37 [mm].
-Número de Pernos (N)	<b>:</b> 10.
-Calidad de Pernos	: ASTM A490 – X, Pretensionados.
-Distancia S ₁	<b>:</b> 60 [mm].
-Distancia S ₂	: 3 d _{bt} , Se acepta 85 [mm].
-Distancia S ₃	: $4.85 = 340$ [mm].
-Distancia S ₄	<b>:</b> 460-4.85 - 60 = 60 [mm].
-Distancia d ₁	<b>:</b> 160 [mm].
-Distancia d ₂	: $(380-160)/2 = 110 \text{ [mm]}.$
-Distancia c	<b>:</b> 10 [mm].

# S3=(N'-1)S2 52 Lp

# Datos de Placa de Corte

-Largo de la Placa (L _{pc} )	<b>:</b> 330 [mm].	
-Ancho de la Placa (b _{pc} )	<b>:</b> 150 [mm].	bpc
-Espesor de la Placa (t _{plc} )	<b>:</b> 12 [mm].	∖⊸ ¶
-Acero de la Placa	: A572. Gr50.	•
-Diámetro de Pernos (d _{btc} )	<b>:</b> \$\$ 1".	e te
-Perforación en la viga (d _{bthbw} )	: 27 [mm].	* ●
-Perforación en la Placa $(d_{bthpc})$	: 27 x 33 [mm].	•
-Número de Pernos (N _c )	: 4.	<b>∤</b> a↓
-Calidad de Pernos	<b>:</b> ASTM A325 – X.	
-Distancia e	: 3 d _{bt} , Se adopta 80 [mm].	
-Distancia a	<b>:</b> 75 [mm].	
-Electrodo Serie	: E70XX.	

ğ

# RESULTADOS

v _p	67.13	[T _f ]
V _{web}	68.22	[T _f ]
M _{pr}	116.62	[T _f m]
Mf	147.61	[T _f m]
M _c	162.3	[T _f m]
1.2M _{yf}	133.8	[T ₍ m]

# **REQUISITOS MÍNIMOS**

Análisis	Valor	Unidad	Verifica	Recomendación
Espesor Mínimo de la Zona Panel - t _{we}	49.35	[mm]	Na	Necesita Placa de Refuerzo, Ver Detalle de Placas Adosadas al Alma
Espesor Mínimo de las Placas de Conexión- t _{pl}	22.46	[mm]	Ok	El Espesor de las Placas es Adecuado.
Placas de Continuidad - t _{fc}	63.33	[mm]	No	Necesita Placas de Continuidad, Ver Detalle de Atiesadores
Espesor Mínimo de la Placa de Corte - t _{ple} Mín	5.16	[mm]	Ok	El Espesor de la Placa de Corte es Adecuado.
Espesor Máximo de la Placa de Corte - t _{plc} Máx	14.29	[mm]	Ok	El Espesor de la Espesor de la Placa de Corte es Adecuado

# ANÁLISIS Y RECOMENDACIONES

#### Momentos de Falla en la Cara de la Columna

Análisis	Valor	Unidad	Rel.%	Verifica	Recomendación
Momento de Falla por Corte de los Pernos - M _{Fail} <i>Perno</i>	163.02	[T _f m]	82.08	Ok	El Número, Diámetro y Calidad de los Pernos son Adecuados.
Momento de Falla por Fractura del Área Neta de las Placas de Conexión - M _{Fail} <i>Placas</i>	137.81	[T _f m]	97.09	Ok	El Espesor de las Placas de Conexión es Adecuado.
Momento de Falla por Fractura del Área Neta de las Alas de la Viga - M _{Fail} Alas	146.26	[T _f m]	91.49	Ok	El Espesor de las Alas de la Viga es Adecuado.
Momento de Falla por Elongación de las Perforaciones - M _{Fail} Perforación	542.64	[T _f m]	24.66	Ok	El Espesor de las Placas de Conexión es Adecuado.

#### Analisis Capacidad Bloque de Corte - Aplastamiento y Pandeo

Análisis	Valor	Unidad	Rel.%	Verifica	Recomendación	
Momento de Falla por Bloque de Corte - Tracción de la Placa de Conexión - M _{Fait} Bloque1	210.2	[T _f -m]	63.66	Ok	El Espesor de las Placas de Conexión es Adecuado.	
Momento de Falla por Bloque de Corte - Extremo de Placa de Conexión - M _{Fail} <i>Bloque2</i>	241.48	[T ₍ m]	55.41	Ok	El Espesor de las Placas de Conexión es Adecuado.	
Momento de Falla por Bloque de Corte - Ala de la Viga-M _{Fail} Bloque3	188.26	[T ₍ m]	71.07	Ok	El Perfil de la Viga es Adecuado.	
Momento de Falla por Aplastamiento de  de la Placa de Conexión - Tirón de Pernos - M _{Fail} Aplast1	292.15	[T _f m]	45.8	Ok	El Espesor de las Placas de Conexión es Adecuado.	
Momento de Falla por Aplastamiento del Ala de la Viga - Tirón de Pernos - M _{Fail} <i>Aplast2</i>	279.05	[T ₍ m]	47.95	Ok	El Perfil de la Víga es Adecuado.	
Momento de Falla por Pandeo de la Placa de Conexión Comprimida - M _{Fail} <i>Compresión</i>	152.4	[T _f m]	87.8	Ok	El Espesor de las Placas de Conexión es Adecuado.	

10

Análisis	Valor	Unidad	Rel.%	Verifica	Recomendación
Capacidad de Corte de los Pernos	85.66	[T _f ]	79.64	Ok	El Número, Diámetro y Calidad de los Pernos son Adecuados.
Fluencia de Corte de la Viga	135.55	[T _f ]	50.33	Ok	El Espesor del Alma de la Viga es Adccuado.
Ruptura de Corte de la Viga	132.05	[T _f ]	51.66	Ok	El Espesor del Alma de la Viga es Adecuado.
Capacidad de Aplastamiento del Alma de la Viga	166.15	[T]	41.06	Ok	El Espesor del Alma de la Viga es Adecuado.
Resistencia del Bloque de Corte del Alma de la Viga	133.62	[T _f ]	51.06	Ok	El Espesor del Alma de la Viga es Adecuado.
Fluencia de Corte de la Placa	83.59	[T]	81.61	Ok	Las Dimensiones de la Placa de Corte son Adecuadas.
Ruptura de Corte de la Placa	73.09	[T _f ]	93,33	Ok	Las Dimensiones de la Placa de Corte son Adecuadas.
Capacidad de Aplastamiento de la Placa	121.1	[T _f ]	56.33	Ok	Las Dimensiones de la Placa de Corte son Adecuadas.
Resistencia del Bloque de Corte de la Placa	94.83	[T _f ]	71.94	Ok	Las Dimensiones de la Placa de Corte son Adecuadas.

#### Análisis Placa de Corte

# DISEÑO DE SOLDADURAS

Soldadura que Conecta:	Soldadura Tipo.	e _{Min}	Unidad	Recomendación
Placas de Conexión con las Alas de la Columna.	Pentración Completa.	25	[mm]	Utilizar Soldadura de Tope Penetración Completa Bisel Simple de Espesor de Garganta 25mm y Longitud 380mm. Electrodo Serie E70XX.
Atiesadores de Continuidad con las Alas de la Columna.	Pentración Completa.	34	[mm]	Utilizar Soldadura de Tope de Penetración Completa Bisel Simple de Espesor de Garganta 34mm. Electrodo Serie E70XX.
Placa de Refuerzo en el Alma de la Columna con las Alas.	Pentración Completa.	9	[mm]	Soldadura de Tope Penetración Completa, Bisel Simple, Espesor de Garganta 9mm. Electrodo Serie E70XX.
Placa de Corte con el Ala de la Columna.	Filete.	8	[mm]	Utilizar Dos Filetes de Espesor Mínimo 8mm y Longitud 330mm. Electrodo Serie E70XX

CONEXIÓN CUMPLE CON LOS PARAMETROS CRÍTICOS DE LA TABLA 3-10 DEL FEMA -

O \$ • ¢ 0 di 1- Placas de Conexión de Dimensiones 400x380x25, Acero A572.0x50. Usar 10 Pernos Pretensionados ASTM A490-X de Diámetro 1.1/W/". Las Perforaciones en las Placas serán Sobre-Dimensionadas (37mm) y en las Alas de la Viga Tipo Estandar (Mmm). Usar Golillas ASTM 14136 de simmide Espesor. 2. Soldadura de Tope de Penetración Completa Ejecutada en Taller, Bisel Simple, Espesor de Garganta 25 [mm] y Longitud 380 [mm]. Una vez Ejecutada la Soldadura Remover la Placa de Respaldo y Reforzar con 8[mm] de Soldadura Tipo Filete. Electrodo Serie E7082 3.- Se Permite el Empleo de Planchas o Peinetas de Nivelación Entre las Placas de Conexión y las Alas de la Viga 4.- Placa de Corte de Dimensiones 330x130x12, Acero A572.Gr50. Usar 4 Pernos Pretensionados ASTM A325-X de Diámetro 11". Las Perforaciones en la Placa serán Ovaladas - Cortas (27x53inun) y en el Alma de la Viga Tipo Estandar (27mm) 5.- Dos Cordones de Soldadura Tipo Filete Ejecutada en Taller, Espesor Mínimo 🕷 [mm] y de Longitud Igual a = 530 [mm]. Electrodo Serie [5705X. 6.- Se Requieren Atiesadores de Continuidad de Dimensiones 320x188x34[mm]. Acero Calidad 7.- Utilizat dos Placa de Refuerzo-e_{Min}= "[mm]

EL DISEÑO DE LA CONEXIÓN BOLTED FLANGE PLATE HA FINALIZADO SATISFACTORIAMENTE.


## SE REQUIERE EL USO DE ATIESADORES DE CONTINUIDAD, DE DIMENSIONES:

## SE REQUIEREN PLACAS DE REFUERZO ADOSADAS AL ALMA DE LA COLUMNA



**Nota:** Para la conexión rígida exterior (columna conectada a una sola viga), entre la viga W16x100 y la columna W14x311, se deberá proveer de atiesadores de continuidad de acuerdo al siguiente detalle, pero no se requieren placas de refuerzo adosadas al alma de la columna.



SE REQUIERE EL USO DE ATIESADORES DE CONTINUIDAD, DE DIMENSIONES:

#### RECOMENDACION:

SE DEBERÁ ARRIOSTRAR AMBAS ALAS DE LA VIGA A UNA DISTANCIA MÁXIMA DE = 328[cm], PARA RESISTIR UNA FUERZA DE COMPRESIÓN = 6.2[Tf]

#### RECOMENDACION:

SE DEBERÁ PROVEER DE ARRIOSTRAMIENTOS ADICIONALES A LA VIGA EN ZONAS CERCANAS A LAS RÓTULAS PLÁSTICAS. PARA RESISTIR UNA FUERZA DE COMPRESIÓN = 18.59[11]. SE PERMITE PRESCINDIR DE ESTOS ARRIOSTRAMIENTOS ADICIONALES SI LAS VIGAS ESTAN CONECTADAS A LOSAS DE HORMIGÓN.

#### RECOMENDACION:

SE DEBERÁ ARRIOSTRAR LAS ALAS DE LA COLUMNA A NIVEL DE LA PLACA DE CONEXIÓN SUPERIOR, PARA RESISTIR UNA FUERZA DE COMPRESIÓN = 6.68[Tf]. SE PERMITE OMITIR ESTE ARRIOSTRAMIENTOS SI LA COLUMNA SE ENCUENTRA CONFINADA O CONECTADA A UNA LOSA DE HORMIGÓN.

#### ADVERTENCIA:

LA DISTANCIA ENTRE EL BORDE DE LA VIGA Y LA PRIMERA COLUMNA DE PERNOS (50mm) ES MENOR QUE LA MÍNIMA RECOMENDADA (50.8mm).

4.1.1.4 Conexión Viga W18 x 65 – Columna W14 x 176. Elevación Ejes A y F



Tabla 4.1.4: Geometría viga W18 x 65 y columna W14 x 176.

Designación AISC	Dimensiones					Área	Eje X - X				Eje Y - Y						
W d _{nominal} x Peso	d	b _f	^t f	t _w	Т	k	k ₁	r	Α	I _x	S _x	r _x	Z _x	Iv	S _v	r _v	Zv
										10 ⁶	$10^{3}$		$10^{3}$	$10^{6}$	10 ³		10 ³
Pulg x lb _f /pies				[mm]					$[mm^2]$	$[mm^4]$	$[mm^3]$	[mm]	$[mm^3]$	[mm ⁴ ]	[mm ³ ]	[mm]	[mm ³ ]
W14 x 176	387	398	33.3	21.1	285	51	26	11	33400	894	4620	164	5260	350	1760	102	2680
W18 x 65	466	193	19	11.4	392	37	16	9	12300	445	1910	190	2180	22.8	236	43.1	368

Fuente: Elaboración Propia.

# Datos de Diseño:

-Perfil de la Columna	<b>:</b> W14 x 176.			
-Acero de la Columna	: A572. Gr50.			
-Perfil de la Viga	<b>:</b> W18 x 65.			
-Acero de la Viga	: A572.Gr50.			
-Longitud de Vano	: 600 [cm].			
-Altura de Piso	: 290 [cm].			
-Peso Propio Viga	<b>:</b> 97 [Kg _f /m].			
-Descarga Carga Muerta (D)	: Carga [Kg _f /m]	500	1583.33	500
	Distancia [m]	0	3.0	6.0
-Descarga Carga Viva (L)	:			
0 0 ()	Carga [Kg _f /m]	0	433.33	0
	Distancia [m]	0	3.0	6.0

-Según requisitos de diseño las perforaciones en las alas de la viga serán de tipo estándar (Standard) y en las placas, sobre las alas, serán de tipo sobredimensionadas (OverSize), ver figura 2.4.25.

-La soldadura que conecta las placas con el ala de la columna serán de penetración completa y deberán cumplir con los controles de seguridad y calidad, ver figura 2.4.25.

-Las perforaciones sobre la placa de corte serán de tipo ovaladas - cortas (Slotted-Short) y en el alma de la viga serán de tipo estándar (Standard), ver figura 2.4.25.

-La soldadura que conecta la placa de corte con el ala de la columna serán de tipo filete.

-Las distancias entre pernos y entre, pernos y bordes deben cumplir con los valores mínimos establecidos por la AISC en su documento Specification for Structural Steel Buildings (AISC 360, 2005), ver anexo D.

: 4.70 = 280 [mm].

:110 [mm].

:10 [mm].

: 380 - 4.70 - 50 = 50 [mm].

(280-110)/2 = 85 [mm].

# Datos de Placas de Conexión

-Largo de las Placas (L_p) : 380 [mm]. -Ancho de las Placas (b_p) : 280 [mm]. -Espesor de las Placas (t_{pl}) : 20 [mm]. -Acero de las Placas : A572. Gr50. -Diámetro de Pernos (d_{bt}) **: ◊** 7/8". -Perforación en la viga (d_{bthb}) : 24 [mm]. -Perforación en las Placas (d_{bthp}) : 27 [mm]. -Número de Pernos (N) **:** 10. -Calidad de Pernos : ASTM A490 – X, Pretensionados. -Distancia S₁ : 50 [mm]. : 3 d_{bt}, Se adopta 70 [mm]. -Distancia S₂



Datos	de	Placa	de	Corte	

-Distancia S₃

-Distancia S₄

-Distancia d₁

-Distancia d₂

-Distancia c

-Largo de la Placa ( $L_{pc}$ )	: 270 [mm].	
-Ancho de la Placa (b _{pc} )	: 150 [mm].	
-Espesor de la Placa (t _{plc} )	<b>:</b> 10 [mm].	
-Acero de la Placa	: A36.	
-Diámetro de Pernos (d _{btc} )	<b>:</b> ♦ 3/4".	\$
-Perforación en la Viga (d _{bthbw} )	: 21 [mm].	
-Perforación en la Placa (d _{bthpc} )	<b>:</b> 21 x 25 [mm].	
-Número de Pernos (N _c )	: 4.	
-Calidad de Pernos	: ASTM A325 – X.	
-Distancia e	: 3 d _{bt} , Se adopta 60 [mm].	
-Distancia a	: 75 [mm].	
-Electrodo Serie	: E70XX.	



# **RESULTADOS**

vp	36.43	[T]
V _{web}	37.33	[T]
M _{pr}	78.87	[T _f m]
Mf	92.77	[T _f m]
M _c	99.9	[T _f -m]
1.2M _{yf}	82.96	[T ₍ m]

# **REQUISITOS MÍNIMOS**

Análisis	Valor	Unidad	Verifica	Recomendación				
Espesor Minimo de la Zona Panel - t _{we}	15.63	[mm]	Ok	No Se Requieren Placas de Refuerzo.				
Espesor Mínimo de las Placas de Conexión- t _{pl}	17.2	[mm]	Ok	El Espesor de las Placas es Adecuado.				
Placas de Continuidad - t _{fc}	46.67	[mm]	No	Necesita Placas de Continuidad, Ver Detalle de Atiesadores				
Espesor Mínimo de la Placa de Corte - t _{ple} Mín	4.22	[mm]	Ok	El Espesor de la Placa de Corte es Adecuado.				
Espesor Máximo de la Placa de Corte - t _{plc} Máx	11.12	[mm]	Ok	El Espesor de la Espesor de la Placa de Corte es Adecuado				

# ANÁLISIS Y RECOMENDACIONES

## Momentos de Falla en la Cara de la Columna

Análisis		Unidad	Rel.%	Verifica	Recomendación				
Momento de Falla por Corte de los Pernos - M _{Fail} Perno	102.9	[T ₍ m]	80.62	Ok	El Número, Diámetro y Calidad de los Pernos son Adecuados.				
Momento de Falla por Fractura del Área Neta de las Placas de Conexión - M _{Fail} <i>Placas</i>	85.71	[T ₍ m]	96.79	Ok	El Espesor de las Placas de Conexión es Adecuado.				
Momento de Falla por Fractura del Área Neta de las Alas de la Viga - M _{Fail} Alas	92.01	[T _f m]	90.17	Ok	El Espesor de las Alas de la Viga es Adecuado.				
Momento de Falla por Elongación de las Perforaciones - M _{Fail} <i>Perforación</i>	347.85	[T _f m]	23.85	Ok	El Espesor de las Placas de Conexión es Adecuado.				

# Análisis Capacidad Bloque de Corte - Aplantamiento y Pandeo

Análisis	Valor	Unidad	Rel.%	Verifica	Recomendación
Momento de Falla por Bloque de Corte - Tracción de la Placa de Conexión - M _{Fail} Bloque1		[T _f m]	56.01	Ok	El Espesor de las Placas de Conexión es Adecuado.
Momento de Falla por Bloque de Corte - Extremo de Placa de Conexión - M _{Fail} Bloque2	174.78	[T _[ m]	47.47	Ok	El Espesor de las Placas de Conexión es Adecuado.
Momento de Falla por Bloque de Corte - Ala de la Viga-M _{Fail} Bloque.3	131.04	[T ₍ m]	63.31	Ok	El Perfil de la Viga es Adecuado.
Momento de Falla por Aplastamiento de  de la Placa de Conexión - Tirón de Pernos - M _{Fail} Aplast1	222.43	[T _f m]	37.3	Ok	El Espesor de las Placas de Conexión es Adecuado.
Momento de Falla por Aplastamiento del Ala de la Viga - Tirón de Pernos - M _{Fail} <i>Aplast2</i>	191.87	(T ₍ m)	43.24	Ok	El Perfil de la Viga es Adecuado.
Momento de Falla por Pandeo de la Placa de Conexión Comprimida - M _{Fail} <i>Compresión</i>	95.75	[T _f m]	86.65	Ok	El Espesor de las Placas de Conexión es Adecuado.

Análisis	Valor	Unidad	Rel.%	Verifica	Recomendación
Capacidad de Corte de los Pernos	48.15	[T _f ]	77.53	Ok	El Número, Diámetro y Calidad de los Pernos son Adecuados.
Fluencia de Corte de la Viga	112.13	[T _f ]	33.29	Ok	El Espesor del Alma de la Viga es Adecuado.
Ruptura de Corte de la Viga	119.49	[T _f ]	31.24	Ok	El Espesor del Alma de la Viga es Adecuado.
Capacidad de Aplastamiento del Alma de la Viga	95.34	[T _f ]	39.16	Ok	El Espesor del Alma de la Viga es Adecuado.
Resistencia del Bloque de Corte del Alma de la Viga	106.14	[T _f ]	35.17	Ok	El Espesor del Alma de la Viga es Adecuado.
Fluencia de Corte de la Placa	41.02	[T _f ]	91.02	Ok	Las Dimensiones de la Placa de Corte son Adecuadas.
Ruptura de Corte de la Placa	45.53	[T _f ]	81.99	Ok	Las Dimensiones de la Placa de Corte son Adecuadas.
Capacidad de Aplastamiento de la Placa	72.85	[T _f ]	51.24	Ok	Las Dimensiones de la Placa de Corte son Adecuadas.
Resistencia del Bloque de Corte de la Placa	59.68	[T _f ]	62.55	Ok	Las Dimensiones de la Placa de Corte son Adecuadas.

# Análisis Placa de Corte

# DISEÑO DE SOLDADURAS

Soldadura que Conecta:	Soldadura Tipo.	e _{Mín}	Unidad	Recomendación			
Placas de Conexión con las Alas de la Columna.	Pentración Completa.	20	[mm]	Utilizar Soldadura de Tope Penetración Completa Bis Simple de Espesor de Garganta 20mm y Longitud 280mm Electrodo Serie E70XX.			
Atiesadores de Continuidad con las Alas de la Columna.	Pentración Completa.	20	[mm]	Utilizar Soldadura de Tope de Penetración Completa Bisel Simple de Espesor de Garganta 20mm. Electrodo Serie E70XX.			
Placa de Refuerzo en el Alma de la Columna con las Alas.	Pentración Completa.		[mm]	No Se Requieren Placas de Refuerzo Adosadas al Alma de la Columna.			
Placa de Corte con el Ala de la Columna.	Filete.	7	[mm]	Utilizar Dos Filetes de Espesor Minimo 7mm y Longitud 270mm. Electrodo Serie E70XX			

LA CONEXIÓN CUMPLE CON LOS PARAMETROS CRÍTICOS DE LA TABLA 3-10 DEL FEMA - 350.



EL DISEÑO DE LA CONEXIÓN BOLTED FLANGE PLATE HA FINALIZADO SATISFACTORIAMENTE.



SE REQUIERE EL USO DE ATIESADORES DE CONTINUIDAD, DE DIMENSIONES:

## RECOMENDACIONE

SE DEBERÁ ARRIOSTRAR AMBAS ALAS DE LA VIGA A UNA DISTANCIA MÁXIMA DE = 221.3[cm], PARA RESISTIR UNA FUERZA DE COMPRESIÓN = 3.77[T1]

### RECOMENDATION:

SE DEBERÁ PROVEER DE ARRIOSTRAMIENTOS ADICIONALES A LA VIGA EN ZONAS CERCANAS A LAS RÓTULAS PLÁSTICAS. PARA RESISTIR UNA FUERZA DE COMPRESIÓN = (1.32[17]. SE PERMITE PRESCINDIR DE ESTOS ARRIOSTRAMIENTOS ADICIONALES SI LAS VIGAS ESTAN CONECTADAS A LOSAS DE HORMIGÓN.

## RECOMENDACION:

SE DEBERÁ ARRIOSTRAR LAS ALAS DE LA COLUMNA A NIVEL DE LA PLACA DE CONEXIÓN SUPERIOR, PARA RESISTIR UNA FUERZA DE COMPRESIÓN = 3.94[17]. SE PERMITE OMITIR ESTE ARRIOSTRAMIENTOS SI LA COLUMNA SE ENCUENTRA CONFINADA O CONECTADA A UNA LOSA DE HORMIGÓN. 4.1.1.5 Conexión Viga W16 x 100 – Columna W14 x 311. Elevación Ejes 2 y 6



Tabla 4.1.5: Geometría viga W16 x 100 y columna W14 x 311.

Designación AISC		Dimensiones					Área	Eje X - X			Eje Y - Y						
W d _{nominal} x Peso	d	b _f	^t f	t _w	Т	k	k ₁	r	Α	I _x	S _x	r _x	Z _x	Iv	S _v	r _v	Zv
										10 ⁶	$10^{3}$		$10^{3}$	10 ⁶	10 ³		10 ³
Pulg x lb _f /pies				[mm]					$[mm^2]$	$[mm^4]$	$[mm^3]$	[mm]	$[mm^3]$	[mm ⁴ ]	[mm ³ ]	[mm]	[mm ³ ]
W14 x 311	435	412	57.4	35.8	285	75	33	11	59000	1800	8280	175	9880	670	3250	107	4980
W16 x 100	431	265	25	14.9	345	43	18	9	19000	619	2870	180	3250	77.7	586	63.9	900

Fuente: ICHA, 2001.

# Datos de Diseño:

-Perfil de la Columna	<b>:</b> W14 x 311.			
-Acero de la Columna	: A572. Gr50.			
-Perfil de la Viga	<b>:</b> W16 x 100.			
-Acero de la Viga	: A572.Gr50.			
-Longitud de Vano	: 500 [cm].			
-Altura de Piso	: 290 [cm].			
-Peso Propio Viga	<b>:</b> 149 [Kg _f /m].			
-Descarga Carga Muerta (D)	: Carga [Kg _f /m]	0	3125	[
	Distancia [m]	0	2.5	
-Descarga Carga Viva (L)	:			
	Carga [Kg _f /m]	0	1250	
	Distancia [m]	0	2.5	

-Según requisitos de diseño las perforaciones en las alas de la viga serán de tipo estándar (Standard) y en las placas, sobre las alas, serán de tipo sobredimensionadas (OverSize), ver figura 2.4.25.

0 5.0

0 5.0

-La soldadura que conecta las placas con el ala de la columna será de tope de penetración completa y deberán cumplir con los controles de seguridad y calidad, ver figura 2.4.25.

-Las perforaciones sobre la placa de corte serán de tipo ovaladas – cortas (Slotted-Short) y en el alma de la viga serán de tipo estándar (Standard), ver figura 2.4.25.

-La soldadura que conecta la placa de corte con el ala de la columna será de tipo filete.

_

-Las distancias entre pernos y entre, pernos y bordes deben cumplir con los valores mínimos establecidos por la AISC en su documento Specification for Structural Steel Buildings (AISC 360, 2005), ver anexo D.

# Datos de Placas de Conexión

Largo de las Placas (L _p )	<b>:</b> 460 [mm].
Ancho de las Placas (b _p )	: 380 [mm]. 51 53=(N'-1)52
Espesor de las Placas (t _{pl} )	: 25 [mm].
Acero de las Placas	: A572. Gr50. ♣ ♠ ♠ ♦ ♦
Diámetro de Pernos (d _{bt} )	: \$\$ 1 - 1/8". ² ↓ \$\$
Perforación en la viga (d _{bthb} )	: 31 [mm].
Perforación en las Placas (d _{bthp} )	: 37 [mm].
Número de Pernos (N)	: 10.
Calidad de Pernos	: ASTM A490 – X, Pretensionados.
Distancia S ₁	<b>:</b> 60 [mm].
Distancia S ₂	: 3 d _{bt} , Se acepta 85 [mm].
Distancia S ₃	: $4.85 = 340$ [mm].
Distancia S ₄	: $460-4.85 - 60 = 60 \text{ [mm]}.$
Distancia d ₁	<b>:</b> 160 [mm].
Distancia d ₂	: $(380-160)/2 = 110 \text{ [mm]}.$
Distancia c	<b>:</b> 10 [mm].

# Datos de Placa de Corte

-Largo de la Placa (L _{pc} )	: 330 [mm].	
-Ancho de la Placa (b _{pc} )	: 150 [mm].	bpc
-Espesor de la Placa (t _{plc} )	<b>:</b> 12 [mm].	⊦≖⊤≠- ₹
-Acero de la Placa	: A572. Gr50.	•
-Diámetro de Pernos (d _{btc} )	<b>: ♦</b> 1".	e ال
-Perforación en la viga (d _{bthbw} )	<b>:</b> 27 [mm].	* ●
-Perforación en la Placa (d _{bthpc} )	: 27 x 33 [mm].	•
-Número de Pernos (N _c )	: 4.	<mark>∤a</mark> ∤
-Calidad de Pernos	: ASTM A325 – X.	
-Distancia e	: 3 d _{bt} , Se adopta 80 [mm].	
-Distancia a	<b>:</b> 75 [mm].	
-Electrodo Serie	: E70XX.	

ģ

# RESULTADOS

v _p	69.06	[T]
V _{web}	70.48	[T _f ]
M _{pr}	116.62	[T _f m]
M _f	148.49	[T _f m]
M _c	163.6	[T _f m]
1.2M _{yf}	134.6	[T _f m]

# **REQUISITOS MÍNIMOS**

Análisis	Valor	Unidad	Verifica	Recomendación
Espesor Mínimo de la Zona Panel - t _{we}	49.73	[mm]	No	Necesita Placa de Refuerzo, Ver Detalle de Placas Adosadas al Alma
Espesor Mínimo de las Placas de Conexión- t _{pl}	22.6	[mm]	Ok	El Espesor de las Placas es Adecuado.
Placas de Continuidad - t _{fc}	63.33	[mm]	No	Necesita Placas de Continuidad, Ver Detalle de Atiesadores
Espesor Mínimo de la Placa de Corte - t _{ple} Mín	5.16	[mm]	Ok	El Espesor de la Placa de Corte es Adecuado.
Espesor Máximo de la Placa de Corte - t _{ple} Máx	14.29	[mm]	Ok	El Espesor de la Espesor de la Placa de Corte es Adecuado

# ANÁLISIS Y RECOMENDACIONES

## Momentos de Falla en la Cara de la Columna

Análisis	Valor	Unidad	Rel.%	Verifica	Recomendación
Momento de Falla por Corte de los Pernos - M _{Fail} Perno	163.02	[T _f m]	82.57	Ok	El Número, Diámetro y Calidad de los Pernos son Adecuados.
Momento de Falla por Fractura del Área Neta de las Placas de Conexión - M _{Fail} <i>Placas</i>	137.81	[T _f m]	97.67	Ok	El Espesor de las Placas de Conexión es Adecuado.
Momento de Falla por Fractura del Área Neta de las Alas de la Viga - M _{Fail} Alas	146.26	[T _f m]	92.03	Ok	El Espesor de las Alas de la Viga es Adecuado.
Momento de Falla por Elongación de las Perforaciones - M _{Fail} <i>Perforación</i>	542.64	[T ₍ -m]	24.8	Ok	El Espesor de las Placas de Conexión es Adecuado.

# Análisis Capacidad Bloque de Corte - Aplastamiento y Pandeo

Análisis	Valor	Unidad	Rel.%	Verifica	Recomendación
Momento de Falla por Bloque de Corte - Tracción de la Placa de Conexión - M _{Fail} <i>Bloque1</i>	210.2	[T _f m]	64.03	Ok	El Espesor de las Placas de Conexión es Adecuado.
Momento de Falla por Bloque de Corte - Extremo de Placa de Conexión - M _{Fail} Bloque2	241.48	[T _f m]	55.74	Ok	El Espesor de las Placas de Conexión es Adecuado.
Momento de Falla por Bloque de Corte - Ala de la Viga-M _{Fail} Bloque3	188.26	[T _f m]	71.49	Ok	El Perfil de la Viga es Adecuado.
Momento de Falla por Aplastamiento de  de la Placa de Conexión - Tirón de Pernos - M _{Fail} Aplast1	292.15	[T ₍ m]	46.07	Ok	El Espesor de las Placas de Conexión es Adecuado.
Momento de Falla por Aplastamiento del Ala de la Viga - Tirón de Pernos - M _{Fail} <i>Aplast2</i>	279.05	[T _f m]	48.23	Ok	El Perfil de la Viga es Adecuado.
Momento de Falla por Pandeo de la Placa de Conexión Comprimida - M _{Fail} <i>Compresión</i>	152.4	[T ₍ m]	88.32	Ok	El Espesor de las Placas de Conexión es Adecuado.

Análisis	Valor	Unidad	Rel.%	Verifica	Recomendación
Capacidad de Corte de los Pernos	85.66	[T _f ]	82.28	Ok	El Número, Diámetro y Calidad de los Pernos son Adecuados.
Fluencia de Corte de la Viga	135.55	[T _f ]	52	Ok	El Espesor del Alma de la Viga es Adecuado.
Ruptura de Corte de la Viga	132.05	[T _f ]	53.37	Ok	El Espesor del Alma de la Viga es Adecuado.
Capacidad de Aplastamiento del Alma de la Viga	166.15	[T _f ]	42.42	Ok	El Espesor del Alma de la Viga es Adecuado.
Resistencia del Bloque de Corte del Alma de la Viga	133.62	[T _f ]	52.75	Ok	El Espesor del Alma de la Viga es Adecuado.
Fluencia de Corte de la Placa	83.59	[T _f ]	84.32	Ok	Las Dimensiones de la Placa de Corte son Adecuadas.
Ruptura de Corte de la Placa	73.09	[1]	96.42	Ok	Las Dimensiones de la Placa de Corte son Adecuadas.
Capacidad de Aplastamiento de la Placa	121.1	[t]	58.2	Ok	Las Dimensiones de la Placa de Corte son Adecuadas.
Resistencia del Bloque de Corte de la Placa	94.83	[T]	74.33	Ok	Las Dimensiones de la Placa de Corte son Adecuadas.

#### Análisis Placa de Corte

# DISEÑO DE SOLDADURAS

Soldadura que Conecta:	Soldadura Tipo.	e _{Mín}	Unidad	Recomendación
Placas de Conexión con las Alas de la Columna.	Pentración Completa.	25	[mm]	Utilizar Soldadura de Tope Penetración Completa Bisel Simple de Espesor de Garganta 25mm y Longitud 380mm. Electrodo Serie E70XX.
Atiesadores de Continuidad con las Alas de la Columna.	Pentración Completa.	34	[mm]	Utilizar Soldadura de Tope de Penetración Completa Bisel Simple de Espesor de Garganta 34mm. Electrodo Serie E70XX.
Placa de Refuerzo en el Alma de la Columna con las Alas.	Pentración Completa.	9	[mm]	Soldadura de Tope Penetración Completa, Bisel Simple, Espesor de Garganta 9mm. Electrodo Serie E70XX.
Placa de Corte con el Ala de la Columna.	Filete.	8	[mm]	Utilizar Dos Filetes de Espesor Mínimo 8mm y Longitud 330mm. Electrodo Serie E70XX

LA CONEXIÓN CUMPLE CON LOS PARÁMETROS CRÍTICOS DE LA TABLA 3-10 DEL FEMA - 350.

EL DISEÑO DE LA CONEXIÓN BOLTED FLANGE PLATE HA FINALIZADO SATISFACTORIAMENTE.





# SE REQUIERE EL USO DE ATIESADORES DE CONTINUIDAD, DE DIMENSIONES:

## SE REQUIEREN PLACAS DE REFUERZO ADOSADAS AL ALMA DE LA COLUMNA



**Nota:** Para la conexión rígida exterior (columna conectada a una sola viga), entre la viga W16x100 y la columna W14x311, se deberá proveer de atiesadores de continuidad de acuerdo al siguiente detalle, pero no se requieren placas de refuerzo adosadas al alma de la columna.



#### SE REQUIERE EL USO DE ATIESADORES DE CONTINUIDAD, DE DIMENSIONES:

#### RECOMENDACION:

SE DEBERÁ ARRIOSTRAR AMBAS ALAS DE LA VIGA A UNA DISTANCIA MÁXIMA DE = 328[cm], PARA RESISTIR UNA FUERZA DE COMPRESIÓN = 6.2[Tf]

## RECOMENDACION:

SE DEBERÁ PROVEER DE ARRIOSTRAMIENTOS ADICIONALES A LA VIGA EN ZONAS CERCANAS A LAS RÓTULAS PLÁSTICAS. PARA RESISTIR UNA FUERZA DE COMPRESIÓN = 18.59[11]. SE PERMITE PRESCINDIR DE ESTOS ARRIOSTRAMIENTOS ADICIONALES SI LAS VIGAS ESTAN CONECTADAS A LOSAS DE HORMIGÓN.

#### RECOMENDACION:

SE DEBERÁ ARRIOSTRAR LAS ALAS DE LA COLUMNA A NIVEL DE LA PLACA DE CONEXIÓN SUPERIOR, PARA RESISTIR UNA FUERZA DE COMPRESIÓN = 6.68[11]. SE PERMITE OMITIR ESTE ARRIOSTRAMIENTOS SI LA COLUMNA SE ENCUENTRA CONFINADA O CONECTADA A UNA LOSA DE HORMIGÓN.

#### ADVERTENCIA:

LA DISTANCIA ENTRE EL BORDE DE LA VIGA Y LA PRIMERA COLUMNA DE PERNOS (50mm) ES MENOR QUE LA MÍNIMA RECOMENDADA (50.8mm).

# **Capítulo V** Diseño de Marcos Excéntricos

En el siguiente capítulo, para el edificio en estudio, se diseñaran los marcos o pórticos con arriostramientos excéntricos, basándose en los requisitos y procedimientos incorporados en el código de diseño sísmico de los Estados Unidos "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", (AISC 341, 2005) y los alcances de la normativa Chilena (INN, 2003).

# 5.1 **PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO**

La respuesta inelástica de los marcos con arriostramientos excéntricos está fuertemente influenciada por la longitud del link o enlace (Ver capítulo 2.6.3). Cuando se opta por una longitud menor que  $1.6M_p/V_p$  la fluencia por corte del link dominará la respuesta inelástica, por el contrario, si la longitud es mayor que  $2.6M_p/V_p$  la flexión del link dominará la respuesta inelástica.

Para este trabajo de memoria se consideró una longitud de link que favoreciera la plastificación por corte, lo cual nos asegura una mayor disipación y estabilidad del enlace al momento de incursionar en el rango inelástico (ver capítulo 2.6.3).

## 5.1.1 Diseño de Arriostramientos

La resistencia requerida a flexión y esfuerzo normal de un arriostramiento, deberá ser la proveniente de los esfuerzos normales y los momentos inducidos por las combinaciones de cargas según el código de diseño utilizado, donde la carga sísmica es reemplazada por los esfuerzos generados por la resistencia nominal de corte esperada del enlace  $\mathbf{R}_{y}\mathbf{V}_{n}$  aumentada un 25% debido al endurecimiento por deformación. La resistencia de diseño del arriostramiento será determinada a través del método LRFD de la AISC (AISC 360, 2005) deberá ser mayor que la resistencia requerida anteriormente mencionada.

# 5.1.2 Diseño del Tramo de Viga Fuera del Link

La resistencia requerida del tramo de la viga ubicado fuera del link o enlace deberá ser calculada a partir de los esfuerzos generados por las combinaciones de cargas según el código de diseño empleado, donde la carga sísmica es reemplazada por los esfuerzos generados por **1.1** veces la

resistencia nominal de corte esperada del link  $\mathbf{R}_{\mathbf{y}}\mathbf{V}_{\mathbf{n}}$ . Para el cálculo de la resistencia de diseño de este tramo de viga, se permite multiplicar las resistencias disponibles por  $\mathbf{R}_{\mathbf{y}}$ .

## 5.1.3 Diseño de Columnas

De manera similar que el arriostramiento y la viga fuera del link, las columnas deberán ser diseñadas usando el principio de diseño por capacidad.

Los esfuerzos solicitantes en las columnas deberán ser determinados por las combinaciones de cargas estipuladas en los códigos correspondientes, reemplazando las carga sísmica por los esfuerzos generados por **1.1** veces la resistencia nominal de corte esperada de todos los enlaces o links ubicados sobre el piso en estudio.

La resistencia de diseño o disponible en las columnas serán determinadas a través del método LRFD de la especificación AISC (AISC 360, 2005).

## 5.1.4 Criterios de Diseño según LRFD (AISC 360, 2005)

## Resistencia de Compresión.

$$\boldsymbol{\phi}_{c} \mathbf{P}_{n} = \boldsymbol{\phi}_{c} \mathbf{F}_{cr} \mathbf{A}_{g} \tag{5.1.1}$$

4. Rango Inelástico ( $\lambda_c < 1.5$ ).

$$\mathbf{F}_{\rm cr} = \left(\mathbf{0.685}^{\lambda_{\rm c}^2}\right) \mathbf{F}_{\rm y} \tag{5.1.2a}$$

• Rango Elástico ( $\lambda_c > 1.5$ ).

$$\mathbf{F}_{\rm cr} = \left(\frac{\mathbf{0.877}}{\boldsymbol{\lambda}_{\rm c}^2}\right) \mathbf{F}_{\rm y} \tag{5.1.2b}$$

Donde:

$$\mathbf{\phi}_{\mathbf{c}} = 0.85.$$

$$\lambda_{c} \qquad = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_{yA}}{E}} \label{eq:lambda}$$

 $\mathbf{A}_{\mathbf{g}}$  = Área gruesa del elemento en estudio [cm²].

- $\mathbf{F}_{\mathbf{y}}$  = Tensión de fluencia del elemento en estudio [Kg_f/cm²].
- **E** = Módulo de Young o elasticidad  $[Kg_f/cm^2]$ .
- **K** = Factor de longitud efectiva de pandeo del elemento en estudio.
- **L** = Largo de pandeo del elemento en estudio [cm].
- **r** = Radio de giro del elemento en estudio [cm].

# Resistencia de Flexión.

Los perfiles del arriostramiento y tramo de viga fuera de link corresponden a secciones sismicamente compactas, por lo tanto, la resistencia a flexión queda determinada por:

$$\phi \mathbf{M}_{\mathbf{n}} = \phi \mathbf{F}_{\mathbf{y}} \mathbf{Z}_{\mathbf{x}} \tag{5.1.3}$$

Donde:

$$\begin{split} \pmb{\varphi} &= 0.9. \\ \mathbf{F}_{y} &= \text{Tensión de fluencia del elemento en estudio } [\text{Kg}_{\text{f}}/\text{cm}^{2}]. \\ \mathbf{Z}_{x} &= \text{Módulo plástico del elemento en estudio } [\text{cm}^{3}]. \end{split}$$

Se permite que la distribución del momento, en los extremos del link, hacia la viga y arriostramientos sea determinada mediante un análisis elástico. Por ejemplo si el análisis elástico bajo cargas horizontales muestra que el 80% del momento en el extremo del link es absorbido por la viga y el 20% restante por el arriostramiento, el momento máximo por plastificación del link puede ser distribuido en la misma proporción. Para propósitos de esta memoria se observó que en los marcos arriostrados excéntricos sometidos a sismos en ambas direcciones (X e Y) el **70%** del momento en los extremos del link era resistido por la viga y el **30%** restante por el arriostramiento.

## Condición de Diseño para el Tramo de Viga Fuera del Link.

$$\frac{1.1\mathbf{R}_{yb}\mathbf{M}_{V} + \mathbf{m}_{v}}{\mathbf{\phi}\mathbf{M}_{n}\mathbf{R}_{vb}} + \frac{1.1\mathbf{R}_{yb}\mathbf{N}_{V} + \mathbf{n}_{v}}{\mathbf{\phi}_{c}\mathbf{P}_{n}\mathbf{R}_{vb}} \le 1.0$$
(5.1.4)

Condición de Diseño para el Arriostramiento.

$$\frac{1.25R_{yb}M_A + m_A}{\phi M_n} + \frac{1.25R_{yb}N_A + n_A}{\phi_c P_n} \le 1.0$$
(5.1.5)

Condición de Diseño para la Columna.

$$\frac{\sum \mathbf{M}_{C} + \mathbf{m}_{C1} + \mathbf{m}_{C2}}{\boldsymbol{\phi}\mathbf{M}_{n}} + \frac{\sum \mathbf{N}_{C} + \mathbf{n}_{C}}{\boldsymbol{\phi}_{c}\mathbf{P}_{n}} \le 1.0$$
(5.1.6)

Donde:

$\mathbf{M}_{\mathbf{V}}$	= Momento máximo transmitido al tramo de viga fuera del link debido a la
	plastificación total de este último, $[T_f - m]$ .
$m_{v}$	= Momento solicitante en al tramo de viga fuera del link obtenido de la combinación
	1.2D + 0.5L + 0.2S, [T _f - m].
M _A	= Momento máximo transmitido al arriostramiento debido a la plastificación total del
	link, $[T_f - m]$ .
m _A	= Momento solicitante en el arriostramiento obtenido de la combinación $1.2D + 0.5L$
	+ 0.2S, [T _f - m].
$\Sigma M_{\rm C}$	= Momento máximo transmitido a la columna debido a la plastificación de todos los
	links sobre el nivel o piso en estudio, $[T_f - m]$ .
m _{C1}	= Momento solicitante en la columna, eje fuerte, obtenido de la combinación 1.2D +
	0.5L + 0.2S, [T _f - m].
m _{C2}	= Momento solicitante en la columna, eje débil, obtenido de la combinación 1.2D +
	0.5L + 0.2S, [T _f - m].
$\mathbf{N}_{\mathbf{v}}$	= Fuerza axial máxima transmitida al tramo de viga fuera del link debida a la
	plastificación total de este último, $[T_f]$ .
$n_{V}$	= Fuerza Axial solicitante en al tramo de viga fuera del link obtenida de la
	combinación $1.2D + 0.5L + 0.2S$ , [T _f ].
$\mathbf{N}_{\mathbf{A}}$	= Fuerza axial máxima transmitida al arriostramiento debida la plastificación total del
	enlace, [T _f ].
n _A	= Fuerza Axial solicitante en el arriostramiento obtenida de la combinación 1.2D +
	0.5L + 0.2S, [T _f ].
$\Sigma N_{\rm C}$	= Suma de fuerzas axiales máxima transmitidas a la columna debidas a la
	plastificación de todos los links sobre el nivel o piso en estudio, $[T_f]$ .
n _c	= Fuerza Axial solicitante en la columna obtenida de la combinación $1.2D + 0.5L +$
	$0.2S, [T_{\rm f}].$
$\mathbf{R}_{yb}$	= Factor que involucra la máxima resistencia del acero empleado en el diseño, (ver
	tabla 2.4.1).

# 5.1.5 Procedimiento de Diseño del Tramo de Viga Fuera del Link y Arriostramientos

Lo primero es verificar que el link sea de corte, es decir que la plastificación por corte ocurra antes que por flexión, para esto se calcula  $M_{MáxPC}$  y  $M_{MáxPF}$  y se deberá comprobar que:

$$\mathbf{M}_{\mathbf{M}\mathbf{\acute{a}xPC}} < \mathbf{M}_{\mathbf{M}\mathbf{\acute{a}xPF}} \tag{5.1.7}$$

Donde:

$$\begin{split} \mathbf{M}_{M\acute{a}xPC} &= \text{Momento máximo por plastificación por corte del link} = \frac{\mathbf{V}_{p}\mathbf{e}}{2} \text{ y la fluencia} \\ &\text{por corte } \mathbf{V}_{p} = \mathbf{0.6F}_{yb}\mathbf{A}_{wb} \,. \\ \mathbf{M}_{M\acute{a}xPF} &= \text{Momento máximo por plastificación por flexión del link} = \mathbf{F}_{yb}\mathbf{Z}_{b} \,. \end{split}$$

Una vez realizada la verificación anterior, se procede a calcular el esfuerzo axial y momento actuantes en el tramo de viga fuera del link y en el arriostramiento, como se muestra a continuación:



Figura 5.1.1: Diagrama de momento en el link.

Se debe recordar que para propósito de esta memoria se observó que la distribución del momento máximo, en el extremo del link, entre el tramo de viga fuera del enlace y el arriostramiento es 70% y 30% respectivamente.

Fuente: Elaboración Propia.



Figura 5.1.2: Cálculo de momento en el tramo de viga fuera del link y en el arriostramiento.

Fuente: Elaboración Propia.

Donde:

$$M_{V} = 0.70 M_{MaxPC}$$

$$M_{A} = 0.30 M_{MaxPC}$$

$$V_{1} = V_{3} = \frac{M_{V}}{(L-e)/2}$$

$$V_{2} = \frac{2M_{MaxPC}}{e}$$

Figura 5.1.3: Cálculo de esfuerzo axial en el arriostramiento y en el tramo de viga fuera del link.



Fuente: Elaboración Propia.

Donde:

$$V_{s} = V_{1} + V_{2}.$$

$$N_{A} = \frac{V_{s}}{\cos \theta}.$$

$$N_{V} = N_{A} \sin \theta.$$

En este trabajo de tesis, las vigas y los arriostramientos que conforman los pórticos arriostrados excéntricamente se conectan a la columna mediante uniones flexibles, es decir, no existe un traspaso de momento de estos elementos hacia las columnas. Por lo tanto, las columnas son solicitadas sólo por la suma de fuerzas axiales de compresión, inducidas por la completa plastificación de todos los links sobre el piso en estudio.

Podemos afirmar que:

 $\Sigma \mathbf{M}_{c} = 0$  $\Sigma \mathbf{N}_{c} = \sum_{1}^{n} \mathbf{1.1R}_{yb} \mathbf{V}_{s} + \mathbf{1.1R}_{yb} \mathbf{V}_{1}, \text{ donde n es el número de pisos sobre el nivel en estudio,}$ 

 $[T_f]$ . El segundo termino de esta formula considera la carga axial transmitida por la viga hacia la columna del piso en análisis.

**m_{C2}** = 0

## 5.1.6 Ángulo de Rotación del Link

Como se explicó en el capítulo 2.6.3, el ángulo de rotación del link  $(\Upsilon_p)$  es el ángulo de rotación plástica entre el link y el tramo de viga fuera de él. Este puede ser estimado asumiendo que el pórtico se deformará como un mecanismo rígido-plástico, ver figura 5.1.4.

El ángulo de rotación del link puede ser relacionado al desplazamiento angular plástico mediante la siguiente ecuación:

$$\gamma_{\rm p} = \frac{\rm L}{\rm e} \theta_{\rm p} = \frac{\rm L}{\rm e} \frac{\Delta_{\rm p}}{\rm h}$$
(5.1.8)

## Figura 5.1.4: Mecanismo rígido – plástico.



Fuente: AISC 341, 2005.

Alternativamente la Seismic Provisions (AISC 341, 2005) permite que el desplazamiento plástico del piso ( $\Delta_p$ ) sea asumido, de manera conservadora, como el desplazamiento relativo de diseño del nivel donde se encuentra el link en estudio.

El desplazamiento de diseño corresponde al desplazamiento de la estructura debido a la acción sísmica, incluyendo los efectos de la respuesta inelástica. La normativa Chilena específicamente la Nch2369.Of2003 (INN, 2003) permite que este valor pueda ser considerado como el desplazamiento relativo entre pisos consecutivos obtenidos del análisis modal espectral empleando el espectro elástico, es decir, el espectro no reducido.

El ángulo de rotación del link no deberá exceder los siguientes valores:

- a) 0.08 radianes para longitudes de link menores o iguales a  $1.6M_p/V_p$ .
- b) 0.02 radianes para longitudes de link mayores o iguales a  $2.6M_p/V_p$ .
- c) Para longitudes de link comprendidas entre  $1.6M_p/V_p$  y  $2.6M_p/V_p$  el valor debe ser determinado por interpolación lineal entre los valores especificados en a) y b).

Para efectos de esta verificación se considerará el desplazamiento horizontal plástico relativo ( $\Delta p$ ) como el desplazamiento relativo entre arriostramientos excéntricos, de pisos consecutivos, obtenido del análisis modal espectral empleando el espectro elástico para ambas direcciones de análisis (X e Y).

# 5.2 DISEÑO DE MARCOS EXCÉNTRICOS - DIRECCIÓN DE ANÁLISIS X

# 5.2.1 Arriostramientos Excéntricos Ejes A y F – Pisos 11 al 15

Longitud de Enlace o Link.

Viga 8 x 67.

$$e \le 1.6 \frac{M_p}{V_p}$$

$$e \le 1.6 \cdot \frac{40.46}{55.58} \approx 1.16 [m]$$

Donde:

 $= 3518 \, [Kg_f/cm^2].$ F_{vb}  $= 1150 [cm^{3}].$ Z_{bx} d_b = 229 [mm]. = 23.7 [mm]. t_{fb} = 14.5 [mm]. t_{wb} =  $(d_b - 2 t_{fb}) t_{wb} \approx 26.33 \text{ [cm²]}.$ A_{wb} = **0.6**  $\mathbf{F}_{yb} \mathbf{A}_{wb} \approx 55.58 \ [T_{f}]$ . Vp =  $\mathbf{F_{yb}} \mathbf{Z_{bx}} \approx 40.46 \ [T_{f} - m].$ M_p

: Se optó por una longitud de link e = 1.0 [m].

# Datos de Diseño:

-Perfil de la Viga	<b>:</b> W8 x 67.
-Acero de la Viga	: A572.Gr50.
-R _{yb}	<b>:</b> 1.1.
-Perfil del Arriostramiento	<b>:</b> W8 x 67.
-Acero del Arriostramiento	: A572.Gr50.

-Perfil Columna	<b>:</b> W14 x 462.
-Acero Columna	: A572.Gr50.
-Longitud de Vano (L)	: 600 [cm].
-Longitud del Link (e)	<b>:</b> 100 [cm].
-Longitud del Arriostramiento	: 383 [cm].
-m _v	<b>:</b> 0.94 [T _f -m].
-n _v	:0
-m _A	<b>:</b> 0.189 [T _f -m].
-n _A	<b>:</b> 5.20 [T _f ].
-ө	<b>:</b> 40.76°

Tabla 5.2.1: Cálculo de esfuerzos debido a la plastificación del link dirección X – Ejes A y F, pisos 11 al 15.

Cálculo	Valor	Unidad
M _{MáxPC}	27.79	[T _f - m]
M _{MáxPF}	40.46	[T _f - m]
$M_{ m V}$	19.45	[T _f - m]
M _A	8.34	[T _f - m]
$\mathbf{V}_1 = \mathbf{V}_3$	7.78	[T _f ]
$V_2$	55.58	[T _f ]
V _S	63.36	[T _f ]
N _A	83.65	[T _f ]
$N_{V}$	54.61	[T _f ]

Fuente: Elaboración Propia.

$$M_{MAX}PC < M_{MAX}PF$$

$$27.79[T_f - m] < 40.46[T_f - m]$$
 [Ok]

"La Respuesta Inelástica es Controlada por la Plastificación por Corte del Link"

# Condición de Diseño para el Tramo de Viga Fuera del Link.

<u>Viga W8 x 67.</u>

 $-\phi_c P_n = 330.41 \text{ [Tf]}.$  $-\phi M_n = 36.41 \text{ [Tf -m]}.$ 

 $\frac{1.1R_{yb}M_{V} + m_{v}}{\phi M_{n}R_{yb}} + \frac{1.1R_{yb}N_{V} + n_{v}}{\phi_{c}P_{n}R_{yb}} \le 1.0$ 

 $\frac{1.1 \bullet 1.1 \bullet 19.45 + 0.94}{36.41 \bullet 1.1} + \frac{1.1 \bullet 1.1 \bullet 54.61 + 0}{330.41 \bullet 1.1} \leq 1.0$ 

0.795 < 1.0

Condición de Diseño para el Arriostramiento.

<u>Arriostramiento W8 x 67.</u>

 $-\phi_{\rm c}P_{\rm n} = 273.96 \ [T_{\rm f}].$ 

 $-\phi M_n = 36.41 [T_f - m].$ 

 $\frac{1.25R_{yb}M_{A} + m_{A}}{\phi M_{n}} + \frac{1.25R_{yb}N_{A} + n_{A}}{\phi_{c}P_{n}} \le 1.0$ 

 $\frac{1.25 \bullet 1.1 \bullet 8.34 + 0.189}{36.41} + \frac{1.25 \bullet 1.1 \bullet 83.65 + 5.20}{273.96} \le 1.0$ 

[**O**k]

# Condición de Diseño para la Columna.

Los esfuerzos solicitantes en la columna deberán ser determinados por las combinaciones de cargas (AISC 360, 2005), descritas en el capítulo 3.2.8, reemplazando las carga sísmica (S) por los esfuerzos generados por 1.1 veces la resistencia nominal de corte esperada ( $R_yV_n$ ) de todos los enlaces o links ubicados sobre el piso en estudio (Incluido).

Para efecto de esta verificación se empleará el caso más desfavorable que corresponde a la columna del piso 11.

Columna W14x426.

 $-\phi_{\rm c}P_{\rm n} = 2296.09 \ [T_{\rm f}].$ 

-Fuerza de Compresión Solicitante (Combinaciones de carga LRFD sin considerar sismo)

 $-n_{\rm C} = 82.32$  [Tf].

-Fuerza de Compresión Solicitante (Plastificación total del Link - Pisos 11 al 15)

 $-\Sigma N_{\rm C} = 1.1 R_{\rm yb} V_{\rm s} \cdot 4 + 1.1 R_{\rm yb} V_{\rm 1} = 1.1 \cdot 1.1 \cdot 63.36 \cdot 4 + 1.1 \cdot 1.1 \cdot 7.78 \approx 316.08 [T_{\rm f}]$ 

$$\frac{n_{\rm C} + \sum N_{\rm C}}{\phi_{\rm c} P_{\rm n}} \le 1.0$$

$$\frac{82.32 + 316.08}{2296.09} \le 1.0$$

$$0.174 \le 1.0$$
[Ok]

Nota: Por la configuración, condiciones de borde y apoyo los arriostramientos excéntricos transmiten sólo esfuerzo axial hacia la columna.

_ _

# Ángulo de Rotación del Link.

Nivel	Δ Absoluto	$\Delta$ Relativo
[-]	[cm]	[cm]
Piso 15	39.350	2.077
Piso 14	37.273	2.365
Piso 13	34.908	2.665
Piso 12	32.243	2.872
Piso 11	29.371	2.906

Tabla 5.2.2: Desplazamientos laterales pisos 11 al 15 (Absolutos y Relativos). Medido en los
Arriostramientos ejes A y F - Análisis sísmico dirección X, con Espectro Elástico.

Fuente: Elaboración Propia.

Para efecto de esta verificación se adoptará el desplazamiento relativo mayor obtenido de la tabla 5.2.2.

$$\gamma_{\rm p} = \frac{L}{\rm e} \frac{\Delta_{\rm p}}{\rm h} = \frac{600}{100} \cdot \frac{2.906}{290} \approx 0.0601 [rad]$$

Donde:

L = 600 [cm].  
h = 290 [cm].  
e = 100 [cm].  

$$\Delta_p$$
 = 2.906 [cm].

Condición:

Para 
$$e < 1.6 \frac{M_p}{V_p}$$

 $\Upsilon_p < 0.08 \text{ [rad]}$ 

## Atiesadores de Rigidez en el Alma del Link.

Deberán proveerse atiesadores en toda la altura del alma del link, en los extremos del mismo a ambos lados del alma. Estos deberán tener un ancho combinado no menor a ( $b_{fb}$ -2  $t_{wb}$ ) = 181 [mm] y un espesor no menor que el mayor de los siguientes valores 0.75  $t_{wb} \approx 10.88$  [mm] y 10 [mm].

Se emplearan atiesadores de dimensión:

## 181 x 95 x 12 [mm]

Para longitudes de enlace  $1.6M_p/V_p$  o menores, se proveerán atiesadores intermedios de alma cuyo espesor no deberá ser menor que el mayor valor entre  $t_w$  y 10 [mm], separados a intervalos que no superen los valores siguientes:

- Para un ángulo de rotación del link de **0.08 [rad]**:  $30t_{wb} d_b/5 \approx 389$  [mm].
- Para un ángulo de rotación de **0.02 [rad]** o menor:  $52t_{wb} d_b/5 \approx 708$  [mm].
- Se deberá usar interpolación lineal para valores de ángulos comprendidos entre 0.08 y 0.02.

Donde:

 $d_b = 229 \text{ [mm]}.$   $b_{fb} = 210 \text{ [mm]}.$  $t_{wb} = 14.5 \text{ [mm]}.$ 

$$0.02[rad] < \gamma_{p} < 0.08[rad]$$

# 0.02[rad] < 0.0601 < 0.08[rad]

Interpolando obtenemos que los atiesadores deberán estar separados a una distancia máxima de 495[mm].

Se emplearán dos atiesadores intermedios de dimensiones 181 x 95 x 16 [mm], separados a 300 [mm]. y distanciados a 350 [mm] de los atiesadores ubicados en los extremos del link.

# Arriostramiento Lateral en el Link o Enlace.

Se deberá arriostrar ambas alas del link en sus extremos para soportar una fuerza de compresión (LRFD) igual a:

$$P_{b} = 0.06 \frac{R_{yb} Z_{bx} F_{yb}}{d_{b} - t_{fb}} = 0.06 \cdot \frac{1.1 \cdot 1150 \cdot 3.518}{22.9 - 2.37} \approx 13 [T_{f}]$$

La Seismic Provisions (AISC 341, 2005) permite omitir el arriostramiento en el ala superior si los marcos excéntricos están conectados a losas de hormigón. Para efectos de esta memoria sólo se requerirá arriostrar el ala inferior del link debido a que la losa de hormigón provee de un adecuado arriostramiento al ala superior.



Figura 5.2.1: Detalle arriostramiento excéntrico. Ejes A y F – Pisos 11 al 15.

Fuente: Elaboración Propia.

# 5.2.2 Arriostramiento Excéntrico Ejes A y F – Pisos 1 al 10

# Longitud de Enlace o Link.

Viga 16 x 89.

$$e \le 1.6 \frac{M_p}{V_p}$$

$$e \le 1.6 \cdot \frac{100.26}{106.84} \approx 1.50 [m]$$

Donde:

$$\begin{array}{lll} {\bf F_{yb}} & = 3518 \ [{\rm Kg_f}/{\rm cm}^2]. \\ {\bf Z_{bx}} & = 2850 \ [{\rm cm}^3]. \\ {\bf d_b} & = 425 \ [{\rm mm}]. \\ {\bf t_{fb}} & = 22.2 \ [{\rm mm}]. \\ {\bf t_{wb}} & = 13.3 \ [{\rm mm}]. \\ {\bf A_{wb}} & = ({\bf d_b} - 2 \ {\bf t_{fb}}) \ {\bf t_{wb}} \approx 50.62 \ [{\rm cm}^2]. \\ {\bf V_p} & = {\bf 0.6 \ F_{yb} \ A_{wb}} \approx 106.85 \ [{\rm T_f}]. \\ {\bf M_p} & = {\bf F_{yb} \ {\bf Z_{bx}}} \approx 100.26 \ [{\rm T_f} - {\rm m}]. \end{array}$$

: Se optó por una longitud de link e = 1.0 [m].

# Datos de Diseño:

-Perfil de la Viga	<b>:</b> W16 x 89.
-Acero de la Viga	: A572.Gr50.
-R _{yb}	<b>:</b> 1.1.
-Perfil del Arriostramiento	<b>:</b> W10 x 88.
-Acero del Arriostramiento	: A572.Gr50.
-Perfil Columna	<b>:</b> W14 x 500.
-Acero Columna	: A572.Gr50.
-Longitud de Vano (L)	: 600 [cm].
-Longitud del Link (e)	: 100 [cm].
-Longitud del Arriostramiento	: 383 [cm].

-m _v	<b>:</b> 1.79 [T _f -m].
-n _v	:0
-m _A	<b>:</b> 0.11 [T _f -m].
-n _A	<b>:</b> 5.74 [T _f ].
-0	<b>:</b> 40.76°

Tabla 5.2.3: Cálculo de esfuerzos debido a la plastificación del link dirección X –	Ejes A y F, Pisos 1
al 10.	

Cálculo	Valor	Unidad
M _{MáxPC}	53.45	[T _f - m]
M _{MáxPF}	100.26	[T _f - m]
$M_V$	37.42	[T _f - m]
$\mathbf{M}_{\mathbf{A}}$	16.03	[T _f - m]
$V_1 = V_3$	14.97	[T _f ]
$V_2$	106.85	[T _f ]
$\mathbf{V_S}$	121.83	[T _f ]
N _A	160.84	[T _f ]
Nv	105.02	[T _f ]

Fuente: Elaboración Propia.

$$53.45[T_f - m] < 100.26[T_f - m]$$
 [Ok]

"La Respuesta Inelástica es Controlada por la Plastificación por Corte del Link"

[Ok]

# Condición de Diseño para el Tramo de Viga Fuera del Link.

<u>Viga W16 x 89.</u> -**φ**_c**P**_n = 457.03 [T_f].

 $-\phi M_n = 90.24 [T_f - m].$ 

 $\frac{1.1 R_{yb} M_V + m_v}{\phi M_n R_{yb}} + \frac{1.1 R_{yb} N_V + n_v}{\phi_c P_n R_{yb}} \le 1.0$ 

$$\frac{1.1 \cdot 1.1 \cdot 37.42 + 1.79}{90.24 \cdot 1.1} + \frac{1.1 \cdot 1.1 \cdot 105.02 + 0}{457.03 \cdot 1.1} \le 1.0$$

Condición de Diseño para el Arriostramiento.

<u>Arriostramiento W10 x 88.</u>

$$-\phi_{\rm c}P_{\rm n} = 404.36 \ [{\rm T}_{\rm f}].$$

 $-\phi M_n = 58.57 [T_f - m].$ 

$$\frac{1.25R_{yb}M_{A} + m_{A}}{\phi M_{n}} + \frac{1.25R_{yb}N_{A} + n_{A}}{\phi_{c}P_{n}} \le 1.0$$

$$\frac{1.25 \bullet 1.1 \bullet 16.03 + 0.11}{58.57} + \frac{1.25 \bullet 1.1 \bullet 160.84 + 5.74}{404.36} \le 1.0$$

# Condición de Diseño para la Columna.

Los esfuerzos solicitantes en la columna deberán ser determinados por las combinaciones de cargas (AISC 360, 2005), descritas en el capítulo 3.2.8, reemplazando las carga sísmica (E) por los esfuerzos generados por 1.1 veces la resistencia nominal de corte esperada ( $R_yV_n$ ) de todos los enlaces o links ubicados sobre el piso en estudio (Incluido).

Para efecto de esta verificación se empleará el caso más desfavorable que corresponde a la columna del primer piso.

Columna W14x500.

 $-\phi_{\rm c}P_{\rm n} = 2705.02 \ [T_{\rm f}].$ 

-Fuerza de Compresión Solicitante (Combinaciones de carga LRFD sin considerar sismo)

 $-n_{\rm C} = 266.16$  [Tf].

-Fuerza de Compresión Solicitante (Plastificación total del Link - Pisos 1 al 10 y 11 al 15).

$$-\Sigma \mathbf{N}_{C} = (1.1 \mathbf{R}_{yb} \mathbf{V}_{s} \bullet 5) + (1.1 \mathbf{R}_{yb} \mathbf{V}_{s} \bullet 9 + 1.1 \mathbf{R}_{yb} \mathbf{V}_{1})$$
$$(1.1 \bullet 1.1 \bullet 63.36 \bullet 5) + (1.1 \bullet 1.1 \bullet 121.83 \bullet 9 + 1.1 \bullet 1.1 \bullet 14.97) \approx 1728.17 [\mathbf{T}_{f}]$$

$$\frac{n_{\rm C} + \sum N_{\rm C}}{\phi_{\rm c} P_{\rm n}} \le 1.0$$

$$\frac{266.16 + 1728.17}{2705.02} \le 1.0$$

$$0.737 \le 1.0$$
[Ok]

Nota: Por la configuración, condiciones de borde y apoyo los arriostramientos excéntricos transmiten sólo esfuerzo axial hacia la columna.
#### Ángulo de Rotación del Link.

Nivel	Δ Absoluto	$\Delta$ Relativo
[-]	[cm]	[cm]
Piso 10	26.465	2.751
Piso 09	23.714	2.744
Piso 08	20.970	2.787
Piso 07	18.183	2.835
Piso 06	15.347	2.872
Piso 05	12.476	2.894
Piso 04	9.582	2.882
Piso 03	6.699	2.797
Piso 02	3.903	2.510
Piso 01	1.392	1.392

Tabla 5.2.4: Desplazamientos laterales pisos 1 al 10 (Absolutos y Relativos). Medido en los arriostramientos ejes A y F - Análisis sísmico en dirección X, con espectro elástico.

Fuente: Elaboración Propia.

Para efecto de esta verificación se adoptará el desplazamiento relativo mayor obtenido de la tabla 5.2.4.

$$\gamma_{\rm p} = \frac{L}{\rm e} \frac{\Delta_{\rm p}}{\rm h} = \frac{600}{100} \cdot \frac{2.894}{290} \approx 0.0599 [rad]$$

Donde:

$$L = 600 \text{ [cm].}$$

$$h = 290 \text{ [cm].}$$

$$e = 100 \text{ [cm].}$$

$$\Delta_{p} = 2.894 \text{ [cm].}$$

Condición:

Para 
$$e < 1.6 \frac{M_p}{V_p}$$

 $\Upsilon_p < 0.08 \text{ [rad]}$ 

#### Atiesadores de Rigidez en el Alma del Link.

Deberán proveerse atiesadores en toda la altura del alma del link, en los extremos del mismo a ambos lados del alma. Estos deberán tener un ancho combinado no menor a ( $b_{fb}$ -2  $t_{wb}$ ) = 236.4 [mm] y un espesor no menor que el mayor de los siguientes valores 0.75  $t_{wb} \approx 9.98$  [mm] y 10 [mm].

Se emplearan atiesadores de dimensión:

#### 225 x 120 x 10 [mm]

Para longitudes de enlace  $1.6M_p/V_p$  o menores, se proveerán atiesadores intermedios de alma cuyo espesor no deberá ser menor que el mayor valor entre t_{wb} y 10 [mm], separados a intervalos que no superen los valores siguientes:

- Para un ángulo de rotación del link de **0.08 [rad]**:  $30t_{wb} d_b/5 = 314$  [mm].
- Para un ángulo de rotación de **0.02 [rad]** o menor:  $52t_{wb} d_b/5 = 606.6$  [mm].
- Se deberá usar interpolación lineal para valores de ángulos comprendidos entre 0.08 y 0.02 [rad].

Donde:

 $d_b = 425 \text{ [mm]}.$   $b_{fb} = 263 \text{ [mm]}.$  $t_{wb} = 13.3 \text{ [mm]}.$ 

 $0.02[rad] < \gamma_p < 0.08[rad]$ 

Interpolando obtenemos que los atiesadores deberán estar separados a una distancia máxima de 412 [mm]

Se emplearán dos atiesadores intermedios de dimensiones 225 x 120 x 14 [mm], separados a 300 [mm] y distanciados a 350 [mm] de los atiesadores ubicados en los extremos del link.

#### Arriostramiento Lateral en el Link o Enlace.

Se deberá arriostrar ambas alas del link en sus extremos para soportar una fuerza de compresión (LRFD) igual a:

$$P_{b} = 0.06 \frac{R_{yb} Z_{bx} F_{yb}}{d_{b} - t_{fb}} = 0.06 \cdot \frac{1.1 \cdot 2850 \cdot 3.518}{42.5 - 2.22} \approx 16.43 [T_{f}]$$

La Seismic Provisions (AISC 341, 2005) permite omitir el arriostramiento en el ala superior si los marcos excéntricos están conectados a losas de hormigón. Para efectos de esta memoria sólo se requerirá arriostrar el ala inferior del link debido a que la losa de hormigón provee de un adecuado arriostramiento al ala superior.



Figura 5.2.2: Detalle arriostramiento excéntrico. Ejes A y F – Pisos 1 al 10.

Fuente: Elaboración Propia.

#### 5.2.3 Arriostramientos Excéntricos Ejes C y E – Pisos 1 al 15

#### Longitud de Enlace o Link.

Viga 8 x 67.

$$e \le 1.6 \frac{M_p}{V_p}$$

$$e \le 1.6 \cdot \frac{40.46}{55.58} \approx 1.16 [m]$$

Donde:

$$\begin{array}{lll} {\bf F_{yb}} & = 3518 \; [{\rm Kg_f}/{\rm cm}^2]. \\ {\bf Z_{bx}} & = 1150 \; [{\rm cm}^3]. \\ {\bf d_b} & = 229 \; [{\rm mm}]. \\ {\bf t_{fb}} & = 23.7 \; [{\rm mm}]. \\ {\bf t_{wb}} & = 14.5 \; [{\rm mm}]. \\ {\bf A_{wb}} & = ({\bf d_b} - 2 \; {\bf t_{fb}}) \; {\bf t_{wb}} \approx 26.33 \; [{\rm cm}^2]. \\ {\bf V_p} & = {\bf 0.6 \; F_{yb} \; {\bf A_{wb}} \approx 55.58 \; [{\rm T_f}]. \\ {\bf M_p} & = {\bf F_{yb} \; {\bf Z_{bx}} \approx 40.46 \; [{\rm T_f} - m]. \end{array}$$

: Se optó por una longitud de link e = 1.0 [m].

#### Datos de Diseño:

-Perfil de la Viga	<b>:</b> W8 x 67.
-Acero de la Viga	: A572.Gr50.
-R _{yb}	<b>:</b> 1.1.
-Perfil del Arriostramiento	<b>:</b> W8 x 67.
-Acero del Arriostramiento	: A572.Gr50.
-Perfil Columna	<b>:</b> W14 x 665.
-Acero Columna	: A572.Gr50.
-Longitud de Vano (L)	: 375 [cm].
-Longitud del Link (e)	<b>:</b> 100 [cm].
-Longitud del Arriostramiento	: 321 [cm].

-m _v	<b>:</b> 0.36 [T _f -m].
-n _v	:0
-m _A	: 0.06 [T _f -m].
-n _A	<b>:</b> 1.85 [T _f ].
-0	<b>:</b> 25.37°

Tabla 5.2.5: Cálculo de esfuerzos debido a la plastificación del link dirección X –	Ejes C y E, Pisos 1
al 15.	

Cálculo	Valor	Unidad
M _{MáxPC}	27.79	[T _f - m]
M _{MáxPF}	40.46	[T _f - m]
${f M_V}$	19.45	[T _f - m]
$\mathbf{M}_{\mathbf{A}}$	8.34	[T _f - m]
$V_1 = V_3$	14.15	[T _f ]
$V_2$	55.58	[T _f ]
$\mathbf{V_S}$	69.73	[T _f ]
N _A	77.17	[T _f ]
N _V	33.07	[T _f ]

Fuente: Elaboración Propia.

$$M_{MAX}PC < M_{MAX}PF$$

$$27.79[T_f - m] < 40.46[T_f - m]$$
 [Ok]

"La Respuesta Inelástica es Controlada por la Plastificación por Corte del Link"

[Ok]

#### Condición de Diseño para el Tramo de Viga Fuera del Link.

<u>Viga W8  $\times$  67.</u> - $\phi_c P_n = 364.1 [T_f].$ - $\phi M_n = 36.41 [T_f - m].$ 

 $\frac{1.1 R_{yb} M_V + m_v}{\phi M_n R_{yb}} + \frac{1.1 R_{yb} N_V + n_v}{\phi_c P_n R_{yb}} \le 1.0$ 

$$\frac{1.1 \bullet 1.1 \bullet 19.45 + 0.36}{36.41 \bullet 1.1} + \frac{1.1 \bullet 1.1 \bullet 33.07 + 0}{364.1 \bullet 1.1} \le 1.0$$

Condición de Diseño para el Arriostramiento.

Arriostramiento W8 x 67.

 $-\phi_{c}P_{n} = 301.9 [T_{f}].$  $-\phi M_{n} = 36.41 [T_{f}-m].$ 

$$\frac{1.25R_{yb}M_A + m_A}{\phi M_n} + \frac{1.25R_{yb}N_A + n_A}{\phi_c P_n} \le 1.0$$
$$\frac{1.25 \cdot 1.1 \cdot 8.34 + 0.06}{36.41} + \frac{1.25 \cdot 1.1 \cdot 77.17 + 1.85}{301.9} \le 1.0$$

Nota: La columna está conectada a arriostramientos excéntricos en sentido X e Y, por lo tanto, esta será verificada una vez obtenidos los esfuerzos por plastificación de los enlaces en el eje Y.

#### Ángulo de Rotación del Link.

Nivel	Δ Absoluto	$\Delta$ Relativo
[-]	[cm]	[cm]
Piso 15	36.774	1.922
Piso 14	34.853	2.177
Piso 13	32.675	2.455
Piso 12	30.221	2.654
Piso 11	27.566	2.708
Piso 10	24.859	2.585
Piso 09	22.274	2.582
Piso 08	19.692	2.623
Piso 07	17.069	2.665
Piso 06	14.404	2.699
Piso 05	11.705	2.718
Piso 04	8.986	2.705
Piso 03	6.281	2.623
Piso 02	3.658	2.354
Piso 01	1.304	1.304

Tabla 5.2.6: Desplazamientos laterales pisos 1 al 15 (Absolutos y Relativos). Medido en los arriostramientos ejes C y E - Análisis Sísmico en Dirección X, con Espectro Elástico.

Fuente: Elaboración Propia.

Para efecto de esta verificación se adoptará el desplazamiento relativo mayor obtenido de la tabla 5.2.6.

$$\gamma_{\rm p} = \frac{L}{\rm e} \frac{\Delta_{\rm p}}{\rm h} = \frac{375}{100} \cdot \frac{2.718}{290} \approx 0.0351 [rad]$$

Donde:

Condición:

Para  $e < 1.6 \frac{M_p}{V_p}$ 

 $\Upsilon_p < 0.08 \text{ [rad]}$ 

#### Atiesadores de Rigidez en el Alma del Link.

Deberán proveerse atiesadores en toda la altura del alma del link, en los extremos del mismo a ambos lados del alma. Estos deberán tener un ancho combinado no menor a ( $b_{fb}$ -2  $t_{wb}$ ) = 181 [mm] y un espesor no menor que el mayor de los siguientes valores 0.75  $t_{wb} \approx 10.88$  [mm] y 10 [mm].

Se emplearan atiesadores de dimensión:

#### 181 x 95 x 12 [mm]

Para longitudes de enlace  $1.6M_p/V_p$  o menores, se proveerán atiesadores intermedios de alma cuyo espesor no deberá ser menor que el mayor valor entre t_w y 10 [mm], separados a intervalos que no superen los valores siguientes:

- Para un ángulo de rotación del link de **0.08 [rad]**:  $30t_{wb} d_b/5 \approx 389$  [mm].
- Para un ángulo de rotación de **0.02 [rad]** o menor:  $52t_{wb} d_b/5 \approx 708$  [mm].
- Se deberá usar interpolación lineal para valores de ángulos comprendidos entre 0.08 y 0.02 [rad].

Donde:

$$0.02[rad] < \gamma_{p} < 0.08[rad]$$

: Los atiesadores deberán estar separados a una distancia máxima de 628[mm].

Se emplearán dos atiesadores intermedios de dimensiones 181 x 95 x 16 [mm], separados a 300 [mm] y distanciados a 350 [mm] de los atiesadores ubicados en los extremos del link.

#### Arriostramiento Lateral en el Link o Enlace.

Se deberá arriostrar ambas alas del link en sus extremos para soportar una fuerza de compresión (LRFD) igual a:

$$P_{b} = 0.06 \frac{R_{yb} Z_{bx} F_{yb}}{d_{b} - t_{fb}} = 0.06 \cdot \frac{1.1 \cdot 1150 \cdot 3.518}{22.9 - 2.37} \approx 13 [T_{f}]$$

La Seismic Provisions (AISC 341, 2005) permite omitir el arriostramiento en el ala superior si los marcos excéntricos están conectados a losas de hormigón. Para efectos de esta memoria sólo se requerirá arriostrar el ala inferior del link debido a que la losa de hormigón provee de un adecuado arriostramiento al ala superior.



Figura 5.2.3: Detalle arriostramiento excéntrico. Ejes C y E – Pisos 1 al 15.

Fuente: Elaboración Propia.

### 5.3 DISEÑO DE MARCOS EXCÉNTRICOS – DIRECCIÓN DE ANÁLISIS Y.

#### 5.3.1 Arriostramiento Excéntrico Ejes 3 y 5 – Pisos 1 al 15.

Longitud de Enlace o Link.

Viga 14 x 82.

$$e \le 1.6 \frac{M_p}{V_p}$$

$$e \le 1.6 \cdot \frac{79.86}{87.70} \approx 1.46 [m]$$

Donde:

 $= 3518 \, [Kg_f/cm^2].$ F_{yb}  $= 2270 \ [cm^3].$ Z_{bx} d_b = 363 [mm]. = 21.7 [mm]. t_{fb} = 13 [mm]. t_{wb} =  $(d_b - 2 t_{fb}) t_{wb} \approx 41.55 \text{ [cm²]}.$ A_{wb} = 0.6  $F_{yb} A_{wb} \approx 87.70 [T_f]$ . V_p =  $\mathbf{F}_{\mathbf{vb}} \mathbf{Z}_{\mathbf{bx}} \approx 79.86 \ [T_{\mathrm{f}} - \mathrm{m}].$ M_p

: Se optó por una longitud de link e = 1.0 [m].

#### Datos de Diseño:

-Perfil de la Viga	<b>:</b> W14 x 82.
-Acero de la Viga	: A572.Gr50.
-R _{yb}	<b>:</b> 1.1.
-Perfil del Arriostramiento	<b>:</b> W14 x 68.
-Acero del Arriostramiento	: A572.Gr50.
-Perfil Columna	<b>:</b> W14x 665.
-Acero Columna	: A572.Gr50.

-Longitud de Vano (L)	<b>:</b> 500 [cm].
-Longitud del Link (e)	<b>:</b> 100 [cm].
-Longitud del Arriostramiento	: 352 [cm].
-m _v	<b>:</b> 1.21 [T _f -m].
-n _v	:0
-m _A	: 0.31 [T _f -m].
-n _A	<b>:</b> 3.95 [T _f ].
-0	<b>:</b> 34.59°

Tabla 5.3.1: Cálculo de esfuerzos debido a la plastificación del link dirección Y – Ejes 3 y 5, Pisos 1 al 15.

Cálculo	Valor	Unidad
M _{MáxPC}	43.85	[T _f - m]
M _{MáxPF}	79.86	[T _f - m]
$\mathbf{M}_{\mathbf{V}}$	30.70	[T _f - m]
$\mathbf{M}_{\mathbf{A}}$	13.16	[T _f - m]
$V_1 = V_3$	15.35	[T _f ]
$V_2$	87.70	[ T _f ]
$\mathbf{V_S}$	103.05	[T _f ]
N _A	125.18	[T _f ]
N _V	71.06	[ T _f ]

Fuente: Elaboración Propia.

$$M_{MAX}PC < M_{MAX}PF$$

$$43.85[T_{\rm f}-m] < 79.86[T_{\rm f}-m]$$

"La Respuesta Inelástica es Controlada por la Plastificación por Corte del Link"

[Ok]

#### Condición de Diseño para el Tramo de Viga Fuera del Link.

<u>Viga W14  $\times$  82.</u> - $\phi_c P_n = 434.44 [T_f].$ - $\phi M_n = 71.87 [T_f -m].$ 

 $\frac{1.1 R_{yb} M_V + m_v}{\phi M_n R_{yb}} + \frac{1.1 R_{yb} N_V + n_v}{\phi_c P_n R_{yb}} \le 1.0$ 

$$\frac{1.1 \cdot 1.1 \cdot 30.70 + 1.21}{71.87 \cdot 1.1} + \frac{1.1 \cdot 1.1 \cdot 71.06 + 0}{434.44 \cdot 1.1} \le 1.0$$

Condición de Diseño para el Arriostramiento.

<u>Arriostramiento W14 x 68.</u>

 $-\phi_{c}P_{n} = 314.74 \ [T_{f}].$  $-\phi M_{n} = 59.52 \ [T_{f}-m].$ 

$$\frac{1.25R_{yb}M_{A} + m_{A}}{\phi M_{n}} + \frac{1.25R_{yb}N_{A} + n_{A}}{\phi_{c}P_{n}} \le 1.0$$

$$\frac{1.25 \bullet 1.1 \bullet 13.16 + 0.31}{59.52} + \frac{1.25 \bullet 1.1 \bullet 125.18 + 3.95}{314.74} \le 1.0$$

#### Condición de Diseño para la Columna.

Los esfuerzos solicitantes en la columna deberán ser determinados por las combinaciones de cargas (AISC 360, 2005), descritas en el capítulo 3.2.8, reemplazando las carga sísmica (S) por los esfuerzos generados por 1.1 veces la resistencia nominal de corte esperada ( $R_yV_n$ ) de todos los enlaces o links ubicados sobre el piso en estudio (Incluido)

Para efecto de esta verificación se empleará el caso más desfavorable que corresponde a la columna del primer piso. Conectada a arrisotramientos excéntricos en sentido X e Y.

Columna W14x665.

$$-\phi_{\rm c}P_{\rm n} = 3620.21 \ [T_{\rm f}].$$

-Fuerza de Compresión Solicitante (Combinaciones de carga LRFD sin considerar sismo)

$$-n_{\rm C} = 312.74$$
 [Tf].

-Fuerza de Compresión Solicitante (Plastificación total del Link Ejes X e Y – Pisos 1 al 15)

$$-\Sigma \mathbf{N}_{C} = (1.1 \mathbf{R}_{yb} \mathbf{V}_{sx} \cdot 14 + 1.1 \mathbf{R}_{yb} \mathbf{V}_{1x}) + (1.1 \mathbf{R}_{yb} \mathbf{V}_{sy} \cdot 14 + 1.1 \mathbf{R}_{yb} \mathbf{V}_{1y})$$
  
(1.1 \cdot 1.1 \cdot 69.73 \cdot 14 + 1.1 \cdot 1.1 \cdot 14.15) + (1.1 \cdot 1.1 \cdot 87.70 \cdot 14 + 1.1 \cdot 1.1 \cdot 15.35) \approx 2702.56 [T_f]

$$\frac{\mathbf{n}_{\mathrm{C}} + \sum \mathbf{N}_{\mathrm{C}}}{\boldsymbol{\phi}_{\mathrm{c}} \mathbf{P}_{\mathrm{n}}} \le 1.0$$

$$\frac{312.74 + 2702.56}{3620.21} \le 1.0$$

Nota: Por la configuración, condiciones de borde y apoyo los arriostramientos excéntricos transmiten sólo esfuerzo axial hacia la columna.

#### Ángulo de Rotación del Link.

Nivel	Δ Absoluto	$\Delta$ Relativo
[-]	[cm]	[cm]
Piso 15	35.211	1.534
Piso 14	33.678	1.811
Piso 13	31.866	2.088
Piso 12	29.778	2.291
Piso 11	27.487	2.356
Piso 10	25.132	2.342
Piso 09	22.790	2.436
Piso 08	20.354	2.553
Piso 07	17.801	2.689
Piso 06	15.113	2.775
Piso 05	12.338	2.857
Piso 04	9.480	2.895
Piso 03	6.586	2.821
Piso 02	3.764	2.467
Piso 01	1.297	1.297

Tabla 5.3.2: Desplazamientos laterales Pisos 1 al 15 (Absolutos y Relativos) Medido en losArriostramientos ejes 3 y 5 - Análisis sísmico dirección Y, con espectro elástico.

Fuente: Elaboración Propia.

Para efecto de esta verificación se adoptará el desplazamiento relativo mayor obtenido de la tabla 5.3.2.

$$\gamma_{\rm p} = \frac{L}{e} \frac{\Delta_{\rm p}}{h} = \frac{500}{100} \cdot \frac{2.895}{290} \approx 0.0499 [rad]$$

Donde:

Condición:

Para  $e < 1.6 \frac{M_p}{V_p}$ 

 $\Upsilon_p < 0.08 \text{ [rad]}$ 

#### Atiesadores de Rigidez en el Alma del Link.

Deberán proveerse atiesadores en toda la altura del alma del link, en los extremos del mismo a ambos lados del alma. Estos deberán tener un ancho combinado no menor a ( $b_{fb}$ -2  $t_{wb}$ ) = 231 [mm] y un espesor no menor que el mayor de los siguientes valores 0.75  $t_{wb} \approx 9.75$  [mm] y 10 [mm].

Se emplearan atiesadores de dimensión:

#### 320 x 120 x 10 [mm]

Para longitudes de enlace  $1.6M_p/V_p$  o menores, se proveerán atiesadores intermedios de alma cuyo espesor no deberá ser menor que el mayor valor entre t_w y 10 [mm], separados a intervalos que no superen los valores siguientes:

- Para un ángulo de rotación del link de **0.08 [rad]**:  $30t_{wb} d_b/5 \approx 317$  [mm].
- Para un ángulo de rotación de **0.02 [rad]** o menor:  $52t_{wb} d_b/5 \approx 603$  [mm].
- Se deberá usar interpolación lineal para valores de ángulos comprendidos entre 0.08 y 0.02 [rad].

Donde:

 $d_b$  = 363 [mm].  $b_{fb}$  = 257 [mm].  $t_{wb}$  = 13 [mm].

$$0.02[rad] < \gamma_{p} < 0.08[rad]$$

Interpolando obtenemos que los atiesadores deberán estar separados a una distancia máxima de 460[mm].

: Los atiesadores deberán estar separados a una distancia máxima de 628[mm].

Se emplearán dos atiesadores intermedios de dimensiones 320 x 120 x 14 [mm], separados a 300 [mm]. y distanciados a 350 [mm] de los atiesadores ubicados en los extremos del link.

#### Arriostramiento Lateral en el Link o Enlace.

Se deberá arriostrar ambas alas del link en sus extremos para soportar una fuerza de compresión (LRFD) igual a:

$$P_{b} = 0.06 \frac{R_{yb} Z_{bx} F_{yb}}{d_{b} - t_{fb}} = 0.06 \cdot \frac{1.1 \cdot 2270 \cdot 3.518}{36.3 - 2.17} \approx 15.44 [T_{f}]$$

La Seismic Provisions (AISC 341, 2005) permite omitir el arriostramiento en el ala superior si los marcos excéntricos están conectados a losas de hormigón. Para efectos de esta memoria sólo se requerirá arriostrar el ala inferior del link debido a que la losa de hormigón provee de un adecuado arriostramiento al ala superior.



Figura 5.3.1: Detalle arriostramiento excéntrico. Ejes 3 y 5 – Pisos 1 al 15.

Fuente: Elaboración Propia.

A continuación se exponen los resultados de diseño para los arriostramientos excéntricos de los ejes 3 y 5 del capítulo 5.3.1 (dirección de análisis Y) obtenidos a través del software elaborado para este propósito.

M _{MáxPF}	79.86	[T _[ m]
M _{MáxPC}	43.85	[T _f m
M _v	30.69	[T _f m]
MA	13.15	[T _f m]
vs	103.05	[T _f ]
NV	71.07	[T _f ]
NA	125.18	[T _f ]

#### RESULTADOS

#### Datos de Diseño

La Respuesta Inclástica es Controlada por: "Corte "

Análisis	Valor	Unidad	Máx	Verifica	Recomendación
Ángulo de Rotación del Link.	0.0499	[Rad]	0,08	Ok	El Ángulo de Rotación del Link Cumple con el Requisito de Rotación Máxima.

Análisis	Valor	Unidad
Resistencia a Compresión del Tramo de Viga Fuera del Link.	434.44	[T _f ]
Resistencia a Flexión del Tramo de Viga Fuera del Link.	71.87	[T ₍ m]
Resistencia a Compresión del Arriostramiento.	314.74	[T _f ]
Resistencia a Flexión del Arriostramiento.	59.52	[T ₍ m]

#### Resistencias de Diseño de la Viga y Arriostramiento

#### Relación de Esfuerzos

Análisis	Valor	Verifica	Recomendación
Análisis Flexo-Compresión Tramo de Viga Fuera del Link.	0.67	Ok	El Perfil del Tramo de Viga Fuera del Link Cumple con la Máxima Relación de Esfuerzos.
Análisis Flexo- Compresión Arriostramiento.	0.85	Ok	El Perfil del Arriostramiento Cumple con la Máxima Relación de Esfuerzos.



EL DISEÑO DEL ARRIOSTRAMIENTO Y TRAMO DE VIGA FUERA DEL LINK HA FINALIZADO SATISFACTORIAMENTE.

Nota: Las dimensiones de los atiesadores y la separación entre ellos, entregados por el software son los valores mínimos exigidos por el código Seismic Provisions for Structuras Steel Buildings (AISC 341, 2005). Se acepta emplear otras dimensiones siempre y cuando se cumpla con los valores mínimos permitidos.

## **Capítulo VI** Comentarios y Conclusiones

#### 6.1 COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

La conexión precalificada Bolted Flange Plate (Placas Apernadas a las Alas) presenta características, requisitos y procedimientos de diseño favorables que hacen posible su utilización en los futuros edificios, inmobiliarios, de acero que se cimentarán en nuestro país. En primer lugar, es una conexión donde los puntos soldados pueden ser elaborados en su totalidad en un taller o maestranza especializada, proporcionando óptimas condiciones de limpieza y temperatura, favoreciendo los controles de calidad y seguridad. En terreno sólo se ejecutarán operaciones de montaje mediante pernos de alta resistencia, para la cual no se requiere una mano de obra tan calificada. Por otra parte los requisitos impuestos por el FEMA-350 (FEMA-350, 2000) para la implementación de esta conexión en lo referido a tipo de perfiles, calidades de acero, tipo de pernos y electrodos no presentan impedimentos para ser elaborada en Chile debido a que existe un amplio stock de estos materiales y perfiles laminados de resistencias y calidades exigidas. En cuanto a los procedimientos específicos de diseño para la conexión Bolted Flange Plate, estos son fácilmente entendibles y asimilables al real comportamiento y fallas que tendrían las conexiones al ser sometidas a sismos de gran magnitud. La alta sismicidad característica de nuestra zona geográfica favorece y posibilita el uso de estos diseños por capacidad.

La gran ventaje de adoptar el diseño de las conexiones precalificadas incluidas en el FEMA-350 (FEMA-350, 2000) es que nos permiten asegurar que la estructura al ser sometida a sismos de magnitudes importantes no colapsará. Este comportamiento deseado se logra favoreciendo los modos de falla más dúctiles para los cuales han sido precalificadas dichas uniones, es decir, si bien se espera que estas conexiones experimenten algún daño considerable, estos estarán relacionados a los mecanismos de falla donde existe una mayor disipación de energía, evitando las fracturas de tipo frágil que conllevan un colapso eminente. En la conexión Bolted Flange Plate se espera que el mecanismo disipativo se desarrolle como una fluencia balanceada entre la fluencia por flexión de la viga, la fluencia por corte de la zona panel y la tracción y compresión en las placas de conexión.

Las fuerzas de diseño especificadas por las normas para un sistema estructural determinado están directamente relacionadas con la ductilidad que se supone puede desarrollar el sistema. Generalmente, los sistemas más dúctiles son diseñados para fuerzas sísmicas menores que las de sistemas menos dúctiles, entendiendo como dúctil al sistema que es capaz de resistir demandas de desplazamiento que son significativamente mayores que su límite de deformación elástica. Los edificios de acero son estructuras, por naturaleza, flexibles. En comparación con edificios estructurados en base a muros de hormigón armado estos sistemas estructurales presentan niveles de ductilidad superiores. Nuestra normativa sísmica para edificios del área inmobiliaria está calibrada para estructuras de hormigón armado, es aquí donde se presenta unos de los principales problemas en el diseño sísmico de edificios de acero en nuestro país. La normativa existente (INN, 1996) no hace distinción entre sistemas estructurales, empleando los mismos factores de reducción de la respuesta tanto para estructuras de hormigón como acero. Esto conlleva a la utilización de perfiles de acero de secciones, con niveles de ocupación bajos, para cumplir con los requisitos tanto de desplazamientos como corte basal, impuestos en la misma normativa

La base de un diseño sismorresistente es disipar la energía inducida por los sismos mediante la fluencia balanceada de los elemento resistentes. Esta es la filosofía de diseño aplicada en los procedimientos de la conexión precalificada Bolted Flange Plate y en todos los diseños por capacidad, donde las dimensiones y calidades de los elementos que dan origen a la conexión dependen directamente de los elementos resistentes ensamblados. Si estos se encuentran sobredimensionados obtendremos conexiones de una gran resistencia, que nos lleva a pensar que la estructura permacerá siempre en el rango elástico, haciendo inválidas las hipótesis de diseño asumidas. Si bien las características constructivas, procedimientos y requisitos de las conexiones precalificadas son favorables, es necesario modificar e incorporar a la NCh433.Of96 (INN, 1996) cambios en los factores de reducción de la respuesta R y R₀ y limitaciones de corte basal que permitan aprovechar el gran potencial disipativo de la energía, ofrecido por esta conexión precalificada, frente a sísmos de grandes magnitudes. El Instituto Chileno del Acero ha venido exponiendo de manera intensa en sus últimos congresos y cursos estas modificaciones a la norma NCh433.Of96 para que pueda ser aplicada adecuadamente a edificios de acero. En estos momentos existe una comisión de ACHISINA que se encuentra estudiando estas modificaciones (ICHA, 2006).

Los arriostramientos excéntricos se presentan como una alternativa viable para ser utilizados en estructuras de acero del área inmobiliaria en países de alta sismicidad como el nuestro, tanto en su diseño como ejecución. Este sistema estructural además de proveer a los edificios de un disipador histerético de comprobada efectividad, proporciona una óptima rigidez frente a cargas laterales limitando los desplazamientos horizontales entre pisos.

En marcos o pórticos de arriostramiento excéntrico, emplear arriostramientos diagonales de una misma sección que el enlace o link proporciona una solución adecuada para resistir los esfuerzos generados por la plastificación de este último, cuando la respuesta inelástica es controlada por la fluencia de corte en el link.

La viabilidad económica y estructural de los edificios de acero está directamente relacionada a los mecanismos disipativos que pueden desarrollar, aprovechando al máximo la resistencia y capacidad inelástica ofrecida por este material. Los sistemas sismorresistentes descritos en la normativa estadounidense Seismic Provisions (AISC 341, 2005), tales como: Special Truss Moment Frame, Special Concentrically Braced Frame, Buckling-Restrained Braced Frame y Special Plate Shear Walls son estructuraciones que están respaldadas por un amplio espectro de ensayos y estudios analíticos que aseguran su efectividad y viabilidad tanto económica como estructural. Si queremos incentivar el uso del acero como elemento estructural y que compita a la par con las estructuras de hormigón armado, es necesario que nuestra normativa sísmica del área inmobiliaria (INN, 1996) incorporé y difunda estos sistemas sismorresistentes avanzados y los conceptos relacionados a un buen diseño sísmico. Las condiciones sísmicas y constructivas de nuestro país, además de la exitosa experiencia en el ámbito industrial incentivan a embarcarnos en este desafío de estructurar nuestros edificios del área inmobiliaria en acero, donde la resistencia y ductilidad son las protagonistas.

El diseño de estructuras de acero y especialmente lo referido al diseño de las conexiones entre los elementos resistentes es un proceso iterativo de alta rigurosidad y prolijidad, el éxito del comportamiento de este tipo de estructuraciones está estrechamente vinculado al estudio y diseño de las conexiones. Hoy en día los tiempos en la ingeniería son altamente valorados es por esto que contar con softwares específicos de diseño que nos proporcionen la seguridad y confianza de un resultado correcto, con el valor agregado en la disminución de los tiempos empleados en la obtención de este, conlleva una deseada optimización en los procedimientos y por ende proyectos de mayor calidad, que justifican cabalmente el desarrollo de herramientas computacionales específicas.

Cuando los elementos que componen una unión precalificada en particular se encuentran fuera del rango establecido y no cumplen con los requisitos de precalificación exigidos por el FEMA-350 (FEMA-350, 2000) o se quiere innovar implementando una conexión nueva no-precalificada para ser utilizada en edificios inmobiliarios, se recomienda elaborar una base de datos experimentales y analíticos de acuerdo a los procedimientos establecidos en el apéndice S de la Seismic Provisions (AISC 341, 2005).

Cuando se requiera llevar a cabo un estudio o evaluación de estructuras de acero que no han sido diseñadas con los nuevos requerimientos y detallamientos sísmicos, se recomienda realizar un análisis push-over con el propósito de evaluar el desempeño de estas al incursionar en el rango inelástico. Estudiar la capacidad que poseen las estructuras de resistir y deformarse más allá del rango elástico sin colapsar, provee una base de datos que nos permite cuantificar y diagnosticar el comportamiento de estas estructuras al ser sometidas a sismos de grandes magnitudes.

#### **REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (ASD). 1989. Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (USA). 2005. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. ANSI/AISC 341 – 05. Chicago. 309p.
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (USA). 2005. Specification for Structural Steel Buildings. ANSI/AISC 360 – 05. Chicago. 460p.
- ASTHNEH-ASL, A. 1998. Seismic Behaivor and Design of Gusset Plates. Structural Steel Educational Council. California. 34p.
- BRUNEAU, M.; CHIA-MING.; A, WHITTAKER. 1998. Ductile Design of Steel Structures. Boston, McGraw-Hill. 485p.
- BJORHOVDE, R.; COLSON, A.; BROZZETTI, J. 1990. Classification System for Beam-to-Column Connections. Journal of Structural Engineering. 116(11):3059-3076.
- FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY (USA). 1997. NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Part 1 – Povisions. FEMA-302. Washington, DC. 335p.
- FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY (USA). 1997. NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Part 2 – Commentary. FEMA-303. Washington, DC. 362p.
- FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY (USA). 2000. Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment – Frame Buildings. FEMA-350. Washington, DC. 208p.
- FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY (USA). 2000. Recommended Specifications and Quality Assurance Guidelines for Steel Moment – Frame Construction for Seismic Applicationd. FEMA-353. Washington, DC. 201p.

- INSTITUTO CHILENO DEL ACERO. 2006. Diseño de Edificios de Acero con Apoyo de Herramientas de Análisis y Dimensionamiento. ICHA. 246p.
- INSTITUTO CHILENO DEL ACERO. 2001. Manual de Diseño Para Estructuras de Acero. ICHA. 1ª ed, Santiago de Chile. 880p.
- INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACIÓN (CHILE). 2003. Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales. NCh 2369. Of2003. Santiago. 120p.
- INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACION (CHILE). 1999. Construcción Sobrecargas de nieve. NCh 431. Of77. Santiago. 10p.
- INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACION (CHILE). 1986. Diseño Estructural de Edificios: Cargas Permanentes y Sobrecargas de Uso. NCh 1537. Of86. Santiago. 21p.
- INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACION (CHILE). 1994. Cálculo de la Acción del Viento Sobre las Construcciones. NCh 432. Of71. Santiago. 37p.
- INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACION (CHILE). 1996. Diseño Sísmico de Edificios. NCh 433. Of96. Santiago. 42p.
- LIMA, D. 1999. Modelagem Numérica de Ligacoes Semi-Rígidas em Estruturas Metálicas. Dissertacao Mestre em Ciencias da Engenharia Civil. Rio de Janeiro, Pontificia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil: Estruturas. 91p.
- MARTINEZ, A. 2004. Comportamiento Sísmico de Edificios de Acero Estructurados con Marcos con Arriostramientos Excéntricos: Enlaces de Corte. Memoria para Optar al Título de Ingeniero Civil. Santiago, Universidad de Chile, Facultad de Ciencias y Matemáticas, Departamento de Ingeniería Civil. 292p.
- McCORMAC, J. 1999. Diseño de Estructuras Metálicas, Método ASD. 4ª ed. México D. F., Alfaomega. 740 p.
- RESEARCH COUNCIL ON STRUCTURAL CONNECTIONS. (USA). 2004. Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts. RCSC. Chicago. 81p.

- RODRÍGUEZ, L. 1999. Avaliacao de Ligacoes Viga.Coluna em Estruturas de Aco Submetidas a Flexao no Eixo de Menor Inercia. Dissertacao Mestre em Ciencias da Engenharia Civil. Rio de Janeiro, Pontificia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil: Estruturas. 189p.
- SALLES, L. 2000. Sistemas Construtivos Semi-rígidos Mistos para Edificacoes. Tese Doutor em Ciencias da Engenharia Civil. Rio de Janeiro, Pontificia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil: Estruturas. 301p.
- SEGUI, W. 2000. Diseño de Estructuras de Acero con LRFD. 2ª ed. México D. F, Internacional Thomson. 619 p.
- UNIVERSITY OF WYOMING. College of Engineering and Applied Science. (Disponible en www.eng.uwyo.edu. Consultado el 20 de Marzo de 2007).

### Anexo A

### Diagramas de Flujos

#### A.1 DIAGRAMA DE FLUJO CONEXIÓN BOLTED FLANGE PLATE (BFP) – PLACAS CONECTADAS A LAS ALAS

#### Variables V1

-Perfil de la Columna (PC)

 $-d_c$  = Altura Perfil Columna, [cm].

 $-b_{fc}$  = Ancho del Ala Perfil Columna, [cm].

-t_{fc} = Espesor del Ala Perfil Columna, [cm].

 $-t_{wc}$  = Espesor del Alma Perfil Columna, [cm].

 $-k_{1c} = K-Area Columna, [cm].$ 

-Acero de la Columna (AC)

 $-F_{vc}$  = Tensión de Fluencia del Acero de la Columna,  $[T_f/cm^2]$ .

-F_{uc} = Tensión de Ruptura del Acero de la Columna,  $[T_f/cm^2]$ .

-Perfil de la Viga (PV)

 $-d_b$  = Altura Perfil Viga, [cm].

 $-b_{fb}$  = Ancho del Ala Perfil Viga, [cm].

 $-t_{fb}$  = Espesor del Ala Perfil Viga, [cm].

-  $t_{wb}$  = Espesor del Alma Perfil Viga, [cm].

-  $Z_{bx}$  = Módulo Plástico Perfil Viga (eje fuerte), [cm³].

-Acero de la Viga (AV)

 $-F_{vb}$  = Tensión de Fluencia del Acero de la Viga,  $[T_f/cm^2]$ .

 $-F_{ub}$  = Tensión de Ruptura del Acero de la Viga,  $[T_f/cm^2]$ .

-Longitud de Vano (LV), [cm].

-Altura de Piso (H), [cm].

-Descarga Carga Muertas, [T_f/cm].

-Descarga Carga Viva, [T $_{\rm f}$ /cm].

#### Variables V2 – Placas de Conexión

-Largo de las Placas (L_p), [cm].

-Ancho de las Placas (b_p), [cm].

-Espesor de las Placas (t_{pl}), [cm].

-Acero de las Placas (A_p), [cm].

 $-F_{yp}$  = Tensión de Fluencia del Acero de las Placas de Conexión,  $[T_f/cm^2]$ .

 $-F_{up}$  = Tensión de Ruptura del Acero de las Placas de Conexión,  $[T_f/cm^2]$ .

-Diámetro de los Pernos (d_{bt}), [cm].

-Área Pernos ( $A_b$ ), [cm²].

-Perforación en las Placas (d_{bthp}), [cm].

-Perforación en las Alas de la Viga (d_{bthb}), [cm].

-Calidad de Pernos (C_p).

-Resistencia de Corte de Pernos ( $F_v$ ), [ $T_f/cm^2$ ].

-Número de Pernos (N).

-N' = N/2 - 1.

-Distancia S₁.

-Distancia S₂.

-Distancia  $S_3 = (N' - 1) S_2$ .

-Distancia c, [cm]

-Distancia d₁, [cm]

-Distancia  $d_2 = (b_p - d_1)/2$ , [cm].

#### Variables V3 – Placa de Corte

- -Largo de la Placa de Corte ( $L_{pc}$ ), [cm].
- -Ancho de la Placa de Corte (b_{pc}), [cm].
- -Espesor de la Placa de Corte (t_{plc}), [cm].

-Acero de la Placa de Corte ( $A_{pc}$ ).

 $-F_{ypc}$  = Tensión de Fluencia del Acero de la Placa de Corte, [ $T_f/cm^2$ ].



-Diámetro Pernos Placa de Corte (d_{btc}), [cm].

-Área Pernos Placa de Corte (A_{bc}), [cm²].





-Perforación en la Placa de Corte ( $d_{bthpc}$ ), [cm].

-Perforación en el Alma de la Viga (d_{bthbw}), [cm].

-Número Pernos Placa de Corte (N_c).

-Calidad de Pernos Placa de Corte.

-Resistencia de Corte Pernos Placa de Corte  $(F_{vc})$ ,  $[T_f/cm^2]$ .

-Distancia e, [cm].

-Distancia a, [cm].

#### Datos 1

$$\begin{aligned} -A_{gv} &= 2(S_3 + S_4)t_{pl}, [cm^2]. \\ -A_{nv} &= A_{gv} - (N-1)d_{bthp}t_{pl}, [cm^2]. \\ -A_{nt} &= (d_1 - d_{bthp})t_{pl}, [cm^2]. \end{aligned}$$



# $\begin{array}{ll} \underline{\text{Datos 2}} \\ -A_{gv} &= 2(S_3 + S_4)t_{pl}, \, [\text{cm}^2]. \\ -A_{nv} &= A_{gv} - (N-1)d_{bthp}t_{pl}, \, [\text{cm}^2]. \\ -A_{nt} &= (2d_2 - d_{bthp})t_{pl}, \, [\text{cm}^2]. \end{array}$







## $\begin{array}{ll} \underline{\text{Datos 3}} \\ -A_{gv} &= 2 \big( S_1 + S_3 - c \big) t_{fb} \,, \, [cm^2]. \\ -A_{nv} &= A_{gv} - (N-1) d_{bthb} t_{fb} \,, \, [cm^2]. \\ -A_{nt} &= \big( b_{fb} - d_1 \big) t_{fb} \,, \, [cm^2]. \end{array}$

#### Datos 4

$$-L_{c1} = S_4 - \frac{d_{bthp}}{2}, [cm].$$
$$-L_{c2} = S_2 - d_{bthp}, [cm].$$

#### Datos 5

$$-L_{c1} = S_4 - \frac{d_{bthp}}{2}, [cm]$$
$$-L_{c2} = S_2 - d_{bthp}, [cm]$$



#### <u>Datos 6</u>

-K = 0.75 (AISC 360, 2005)

#### Datos 7

-h = 
$$d_b - 2t_{fb}$$
, [cm]  
- $A_w$  =  $d_b t_{wb}$ , [cm²]  
- $\frac{h}{t_{wb}} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} \rightarrow C_V = 1.0$   
- $A_{wn}$  =  $A_{wb} - Nd_{bthbw}t_{wb}$ , [cm²]

#### Datos 8

$$-p = \frac{d_{b} - (N_{c} - 1)e}{2}, [cm]$$
$$-L_{c1} = p - \frac{d_{bthbw}}{2}, [cm]$$
$$-L_{c2} = e - d_{bthbw}, [cm]$$

#### Datos 9

$$-A_{gv} = (d_b - p)t_{wb}, [cm^2]$$
  
$$-A_{nv} = A_{gv} - (N - 0.5)d_{bthbw}t_{wb}, [cm^2]$$
  
$$-A_{nt} = \left(g - \frac{d_{bthbw}}{2}\right)t_{wb}, [cm^2]$$





#### <u>Datos 10</u>

$$-A_{g} = L_{pc}t_{plc}, [cm^{2}]$$
$$-A_{n} = A_{g} - N_{c}d_{bthpc}t_{plc}, [cm^{2}]$$

#### <u>Datos 11</u>

# $-b = \frac{L_{pc} - (N-1)e}{2}, [cm]$ $-L_{c1} = b - \frac{d_{bthpc}}{2}, [cm]$ $-L_{c2} = e - d_{bthpc}, [cm]$



$$-A_{gv} = (L_{pc} - b)t_{plc}, [cm2]$$
  

$$-A_{nv} = A_{gv} - (N_{c} - 0.5)d_{bthpc}t_{plc}, [cm2]$$
  

$$-A_{nt} = \left(b_{pc} - a - \frac{d_{bthpc}}{2}\right)t_{plc}, [cm2]$$





#### <u>Datos 13</u>

 $\begin{aligned} -b_{AT} &= \text{Ancho del Atiesador, [cm].} \\ -e_{AT} &= \text{Espesor del Atiesador, [cm].} \\ -L_{AT} &= \text{Longitud del Atiesador, [cm].} \\ -be_{AT} &= b_{AT} - \left(k_{1c} - \frac{t_{wc}}{2}\right) - 1.3, [cm]. \\ -A_{ge} &= be_{AT}e_{AT}, [cm^{2}] \\ -A_{e} &= UA_{ge}, [cm^{2}] \end{aligned}$ 

#### <u>Datos 14</u>

-K = 0.75 (AIS 360, 2005)






















### A.2 DIAGRAMA DE FLUJO DISEÑO MARCOS EXCÉNTRICOS

#### Variables V1

-Perfil de la Columna.

-Acero de la Columna,  $[T_f/cm^2]$ .

-Perfil Arriostramiento.

-Acero Arriostramiento,  $[T_f/cm^2]$ .

-Perfil del Tramo de Viga Fuera del Link (Se considera la misma sección que el perfil del link)

-Acero del Tramo de Viga Fuera del Link,  $[T_f/cm^2]$ .

-Perfil del Link o Enlace.

 $-d_b$  = Altura Perfil Link, [cm].

 $-b_{fb}$  = Ancho del Ala Perfil Link, [cm].

 $-t_{fb}$  = Espesor del Ala Perfil Link, [cm].

-  $t_{wb}$  = Espesor del Alma Perfil Link, [cm].

-  $Z_{bx}$  = Módulo Plástico Perfil Link (eje fuerte), [cm³].

-Acero del Link o Enlace.

 $-F_{vb}$  = Tensión de Fluencia del Acero de la Viga,  $[T_f/cm^2]$ .

-Altura de Piso (h), [cm].

-Longitud Arriostramiento, [cm].

-Longitud de Vano, [cm].

-Longitud del Link (e), [cm].

- $-m_V$  = Momento solicitante en al tramo de viga fuera del link obtenido de la combinación 1.2D + 0.5L + 0.2S, [T_f cm].
- $-m_A$  = Momento solicitante en el arriostramiento obtenido de la combinación 1.2D + 0.5L + 0.2S, [T_f cm].
- $-n_V$  = Fuerza Axial solicitante en al tramo de viga fuera del link obtenida de la combinación 1.2D + 0.5L + 0.2S, [T_f].
- $-n_A$  = Fuerza Axial solicitante en el arriostramiento obtenida de la combinación 1.2D + 0.5L + 0.2S, [T_f].
- $-m_{C1}$  = Momento solicitante en la columna, eje fuerte, obtenido de la combinación 1.2D + 0.5L + 0.2S, [T_f cm].
- $-m_{C2}$  = Momento solicitante en la columna, eje débil, obtenido de la combinación 1.2D + 0.5L + 0.2S, [T_f cm].

#### Datos 1

 $A_{wb} \quad = (d_b - 2t_{fb})t_{wb}$  ,  $[cm^2].$ 

### Datos 2

 $\Delta_p$  = Desplazamiento relativo entre pisos usando el espectro elástico, [cm].

 $\mathbf{M}_{\mathbf{p}} = \mathbf{F}_{\mathbf{yb}} \mathbf{Z}_{\mathbf{bx}}, [\mathbf{T}_{\mathbf{f}} - \mathbf{m}].$ 

 $V_{p} = 0.6F_{yb}A_{wb}, [T_{f} - m].$ 











### Anexo B

## Perfiles Sísmicamente Compactos Límites Relación Ancho – Espesor (AISC 341, 2005)

### B.1 LIMITES RELACIÓN ANCHO - ESPESOR DE ALAS PARA ELEMENTOS EN COMPRESION

TABLE I-8-1 Limiting Width-Thickness Ratios for Compression Elements							
	Description of Element Thickness Limiting Width-						
		Ratio	ک _ت ∞ (seismically compact)				
	Flexure in flanges of rolled or built-up I-shaped sections [a], [c], [e], [g], [h]	b/t	0.30 $\sqrt{E/F_{y}}$				
nstiffened Elements	Uniform compression in flanges of rolled or built-up I-shaped sections [b], [h]	b/t	0.30 $\sqrt{E/F_{y}}$				
	Uniform compression in flanges of rolled or built-up I-shaped sections [d]	b/t	0.38 $\sqrt{E/F_{y}}$				
	Uniform compression in flanges of channels, outstanding legs of pairs of angles in continuous contact, and braces [c], [g]	b/t	0.30 $\sqrt{E/F_y}$				
	Uniform compression in flanges of H-pile sections	b/î	0.45 $\sqrt{E/F_{y}}$				
	Flat bars [f]	b/t	2.5				
	Uniform compression in legs of single angles, legs of double angle members with separators, or flanges of tees [g]	b/t	0.30 $\sqrt{E/F_y}$				
	Uniform compression in stems of tees [g]	d/t	0.30 $\sqrt{E/F_{y}}$				
Note: See continued Table I-8-1 for stiffened elements.							

### B.2 LIMITES RELACIÓN ANCHO - ESPESOR DE ALMAS PARA ELEMENTOS EN COMPRESION

TABLE I-8-1 (cont.) Limiting Width-Thickness Ratios for Compression Elements						
Description of Element		Width-	Limiting Width- Thickness Ratios			
		Ratio	ک _{وہ} (seismically compact)			
	Webs in flexural compression in beams in SMF, Section 9, unless noted otherwise	h/t _w	2.45 √ <i>E/F_y</i>			
iffened Elements	Webs in flexural compression	h/t _w	for $C_a \le 0.125$ [k] $3.14 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1-1.54C_a)$			
	compression [a], [c], [g], [h], [i], [ j]		for $C_{\rm s} > 0.125$ [k] $1.12 \sqrt{\frac{E}{F_{\rm y}}} (2.33 - C_{\rm s}) \ge 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_{\rm y}}}$			
S	Round HSS in axial and/or flexural compression [c], [g]	D/t	0.044 E/F _y			
	Rectangular HSS in axial and/or flexural compression [c], [g]	b/tor h/t _w	0.64 $\sqrt{E/F_y}$			
	Webs of H-Pile sections	h∕t _w	0.94 \(\sqrt{E/F_y}\)			
a) [] [] [] [] []	<ul> <li>[a] Required for beams in SMF, Section 9 and SPSW, Section 17.</li> <li>[b] Required for columns in SMF, Section 9, unless the ratios from Equation 9-3 are greater than 2.0 where it is permitted to use λ_p in Specification Table B4.1.</li> <li>[c] Required for braces and columns in SCBF, Section 13 and braces in OCBF, Section 14.</li> <li>[d] It is permitted to use λ_p in Specification Table B4.1 for columns in STMF, Section 12 and columns in EBF, Section 15.</li> <li>[e] Required for link in EBF, Section 15, except it is permitted to use λ_p in Table B4.1 of the Specification for flages of links of length 1.6M_p/V_p or less, where M_p and V_p are defined in Section 15.</li> <li>[f] Diagonal web members within the special segment of STMF, Section 12.</li> <li>[g] Chord members of STMF, Section 12.</li> <li>[h] Required for columns in SPSW, Section 17.</li> <li>[h] Required for columns in SPSW, Section 17.</li> <li>[i] For columns in STMF, Section 12; columns in SMF, if the ratios from Equation 9-3 are greater than 2.0; columns in EBF, section 15; or EBF webs of links of length 1.6 M_p/V_p or less, it is permitted to use the following for λ_p:</li> <li>[i] for C_a ≤ 0.125, λ_p = 3.76 √ E//F_y (1-275C_a)</li> <li>[i] for C_a &gt; 0.125, λ_p = 1.12 √ E//F_y (2.33-C_a) ≥1.49 √ E//F_y</li> </ul>					
[k]	[k] For LFRD, $C_{b} = \frac{P_{a}}{\phi_{b}P_{y}}$ For ASD, $C_{a} = \frac{\Omega_{b}P_{a}}{P_{y}}$ where $P_{a} = \text{required compressive strength (ASD), kips (N)}$ $P_{y} = \text{required compressive strength (LRFD), kips (N)}$ $P_{y} = \text{axial yield strength, kips (N)}$ $\phi_{b} = 0.90$					

## Anexo C

### Diseño de Soldaduras (AISC 360, 2005)

# C.1 RESISTENCIA DE DISEÑO PARA DISTINTOS TIPOS DE SOLDADURAS

TABLE J2.5 Available Strength of Welded Joints, kips (N)							
Load Type and Direction Relative to Weld Axis	Pertinent Metal	φ and Ω	Nominal Strength ( <i>F_{BM}</i> or <i>F_w</i> ) kips (N)	Effective Area (A _{BM} or A _w ) in. ² (mm ² )	Required Filler Metal Strength Level ^{(a)[0]}		
	COMPLE	re-Joint-F	PENETRATION	GROOVE W	ELDS		
Tension Normal to weld axia	Strength of the joint is controlled Matching filler me by the base metal be used. For T an joints with backir place, notch tou metal is require Section J2.						
Compression Normal to weld axia	sion Strength of the joint is controlled Filler metal with a strength Id axis by the base metal level equal to or one strength level less than matching filler metal is permitted.						
Tension or Compression Parallel to weld axis	Tension or to a weld	compress need not b welds joir	ion in parts joir e considered in ning the parts.	ned parallel n design of	Filler metal with a strength level equal to or less than matching filler metal is permitted.		
Shear	Str	ength of the by the	e joint is contro base metal	olled	Matching filler metal shall be used. ^[c]		
PARTIAL-JOIN	NT-PENETR/ Al	ATION GRO ND FLARE	XOVE WELDS BEVEL GROC	INCLUDING	FLARE VEE GROOVE		
Tension	Base	$\phi = 0.90$ $\Omega = 1.67$	Fy	See J4			
Normal to weld axia	Weld	$\phi = 0.80$ $\Omega = 1.88$	0.60 <i>F_{BX}</i>	See J2.1a			
Compression Column to Base Plate and column aplices designed per J1.4(a)	Compress des	ompressive stress need not be considered in design of welds joining the parts.					
Compression Connections of	Base	$\phi = 0.90$ $\Omega = 1.67$	Fy	See J4			
to bear other than columns as described in J1.4(b)	Weld	$\phi = 0.80$ $\Omega = 1.88$	0.60 <i>F_{BX}</i>	See J2.1a	Filler metal with a strength level equal to or less than matching filler metal is permitted.		
Compression Connections not	Base	$\begin{array}{l} \varphi=0.90\\ \Omega=1.67 \end{array}$	Fy	See J4			
finished-to-bear	Weld	$\phi = 0.80$ $\Omega = 1.88$	0.90 <i>F_{BX}</i>	See J2.1a			
Tension or Tension or compression in parts joined parallel Compression to a weld need not be considered in design of Parallel to weld axis welds joining the parts.							
	Base Governed by J4						
Shear	Weld	$\phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$	0.60 <i>F_{BX}</i>	See J2.1a			

TABLE J2.5 (cont.) Available Strength of Welded Joints, kips (N)						
Load Type and Direction Relative to Weld Axis	Pertinent Metal	¢ and Ω	Nominal Strength ( <i>F_{bm}</i> or <i>F_W</i> ) kips (N)	Effective Area (A _{BM} or A _W ) in. ² (mm ² )	Required Filler Metal Strength Level ^[a]D]	
FILLET WELD	S INCLUDIN	G FILLETS	IN HOLES A	ND SLOTS A	ND SKEWED T-JOINTS	
	Base		Governed by			
Shear	Weld	$\phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$	0.60 F _{EXX}	See J2.2a	Filler metal with a strength level equal to or less than	
Tension or Compression Parallel to weld axia	Tension or to a weld	Tension or compression in parts joined parallel to a weld need not be considered in design of welds joining the parts.				
	-	PLUG	AND SLOT W	ELDS		
Shear Parallel to faying	J4	Filler metal with a strength level equal to or less than				
surface on the effective area	Weld	$\phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$	0.60 F _{EXX}	J2.3a	matching filler metal is permitted.	
<ul> <li>[a] For matching weld metal see AWS D1.1, Section 3.3.</li> <li>[b] Filler metal with a strength level one strength level greater than matching is permitted.</li> <li>[c] Filler metals with a strength level less than matching may be used for groove welds between the webs and flanges of built-up sections transferring shear loads, or in applications where high restraint is a concern. In these applications, the weld joint shall be detailed and the weld shall be designed using the thickness of the material as the effective throat, φ = 0.80, Ω = 1.88 and 0.60 F_{EXX} as the nominal strength.</li> <li>[b] Alternatively, the provisions of J2.4(a) are permitted provided the deformation compatibility of the various weld elements is concidered. Alternatively, Sections J2.4(b) and (c) are special applications of J2.4(a) that provide for deformation compatibility.</li> </ul>						

#### ELECTRÓDOS PARA SOLDADURA DE TOPE DE PENETRACIÓN **C.2 COMPLETA**

User Note: The following User Note Table summarizes the AWS D1.1 provisions for matching filler metals. Other restrictions exist. For a complete list of base metals and prequalified matching filler metals see AWS D1.1, Table 3.1.

7028					
7028					
es					
80 ksi electrodes					
Notes:					
<ol> <li>Electrodes shall meet the requirements of AWS A5.1, A5.5, A5.17, A5.18, A5.20, A5.23, A5.28 and A5.29.</li> </ol>					
2. In joints with base metals of different strengths use either a filler metal that matches the					
higher strength base metal or a filler metal that matches the lower strength and produces a low hydrogen deposit.					

### Anexo D

# Pernos de Alta Resistencia y Tipo de Perforaciones (AISC 360, 2005)

### D.1 RESISTENCIA NOMINAL DE CORTE Y TRACCIÓN

TABLE J3.2 Nominal Stress of Fasteners and Threaded Parts, ksi (MPa)					
Description of Fasteners	Nominal Tensile Stress, <i>Fn</i> , ksi (MPa)	Nominal Shear Stress in Bearing-Type Connections, <i>Fr</i> w, ksi (MPa)			
A307 bolts	45 (310) ^{[a][b]}	24 (165) ^{[b][c][f]}			
A325 or A325M bolts, when threads are not excluded from shear planes	90 (620) ^[e]	48 (330) M			
A325 or A325M bolts, when threads are excluded from shear planes	90 (620) ^[e]	60 (414) ^[7]			
A490 or A490M bolts, when threads are not excluded from shear planes	113 (780) ^[e]	60 (414) ^[7]			
A490 or A490M bolts, when threads are excluded from shear planes	113 (780) ^[e]	75 (520) M			
Threaded parts meeting the requirements of Section A3.4, when threads are not excluded from shear planes	0.75 Fu ^{[a][d]}	0.40 <i>F</i> _u			
Threaded parts meeting the requirements of Section A3.4, when threads are excluded from shear planes	0.75 Fu ^{[a][d]}	0.50 <i>Fu</i>			
^[a] Subject to the requirements of Appendix 3. ^[b] For A307 botts the tabulated values shall be reduced by 1 percent for each 1/ ₁₆ in. (2 mm) over 5 diameters of length in the grip. ^[a] Threads permitted in shear planes.					
^[d] The nominal tensile strength of the threaded portion of an upset rod, based upon the cross-sectional area at its major thread diameter, $A_D$ , which shall be larger than the nominal body area of the rod before upsetting times $F_y$ .					
^[1] When bearing-type connections used to splice tension members have a fastener pattern whose length, measured parallel to the line of force, exceeds 50 in. (1270 mm), tabulated values shall be reduced by 20 percent.					

### D.2 TIPO Y DIÁMETRO DE PERFORACIONES

TABLE J3.3 Nominal Hole Dimensions, in.						
	Hole Dimensions					
Bolt Diameter	Standard (Dia.)	Oversize (Dia.)	Short-Slot (Width × Length)	Long-slot (Width × Length)		
1/2	9/16	⁵ /8	⁹ /16 × ¹¹ /16	⁹ /16 × 1 ¹ /4		
5/g	11/16	^{13/} 16	11/ ₁₆ × 7/g	11/16 × 19/16		
3/4	^{13/} 16	15/16	¹³ /16 × 1	¹³ /16 × 1 ⁷ /8		
7/8	¹⁵ /16	1 ¹ /16	¹⁵ /16 × 1 ¹ /8	¹⁵ /16 × 2 ⁹ /16		
1	1 ¹ /16	11/4	1 ¹ /16 × 1 ⁵ /16	1 ¹ /16 × 2 ¹ /2		
≥1 ¹ /8	d + 1/16	d + ⁵ /16	$(d + \frac{1}{16}) \times (d + \frac{3}{8})$	(d + 1/16) × (2.5 × d)		

### D.3 DISTANCIA MÍNIMA A LOS BORDES



TABLE J3.5 Values of Edge Distance Increment $C_2$ , in.						
	Slotted Holes					
Nominal Diameter of	Oversized	Long Axis to	Long Axis Parallel to			
Fastener (in.)	Holes	Short Slots Long Slots ^[a] Edge				
≤ ⁷ /8	¹ /16	1/8				
1	1/8	1/8	³ /4d	0		
≥1 ^{1/} 8	1/8	^{3/16}				
[a]When length of slot is less than maximum allowable (see Table J3.3), C ₂ is permitted to be reduced by one-half the difference between the maximum and actual slot lengths.						

### Anexo E

# Resistencias de Diseño para Elementos que dan Origen a una Conexión (AISC 360, 2005)

### E.1 RESISTENCIA DE ELEMENTOS SOMETIDOS A TRACCIÓN

La resistencia de diseño  $\phi R_n$  y la resistencia admisible  $\phi R_n/\Omega$  de los elementos de conexión, sometidos a tracción deberá ser la menor de obtenida de los estados limites de tensión de fluencia y tensión de ruptura.

#### a) Tensión de Fluencia.

$$\mathbf{R}_{\mathbf{n}} = \mathbf{F}_{\mathbf{y}} \mathbf{A}_{\mathbf{g}} \tag{E.1.1}$$

 $\phi = 0.9 (LRFD)$   $\Omega = 1.67 (ASD)$ 

b) Tensión de Ruptura.

$$\mathbf{R}_{\mathbf{n}} = \mathbf{F}_{\mathbf{u}} \mathbf{A}_{\mathbf{e}} \tag{E.1.2}$$

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)} \qquad \Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

Donde:

 $\begin{array}{ll} \mathbf{F_y} &= \mathrm{Tensi\acute{o}n} \ \mathrm{de} \ \mathrm{fluencia} \ \mathrm{del} \ \mathrm{acero}, \ [\mathrm{T_f}/\mathrm{cm}^2]. \\ \mathbf{F_u} &= \mathrm{Tensi\acute{o}n} \ \mathrm{de} \ \mathrm{ruptura} \ \mathrm{del} \ \mathrm{acero}, \ [\mathrm{T_f}/\mathrm{cm}^2]. \\ \mathbf{A_g} &= \mathrm{\acute{A}rea} \ \mathrm{bruta} \ \mathrm{de} \ \mathrm{la} \ \mathrm{secci\acute{o}n} \ \mathrm{transversal}, \ [\mathrm{cm}^2]. \\ \mathbf{A_e} &= \mathrm{\acute{A}rea} \ \mathrm{neta} \ \mathrm{efectiva} \ \mathrm{de} \ \mathrm{la} \ \mathrm{secci\acute{o}n} \ \mathrm{transversal} \ [\mathrm{cm}^2]. \end{array}$ 

#### E.2 RESISTENCIA DE ELEMENTOS SOMETIDOS A CORTE

La resistencia de diseño  $\phi R_n$  y la resistencia admisible  $\phi R_n/\Omega$  para los elementos de conexión sometidos a corte deberá ser la menor obtenida de los estados límites de fluencia por corte y ruptura por corte.

a) Fluencia por Corte.

$$\mathbf{R}_{\mathbf{n}} = \mathbf{0.6F}_{\mathbf{y}}\mathbf{A}_{\mathbf{g}} \tag{E.2.1}$$

 $\phi = 1.00 \text{ (LRFD)} \qquad \Omega = 1.50 \text{ (ASD)}$ 

b) Ruptura por Corte.

$$\mathbf{R}_{\mathbf{n}} = \mathbf{F}_{\mathbf{u}} \mathbf{A}_{\mathbf{n}\mathbf{v}} \tag{E.2.2}$$

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)} \qquad \Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

Donde:

 $\begin{array}{ll} \mathbf{F_y} &= \mathrm{Tensi\acute{o}n} \ \mathrm{de} \ \mathrm{fluencia} \ \mathrm{del} \ \mathrm{acero}, \ [\mathrm{T_f}/\mathrm{cm}^2]. \\ \mathbf{F_u} &= \mathrm{Tensi\acute{o}n} \ \mathrm{de} \ \mathrm{ruptura} \ \mathrm{del} \ \mathrm{acero}, \ [\mathrm{T_f}/\mathrm{cm}^2]. \\ \mathbf{A_g} &= \mathrm{\acute{A}rea} \ \mathrm{bruta} \ \mathrm{de} \ \mathrm{la} \ \mathrm{secci\acute{o}n} \ \mathrm{transversal}, \ [\mathrm{cm}^2]. \\ \mathbf{A_{nv}} &= \mathrm{\acute{A}rea} \ \mathrm{neta} \ \mathrm{de} \ \mathrm{corte} \ \mathrm{de} \ \mathrm{la} \ \mathrm{secci\acute{o}n} \ \mathrm{transversal}, \ [\mathrm{cm}^2]. \end{array}$ 

#### E.3 RESISTENCIA DEL BLOQUE DE CORTE

La resistencia disponible para el estado límite de ruptura del bloque de corte, deberá ser tomada como:

$$\mathbf{R}_{n} = \mathbf{0.6} \mathbf{F}_{u} \mathbf{A}_{nv} + \mathbf{U}_{bs} \mathbf{F}_{u} \mathbf{A}_{nt} \le \mathbf{0.6} \mathbf{F}_{y} \mathbf{A}_{gv} + \mathbf{U}_{bs} \mathbf{F}_{u} \mathbf{A}_{nt}$$
(E.3.1)

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)} \qquad \Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

Donde:

 $\begin{aligned} \mathbf{A_{gv}} &= \text{ Area bruta sometida a corte, [cm²].} \\ \mathbf{A_{nt}} &= \text{ Area neta sometida a tracción, [cm²].} \end{aligned}$ 

 $\mathbf{A}_{\mathbf{nv}}$  = Área neta sometida a corte, [cm²].

Cuando la tensión de tracción sobre el elemento en estudio es uniforme,  $U_{bs}$  será considerado como 1.0. Por el contrario si la tensión no es uniforme este factor será cuantificado como  $U_{bs} = 0.5$ .

### E.4 RESISTENCIA DE ELEMENTOS EN COMRESIÓN

La resistencia disponible para elementos sometidos a compresión, que dan origen a una unión, basadas en los estados límites de fluencia y pandeo será determinada como:

<u>Si:</u>

$$\frac{\mathrm{KL}_{\mathrm{At}}}{\mathrm{r}} \leq 25$$

$$\mathbf{P}_{\mathrm{n}} = \mathbf{F}_{\mathrm{v}} \mathbf{A}_{\mathrm{g}} \tag{E.4.1}$$

 $\frac{\text{KL}_{\text{At}}}{r} > 25$ 5. Rango Inelástico ( $\lambda_c < 1.5$ ).

$$\mathbf{P}_{\mathbf{n}} = \left(\mathbf{0.685}^{\lambda_{c}^{2}}\right) \mathbf{F}_{\mathbf{y}} \mathbf{A}_{\mathbf{g}}$$
(E.4.2)

• Rango Elástico ( $\lambda_c > 1.5$ ).

$$\mathbf{F}_{cr} = \left(\frac{\mathbf{0.877}}{\lambda_c^2}\right) \mathbf{F}_{\mathbf{y}} \mathbf{A}_{\mathbf{g}}$$
(E.4.3)

Donde:

 $\begin{array}{ll} \mathbf{F_y} & = \mathrm{Tensión} \ \mathrm{de} \ \mathrm{fluencia} \ \mathrm{del} \ \mathrm{acero}, \ [\mathrm{Kg}_\mathrm{f}/\mathrm{cm}^2]. \\ \mathbf{A_{gt}} & = \mathrm{\acute{A}rea} \ \mathrm{neta} \ \mathrm{sometida} \ \mathrm{a} \ \mathrm{tracción}, \ [\mathrm{cm}^2]. \\ \mathbf{r} & = \mathrm{radio} \ \mathrm{de} \ \mathrm{giro} \ \mathrm{del} \ \mathrm{elemento} \ \mathrm{en} \ \mathrm{estudio}, \ [\mathrm{cm}]. \end{array}$ 

#### E.5 RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO

La resistencia de diseño  $\phi R_n$  y la resistencia admisible  $\phi R_n/\Omega$  de aplastamiento en las perforaciones para los pernos deberá ser determinada de acuerdo al estado límite de aplastamiento.

 $\phi = 0.75$  (LRFD)  $\Omega = 2.00$  (ASD)

1) Para pernos en una conexión con perforaciones estándar, sobre-dimensionadas, ovaladas-cortas independiente de la dirección de la carga o para perforaciones ovaladas-largas con cargas paralelas al eje mayor.

a) Cuando la cargas de servicio son consideradas en la deformación de la perforación:

$$\mathbf{R}_{n} = 1.2 \mathbf{L}_{c} \mathbf{t} \mathbf{F}_{u} \le 2.4 d \mathbf{t} \mathbf{F}_{u}$$
(E.5.1a)

b) Cuando la cargas de servicio no son consideradas en la deformación de la perforación:

$$\mathbf{R}_{n} = \mathbf{1.5L}_{c} \mathbf{t} \mathbf{F}_{u} \le \mathbf{3.0} \mathbf{d} \mathbf{t} \mathbf{F}_{u} \tag{E.5.1b}$$

2) Para pernos en una conexión con perforaciones ovaladas-largas con cargas perpendiculares al eje mayor.

$$\mathbf{R}_{n} = 1.0\mathbf{L}_{c}\mathbf{t}\mathbf{F}_{u} \le 2.0\mathbf{d}\mathbf{t}\mathbf{F}_{u}$$
(E.5.1c)

Donde:

$$\mathbf{F}_{\mathbf{u}}$$
 = Tensión ultima del acero, [Kg_f/cm²].

d = Diámetro nominal del perno, [cm].

- t = Espesor del material conectado, [cm].
- L_c = Distancia libre, en dirección de la fuerza, entre bordes de perforaciones o la distancia libre entre el borde de la perforación y el borde del elemento conectado, [cm].