



Universidad  
Continental

FACULTAD DE INGENIERÍA

Escuela Académico Profesional de  
Ingeniería Civil

**Diseño estructural de un edificio de 3  
niveles con estructura metálica para  
usos múltiples en la Universidad  
Continental Sede Huancayo**

**Elmer Alvaro Morales Ore**

Huancayo, 2017

Tesis para optar el Título Profesional de  
Ingeniero Civil



Repositorio Institucional Continental  
Tesis digital



Obra protegida bajo la licencia de [Creative Commons Atribución-NoComercial-SinDerivadas 2.5 Perú](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/2.5/peru/)

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco con mucho cariño y estima a mi asesora a la Mg. Ing. Civil Natividad Antonieta Sánchez Arévalo por su tiempo, guía, consejos y sobre todo por el apoyo y dedicación que hicieron posible la realización de la presente tesis. A la Mg. Ing. Civil Liliana Sánchez Fernández por el coasesoramiento en todo el desarrollo de mi trabajo de investigación y de igual manera al Mg. Ing. Civil Cesar Antonio Huapaya Huapaya por la coasesoría brindada. Asimismo, agradezco a todos los ingenieros estructurales que me brindaron un espacio de su tiempo y de sus conocimientos.

A todos mis amigos y familiares por su apoyo moral, colaboración y motivación para que se realizara esta presente tesis.

## **DEDICATORIA**

A Dios por haberme dado la vida y ser mi fortaleza espiritual cada día de mi vida.

A mi madre, Felicita Jesusa Oré Landeo, por ser la mujer más linda, comprensible que lucha día a día para que yo sea grande, además por estar siempre a mi lado brindándome su amor incondicional y sobre todo por ser siempre para mí un ejemplo de profesional a seguir en mi vida futura.

A mi padre, Elmer Morales Guerrero, por su comprensión, apoyo incondicional brindado y sobre todo por ser un ejemplo de profesional el cual yo debo seguir.



## ÍNDICE DE CONTENIDOS

AGRADECIMIENTOS .....	ii
DEDICATORIA.....	iii
ÍNDICE DE CONTENIDOS .....	iv
ÍNDICE DE FIGURAS .....	viii
ÍNDICE DE TABLAS .....	xvi
RESUMEN .....	xix
ABSTRACT .....	xx
INTRODUCCIÓN .....	1
CAPÍTULO I .....	2
PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO .....	2
1.1 Planteamiento y formulación del problema .....	2
1.1.1 Problema general .....	8
1.1.2 Problemas específicos .....	8
1.2 Objetivos.....	9
1.2.1 Objetivo general .....	9
1.2.2 Objetivos específicos.....	9
1.3 Justificación e importancia .....	9
1.4 Hipótesis y descripción de variables .....	10
1.4.1 Hipótesis general.....	10
1.4.2 Hipótesis específica .....	11
1.4.3 Variables .....	11
CAPÍTULO II .....	13
MARCO TEORICO DEL ESTUDIO .....	13
2.1 Trabajos previos o antecedentes .....	13
2.2 Bases teóricas .....	15
2.2.1 Generalidades del acero estructural .....	15
2.2.1.1 El acero como material estructural.....	15
2.2.1.2 Ventajas y desventajas del acero como material estructural .....	16
2.2.1.3 Proceso de fabricación del acero estructural.....	20
2.2.1.4 Clasificación del acero estructural según su composición.....	30
2.2.1.5 Tipos de perfiles o secciones de acero estructural.....	34
2.2.1.6 Propiedades físico - mecánicas del acero estructural .....	43
2.2.1.7 Efectos térmicos y exposición ambiental del acero estructural.....	50

2.2.2	Sistemas estructurales de acero estructural .....	55
2.2.2.1	Introducción a las estructuras .....	55
2.2.2.2	Clasificación de las estructuras metálicas .....	57
2.2.2.3	Sistemas estructurales de acero para edificios .....	63
2.2.2.4	Cargas .....	69
2.2.3	Diseño estructural de una edificación en acero estructural .....	83
2.2.3.1	Introducción al ámbito del diseño estructural .....	83
2.2.3.2	Proceso de diseño estructural de una edificación en acero .....	84
2.2.3.3	Configuración estructural .....	90
2.2.3.3.1	Estructuración de los elementos estructurales .....	90
2.2.3.3.2	Predimensionamiento de elementos estructurales .....	103
2.2.3.4	Análisis estructural .....	118
2.2.3.4.1	Análisis estructural para cargas de gravedad .....	119
2.2.3.4.2	Análisis estructural para cargas de sismo .....	123
2.2.3.5	Diseño estructural .....	145
2.2.3.5.1	Consideraciones generales de diseño .....	145
2.2.3.5.2	Diseño de losa con placa colaborante o losa compuesta .....	156
2.2.3.5.3	Diseño de elementos en flexión (vigas peraltadas en X y Y) ...	157
2.2.3.5.4	Diseño de elementos en compresión (columnas cargadas axialmente y arriostres o contraventeos) .....	196
2.2.3.5.5	Diseño de elementos sujetos a flexión y carga Axial en compresión - flexocompresión (columnas a flexocompresión) .....	248
2.2.3.5.6	Diseño de elementos en tensión o tracción (arriostres o contraventeos) .....	271
2.2.3.5.7	Diseño de elementos compuestos (viga compuesta intermedia o viguetas) .....	314
2.2.3.5.8	Diseño de conexiones .....	333
2.2.3.5.9	Diseño de la cimentación .....	427
2.3	Definición de términos básicos .....	429
CAPÍTULO III .....		432
METODOLOGIA .....		432
3.1	Método, tipo y nivel de investigación .....	432
3.1.1	Método .....	432
3.1.2	Tipo y nivel de investigación .....	432
3.2	Diseño de la investigación .....	433
3.3	Técnicas de recolección de datos .....	433
3.4	Técnicas de tratamientos de datos .....	434

CAPÍTULO IV .....	435
DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PROYECTO.....	435
4.1 Aspectos generales .....	435
4.1.1 Descripción del proyecto .....	435
4.1.2 Estudio de mecánica de suelos (EMS) .....	439
4.1.3 Normas empleadas .....	444
4.1.4 Cargas de diseño .....	444
4.1.5 Métodos de diseño .....	447
4.1.6 Materiales empleados .....	448
4.2 Configuración estructural .....	450
4.2.1 Estructuración .....	450
4.2.1.1 Esqueleto estructural .....	450
4.2.1.2 Elementos estructurales:.....	451
4.2.1.3 Conexiones:.....	454
4.2.1.4 Cimentación:.....	457
4.2.2 Predimensionamiento.....	459
4.2.2.1 Losa con placa colaborante o losa compuesta.....	459
4.2.2.2 Vigas compuestas intermedias o viguetas .....	461
4.2.2.3 Vigas de pórtico en X y Y.....	462
4.2.2.4 Columnas .....	463
4.2.2.5 Arriostres o contraventeos .....	464
4.3 Análisis estructural.....	465
4.3.1 Análisis estructural para cargas de gravedad .....	465
4.3.1.1 Metrado, modelación y análisis estructural de la losa con placa colaborante o losa compuesta .....	465
4.3.1.2 Metrado, modelación y análisis estructural de la viga compuesta intermedia o vigueta .....	468
4.3.1.3 Metrado, modelación y análisis estructural del esqueleto estructural .....	473
4.3.2 Análisis estructural para cargas de sismo.....	480
4.3.2.1 Metrado, modelación y análisis estructural del esqueleto estructural .....	480
4.3.2.2 Cálculo del momento de volteo de la cimentación por cargas laterales o cargas de sismo.....	501
4.3.2.3 Cálculo de la separación entre edificios (s).....	502
4.4 Diseño estructural.....	506
4.4.1 Diseño de losa con placa colaborante o losa compuesta .....	506



4.4.2 Diseño de vigas compuestas intermedias o viguetas.....	513
4.4.3 Diseño de vigas de pórtico en X y Y .....	521
4.4.4 Diseño de columnas .....	525
4.4.5 Diseño de arriostres o contraventeos .....	532
4.4.6 Diseño de conexión simple viga – vigueta (doble ángulo totalmente soldada): .....	538
4.4.7 Diseño de conexión simple viga – columna (doble ángulo totalmente empernada):.....	544
4.4.8 Diseño de conexión a momento viga – columna (placa de patín superior e inferior y placa de cortante): .....	551
4.4.9 Diseño de conexión de arriostre (totalmente soldada) .....	577
4.4.10 Diseño de placas base y pernos de anclaje.....	588
4.4.11 Diseño de pedestal de concreto armado .....	605
4.4.12 Diseño de la cimentación (losa o platea de cimentación de espesor uniforme).....	613
CONCLUSIONES .....	633
RECOMENDACIONES Y TRABAJOS FUTUROS .....	635
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	636
ANEXOS .....	639

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 01: Sistemas estructurales de acero en la actualidad.....	2
Figura 02: Estructuras tipo pórtico.....	3
Figura 03: Estructuras tipo cascaras y membranas.....	3
Figura 04: Estructuras suspendidas.....	4
Figura 05: Elementos típicos de un edificio de estructura metálica.....	5
Figura 06: Producción de acero crudo en el Perú y en el mundo en el año 2011.....	6
Figura 07: Métodos de fabricación de acero.....	21
Figura 08: Procesos de aceración desarrollados en la historia.....	23
Figura 09: Proceso de vaciado continuo.....	24
Figura 10: Laminación de un perfil de patín ancho (Perfil I o W).....	26
Figura 11: Laminación de productos planos y no planos.....	26
Figura 12: Fase de fusión en el horno eléctrico.....	27
Figura 13: Proceso de fabricación del acero vía alto horno.....	29
Figura 14: Proceso de fabricación del acero vía horno eléctrico.....	30
Figura 15: Perfiles o secciones laminadas en caliente.....	35
Figura 16: Diferentes secciones de acero conformadas en frio.....	39
Figura 17: Placa colaborante conformada en frio.....	40
Figura 18: Diferentes tipos de secciones soldadas mediante perfiles de acero.....	41
Figura 19: Diferentes tipos de secciones compuestas.....	43
Figura 20: Diagrama esfuerzo – deformación para un acero dulce o acero dúctil... ..	44
Figura 21: Versión idealizada de la curva de esfuerzo - deformación.....	45
Figura 22: Diagramas esfuerzo – deformación para diferentes aceros estructurales.....	46
Figura 23: Diferencias entre un material dúctil y un material frágil.....	49
Figura 24: Efecto de la temperatura sobre el esfuerzo de fluencia.....	51
Figura 25: Esquema del proceso para crear cualquier estructura.....	56
Figura 26: Elementos estructurales que constan las estructuras.....	57
Figura 27: Tipos de estructuras metálicas dependiendo de su uso.....	58
Figura 28: Tipos de armaduras de estructuras metálicas.....	59
Figura 29: Cables y arcos.....	60
Figura 30: Marcos o pórticos de diferentes niveles y varios claros.....	62
Figura 31: Estructuras superficiales o laminares.....	63
Figura 32: Componentes estructurales de un edificio típico de acero estructural ...	64
Figura 33: Sistema de entrepiso utilizando una losa con placa colaborante o losa compuesta.....	65
Figura 34: Placa colaborante sirviendo como encofrado para el vaciado del concreto.....	66
Figura 35: Diafragmas rígidos y sistemas de cortante para cargas laterales.....	67
Figura 36: Camino de cargas en una edificación.....	70
Figura 37: Proceso de diseño estructural de una edificación.....	86
Figura 38: Los tres aspectos fundamentales del diseño estructural para entender su esencia.....	87
Figura 39: Esquema de proceso de diseño estructural actual acorde a la norma E.030 - 2016.....	88

Figura 40: Esquema de proceso de diseño estructural propuesto por el tesista para el proyecto de Tesis .....	89
Figura 41: Diferentes configuraciones estructurales en edificaciones de acero .....	90
Figura 42: Grados de libertad (desplazamientos y rotaciones) en un diafragma rígido .....	94
Figura 43: Redistribución de momentos flectores para un pórtico con apoyos empotrados y apoyos articulados .....	96
Figura 44: Dirección de los nervios de la placa colaborante en relación a las viguetas del entrespacio.....	97
Figura 45: Estructuración de las vigas de pórtico en “X” y “Y” .....	99
Figura 46: Estructuración de columnas ante cargas de gravedad .....	100
Figura 47: Estructuración de columnas ante cargas de sismo.....	101
Figura 48: Acción compuesta del perfil de acero y la losa de concreto.....	110
Figura 49: Modelación estructural ante cargas de gravedad .....	122
Figura 50: Análisis estructural ante cargas de gravedad .....	123
Figura 51: Zonas sísmicas de acuerdo a la norma E.030 - 2016.....	126
Figura 52: Fuerzas estáticas equivalentes por piso.....	137
Figura 53: Momento torsor producto de la excentricidad entre el centro de masas y el centro de rigideces.....	141
Figura 54: Diferentes modos de vibración de la estructura .....	142
Figura 55: Espectro de respuesta inelástico de pseudoaceleraciones según la norma E.030 - 2016.....	143
Figura 56: Diagrama de fuerza cortante, diagrama de momento flector y deflexión de una viga de acero de patín ancho (perfil I o W) .....	158
Figura 57: Tipos de flexión que se presentan en una viga de acero de patín ancho (perfil I o W).....	159
Figura 58: Diferentes secciones de acero utilizadas como vigas .....	160
Figura 59: Ejes de simetría principales en perfiles de acero.....	161
Figura 60: Esfuerzos de flexión en vigas de acero .....	162
Figura 61: Esfuerzo máximo de compresión y esfuerzo máximo de tracción en vigas sometidas a flexión.....	163
Figura 62: Etapas sucesivas de carga y plastificación de la sección de una viga de acero de patín ancho (perfil I o W) .....	164
Figura 63: Región elástica y región plástica en la curva esfuerzo - deformación ..	166
Figura 64: Articulación plástica en la sección de una viga de acero .....	166
Figura 65: Resultantes de los esfuerzos de compresión y de tensión (o tracción)	167
Figura 66: Pandeo lateral torsional en vigas de acero .....	169
Figura 67: Tipos de arriostramiento lateral en vigas de acero .....	170
Figura 68: Razones ancho – espesor para perfiles de patín ancho (perfil I o W) laminados en caliente en flexión.....	174
Figura 69: Pandeo local del patín de un perfil de patín ancho (perfil I o W) .....	175
Figura 70: Resistencia de flexión nominal de un perfil de patín ancho (I o W) en función de su compactidad o razón ancho - espesor.....	176
Figura 71: Resistencia de flexión nominal de un perfil de patín ancho (I o W) en función de la longitud no arriostrada (Lb) .....	176
Figura 72: Longitud no arriostrada (Lb) en vigas de acero.....	178
Figura 73: Zonas en función de la longitud no arriostrada (Lb) en perfiles compactos de acero.....	179
Figura 74: Momento máximo, MA, MB y MC para segmentos no arriostrados .....	182

Figura 75: Longitud del patín superior que actúa como “columna” en curvatura sencilla y doble .....	183
Figura 76: Algunos valores de “Cb” para diferentes casos de cargas y “Lb” .....	184
Figura 77: Valores de “Cb” en función de la longitud no arriostrada “Lb” .....	185
Figura 78: Fuerza cortante en una viga .....	189
Figura 79: Distribución del esfuerzo cortante para un perfil de patín ancho (I o W) .....	190
Figura 80: Deflexión para una viga simplemente apoyada .....	194
Figura 81: Límites de deflexión tomados del IBC 2009 para vigas de acero.....	195
Figura 82: Esfuerzos de compresión en una columna cargada axialmente .....	197
Figura 83: Falla de aplastamiento y pandeo en columnas cargadas axialmente ..	199
Figura 84: Diferentes secciones de acero utilizadas como columnas .....	200
Figura 85: Pandeo del miembro por flexión, torsión y flexo - torsión.....	202
Figura 86: Deformada por la falla de pandeo de una columna cargada axialmente .....	203
Figura 87: Modelo de Euler para la falla de pandeo por flexión elástico .....	205
Figura 88: Curva esfuerzo – deformación de una probeta de acero sometido a una prueba de compresión.....	207
Figura 89: Esfuerzo crítico de pandeo en función de la relación de esbeltez.....	208
Figura 90: Factor de longitud efectiva K para columnas con diferentes condiciones de extremos .....	212
Figura 91: Longitud real “L” entre puntos de soporte en pórticos de edificios de acero .....	216
Figura 92: Conexión articulada y empotrada en la unión viga – columna y en la base de la columna.....	216
Figura 93: Marcos o pórticos arriostrados o contraventeados .....	218
Figura 94: Marcos o pórticos no arriostrados o no contraventeados.....	219
Figura 95: Curva elástica o deflexión en marcos arriostrados y en marcos no arriostrados .....	220
Figura 96: Factor de longitud efectiva “K” para marcos arriostrados y marcos no arriostrados para bases empotradas y articuladas .....	221
Figura 97: Nomogramas de Jackson y Moreland para columnas en marcos arriostrados y marcos no arriostrados .....	222
Figura 98: Modelo de pandeo para una columna en marcos arriostrados y marcos no arriostrados .....	225
Figura 99: Pandeo de la columna respecto a su eje menor y respecto a su eje mayor .....	228
Figura 100: Soporte lateral en columnas en diferentes alturas de su longitud .....	229
Figura 101: Arriostramiento intermedio en columnas aisladas.....	233
Figura 102: Arriostramiento intermedio en columnas que pertenecen a marcos... 234	
Figura 103: Longitud efectiva “KL” para columnas aisladas y columnas que pertenecen a marcos rígidos y marcos arriostrados .....	236
Figura 104: Resumen de pandeo y arriostramiento intermedio respecto al eje X-X y eje Y-Y del perfil de acero .....	238
Figura 105: Razones ancho – espesor para perfiles de patín ancho (Perfil I o W) laminados en caliente en compresión.....	243
Figura 106: Esfuerzo crítico de pandeo en columnas para el rango elástico y para el rango inelástico .....	246
Figura 107: Casos de flexocompresión en elementos estructurales .....	249

Figura 108: Miembros a flexocompresión en marcos o pórticos .....	250
Figura 109: Efectos de segundo orden ( $P - \delta$ ) .....	251
Figura 110: Efectos de segundo orden ( $P - \Delta$ ).....	252
Figura 111: Efectos de segundo orden $P - \delta$ y $P - \Delta$ en vigas - columnas.....	256
Figura 112: Momentos requeridos incrementados por los efectos de segundo orden en vigas - columnas .....	259
Figura 113: Flexión de curvatura simple y curvatura doble para el coeficiente “ $C_m$ ” en vigas - columnas .....	262
Figura 114: Razón positiva y negativa para vigas – columnas en flexión de curvatura simple y curvatura doble .....	263
Figura 115: Casos donde aplica y no aplica el coeficiente “ $C_m$ ” en vigas – columnas que pertenecen a marcos o pórticos .....	265
Figura 116: Momento de segundo orden $P - \Delta$ en marcos no arriostrados .....	267
Figura 117: Momento de segundo orden $P - \delta$ por cargas de gravedad simétricas y cargas laterales en marcos no arriostrados.....	267
Figura 118: Momento de segundo orden $P - \delta$ por cargas de gravedad asimétricas en marcos no arriostrados.....	268
Figura 119: Miembro estructural sometido a fuerzas de tensión.....	271
Figura 120: Diferentes secciones de acero utilizadas como miembros en tensión	272
Figura 121: Sección A-A y B-B en un miembro sometido a fuerzas de tensión ....	273
Figura 122: Miembro de perfil de acero a tensión utilizado como contraviento.....	275
Figura 123: Estados límites para un miembro de acero sometido a cargas de tensión .....	276
Figura 124: Estado límite de fluencia y estado límite de fractura .....	278
Figura 125: Área total ( $A_g$ ) de un perfil de acero de patín ancho (I o W) y de una placa de acero.....	281
Figura 126: Área neta ( $A_n$ ) de un perfil de acero de patín ancho (I o W) y de una placa de acero.....	283
Figura 127: Área neta para arreglo repetitivo de agujeros para pernos .....	286
Figura 128: Varios arreglos de agujeros para pernos .....	287
Figura 129: Posibles trayectorias de falla en un arreglo alternado.....	288
Figura 130: Área neta para arreglo repetitivo de agujeros para pernos .....	291
Figura 131: Gramiles (g) para algunas secciones de perfiles laminados en caliente .....	293
Figura 132: Perfil de un miembro a tensión conectado parcialmente en una conexión de placa de nudo o cartela .....	295
Figura 133: Coeficiente o factor de reducción “U” para varios perfiles de acero ...	297
Figura 134: Longitud “l” en conexiones empernadas y conexiones soldadas .....	298
Figura 135: Placa de acero soldada longitudinalmente en ambos lados sin utilizar soldadura transversal.....	299
Figura 136: Coeficiente o factor de reducción “U” para ángulos simples y dobles	299
Figura 137: Coeficiente o factor de reducción “U” para perfiles W, M, S, HP, o Tees .....	301
Figura 138: Soldadura longitudinal y soldadura transversal en un perfil de acero	301
Figura 139: Falla por bloque de cortante en conexiones de miembros a tensión..	305
Figura 140: Análisis de los estados límites de fluencia y fractura en la falla de bloque de cortante .....	307
Figura 141: Modos de falla por bloque de cortante en conexiones empernadas y soldadas de miembros a tensión .....	308



Figura 142: Factos de reducción para tomar en cuenta el esfuerzo no uniforme de tensión “Ubs” .....	310
Figura 143: Tipos de vigas compuestas .....	315
Figura 144: Formas de distribución de los esfuerzos en una viga compuesta una vez alcanzado el estado límite plástico .....	320
Figura 145: Resultante de las fuerzas de tensión y de las fuerzas de compresión en una viga compuesta .....	322
Figura 146: Tipos de conectores de cortante.....	324
Figura 147: Número de conectores de cortante requeridos entre los puntos de momento nulo y momento máximo.....	325
Figura 148: Orientación de los nervios de la placa colaborante (corte A-A Y B-B)	329
Figura 149: Tipos de conexiones viga – columna en función al grado de restricción a la rotación en los nudos .....	335
Figura 150: Diagrama momento – rotación $M_c - \theta_c$ para los 3 tipos de conexiones viga - columna.....	336
Figura 151: Grado de restricción en relación a la variación de la rotación por el “método viga – línea”.....	337
Figura 152: Nomenclatura de las dimensiones del perno y la tuerca.....	342
Figura 153: Soldadura con arco metálico protegido (SMAW) .....	344
Figura 154: Soldadura con arco metálico sumergido (SAW) .....	345
Figura 155: Tipos de soldaduras estructurales .....	348
Figura 156: Soldaduras de filete.....	348
Figura 157: Sección transversal típica de una soldadura de filete .....	350
Figura 158: Tamaño de garganta de una soldadura de filete mediante los procesos SMAW y SAW .....	351
Figura 159: Soldaduras de ranura .....	352
Figura 160: Soldaduras de tapón y muesca .....	352
Figura 161: Posiciones de soldado.....	353
Figura 162: Ejemplos de simbología para referenciar las soldaduras estructurales .....	356
Figura 163: Conexiones tipo aplastamiento (junta contacto) y tipo deslizamiento crítico (junta fricción) .....	359
Figura 164: Casos de cargas en pernos.....	360
Figura 165: Modos de falla en una conexión empernada .....	361
Figura 166: Junta traslapada y junta a tope en conexiones empernadas .....	362
Figura 167: Cortante simple y cortante doble en conexiones empernadas.....	363
Figura 168: Roscas incluidas en el plano de corte y roscas excluidas del plano de corte.....	365
Figura 169: Aplastamiento en los agujeros de los pernos en las partes conectadas .....	368
Figura 170: Aplastamiento del agujero de un perno próximo al borde de las partes conectadas.....	369
Figura 171: Superficie de falla debido al aplastamiento del agujero de un perno .	369
Figura 172: Valores “lc”, “le” y “S” para el estado límite de aplastamiento en agujeros de pernos .....	371
Figura 173: Tipos y tamaños de agujeros para pernos.....	373
Figura 174: Separación centro a centro de los pernos “s” y distancias a borde “le” .....	375
Figura 175: Fuerza de fricción entre las partes conectadas.....	377

Figura 176: Fuerzas combinadas de tracción (o tensión) y cortante en pernos ....	380
Figura 177: Curva elíptica de interacción para la resistencia a la fuerza combinada de tracción (o tensión) y cortante en pernos.....	382
Figura 178: Ecuación de la recta con pendiente para la resistencia a la fuerza combinada de tracción (o tensión) y cortante en pernos .....	383
Figura 179: Tipos de juntas en conexiones soldadas .....	386
Figura 180: Junta de penetración total (CJP) y junta de penetración parcial (PJP) en soldaduras de ranura .....	388
Figura 181: Longitud efectiva y área efectiva de una soldadura de filete.....	391
Figura 182: Tamaño máximo y tamaño mínimo de las soldaduras de filete.....	393
Figura 183: Longitud efectiva mínima de las soldaduras de filete.....	394
Figura 184: Soldaduras de filete intermitentes.....	396
Figura 185: Longitud mínima de traslape en soldaduras de filete .....	396
Figura 186: Remates de extremo en soldaduras de filete.....	397
Figura 187: Valores geométricos en soldaduras de tapón y muesca .....	399
Figura 188: Tipos de soldaduras de filete en función a la dirección de la carga ...	402
Figura 189: Ángulo de carga “ $\theta$ ” entre la dirección de carga y el eje longitudinal de la soldadura .....	407
Figura 190: Área en cortante del metal base o de las partes conectadas.....	409
Figura 191: Distintos tipos de carga que soportan los pernos y las soldaduras en las conexiones.....	413
Figura 192: Conexiones concéntricas o simples.....	414
Figura 193: Conexiones excéntricas .....	414
Figura 194: Centro de gravedad (G) de un grupo de pernos respecto a un sistema de coordenadas ortogonales.....	415
Figura 195: Casos de carga a las que pueden estar sujetas las juntas o conexiones .....	417
Figura 196: Ejemplos de conexiones con cargas cortantes directas o concéntricas .....	419
Figura 197: Cargas cortantes excéntricas .....	420
Figura 198: Ejemplos de conexiones con cargas cortantes excéntricas .....	420
Figura 199: Ejemplos de conexiones con cargas de tensión directas o concéntricas .....	421
Figura 200: Ejemplos de conexiones con cargas cortantes y de tensión directas o concéntricas.....	422
Figura 201: Ejemplos de conexiones con cargas cortantes y de tensión excéntricas .....	423
Figura 202: Conexiones típicas utilizadas en edificios de acero .....	426
Figura 203: Detalle de placas base y pernos de anclaje para anclar columnas de acero a la cimentación .....	428
Figura 204: Arquitectura de la planta típica del 1er al 3er piso del edificio.....	436
Figura 205: Arquitectura de la elevación frontal y elevación lateral del edificio.....	437
Figura 206: Perfil estratigráfico del suelo del EMS .....	440
Figura 207: Profundidad de desplante “Df” en edificaciones sin sótano.....	442
Figura 208: Diámetros de acero de refuerzo grado 60 comúnmente utilizados ....	449
Figura 209: Estructuración de los elementos estructurales que componen la estructura del proyecto.....	452
Figura 210: Estructuración de conexiones resistentes a momento .....	455

Figura 211: Estructuración de conexiones de arriostre en “X” y en “Y” para el proyecto .....	456
Figura 212: Estructuración de cimentación articulada y cimentación empotrada para el proyecto .....	458
Figura 213: Diagrama de momento flector (DMF) y diagrama de fuerza cortante (DFC) para la losa con placa colaborante o losa compuesta del proyecto .....	467
Figura 214: Idealización de viguetas simplemente apoyadas para el proyecto.....	471
Figura 215: Diagrama de momento flector para vigueta simplemente apoyada....	472
Figura 216: Diagrama de fuerza cortante para vigueta simplemente apoyada .....	472
Figura 217: Modelación para cargas de gravedad del esqueleto estructural del edificio utilizando el programa “ETABS 2015 V.15.2.0” .....	479
Figura 218: Introducción del peso sísmico de la estructura al programa “ETABS 2015 V.15.2.0” .....	482
Figura 219: Espectro de respuesta (T vs Sa) según la norma E.030 - 2016 para el proyecto .....	483
Figura 220: Modelación para cargas de sismo del esqueleto estructural del edificio utilizando el programa “ETABS 2015 V.15.2.0” .....	486
Figura 221: Perfiles de los elementos estructurales con la configuración correcta	491
Figura 222: Periodos de vibración de la estructura respecto a los modos de vibración definidos.....	494
Figura 223: Peso total (P) de la estructura utilizando el programa “ETABS 2015 V.15.2.0” .....	495
Figura 224: Introducción del factor para escalar el cortante dinámico (V din) .....	498
Figura 225: Combinaciones de carga para el acero y asignación de brazo rígido a la estructura utilizando el programa “ETABS 2015 V.15.2.0”.....	498
Figura 226: Diagramas de esfuerzos internos (diagrama de momento flector, diagrama de fuerza cortante y diagrama de fuerza axial) para el pórtico 1-1 y B-B .....	500
Figura 227: Desplazamiento lateral máximo absoluto para la dirección “X” de la estructura .....	503
Figura 228: Desplazamiento lateral máximo absoluto para la dirección “Y” de la estructura .....	504
Figura 229: Vigueta T equivalente según las dimensiones de la placa colaborante y espesor de losa .....	507
Figura 230: Corte de refuerzo según el método de coeficientes del ACI .....	510
Figura 231: Brazo de momento entre resultantes de compresión y tensión en la viga compuesta .....	517
Figura 232: Características de la conexión de arriostre para calcular el “Ae” .....	536
Figura 233: Dimensiones de recorte para despatinado superior de la vigueta.....	540
Figura 234: Detalle de conexión simple viga – vigueta doble ángulo totalmente soldada .....	543
Figura 235: Detalle de conexión simple viga – columna doble ángulo totalmente empernada.....	550
Figura 236: Longitud de placa de cortante .....	556
Figura 237: Falla por bloque de cortante en la placa de cortante .....	559
Figura 238: Longitud de placa y configuración de pernos en placa de patín superior .....	564
Figura 239: Ancho de la placa de patín superior .....	567

Figura 240: Posibles modos de falla por bloque de cortante en la placa de patín superior.....	568
Figura 241: Falla por bloque de cortante en el patín superior de la viga.....	570
Figura 242: Dimensiones y configuración de pernos de la placa de patín inferior.....	573
Figura 243: Detalle de conexión a momento viga – columna (placa de patín superior e inferior y placa de Cortante) .....	575
Figura 244: Longitud de soldadura de filete entre el arriostre y la placa de nudo .	580
Figura 245: Detalle de conexión de arriostre totalmente soldada .....	587
Figura 246: Distancias de borde y espaciamiento entre pernos propuesto para el análisis de los pernos de anclaje.....	592
Figura 247: Cálculo de la fuerza de tracción actuante por perno (rut) .....	593
Figura 248: Cono de arrancamiento de un perno sometido a tensión.....	596
Figura 249: Área de influencia de un perno a tracción (ANo) y de un grupo de pernos a tracción (AN) .....	597
Figura 250: Dimensiones de los rigidizadores en la base para la dirección “X” y para la dirección “Y” de la conexión de placa base.....	601
Figura 251: Ubicación en planta de los rigidizadores en la placa base.....	602
Figura 252: Detalle de conexión de placa base y pernos de anclaje .....	604
Figura 253: Convención de momentos en “X” y “Y” respecto a los ejes principales del perfil de acero .....	606
Figura 254: Altura del pedestal y niveles de la cimentación.....	608
Figura 255: Diagrama de interacción para columna rectangular para $F'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ y $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .....	610
Figura 256: Detalle de pedestal de concreto armado .....	612
Figura 257: Dimensionamiento de la losa o platea de cimentación .....	616
Figura 258: Franjas verticales y franjas horizontales para la losa de cimentación	620
Figura 259: Idealización estructural para la franja vertical “B” .....	621
Figura 260: Diagrama de fuerza cortante y diagrama de momento flector para la franja vertical “B” .....	622
Figura 261: Sección crítica de punzonamiento para la columna “C-A4” .....	622
Figura 262: Idealización estructural para la franja horizontal “2”.....	626
Figura 263: Diagrama de fuerza cortante y diagrama de momento flector para la franja horizontal “2” .....	627
Figura 264: Detalle de losa o platea de cimentación de espesor uniforme .....	632

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 01: Efectos en el acero de los elementos de aleación más comunes .....	16
Tabla 02: Producción del acero por procedimiento en américa latina el Año 2010 .	22
Tabla 03: Especificaciones aplicables del ASTM a diversos perfiles estructurales .	31
Tabla 04: Componentes y uso recomendado de los aceros estructurales según designación ASTM .....	32
Tabla 05: Influencia de los elementos de aleación en las propiedades del acero ...	34
Tabla 06: Velocidad de la corrosión del acero en función del lugar .....	54
Tabla 07: Clasificación de sistemas estructurales según ANSI/ AISC 341-10 .....	68
Tabla 08: Distintos criterios de clasificación de cargas estructurales para sistema de edificios .....	73
Tabla 09: Pesos unitarios de los materiales que conforman una edificación .....	75
Tabla 10: Cargas vivas mínimas repartidas de piso, para diferentes tipos de ocupación y uso .....	76
Tabla 11: Factores de forma para carga exterior (C) .....	80
Tabla 12: Factores de forma para carga interior (C) .....	80
Tabla 13: Productos de ACERO - DECK (placa colaborante).....	105
Tabla 14: Factores de zona “Z” .....	127
Tabla 15: Factores de suelo “S” .....	127
Tabla 16: Periodos “Tp” y “TL” .....	128
Tabla 17: Categoría de edificaciones y factor “U” .....	129
Tabla 18: Categoría y sistema estructural .....	131
Tabla 19: Sistema estructural y coeficiente básico de reducción “Ro” .....	132
Tabla 20: Factores de irregularidad en altura “Ia” .....	133
Tabla 21: Factores de irregularidad en planta “Ip” .....	134
Tabla 22: Categoría y regularidad de las edificaciones .....	135
Tabla 23: Límites para la distorsión del entrepiso.....	144
Tabla 24: Factores de resistencia para diferentes estados límite en miembros estructurales.....	152
Tabla 25: Coeficientes de seguridad para diferentes estados límite en miembros estructurales.....	155
Tabla 26: Relaciones ancho – espesor para elementos en flexión .....	172
Tabla 27: Estados límites para elementos en flexión.....	177
Tabla 28: Valores del factor de longitud efectiva K.....	211
Tabla 29: Valores del factor de longitud efectiva K en translación restringida y permitida .....	214
Tabla 30: Relaciones ancho – espesor para elementos en compresión .....	241
Tabla 31: Estados límites para elementos en compresión.....	244
Tabla 32: Factores de amplificación para el coeficiente “Cm” .....	264
Tabla 33: Dimensiones nominales de agujeros para pernos .....	284
Tabla 34: Factor de reducción “U” para conexiones de elementos en tracción o tensión .....	303
Tabla 35: Valores de Rg y Rp para distintas condiciones de orientación de los nervios de la placa colaborante respecto al perfil de acero.....	327
Tabla 36: Esfuerzo último (Fu) y diámetros disponibles para pernos de alta resistencia .....	341

Tabla 37: Dimensiones de los pernos de alta resistencia A325 y A490 .....	342
Tabla 38: Símbolos básicos de soldadura según el AWS.....	354
Tabla 39: Pretensión mínima para pernos de alta resistencia .....	358
Tabla 40: Resistencia nominal de los conectores y las partes roscadas.....	364
Tabla 41: Resistencia nominal por cortante en ksi .....	366
Tabla 42: Dimensión nominal de agujeros para pernos .....	374
Tabla 43: Distancias mínimas al borde.....	375
Tabla 44: Garganta efectiva de soldadura de ranura con (PJP) .....	389
Tabla 45: Espesor mínimo de garganta efectiva de soldadura de ranura .....	390
Tabla 46: Tamaño mínimo de soldadura de filete.....	392
Tabla 47: Resistencia de diseño de juntas soldadas .....	404
Tabla 48: Valores de $F_{rw}$ para diferentes ángulos de carga " $\theta$ ".....	408
Tabla 49: Resumen de las características del suelo según el EMS .....	441
Tabla 50: Clasificación del suelo y límites de consistencia según el EMS .....	441
Tabla 51: Ángulo de fricción interna y cohesión según el EMS .....	443
Tabla 52: Capacidad portante y asentamiento superficial inmediato según el EMS .....	443
Tabla 53: Normas de diseño del RNE empleadas en el proyecto.....	444
Tabla 54: Peso unitario de los materiales empleados en el proyecto .....	445
Tabla 55: Cargas mínimas repartidas por tipo de uso empleadas en el proyecto .	446
Tabla 56: Sistema estructural de acero a utilizar en el proyecto.....	450
Tabla 57: Espesores de losa para placa colaborante AD-900, según calibre gage, luz libre (ml) y sobrecargas admisibles (kg/m <sup>2</sup> ) .....	460
Tabla 58: Características para placa colaborante AD-900, gage 22 y altura de losa (T = 9 cm).....	461
Tabla 59: Predimensionamiento de viguetas para el proyecto.....	461
Tabla 60: Predimensionamiento de vigas de pórtico en X y Y para el proyecto....	462
Tabla 61: Predimensionamiento de columnas para el proyecto.....	463
Tabla 62: Predimensionamiento de arriostres o contraventeos .....	464
Tabla 63: Metrado por cargas de gravedad para la losa con placa colaborante ...	465
Tabla 64: Metrado por cargas de gravedad para la vigueta antes de que el concreto haya endurecido.....	469
Tabla 65: Metrado por cargas de gravedad para la vigueta después de que el concreto haya endurecido .....	469
Tabla 66: Metrado por cargas de gravedad para la viga de pórtico en X.....	473
Tabla 67: Metrado por cargas de gravedad para la viga de pórtico en Y .....	474
Tabla 68: Metrado de cargas puntuales por gravedad para la viga de pórtico en Y .....	476
Tabla 69: Verificación de derivas de la estructura predimensionada .....	487
Tabla 70: Perfiles de los elementos estructurales con la configuración correcta ..	488
Tabla 71: Verificación de derivas de la estructura con la configuración correcta ..	492
Tabla 72: Periodos fundamentales principales de la estructura correcta .....	494
Tabla 73: Cortante dinámica en la base de la estructura con la configuración correcta .....	497
Tabla 74: Momento de volteo para la dirección "X" de la estructura .....	501
Tabla 75: Momento de volteo para la dirección "Y" de la estructura .....	502
Tabla 76: Propiedades de la losa con placa colaborante para diseño .....	506
Tabla 77: Peraltes mínimos de losas nervadas para no revisar deflexiones.....	512
Tabla 78: Cuadro resumen de diseño para losa con placa colaborante.....	513

Tabla 79: Propiedades del perfil definitivo de la vigueta para diseño.....	514
Tabla 80: Cuadro resumen de diseño para viguetas .....	520
Tabla 81: Propiedades del perfil definitivo de la viga para diseño.....	521
Tabla 82: Cuadro resumen de diseño para vigas de pórtico.....	524
Tabla 83: Propiedades del perfil definitivo de la columna para diseño.....	525
Tabla 84: Cuadro resumen de diseño para columnas .....	532
Tabla 85: Propiedades del perfil definitivo del arriostre para diseño .....	532
Tabla 86: Cuadro resumen de diseño para arriostres.....	538
Tabla 87: Datos de los componentes de la conexión viga – vigueta para diseño .	539
Tabla 88: Conexión doble ángulo totalmente soldada .....	540
Tabla 89: Cuadro resumen de diseño para conexión simple viga - vigueta .....	544
Tabla 90: Datos de los componentes de la conexión viga – columna para diseño	545
Tabla 91: Conexión doble ángulo totalmente empernada – parte 1 .....	547
Tabla 92: Conexión doble ángulo totalmente empernada – parte 2.....	548
Tabla 93: Cuadro resumen de diseño para conexión simple viga - columna .....	551
Tabla 94: Datos de los componentes de la conexión viga – columna para diseño	552
Tabla 95: Resistencia al deslizamiento crítico para diferentes diámetros de pernos del grupo B – A490.....	555
Tabla 96: Resistencia a cortante para diferentes diámetros de pernos.....	556
Tabla 97: Resistencia al aplastamiento para diferentes diámetros de pernos (para pernos adyacentes y pernos de borde) .....	557
Tabla 98: Resistencia al deslizamiento crítico para diferentes diámetros de pernos del grupo B – A490.....	563
Tabla 99: Resistencia a cortante para diferentes diámetros de pernos.....	564
Tabla 100: Resistencia al aplastamiento para diferentes diámetros de pernos (para pernos adyacentes y pernos de borde) .....	565
Tabla 101: Cuadro resumen de diseño para conexión a momento viga - columna	576
Tabla 102: Datos de los componentes de la conexión de arriostre para diseño ...	578
Tabla 103: Datos de los elementos que conforman la conexión de placa base para diseño: .....	588
Tabla 104: Valores para longitud de Anclaje, espaciamiento mínimo entre pernos y mínima distancia de borde según el tipo de perno .....	595
Tabla 105: Tipos de pernos de anclaje según el espaciamiento entre pernos y la distancia al Borde.....	595
Tabla 106: Datos generales del pedestal de concreto armado .....	605
Tabla 107: Solicitaciones de carga en etapa de servicio para el pedestal .....	606
Tabla 108: Combinaciones de carga y cálculo del área de acero requerido “Ast” para el pedestal de concreto armado .....	610
Tabla 109: Datos generales de la losa de cimentación y del terreno de fundación	614
Tabla 110: Solicitaciones de carga en etapa de servicio para la losa o platea de cimentación.....	615
Tabla 111: Simultaneidad de momentos en las 2 direcciones “X” y “Y” para cargas de gravedad.....	617
Tabla 112: Simultaneidad de momentos para momentos en “X” por cargas de sismo y momentos en “Y” por cargas de gravedad.....	618
Tabla 113: Simultaneidad de momentos para momentos en “Y” por cargas de sismo y momentos en “X” por cargas de gravedad.....	619
Tabla 114: Coeficiente de rigidez del suelo “K” .....	630

## RESUMEN

En la presente tesis se desarrolló el diseño estructural de un edificio de estructura metálica (acero estructural) de 3 niveles para usos múltiples, utilizando el sistema estructural de “Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)” en ambas direcciones principales de la estructura. El edificio se encuentra ubicado dentro de la Universidad Continental en la ciudad de Huancayo, perteneciente a un suelo intermedio de capacidad portante de 1.86 kg/cm<sup>2</sup> a la altura de la profundidad de desplante. Además, el edificio pertenece a una edificación esencial según la norma E.030 – 2016 de diseño sismorresistente.

El diseño estructural de la edificación en mención se realizó procedimentalmente siguiendo los siguientes pasos: 1) Configuración estructural, en el cual se realizó la estructuración y predimensionamiento de todos los elementos estructurales que conforman el edificio, respetando la arquitectura brindada; 2) Análisis estructural, en el cual se realizó el metrado, modelación y análisis estructural de toda la estructura, para lo cual se utilizó el programa “ETABS 2015 V.15.2.0” y 3) Diseño estructural, en el cual se diseñaron todos los elementos estructurales que conforman el edificio mediante el método *Load and Resistance Factor Design (LRFD)* para condiciones de resistencia y el método *Allowable Strength Design (ASD)* para condiciones de servicio. Para finalmente, plasmar detalladamente toda la estructura en los planos.

El análisis y diseño estructural están acorde a los requerimientos de las normas E.020 (cargas), E.030 – 2016 (diseño sismorresistente), E.050 (suelos y cimentaciones), E.060 (concreto armado) y E.090 – propuesta final 2016 (estructuras metálicas) del “Reglamento Nacional de Edificaciones”. Además, se tomó como referencia importante el “Steel Construction Manual 14th Edition” y la “Specification For Structural Steel Buildings – ANSI/ AISC 360-10” del *American Institute of Steel Construction AISC*.



## ABSTRACT

In this research we developed the structural design of a 3 level structure of structural steel for multiple uses, using the structural system of “Concentrically Oriented Ordinary Porous (OCBF)” in both main directions of the structure. The building is located inside the “Universidad Continental” in the city of Huancayo, belonging to an intermediate ground of carrying capacity of 1.86 kg / cm<sup>2</sup> at the height of the shallow depth. In addition, the building belongs to an essential building according to the Norm E.030 - 2016 of Seismoresistant Design.

The structural design of the building in question was carried out procedurally following the following steps: 1) Structural configuration, in which the structuring and pre - sizing of all the structural elements that make up the building was carried out, respecting the architecture offered; 2) Structural analysis, in which the metrado, modeling and structural analysis of the entire structure was performed, for which the "ETABS 2015 V.15.2.0" program was used and 3) Structural design, in which all the structural elements that make up the building were designed using the *Load and Resistance Factor Design (LRFD)* method for resistance conditions and the *Allowable Strength Design (ASD)* method for service conditions. Finally, to detail the entire structure in the planes.

The analysis and structural design are in accordance with the requirements of standards E.020 (loads), E.030 - 2016 (seismic resistant design), E.050 (soils and foundations), E.060 (reinforced concrete) and E.090 - final proposal 2016 (metal structures) of the "National Building Regulations". In addition, the "Steel Construction Manual 14th Edition" and the “Specification For Structural Steel Buildings - ANSI / AISC 360-10” of the *American Institute of Steel Construction AISC* were taken as an important reference.

## INTRODUCCIÓN

La mayoría de edificaciones en el Perú hasta la actualidad han demostrado que son construidos de sistemas convencionales como el concreto armado y la albañilería, siendo una de las principales causas la confianza que brinda el edificio hacia los propietarios, además de que la sociedad está acostumbrada de concebir una edificación convencional de concreto armado o albañilería debido a los patrones de convivencia social. Por otro lado, debido a que el sector de la construcción crece a pasos gigantes, la demanda de construcción de las edificaciones también lo hace y se hace necesario edificios más altos en la actualidad para lo cual una excelente elección es utilizar sistemas estructurales de acero estructural (estructuras metálicas).

Por lo expuesto, la presente investigación tiene como objetivo dar a conocer la importancia que tienen las edificaciones de estructuras metálicas en nuestra sociedad, específicamente en la ciudad de Huancayo, en la actualidad, y de esta forma aumentar el interés de las universidades, alumnos y profesionales generando un efecto multiplicador para que se sigan futuras líneas de investigación. Para cumplir con el objetivo se diseñó una edificación de estructura metálica de 3 niveles para usos múltiples, detallando todo el procedimiento que parte desde la arquitectura, configuración estructural, análisis estructural, diseño estructural y finalmente detallado en planos.

La presente investigación cuenta con cuatro capítulos. El capítulo I da a conocer el planteamiento del estudio, en el capítulo II se da a conocer el marco teórico del estudio, el capítulo III trata acerca de la metodología empleada y por último en el capítulo IV se realiza el diseño estructural del proyecto de tesis.

## CAPÍTULO I

### PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO

#### 1.1 Planteamiento y formulación del problema

Desde finales del siglo XVII hasta la actualidad el hombre empezó a realizar grandes proyectos ingenieriles tomando como material el acero estructural y es así que las estructuras metálicas han sido de gran importancia y han tenido gran acogida en el rubro de la construcción y de la ingeniería, debido a que el acero estructural a diferencia de otros materiales estructurales tiene un excelente comportamiento estructural, además de ventajas muy interesantes en la construcción. La **figura 01**, muestra los sistemas estructurales de estructuras de acero que se construyen en la actualidad.



*Figura 01: Sistemas estructurales de acero en la actualidad*

Fuente: (TASAICO, 2012)

- Estructuras tipo pórtico: edificios altos y bajos, torres, puentes, naves industriales y galpones metálicos. **Ver figura 02**



*Figura 02: Estructuras tipo pórtico*

Fuente: (TASAICO, 2012)

- Estructuras tipo cascaras y membranas: tanques, silos, calderas y cascos de barco. **Ver figura 03**



*Figura 03: Estructuras tipo cascaras y membranas*

Fuente: (TASAICO, 2012)

- Estructuras suspendidas: puentes y estructuras tensionadas. **Ver figura 04**



*Figura 04: Estructuras suspendidas*

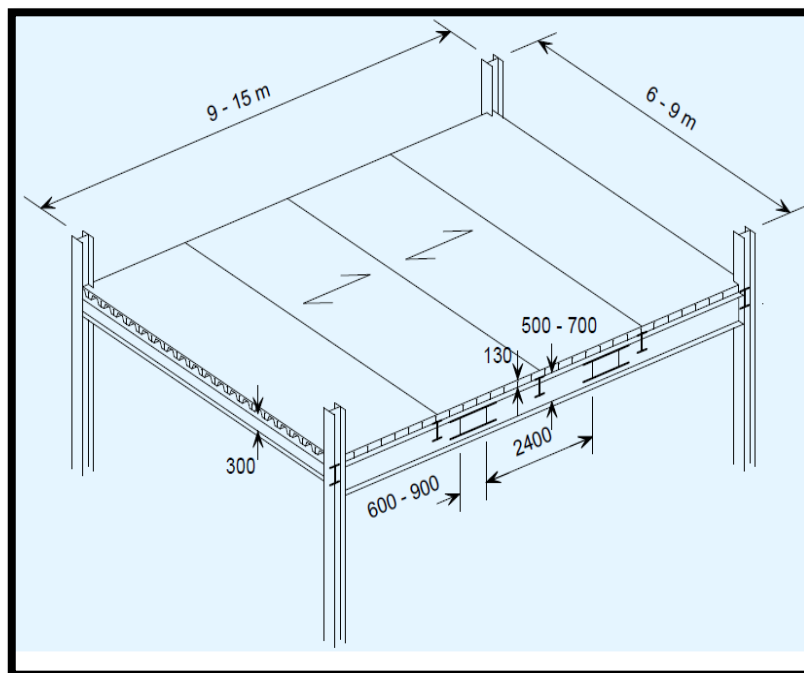
Fuente: (TASAICO, 2012)

Tales como ventajas arquitectónicas en el diseño por ejemplo: permitir cubrir luces mayores entre apoyos, plantas más libres y libertad para diseñar, alturas mayores, menor carga muerta, alternativas de construcción liviana, etc. En cuanto al proceso constructivo las estructuras metálicas nos permiten: posibilidad de construir en terrenos de poca capacidad portante, velocidad de construcción debido a la prefabricación mediana y pesada que no pueden ser igualadas por otro sistema, desarrollo de mano de obra calificada, etc.

El acero estructural debido a sus propiedades físicas, químicas y mecánicas se ha convertido en un sistema que estructuralmente permite: una mejor respuesta a eventos sísmicos debido a la capacidad de absorber y disipar energía y el clima no afecta severamente las condiciones de montaje. Además, sabemos que actualmente un proyecto no es viable si ocasiona impacto ambiental negativo lo cual se puede controlar con proyectos de estructuras metálicas debido a que permite: realizar una construcción seca, bajo nivel de ruido y polvo y bajo nivel de escombros y desechos. La ingeniería busca realizar proyectos que sean económicos, sostenibles en el tiempo y que garanticen un grado de confort para el uso el cual fue diseñado en la

etapa de proyecto. Planteando un sistema de estructuras metálicas garantizamos que los costos se reduzcan debido a que: la rapidez en el montaje de la estructura y la mecanización hacen que la edificación se ejecute en menos tiempo que una estructura de concreto armado por lo tanto, los costos financieros y gastos generales se reducen, la eliminación de encofrados debido a que los elementos metálicos son prefabricados reducen considerablemente los costos de materiales, fácil desmantelamiento y demolición, su bajo peso en comparación con el concreto armado es una ventaja debido a la repercusión en la cimentación y en los trabajos de manipulación y transportes al interior de la obra.

La **figura 05**, muestra los elementos típicos de un edificio de estructura metálica y se puede apreciar que cada miembro estructural garantiza una rapidez en el montaje de uno con el otro, lo que minimiza el tiempo de ejecución de obra.



*Figura 05: Elementos típicos de un edificio de estructura metálica*

Fuente: (VÉLEZ, 2004)

Actualmente en nuestro país existe una deficiencia en cuanto al poco desarrollo de la industria siderúrgica aunque hay una muestra significativa de puentes diseñados con estructuras metálicas no ocurre lo mismo con los edificios de estructura metálica.

Solo se cuenta con un número contado de edificaciones de pequeña y mediana altura en la capital del país mas no en las diferentes provincias del país y esto se debe a razones como: 1) Deficiencia de profesionales especialistas en el acero estructural; 2) Aún la población no está preparada ni capacitada para pasar de un sistema convencional de concreto armado a uno de estructura metálica y 3) Escasez en la importación de elementos de estructura metálica, etc.

La **figura 06**, muestra la producción del acero crudo en el Perú y en el mundo en el año 2011 medidas en miles de toneladas métricas.

EL PERÚ EN EL MUNDO								
PRODUCCIÓN DE ACERO CRUDO 2011								
Miles de Toneladas Métricas								
	País	Miles TM		País	Miles TM		País	Miles TM
1	China	683,265	21	Austria	7,474	41	Serbia	1,324
2	Japón	107,595	22	Holanda	6,937	42	Colombia	1,290
3	EEUU	86,247	23	Sudáfrica	6,650	<b>43</b>	<b>Perú</b>	<b>925</b>
4	India	72,200	24	Egipto	6,486	44	Nva.Zelanda	844
5	Rusia	68,743	25	Australia	6,404	45	Bulgaria	834
6	Corea del Sur	68,471	26	Argentina	5,655	46	Uzbekistán	733
7	Alemania	44,288	27	Rep.Checa	5,583	47	Bosnia-Herz.	649
8	Ucrania	35,332	28	Arabia Saudí	5,275	48	Eslovenia	648
9	Brasil	35,162	29	Suecia	4,866	49	Noruega	620
10	Turquía	34,103	30	Kazajstán	4,699	50	Trin./Tobago	610
11	Italia	28,662	31	Eslovaquia	4,242	51	Ecuador	525
12	Taiwán	22,660	32	Finlandia	3,985	52	Guatemala	445
13	México	18,145	33	Rumania	3,830	53	Argelia	440
14	Francia	15,777	34	Venezuela	3,070	54	Macedonia	386
15	España	15,591	35	Bielorrusia	2,614	55	Moldavia	313
16	Canadá	13,090	36	Luxemburgo	2,558	56	Cuba	290
17	Irán	13,040	37	Qatar	2,010	57	Marruecos	290
18	Reino Unido	9,481	38	Grecia	1,993	58	Croacia	100
19	Polonia	8,794	39	Hungría	1,733	59	El Salvador	100
20	Bélgica	8,114	40	Chile	1,620	60	Libia	100

Fuente: World Steel Association Elaboración: Desarrollo Peruano

*Figura 06: Producción de acero crudo en el Perú y en el mundo en el año 2011*

Fuente: (TASAICO, 2012)

En la provincia de Huancayo se construye a gran escala en el sector urbano edificaciones de concreto armado y albañilería, es por ello que Huancayo necesita edificaciones con esta nueva tecnología de estructuras metálicas debido a que en los últimos 10 años, el crecimiento fue muy abrupto debido a la migración del interior de la región Junín y de otras regiones de la sierra central hacia la ciudad de Huancayo,

lo cual hace que se tenga una tendencia a edificaciones de varios pisos. Sin embargo, es necesario tener en cuenta que Huancayo se caracteriza por tener diferentes tipos de suelo en los distritos que conforman su casco urbano. Aun cuando los suelos no tienen características uniformes en cada uno de estos distritos, existen características preponderantes en cada uno de ellos, tal como se menciona a continuación:

- **El distrito de El Tambo:** Presenta un suelo Gravoso – Arenoso, en general, con resistencias admisibles que varían entre 2 a 3 kg/cm<sup>2</sup>. Encontrándose en algunos casos donde se construyen sótanos, la existencia de estratos de arcilla que pueden producir asentamientos diferenciales. Este es el caso del suelo de cimentación del pabellón administrativo de la UNCP.
- **El distrito de Huancayo:** Presenta un suelo variable desde Gravoso – Arenoso hasta un suelo Limo – Arcilloso. Por ejemplo hacia la zona de la ribera del río del Shulcas existen suelos Limo – Arcillosos con capacidad portante de 1 kg/cm<sup>2</sup>.
- **El distrito de Chilca:** Presenta un suelo Arcilloso con baja capacidad portante. Por ejemplo en las zonas de Huancán y Auquimarca muchos suelos tienen una capacidad portante de 0.8 kg/cm<sup>2</sup>, además de tener alta compresibilidad.

En zonas donde la capacidad portante del terreno es baja como el caso del distrito de Chilca, los expertos recomiendan no construir edificaciones mayores a los 4 pisos en concreto armado y albañilería, por lo que se debe optar por sistemas estructurales más livianos.

Por lo expuesto, es necesario implementar en Huancayo el sistema estructural de acero, lo cual es concordante con uno de los fines de las universidades, tal como lo estipula la nueva ley universitaria: **“Proyectar a la comunidad sus acciones y servicios para promover su cambio y desarrollo”**. Por ello, el autor de esta tesis ha decidido plantear un proyecto de la estructura de un edificio de 3 niveles para su



alma mater, la Universidad Continental, considerando que a través de ella se puede lograr una buena labor de difusión tecnológica.

### **1.1.1 Problema general**

Por todo lo expuesto en el planteamiento del problema esta tesis versará sobre:

**¿El diseño estructural de un edificio de 3 niveles con estructura metálica para usos múltiples en la Universidad Continental sede Huancayo, es seguro y confiable si se siguen los lineamientos acorde a la norma E.090 de estructuras metálicas y los parámetros sísmicos que establece la norma E.030 de diseño sismorresistente?**

### **1.1.2 Problemas específicos**

- a) ¿Qué criterios deberán de tomarse en cuenta para realizar una adecuada configuración estructural de una edificación de 3 niveles para usos múltiples en la Universidad Continental sede Huancayo, para asegurar un buen desempeño durante su vida útil?
- b) ¿Cuál será el tipo de sistema estructural en acero según la norma E.030 de diseño sismorresistente que asegure el mejor comportamiento estructural de la edificación?
- c) ¿Qué tipo de cimentación será la que mejor se adecue al tipo y tecnología de la edificación, configuración estructural de la superestructura, las cargas en la base de los soportes y las características del terreno de fundación?
- d) ¿Qué medida tomar respecto a la escasez de material bibliográfico en la Universidad Continental y demás universidades a nivel nacional respecto al diseño estructural de edificaciones de estructuras metálicas?

## **1.2 Objetivos**

### **1.2.1 Objetivo general**

- Diseñar estructuralmente un edificio de 3 niveles con estructura metálica para usos múltiples en la Universidad Continental sede Huancayo, siguiendo los lineamientos de la norma E.090 de estructuras metálicas y los parámetros sísmicos de la norma E.030 de diseño sismorresistente.

### **1.2.2 Objetivos específicos**

- a) Dar a conocer los criterios que deben de tomarse en cuenta para realizar una adecuada configuración estructural de una edificación de 3 niveles para usos múltiples en la Universidad Continental sede Huancayo.
- b) Evaluar, analizar y elegir el tipo de sistema estructural de acero según la norma E.030 de diseño sismorresistente que asegure el mejor comportamiento estructural de la edificación.
- c) Evaluar, analizar y elegir el tipo de cimentación que mejor se adecue al tipo y tecnología de la edificación, configuración estructural de la superestructura, las cargas en la base de los soportes y las características del terreno de fundación.
- d) Contribuir a mejorar el material bibliográfico existente en la Universidad Continental y en las demás universidades a nivel nacional en lo concerniente al diseño de edificaciones de estructuras de acero.

## **1.3 Justificación e importancia**

La ciudad de Huancayo generalmente construye con el sistema convencional de concreto armado y albañilería, por lo que necesita una nueva tecnología que la capital y otros países industrializados utilizan. Por otro lado, Huancayo es una ciudad que

cobija la migración central lo cual implica una tendencia al crecimiento de la población, haciendo necesario las edificaciones de varios pisos, por lo cual las estructuras metálicas debido al poco peso que estas brindan al terreno de fundación sobre todo en zonas donde la capacidad portante del terreno es baja vendría a tallar un rol importante en la construcción de edificaciones de varios niveles.

Lo expuesto constituye un reto para el autor de esta tesis como futuro ingeniero civil, empezar a realizar diseños estructurales de edificaciones con estructuras de acero, contribuyendo así a generar una descentralización tecnológica, impulsando y haciendo efecto multiplicador.

Finalmente, una de las necesidades de las universidades a nivel mundial es contar con un espacio amplio u edificación independiente en el cual se puedan desarrollar diversas actividades tales como: conferencias nacionales e internacionales, diversos talleres con fin educativo, exposiciones de diversos tipos, etc. Ante todos estos tipos de espacios, las edificaciones deben de contar con la particularidad de tener luces extensas lo cual da una ventaja amplia a las estructuras metálicas ya que este material garantiza lo mencionado. Es por ello, que el autor de la presente tesis opto por realizar el proyecto en mención en la Universidad Continental la misma que fue su alma mater.

## **1.4 Hipótesis y descripción de variables**

### **1.4.1 Hipótesis general**

Utilizando los lineamientos acorde a la norma E.090 de estructuras metálicas y los parámetros sísmicos que establece la norma E.030 de diseño sismorresistente, la estructura es segura porque no se sobrepasan los estados límites de resistencia y es confiable porque no se sobrepasan los estados límites de servicio.

### 1.4.2 Hipótesis específica

- a) Los criterios que deberán de tomarse en cuenta para realizar una adecuada configuración estructural de una edificación de 3 niveles para usos múltiples en la Universidad Continental sede Huancayo son: adecuada rigidez lateral en ambas direcciones principales “X” y “Y”, simetría en planta, resistencia y ductilidad de los elementos estructurales, inclusión de líneas sucesivas de resistencia y funcionalidad arquitectónica.
- b) El tipo de sistema estructural en acero que asegure el mejor comportamiento estructural de la edificación según la norma E.030 de diseño sismorresistente, por ubicarse en la ciudad de Huancayo y por ser una edificación esencial será el sistema de “Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)”
- c) El tipo de cimentación que mejor se adecue al tipo y tecnología de la edificación, configuración estructural de la superestructura, las cargas en la base de los soportes y las características del terreno de fundación, será una cimentación utilizando *zapatas aisladas concéntricas*.
- d) La medida a tomar respecto a la escasez de material bibliográfico en la Universidad Continental y demás universidades a nivel nacional respecto al diseño estructural de edificaciones de estructuras metálicas, es realizar un resumen teórico del diseño de los elementos que componen una edificación de estructura de acero.

### 1.4.3 Variables

Independiente:

- Estructuración
- Predimensionamiento
- Metrado de cargas

- Modelación estructural
- Análisis estructural
- Controles y límites
- Diseño
- Método LRFD (*Load and Resistance Factor Design*)

Dependiente:

- Diseño estructural

## CAPÍTULO II

### MARCO TEORICO DEL ESTUDIO

#### 2.1 Trabajos previos o antecedentes

- a. *UPC – Escuela de Post Grado – Diplomado Especializado en Diseño Estructural (2011)*, desarrollo el proyecto del diplomado **“Diseño de un Edificio Comercial con Estructura de Acero considerando un Espectro de Diseño que incluye el Sismo de Pisco 2007”**, en la cual se realiza el diseño estructural completo de un edificio de 6 niveles de estructuras metálicas donde se concluye que al realizar el análisis sísmico aplicando el espectro de diseño de la norma técnica E.030 para un amortiguamiento del 2% se verifican los desplazamientos permisibles lo cual no cumple al aplicar el espectro de diseño que considera los registros del sismo de Pisco (2007) por lo que hay necesidad de cambiar el diseño de los miembros estructurales para dar mayor rigidez a la estructura y disminuir las deformaciones y desplazamientos según la norma E.030.
- b. *Félix Javier Correa Vigo – Universidad de Piura (2003)*, desarrollo la tesis **“Diseño Estructural de un Auditorio de Estructuras Metálicas”**, en la cual se plantea el proyecto estructural de un auditorio techado para 1000 personas ubicado en el campus de la Universidad de Piura, esta tesis consta de 8 capítulos el 1er capítulo describe la configuración arquitectónica de la estructura, el 2do capítulo la metodología del diseño estructural a realizarse, el 3ro muestra el predimensionamiento de los elementos estructurales, en la 4ta parte se presentan las diferentes cargas que actuaran en la estructura, la 5ta parte narra sobre la modelación de la estructura mediante un computador utilizando el programa SAP 2000, en el 6to capítulo se realiza el diseño de

cada elemento estructural que forma el auditorio y de la cimentación, el costo del proyecto se describe en la 7ma parte y finalmente en el 8vo capítulo se concluye que para este tipo de estructuras livianas el fuerza de viento es más crítica en el diseño que la fuerza por sismo, además que se comprueba los resultados obtenidos por el programa y manualmente.

- c. *Jorge Vladimir Pillajo Narváez - Escuela Politécnica Nacional del Ecuador (2009)*, desarrollo la Tesis **“Diseño de la Estructura de Acero para un Edificio de Apartamentos para ser utilizado en la Región Litoral del Ecuador”**, donde se plantea diseñar una estructura de acero A-588 para la construcción de edificios para apartamentos en la región litoral del Ecuador, la tesis describe 6 capítulos donde el 1ro describe los componentes que forman la estructura así como las cargas que actuaran en la misma, el 2do da un visión de las necesidades que presentan las constructoras así como los parámetros funcionales que se deben cumplir, en el 3er capítulo se modela mediante el programa ETABS 9.5 y se verifica que no haya errores en el diseño de los miembros estructurales realizado por el programa y manualmente y se diseñan los elementos más críticos, en la 4ta parte se describe todo lo referente a la soldadura y se diseñan las conexiones presentes en la estructura, en el 5to capítulo se describen los procesos de soldadura más comunes en el Ecuador y finalmente en la 6ta parte se dan las definiciones para realizar el análisis de precios unitarios, cronograma valorizado, etc. para ver si el proyecto es viable o no.
- d. *Jolman Díaz, Everth Mejía y Jorge Ortez - Universidad de el Salvador (2007)*, desarrollo la tesis **“Diseño de Elementos Estructurales Típicos para un Edificio de Estructuras de Acero utilizando las Especificaciones AISC 2005”**, donde se presentan los principales tipos de acero que existen en el Salvador, las formas en que estos se encuentran; así como los diferentes

métodos de análisis y diseño de estructuras metálicas en las que destacan el ASD y LRFD presentando las principales diferencias, ventajas y desventajas cuando se diseña con uno u otro método. Además, presenta los procedimientos de diseño de los elementos más comunes en un edificio de acero estructural tales como: vigas, columnas, conexiones resistentes a momento, placas base, etc. utilizando las especificaciones AISC 2005. Por último, incluye el análisis de la estructura empleando el programa ETABS para su modelo tridimensional con su respectivo análisis y diseño estructural para compararlo por el método manual de diseño.

## **2.2 Bases teóricas**

### **2.2.1 Generalidades del acero estructural**

#### **2.2.1.1 El acero como material estructural**

Según ALACERO (2006), el acero estructural está compuesto en esencia de hierro además de una pequeña cantidad de carbono y cantidades menores de otros elementos. Siendo entonces una aleación de Fe (aproximadamente más del 98%) + C (alrededor del 0.05% hasta menos de un 2%) + Mn, Si, S, P y otros elementos. El carbono es el elemento que influye más en las propiedades del acero debido a que provee la dureza y resistencia a la aleación, aunque existe la desventaja que se vuelve más quebradizo (disminuye la ductilidad es decir se vuelve más frágil) y su capacidad de ser soldado disminuye. Los porcentajes de los otros elementos de aleación se agregan con propósitos determinados ya que pueden modificar las propiedades del acero, cuando el total de elementos aleantes es  $\leq$  al 4% se le denomina simplemente acero, de lo contrario acero aleado. Se usan las normas ASTM para identificar los aceros utilizados en construcción metálica, por ejemplo la



norma ASTM A36 define la composición química (rangos de elementos) y propiedades mecánicas del llamado acero A36 ( $F_y = 36$  ksi y  $F_u = 58$  ksi).

ARANÍS (2016), menciona que los aceros usados en Perú en construcción metálica en perfiles (W, C, L) o planchas son: A36, A572 Gr.50 (Grado = sinónimo de fluencia en ksi), A242 Gr.50 de fabricación local o de importación y A992 Gr.50, A913 Gr.50, A588 Gr.50 de importación. Los tubos estructurales de sección cuadrada, rectangular o circular HSS A500 Gr.42 o 46 y A53 Gr.B ( $F_y=35$  ksi). La **tabla 01**, muestra los efectos en el acero de los elementos de aleación más comunes.

*Tabla 01: Efectos en el acero de los elementos de aleación más comunes*

Elemento	Efecto
COBRE	Mejora resistencia a corrosión atmosférica.
MANGANESO	Desoxidante, neutraliza azufre, facilitando trabajo en caliente. Mejora la resistencia.
SILICIO	Se emplea como desoxidante y actúa como endurecedor en el acero de aleación.
FOSFORO Y AZUFRE	Perjudican la tenacidad del acero.

Fuente: (ALACERO, 2006)

### **2.2.1.2 Ventajas y desventajas del acero como material estructural**

#### **Ventajas del acero estructural:**

#### **Ventajas estructurales**

De acuerdo a MCCORMAC y CSERNAK (2012), se definen las siguientes ventajas:

- **Alta resistencia:**

La alta resistencia del acero por unidad de peso implica que será relativamente bajo el peso de las estructuras; esto es de gran importancia en

puentes de grandes claros, en edificios altos y en estructuras con condiciones deficientes en la cimentación.

- **Uniformidad y homogeneidad:**

Las propiedades del acero no cambian apreciablemente con el tiempo, como es el caso de las estructuras de concreto armado.

- **Elasticidad:**

El acero se acerca más en su comportamiento a las hipótesis de diseño que la mayoría de los materiales, debido a que sigue la ley de Hooke hasta esfuerzos bastante altos. Los momentos de inercia de una estructura de acero se pueden calcular exactamente, en tanto que los valores obtenidos para una estructura de concreto armado son relativamente imprecisos.

- **Durabilidad:**

Si el mantenimiento de las estructuras de acero es adecuado durarán indefinidamente. Investigaciones realizadas en los aceros modernos, indican que bajo ciertas condiciones no se requiere ningún mantenimiento a base de pintura.

- **Ductilidad:**

El acero puede soportar grandes deformaciones ya sea a tensión o a compresión antes de fallar, su naturaleza dúctil les permite fluir localmente en los puntos donde puede ocurrir una falla prematura. Además, su ductilidad ofrece evidencia visible de las deflexiones ocasionadas al sobrecargarlas.

- **Tenacidad:**

El acero es tenaz ya que posee la propiedad de absorber energía en grandes cantidades antes de fallar, esto se debe a su excelente ductilidad y resistencia.

### **Ventajas arquitectónicas en el diseño**

- Luces mayores entre apoyos.
- Plantas más libres y con ello más libertad para diseñar.
- Alturas mayores.
- Menos carga muerta
- Alternativas construcción liviana.
- Oportunidad de producir edificios completamente modulados horizontal y verticalmente.
- Nuevas formas y soluciones plásticas.

#### **Ventajas constructivas**

- Posibilidad de construir en terrenos de poca capacidad de soporte.
- Velocidad de construcción generada por la prefabricación mediana y pesada, que no pueden ser igualadas por otros sistemas.
- Menor tiempo construcción.
- Tolerancias muy pequeñas.
- Requiere poco espacio en patio de operaciones.
- Desarrollo de mano obra calificada.
- Facilidades de construcción entre medianerías y en zonas alta congestión.
- Facilidades para reformar y ampliar, horizontal y verticalmente, inclusive para edificaciones que están en funcionamiento.

#### **Ventajas ambientales**

- Construcción seca.
- Bajo nivel de ruido y polvo.
- Bajo nivel de escombros y desechos.

#### **Ventajas económicas**

- La rapidez en el montaje de la estructura y la mecanización hacen que la edificación se ejecute en mucho menos tiempo que una estructura de

hormigón reforzado, por consiguiente, los costos financieros y los gastos generales se reducen.

- La eliminación de la formaleta de contacto y la reducción sustancial de la formaleta de soporte rebajan los costos considerablemente.
- Su poco peso en comparación con otros sistemas es una ventaja, dada la repercusión en la cimentación y en los trabajos de manipulación y transportes al interior de la obra.

#### **Ventajas en la vida útil del edificio**

- Gran flexibilidad como consecuencia de un número limitado de soportes.
- Excelente comportamiento en los casos de sismo por la capacidad de absorber y disipar energía.
- Adaptabilidad a los cambios de uso y destinación y como consecuencia incremento en la vida útil del edificio.
- Fácil desmantelamiento o demolición.

#### **Desventajas del acero:**

De acuerdo a MCCORMAC y CSERNAK (2012), se definen las siguientes desventajas:

- **Corrosión:**

La mayor parte de los aceros son susceptibles a la corrosión al estar expuestos al aire y al agua y, por consiguiente, deben pintarse periódicamente. Sin embargo, el uso de aceros intemperizados para ciertas aplicaciones, tiende a eliminar este costo.

- **Costo de protección contra el fuego:**

Aunque los miembros estructurales son incombustibles, sus resistencias se reducen considerablemente en temperaturas que comúnmente se alcanzan en incendios, cuando los otros materiales de un edificio se queman. Debido a

que el acero es un excelente conductor de calor, y esté sin protección puede transmitir suficiente calor de una sección a otra fácilmente.

- **Susceptibilidad al pandeo:**

Cuanto más largos y esbeltos sean los miembros a compresión, tanto mayor es el peligro de pandeo. En la mayoría de las estructuras, el uso de columnas de acero es muy económico debido a sus relaciones elevadas de resistencia a peso. Sin embargo, en forma ocasional, se necesita algún acero adicional para rigidizarlas y para que no se pandeen.

- **Fatiga:**

Otra característica inconveniente del acero es que su resistencia se puede reducir si se somete a un gran número de inversiones del sentido del esfuerzo, o bien, a un gran número de cambios en la magnitud del esfuerzo de tensión.

- **Otras desventajas:**

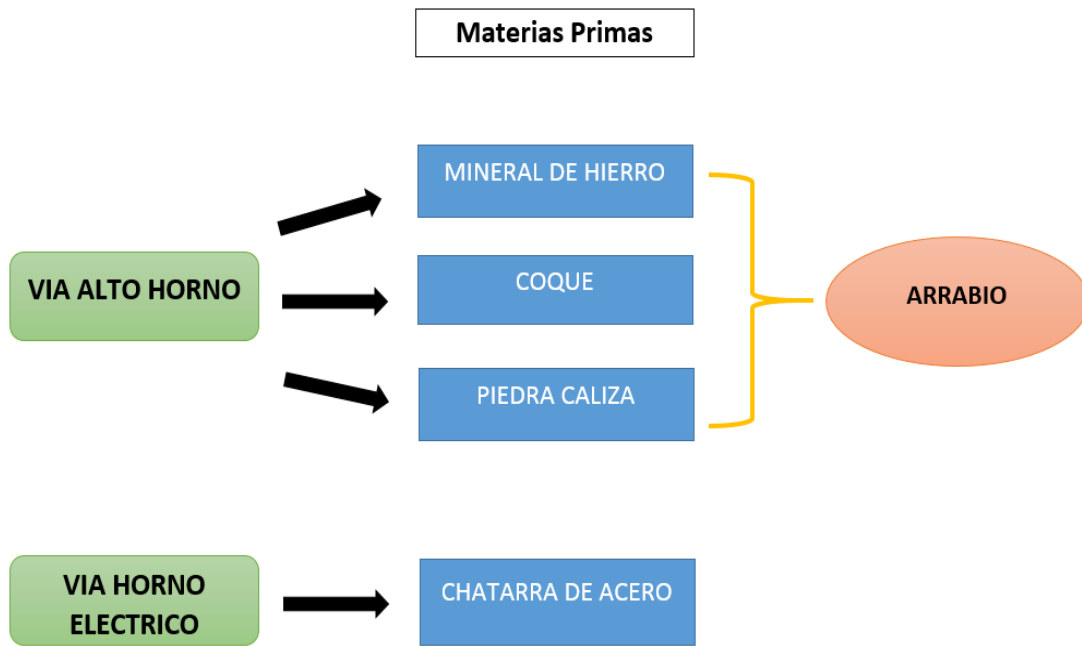
- ✚ Los ruidos en el edificio en funcionamiento se transmiten con facilidad de unos espacios a otros.
- ✚ Necesidad de mano de obra especializada.
- ✚ Uso equipo costoso para el izaje.
- ✚ Control de calidad bastante riguroso.

### **2.2.1.3 Proceso de fabricación del acero estructural**

Según Aceros Arequipa (2007), la fabricación del acero se realiza a través de dos métodos. El tipo de materia prima será la que condiciona el proceso de fabricación:

**Ver figura 07**

- El convertidor básico de oxígeno de alto horno ("Basic Oxygen Converter" (BOF))
- El horno de arco eléctrico ("Electrical Arc Furnace" (EAF))



*Figura 07: Métodos de fabricación de acero*

Fuente: (Aceros Arequipa, 2007)

En la producción de acero bruto su participación es del 70% (BOF) y del 30% (EAF). El primer método adquiere un papel dominante cuando se trata de índices elevados de producción y de la fabricación de acero bajo en impurezas. Los bajos costes energéticos y un amplio suministro de chatarra reciclada aseguran al segundo método una cuota de mercado competitiva, sobre todo cuando se utiliza el horno UHP (“Ultra High Power”). La **tabla 02**, muestra la producción de acero por procedimiento en america latina el año 2010.

Tabla 02: Producción del acero por procedimiento en América Latina el Año 2010

**América Latina: Producción de Acero por Procedimiento - 2010**  
**Latin America: Raw Steel Production by Processes - 2010**  
Miles de Toneladas/Thousand Tons

Pais / Country	Horno Eléctrico / Electric Furnace	Convertidor al Oxígeno / BOF	Total
Argentina	2.440	2.505	4.945
Brasil / Brazil	8.306	24.665	32.971
Chile	326	467	793
Colombia	854	349	1.203
Cuba	280	-	280
Ecuador	337	-	337
El Salvador	61	-	61
Guatemala	263	-	263
México / Mexico	11.487	5.126	16.613
Paraguay	-	70	70
Perú / Peru	873	-	873
Trinidad & Tobago	629	-	629
Uruguay	59	-	59
Venezuela	1.676	-	1.676
<b>América Latina / Latin America</b>	<b>27.591</b>	<b>33.182</b>	<b>60.773</b>

Fuente: (ILAFSA, 2010)

**Proceso de fabricación vía alto horno:**

De acuerdo a Aceros Arequipa (2007), se sigue el siguiente proceso:

**Obtención y explotación de materias primas:** El mineral de hierro se extrae de los depósitos naturales aparece principalmente como magnetita ( $Fe_3O_4$ ) y hematita ( $Fe_2O_3$ ), la piedra caliza también se explota naturalmente, a diferencia del coque (carbono casi puro) que se obtiene por diferentes procesos químicos.

**Reducción del mineral de hierro para transformarse en arrabio (Fe líquido) vía alto horno:** Consiste en una enorme torre cilíndrica con forro de acero, el horno es alimentado por una carga compuesta de mineral de hierro, coque y piedra caliza, en donde el óxido de hierro es reducido a hierro por el carbono (coque). Cuando la piedra caliza se quema en cal, ésta actúa como el fundente que se mezcla con el mineral de la tierra y el coque para formar una mezcla fusible llamada escoria. La escoria, mucho más ligera que el hierro por su densidad, flota en la superficie del hierro fundido en la chimenea. El hierro fundido más pesado, denominado **hierro de primera fusión** conocido como **arrabio**, se acumula en el fondo de la chimenea y es

extraído periódicamente. El arrabio se vacía a cucharas o torpedos (capacidad: 300 - 400 t) y se transporta a la acería para su afinado y conversión en acero.

**Refinación de arrabio (Fe Líquido) para transformación en acero – convertidor de oxígeno:** El *arrabio* o *hierro de primera fusión*, se transforma entonces en el convertidor de oxígeno en **acero bruto**. El horno básico de oxígeno o convertidor LD (Linz - Donawitz - 1948) está basado en la inyección de oxígeno a la colada de metal líquido (arrabio) por medio de una lanza, mediante este método se puede producir acero bruto por inyección de oxígeno a la masa de arrabio (Fe Líquido). En el convertidor se cargan chatarra y cal para enfriar la colada y eliminar el fósforo, el silicio y el manganeso. La **figura 08**, muestra los procesos de aceración desarrollados.

### Procesos de aceración

Horno de pudelado	Utilizado en el Siglo XVII
Horno de crisol	Para convertir el arrabio en acero
Horno Bessemer	Inglaterra 1850
Horno Thomas	Inglaterra 1878
Horno Martín	Francia 1870
Horno Siemens	Alemania 1870
Horno L. D. (*) (Linz – Donawit)	Austria 1948

*(\*) Este horno se ha impuesto sobre los otros y utiliza oxígeno en vez de aire para insuflar el arrabio y producir acero.*

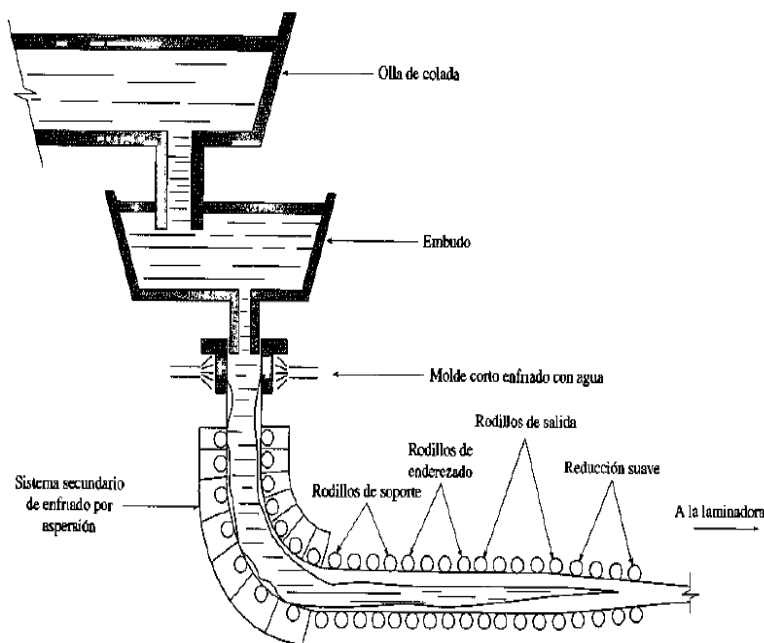
*Figura 08: Procesos de aceración desarrollados en la historia*

Fuente: (Aceros Arequipa, 2007)

El acero se vierte a la cuchara a través de una piquera, inclinando el horno. En el transcurso de esta operación se añaden ferroaleaciones a la cuchara para controlar la composición del acero.



**Proceso de vaciado continuo:** Una vez terminado el proceso de afino, el material pasa a la colada continua para proceder a la solidificación del material. El acero líquido es transportado en forma secuencial en ollas de colada, se vierte en un embudo y se mantiene a un nivel predeterminado. El metal ya fundido es vaciado del embudo a un pequeño molde enfriado por agua cuyo ritmo es controlado, tan pronto como se logra una solidificación suficientemente avanzada se retira la base del molde, empezando la producción del lingote embrión. Este lingote embrión es sometido a una serie de rodillos de soporte, enderezado y de retiro que las planchas continuas de acero rectangular transportan a la laminadora de acabado en caliente respectiva. La **figura 09**, muestra el proceso de vaciado continuo.



*Figura 09: Proceso de vaciado continuo*

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

**Proceso de laminación:** Las palanquillas o planchones que salen del proceso de colada continuo deben ser recalentados antes de ser sometidos al proceso de laminación en caliente. La laminación consiste en deformar plásticamente los metales, realizada por deformación mecánica entre cilindros, obteniéndose como resultado una forma deseada. Existen dos tipos de proceso de laminado en caliente

que difieren en sus objetivos: laminado en caliente tradicional y laminación controlada. En el primer caso se trata de producir la forma requerida con el mínimo número de pasadas de cilindro, mientras que en el segundo el objetivo es aumentar resistencia y tenacidad del acero mediante control cuidadoso de la temperatura y la deformación durante el laminado. Dentro de los procesos de laminación controlada tenemos el laminado de normalización y la laminación termomecánica controlada.

Los productos semiterminados (palanquillas o planchones) después del calentamiento requerido son enviados a los molinos de laminado conocidos como laminadoras de acabado. Por lo tanto, las barras se pasan a través de laminadoras estructurales (para elaborar perfiles I, canales, ángulos, tees estructurales, etc.), las barras intermedias se pasan por laminadoras de barra (para formar barras redondas, cuadradas, hexagonales y octogonales), laminadoras de alambre (para formar alambre y cables de alambre), laminadoras de tubo (para formar tubos y tubulares sin costura). Las planchas se pasan por laminadoras de placas (para formar placas). Los laminadores modernos se clasifican en dos grupos principales: los que producen formas planas, por ejemplo: planchas, láminas, bandas y otros, en los que los cilindros son lisos y paralelos entre sí; y los diseñados para producir secciones es decir los no planos. Terminado el proceso de laminación el producto está listo para ser distribuido. La **figura 10**, muestra la laminación de un perfil I y la **figura 11**, muestra la laminación de productos planos y no planos.

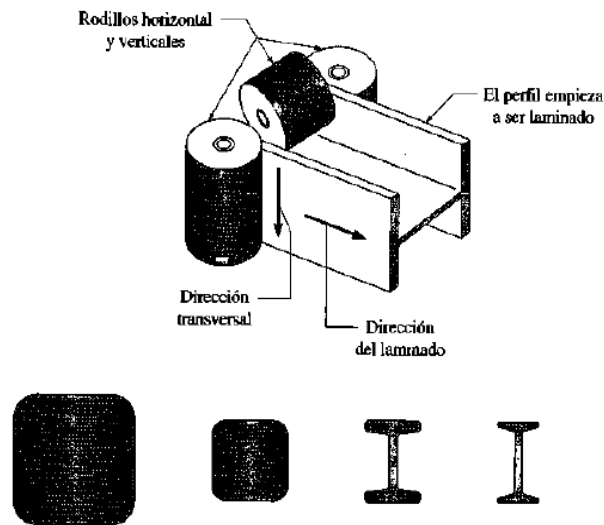


Figura 10: Laminación de un perfil de patín ancho (Perfil I o W)

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

#### Laminación no planos y planos

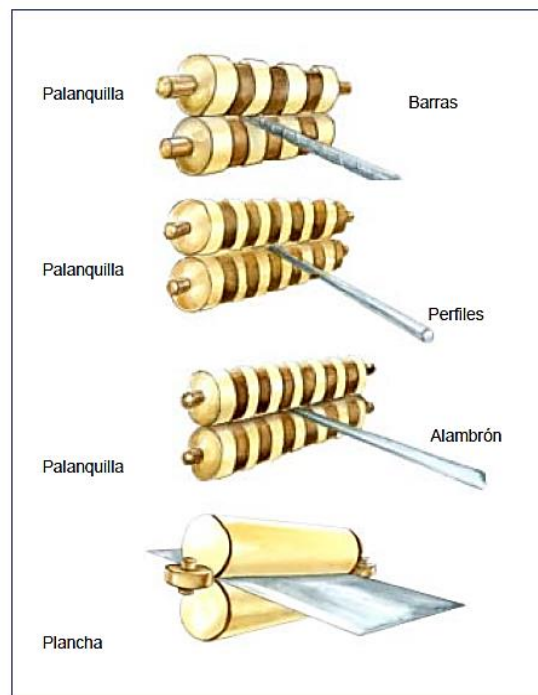


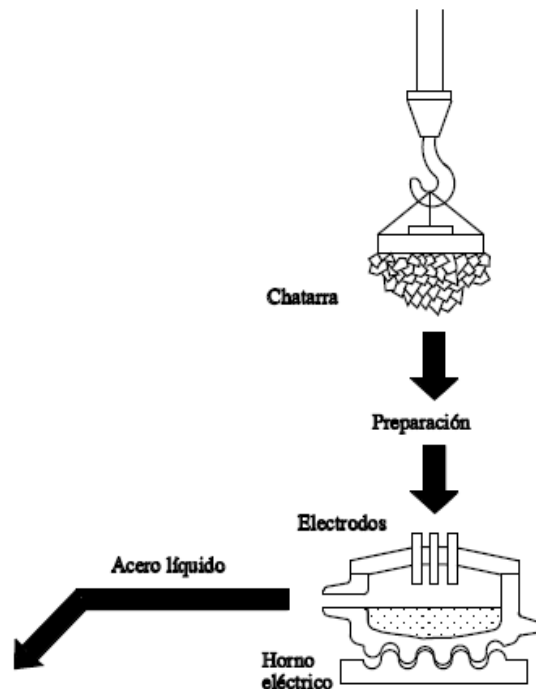
Figura 11: Laminación de productos planos y no planos

Fuente: (Aceros Arequipa, 2007)

#### Proceso de fabricación horno de arco eléctrico:

De acuerdo a Aceros Arequipa (2007), se sigue el siguiente proceso:

**Fase de fusión:** En el proceso de horno de arco eléctrico, la carga metálica fría, principalmente chatarra, se funde mediante la energía de arcos eléctricos generados entre los extremos de electrodos de grafito y la carga metálica conductora. Los tres electrodos y la bóveda del horno se levantan y retiran del blindaje del horno girándolos para permitir la carga de la chatarra. Los electrodos mantienen el arco de acuerdo con el voltaje y el nivel de corriente escogidos para producir la potencia deseada a la deseada longitud de arco para la fusión y afino. Bajo el intenso calor de los arcos, estos materiales, junto con las impurezas del metal forman la escoria que flota, y en el fondo queda el acero puro. La **figura 12**, muestra la fase de fusión en horno eléctrico.



*Figura 12: Fase de fusión en el horno eléctrico*

Fuente: (ALACERO, 2006)

**Fase de afino:** El afino se lleva a cabo en 2 etapas. La primera en el propio horno eléctrico y la segunda en un horno cuchara. En el primer afino se analiza la composición del baño fundido y se procede a la eliminación de impurezas y elementos indeseables y realizar un primer ajuste de la composición química por

medio de la adición de ferroaleaciones que contienen los elementos necesarios. El acero obtenido se vacía en una cuchara de colada, revestida de material refractario, que hace la función de cuba de un segundo horno de afino en el que termina de ajustarse la composición del acero y de dársele la temperatura adecuada. Finalizado el afino la cuchara de colada se lleva a ollas de colada para continuar con el proceso de vaciado continuo y por último el proceso de laminación ya expuesto anteriormente.

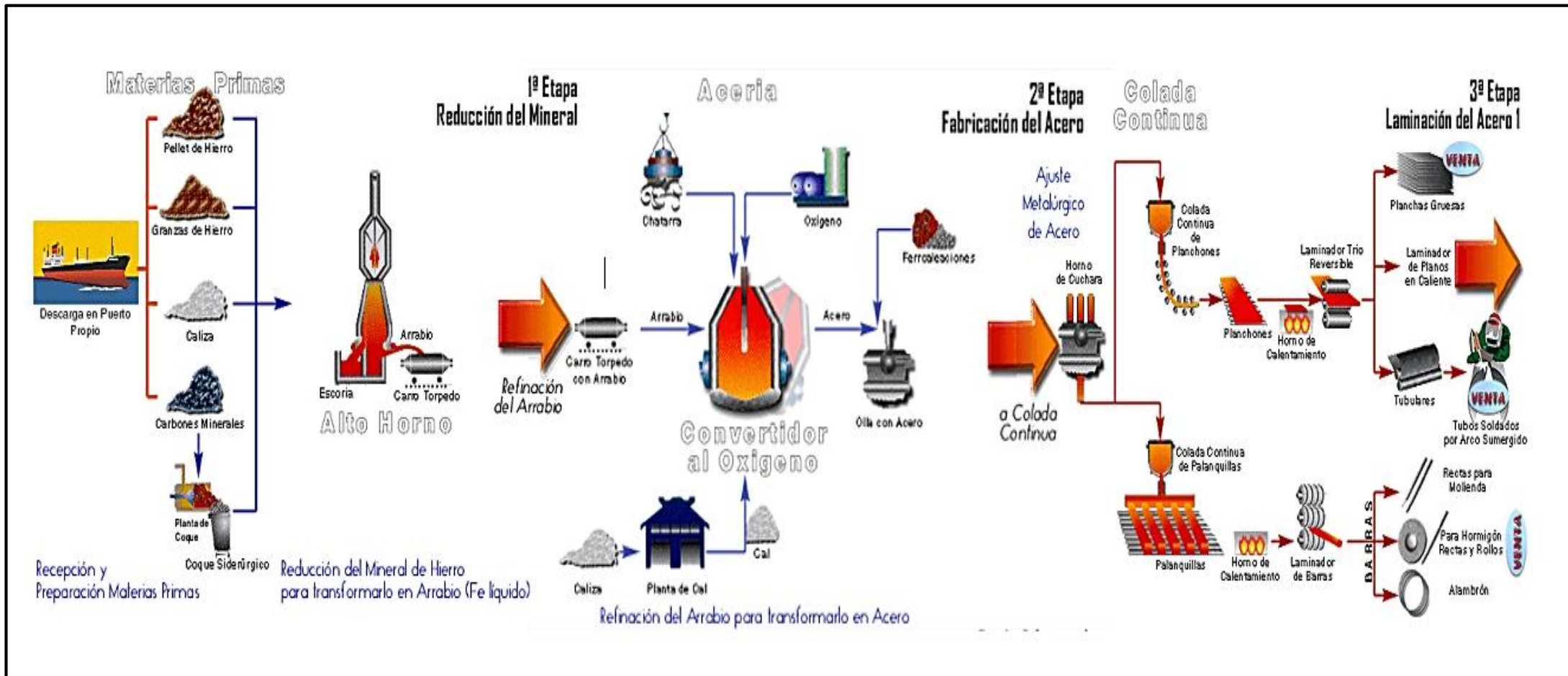


Figura 13: Proceso de fabricación del acero vía alto horno

Fuente: (ALACERO, 2006)

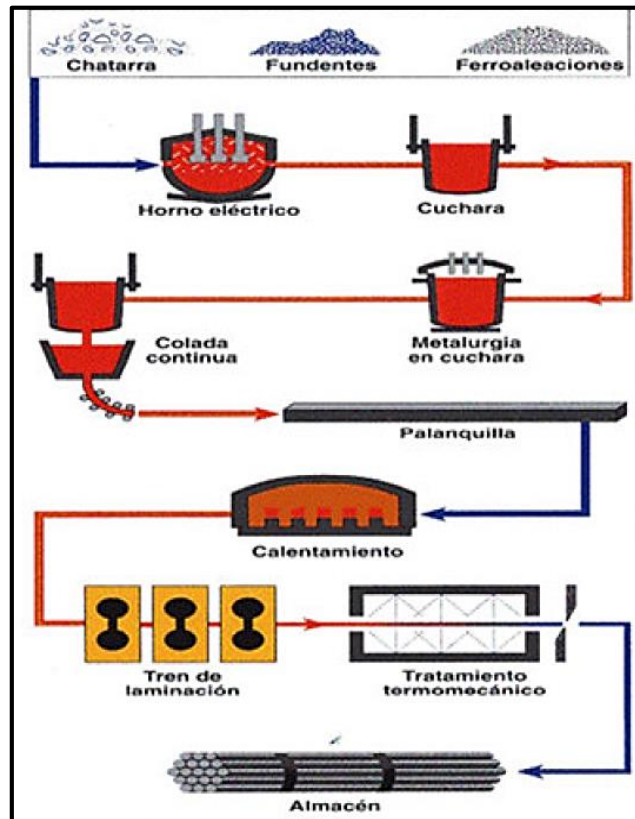


Figura 14: Proceso de fabricación del acero vía horno eléctrico

Fuente: (ALACERO, 2006)

#### 2.2.1.4 Clasificación del acero estructural según su composición

Los aceros estructurales disponibles en perfiles estructurales laminados en caliente, placas y barras pueden clasificarse según su composición química como aceros con carbono, aceros de alta resistencia y baja aleación, aceros resistentes a la corrosión, y aceros de baja aleación enfriados y templados. En Estados Unidos, “The American Society for Testing and Materials (ASTM)” desarrolla y mantiene los estándares de materiales relevantes para estos aceros. Los aceros estructurales se agrupan generalmente según varias clasificaciones principales de la ASTM (VINNAKOTA, 2006 pág. 30).

La **tabla 03** del Manual AISC 2011, muestra las especificaciones aplicables de la ASTM a diversos perfiles estructurales, y la **tabla 04**, muestra los componentes y el uso recomendado de los aceros estructurales según designación ASTM.

Tabla 03: Especificaciones aplicables del ASTM a diversos perfiles estructurales

Tipo de acero	Designación de la ASTM	Esfuerzo mínimo de fluencia $F_y$ (klb/plg <sup>2</sup> )	Esfuerzo de tensión $F_u$ (klb/plg <sup>2</sup> )	Serie de perfiles aplicables										
				W	M	S	HP	C	MC	L	HSS		Tubo	
											Rect.	Redondo		
Al carbono	A36	36	58-80 <sup>b</sup>											
	A53 Gr. B	35	60											
	A500	Gr. B	42	58										
			46	58										
		Gr. C	46	62										
	A501	Gr. A	36	58										
		Gr. B	50	70										
	A529 <sup>e</sup>	Gr. 50	50	65-100										
		Gr. 55	55	70-100										
	Baja aleación alta resistencia	A572	Gr. 42	42	60									
Gr. 50			50	65 <sup>d</sup>										
Gr. 55			55	55										
Gr. 60 <sup>e</sup>			60	60										
Gr. 65 <sup>e</sup>			65	65										
A618 <sup>f</sup>		Gr. I & II	50 <sup>g</sup>	70 <sup>g</sup>										
		Gr. III	50	50										
A913		50	50 <sup>h</sup>	60 <sup>h</sup>										
		60	60	75										
		65	65	80										
	70	70	90											
A992	50	65 <sup>i</sup>												
Baja aleación alta resistencia resistente a la corrosión	A242	42 <sup>j</sup>	63 <sup>j</sup>											
		46 <sup>k</sup>	67 <sup>k</sup>											
		50 <sup>l</sup>	70 <sup>l</sup>											
	A588	50	70											
	A847	50	70											

■ = Especificación recomendada para el material  
 □ = Otra especificación de material aplicable, cuya disponibilidad deberá confirmarse antes de la especificación  
 □ = La especificación de material no aplica

<sup>a</sup> Mínimo a menos que se muestre un rango.  
<sup>b</sup> Para perfiles arriba de 426 lb/pie, sólo aplica el mínimo de 58 klb/plg<sup>2</sup>.  
<sup>c</sup> Para perfiles con un espesor de patín menor que o igual a 1½ plg solamente. Para mejorar la soldabilidad, puede especificarse un máximo de carbono (de acuerdo con el Requisito suplementario S78 de la ASTM). Si se desea, puede especificarse el esfuerzo máximo de tensión de 90 klb/plg<sup>2</sup> (de acuerdo con el Requisito suplementario S79 de la ASTM).  
<sup>d</sup> Si se desea, puede especificarse el esfuerzo máximo de tensión de 70 klb/plg<sup>2</sup> (de acuerdo con el Requisito suplementario S91 de la ASTM).  
<sup>e</sup> Para perfiles con un espesor de patín menor que o igual a 2 plg solamente.  
<sup>f</sup> A618 de la ASTM también puede especificarse como resistente a la corrosión; véase A618 de la ASTM.  
<sup>g</sup> El mínimo aplica a muros de un espesor nominal de ¾ plg y menor. Para espesores de muro mayores que ¾ plg,  $F_y = 46$  klb/plg<sup>2</sup> y  $F_u = 67$  klb/plg<sup>2</sup>.  
<sup>h</sup> Si se desea, puede especificarse un esfuerzo máximo de fluencia de 65 klb/plg<sup>2</sup> y una relación de resistencia máxima a la fluencia entre la de tensión de 0.85 (de acuerdo con el Requisito suplementario S75 de la ASTM).  
<sup>i</sup> Se incluyen como obligatorias en A992 de la ASTM una relación de resistencia máxima a la fluencia entre la de tensión de 0.85 y una fórmula equivalente para el carbono.  
<sup>j</sup> Para perfiles con un espesor de patín mayor que 2 plg solamente.  
<sup>k</sup> Para perfiles con un espesor de patín mayor que 1½ plg y menor que o igual a 2 plg solamente.  
<sup>l</sup> Para perfiles con un espesor de patín menor que o igual a 1½ plg solamente.

Fuente: (Manual AISC – Tabla 2-4, 2011)



Tabla 04: Componentes y uso recomendado de los aceros estructurales según designación ASTM

ASTM	Tipo de acero	Componentes	Uso recomendado	Fy (ksi)	Fu (ksi)
A 36	Al carbono	C Mn Cu	Puentes, edificios y otras estructuras empernadas y soldadas.	36 <sup>1</sup>	50 - 80
A 529				42	60 - 85
A 441	HSLA	C Mn Cb Va Cr Si Cu Ni	Puentes, edificios y otras estructuras empernadas y soldadas.	40 - 50	60 - 70
A 572	HSLA		Construcciones empernadas y soldadas. No para puentes soldados de acero con Fy =55 ksi o mayores	42 - 65	60 - 80
A 242	HSLA y resistente a la corrosión atmosférica.		Construcciones empernadas y soldadas. Técnica de soldado muy importante.	42 - 50	63 - 70
A 588	HSLA y resistente a la corrosión atmosférica.		Construcciones empernadas	42 - 50	63 - 70
A 852	De baja aleación, templado y revenido.		Construcción soldada, empernada. Principalmente para puentes y edificios soldados. Técnica de soldado de importancia fundamental.	70	90 - 110
A 514	Aleados templados y revenidos.	Agentes aleantes en exceso.	Estructuras soldadas con mucha atención a la técnica empleada. No usar se la ductilidad es importante.	90 - 100	100 - 130

Fuente: (TASAICO, 2012)

- **Aceros al carbono:** Estos aceros tienen como principales elementos de resistencias al carbono y al manganeso en cantidades cuidadosamente dosificadas. Los aceros al carbono tienen sus contenidos limitados a los siguientes porcentajes máximos: 1.7% de carbono, 1.65% de manganeso, 0.60% de silicio y 0.60% de cobre. Estos aceros se dividen en cuatro categorías, dependiendo del porcentaje de carbono (MCCORMAC y CSERNAK, 2012 pág. 21):

1. Acero de bajo contenido de carbono: 0.05 - 0.15%.

2. Acero dulce: 0.15 a 0.29%. (Los aceros estructurales al carbono quedan dentro de esta categoría.)
3. Acero medio al carbono: 0.30 a 0.59%.
4. Acero con alto contenido de carbono: 0.60 a 1.70%.

- **Aceros de alta resistencia y baja aleación (HSLA):** Existe un gran número de aceros de este tipo clasificados por la ASTM. Estos aceros obtienen sus altas resistencias y otras propiedades por la adición, aparte del carbono y manganeso, de uno a más agentes de aleación como el columbio, vanadio, cromo, silicio, cobre y níquel. Se incluyen aceros con esfuerzos de fluencia comprendidos entre 40 klb/plg<sup>2</sup> y 70 klb/plg<sup>2</sup>. Estos aceros generalmente tienen mucha mayor resistencia a la corrosión atmosférica que los aceros al carbono.

El término baja aleación se usa arbitrariamente para describir aceros en los que el total de elementos de aleación no excede el 5% de la composición total del acero (MCCORMAC y CSERNAK, 2012 pág. 21).

- **Aceros HSLA resistentes a la corrosión:**

Cuando los aceros se alean con pequeños porcentaje de cobre, se vuelven más resistentes a la corrosión. Cuando se exponen a la atmósfera, las superficies de estos aceros se oxidan y se les forma una película adhesiva muy comprimida (conocida también como “pátina bien adherida” o “capa de óxido”), que impide una mayor oxidación y se elimina así la necesidad de pintarlos (MCCORMAC y CSERNAK, 2012 pág. 21).

- **Aceros aleados y de baja aleación enfriados y templados :**

Los aceros enfriados y templados difieren de los aceros de baja aleación y alta resistencia en que tienen un porcentaje más elevado de elementos de aleación y en que dependen del tratamiento térmico para desarrollar niveles

de resistencia más elevados y otras propiedades mecánicas mejoradas. Estos aceros por lo general contienen un máximo de carbono de 0.20%. El enfriamiento da por resultado un material con mucha dureza, grano fino o estructura martensítica pero la ductilidad de estos aceros es menor que los aceros con carbono y HSLA, para ello el templado mejora la ductilidad. Los aceros enfriados y templados solo están disponibles en forma de placas (VINNAKOTA, 2006 pág. 33).

Se puede observar en la **tabla 05**, la influencia de los elementos de aleación en las propiedades del acero.

*Tabla 05: Influencia de los elementos de aleación en las propiedades del acero*

Elemento	Resistencia mecánica	Ductibilidad	Soldabilidad	Resistencia corrosión
Carbono (C)	↑	↓	↓	↓
Cobre (Cu)				↑
Cromo (Cr)	↑	↓	↓	↑
Fosforo (P)	↑		↓	↑
Manganeso (Mn)	↑	↓	↓	
Molibdeno (Mo)			↑	↑
Niquel (Ni)	↑		↓	↑
Niobio (Nb)	↑	↓		
Silicio (Si)	↑		↓	↑
Titanio (Ti)	↑			↑

Fuente: (TASAICO, 2012)

### 2.2.1.5 Tipos de perfiles o secciones de acero estructural

**Secciones laminadas en caliente:** En la actualidad los perfiles de acero laminados en caliente se encuentran estandarizados, las dimensiones y designaciones de los perfiles están disponibles en las normas ASTM, además en la “14va Edición del Manual de Construcción en Acero (14th Steel Construction Manual)” del “American

Institute of Steel Construction – Instituto Americano de Construcción en Acero (AISC)” se pueden encontrar las propiedades y dimensiones de las secciones americanas estándar, y estas según la forma de su sección transversal se denominan perfiles I o H (W, M, S, HP), C, MC, L o T y placas, barras, barras circulares y HSS (VINNAKOTA, 2006).

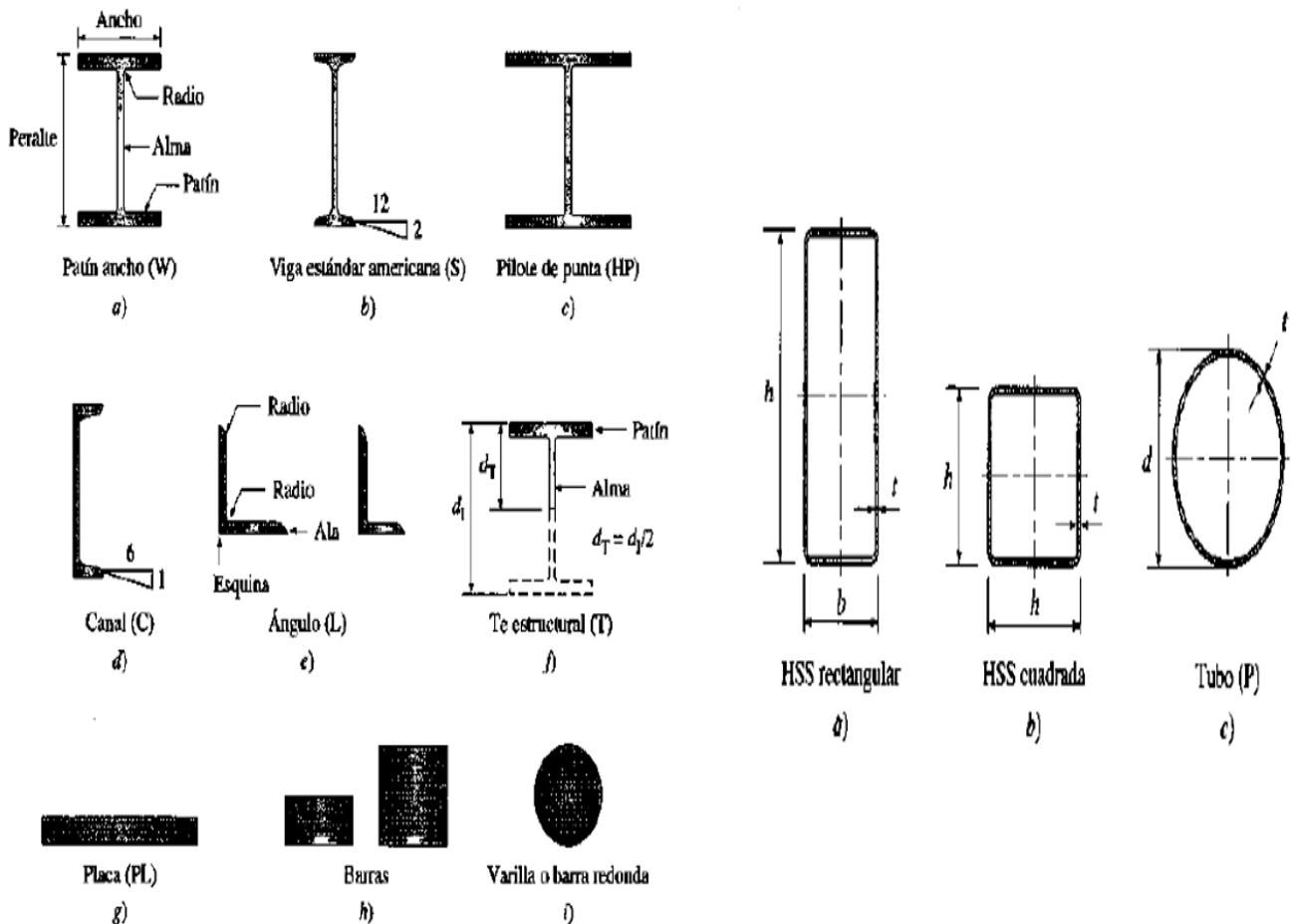
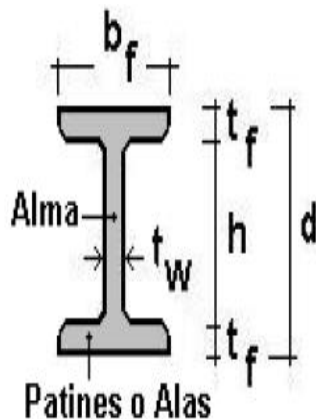


Figura 15: Perfiles o secciones laminadas en caliente

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

De acuerdo a RODRÍGUEZ (2011), se definen los siguientes perfiles de acero estructural:

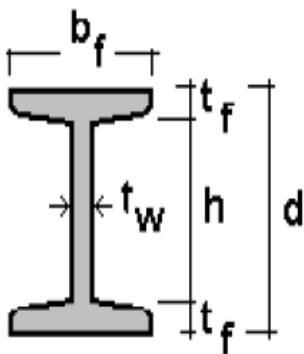
**Perfiles W:**



Es un tipo de perfil I o H. Llamados también perfiles de patín ancho (Wide Flange, WF) son perfiles doblemente simétricos, y consisten de dos patines de forma rectangular, conectados por una placa de alma también rectangular.

Ej. W16x40 (peralte nominal= 16" y peso nominal= 40 lb/pie).

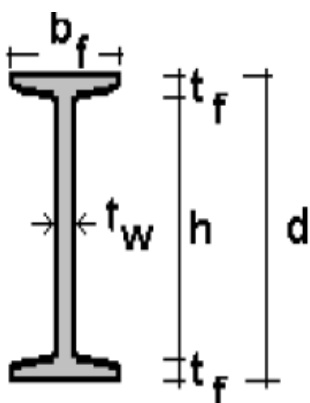
**Perfiles M:**



Es un tipo de perfil I o H. Son perfiles doblemente simétricos que no se clasifican como perfiles W, HP o S.

Ej. M14x18 (peralte nominal= 14" y peso nominal= 18 lb/pie).

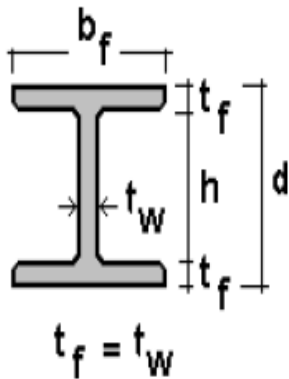
**Perfiles S:**



Es un tipo de perfil I o H. Son perfiles doblemente simétricos, conocido como viga estándar americana, el ancho del patín del perfil W es mayor que del perfil S, además la cara interna del patín tiene una pendiente de aproximadamente 16 2/3%.

Ej. S20x75 (peralte nominal= 20" y peso nominal= 75 lb/pie).

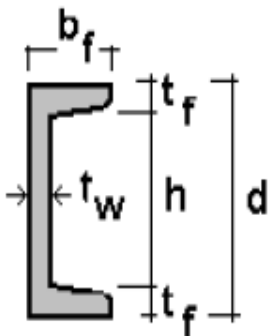
**Perfiles HP:**



Es un tipo de perfil I o H. Estas secciones de pilotes de apoyo HP tienen las caras del patín esencialmente paralelas e igual espesor en el patín y el alma ( $t_f = t_w$ ).

Ej. HP14x117 (peralte nominal= 14" y peso nominal= 117 lb/pie).

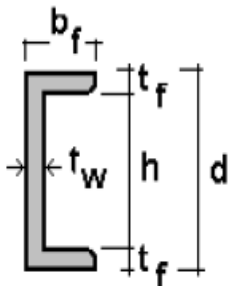
**Perfiles C:**



Conocido como canal estándar americano, la cara interna del patín tiene una pendiente de aproximadamente 16 2/3%.

Ej.: C6x13 (peralte nominal= 6" y peso nominal= 13 lb/pie).

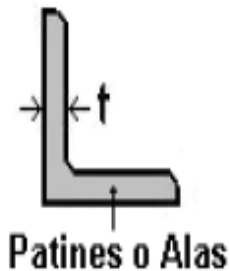
**Perfiles MC:**



Son perfiles de canal que no clasifican como perfiles C.

Ej. MC18x58 (peralte nominal= 18" y peso nominal= 58 lb/pie).

### Ángulos:

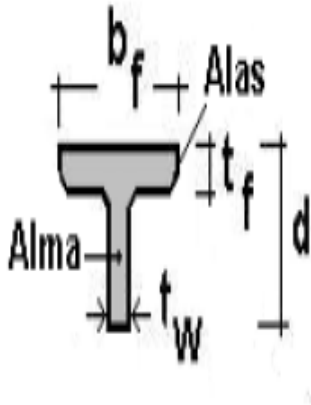


Existen angulares de lados iguales y también desiguales.

Ej.  $< 3 \times 3 \times 1/4$  (lados iguales de 3", espesor =  $1/4$ ").

Ej.  $< 5 \times 3 \times 1/4$  (lados desiguales de 5" y 3", espesor =  $1/4$ ").

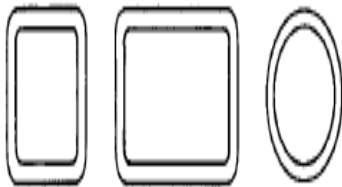
### Perfiles T (WT, ST, MT):



Las Tees estructurales son miembros que se obtienen cortando perfiles W (para WT), S (para ST), o M (para MT). Por lo general, se hace el corte de tal modo que se produce un perfil con área equivalente a la mitad del área de la sección original.

Ej. WT8x20 (peralte nominal = 8" y peso nominal = 20 lb/pie). Se ha obtenido dividiendo una W16x40 en dos partes iguales.

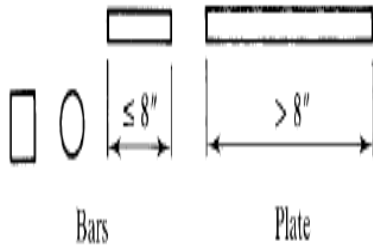
### Perfiles HSS:



Conocidos como Hollow Structural Sections (HSS), son perfiles huecos los cuales pueden ser redondos, cuadrados o rectangulares.

Ej. HSS14x10x5/8 (peralte nominal = 14", ancho = 10" y espesor de pared de  $5/8$ ") sección rectangular.

### Placas y barras:



Las barras pueden tener secciones transversales circulares, cuadradas o rectangulares. Si el ancho de un perfil rectangular es  $\leq 8''$  se clasifica como barra, si el ancho es  $> 8''$  se clasifica como placa.

Ej. PL1/2x10x1'-4" (espesor = 1/2", ancho = 10" y longitud = 16").

**Secciones conformadas en frio:** Los perfiles de acero estructural formados en frio son producidos al pasar hojas o tiras de acero a temperatura ambiente por rodillos o prensas luego se dobla el material delgado como lámina o placa de acero en la forma deseada sin calentarlo. Los perfiles laminados en frio pueden dividirse en 2 tipos: **miembros estructurales** y **miembros de superficie**. Los miembros estructurales tienen un estilo general de perfiles laminados en caliente bien establecido, como canales, zetas y formas de sombrero. Los miembros de superficie son perfiles que resisten cargas, los cuales también proporcionan superficies útiles, estas se utilizan de manera extensa en construcciones de techos, pisos y muros (VINNAKOTA, 2006).

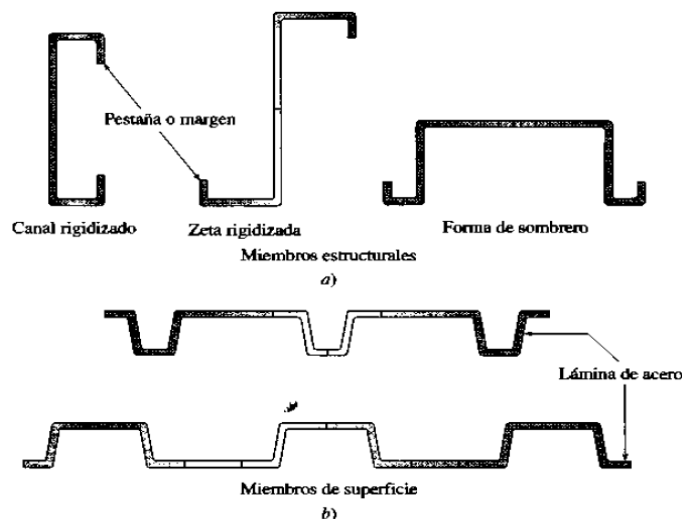


Figura 16: Diferentes secciones de acero conformadas en frio

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)



El trabajo en frío incrementará el esfuerzo de fluencia del acero, pero este aumento implica una reducción de la ductilidad. Debido a la esbeltez de la sección transversal de los elementos, los problemas de inestabilidad se vuelven una preocupación mayor en el diseño. “The American Iron and Steel Institute (AISI)” es el encargado de regir el diseño de secciones conformadas en frío (VINNAKOTA, 2006).



*Figura 17: Placa colaborante conformada en frío*

Fuente: (TASAICO, 2012)

**Secciones soldadas:** Los perfiles de acero estructural de secciones soldadas se obtienen de las planchas laminadas en caliente o frío, conectando entre sí o más perfiles o placas, para que actúen como un miembro estructural único. Estas secciones son necesarias cuando se necesitan secciones de dimensiones diferentes, o por requerimientos de diseño (cuando la sección transversal no tiene suficiente área o momento de inercia) (VINNAKOTA, 2006).

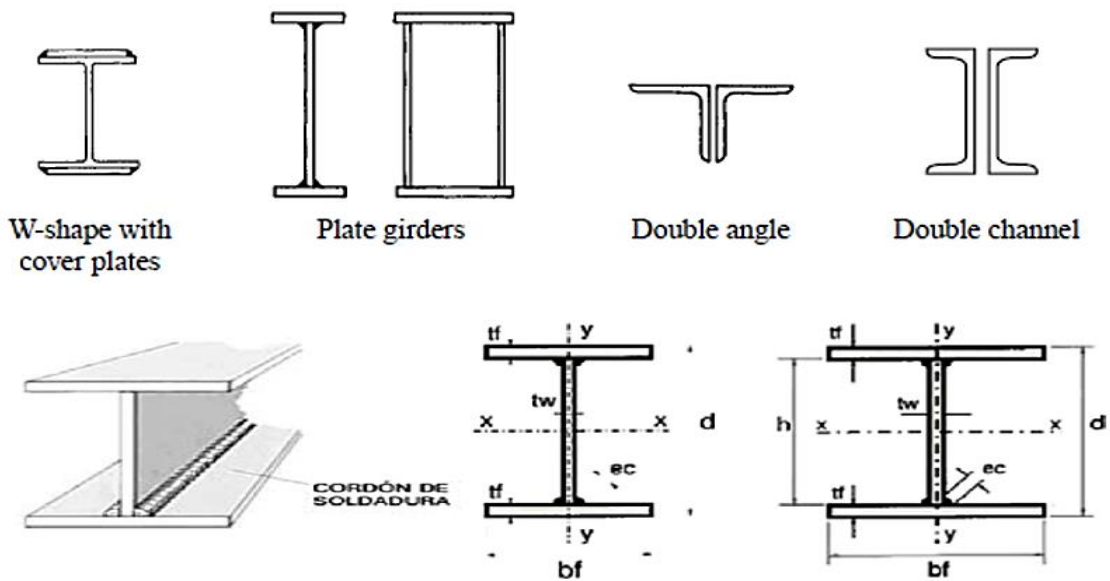


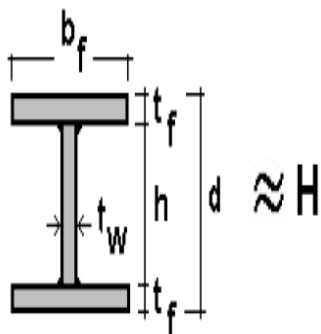
Figura 18: Diferentes tipos de secciones soldadas mediante perfiles de acero

Fuente: (SEGUI, 2013)

Se presentan los tipos de perfiles soldados usados en el Perú, con la designación adoptada por ITINTEC:

De acuerdo a RODRÍGUEZ (2011), se definen los siguientes perfiles de ITINTEC:

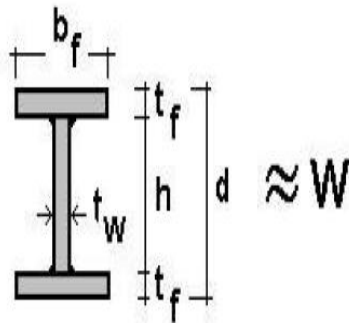
#### Perfil columna soldada CS:



El peralte de estos perfiles es aproximadamente igual al ancho del patín ( $d \approx bf$ ). Están propuestos 77 perfiles CS.

Ej.: CS200x41 (peralte nominal = 200 mm y peso nominal = 41 kg/m).

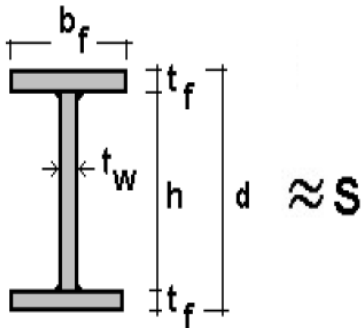
**Perfil columna – viga soldada CVS:**



El peralte de estos perfiles es aproximadamente igual a 1.5 veces el ancho del patín ( $d \approx 1.5 b_f$ ). Están propuestos 68 perfiles CVS.

Ej.: CVS250x31 (peralte nominal = 250 mm y peso nominal = 31 kg/m).

**Perfil viga soldada VS:**



El peralte de estos perfiles es aproximadamente igual a 2 y 3 veces el ancho del patín ( $d \approx 2b_f$  a  $3b_f$ ). Están propuestos 112 perfiles VS.

Ej.: VS1500x572 (peralte nominal = 1500 mm y peso nominal = 572 kg/m).

**Secciones compuestas:** Los perfiles de acero estructural de secciones compuestas se obtienen uniendo cualquier perfil mencionado anteriormente (laminado en caliente, conformado en frío y soldados) con el concreto. Las secciones compuestas más comunes son las vigas compuestas, columnas compuestas y las losas compuestas.

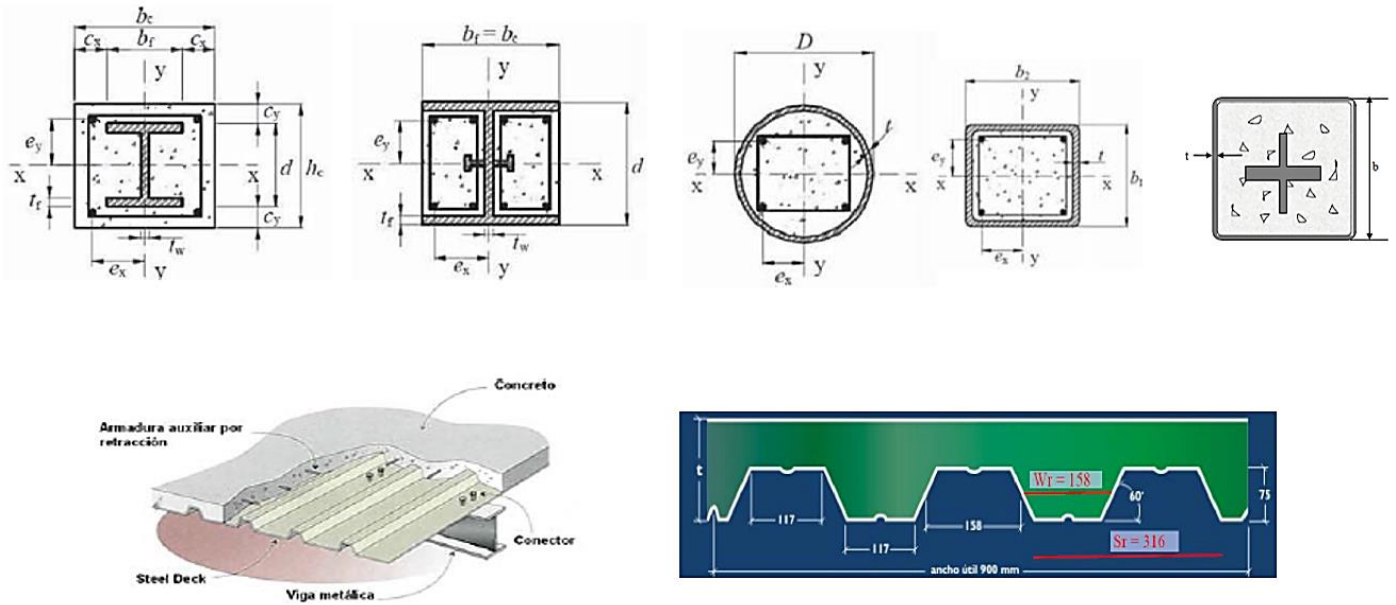


Figura 19: Diferentes tipos de secciones compuestas

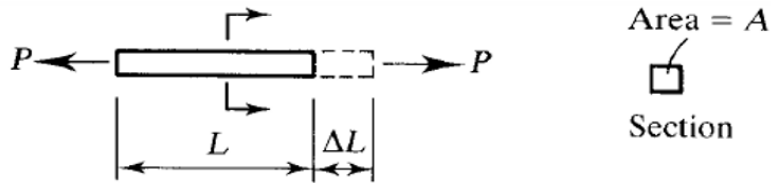
Fuente: (TASAICO, 2012)

### 2.2.1.6 Propiedades físico - mecánicas del acero estructural

De acuerdo a VINNAKOTA (2006), SEGUI (2013) y MCCORMAC y CSERNAK (2012), se dan a conocer las siguientes teorías:

#### Diagrama esfuerzo – deformación:

Para conocer las características del comportamiento del acero se realiza la prueba de tensión la cual determina la resistencia, la rigidez, la ductilidad y la tenacidad del material. En esta prueba se sujeta un espécimen estándar, llamado **probeta de acero** entre las mordazas de una máquina de prueba y se tensan en forma axial (se somete a fuerzas de tracción) hasta que ocurra la fractura. Si la carga es incrementada desde cero hasta el punto de fractura y el esfuerzo y deformación unitaria son calculadas en cada etapa se puede graficar una curva esfuerzo - deformación unitaria. Se debe advertir que un ensayo similar para un espécimen de ensayo en compresión dará resultados muy parecidos. La **figura 20**, muestra el diagrama esfuerzo - deformación para un acero dulce o acero dúctil (diagrama esfuerzo - deformación típico de ingeniería).



De la prueba de tensión, el esfuerzo de ingeniería ( $f$ ) y la deformación unitaria de ingeniería ( $\epsilon$ ) puede calcularse como:

$$f = \frac{P}{A} \quad ; \quad \epsilon = \frac{\Delta L}{L}$$

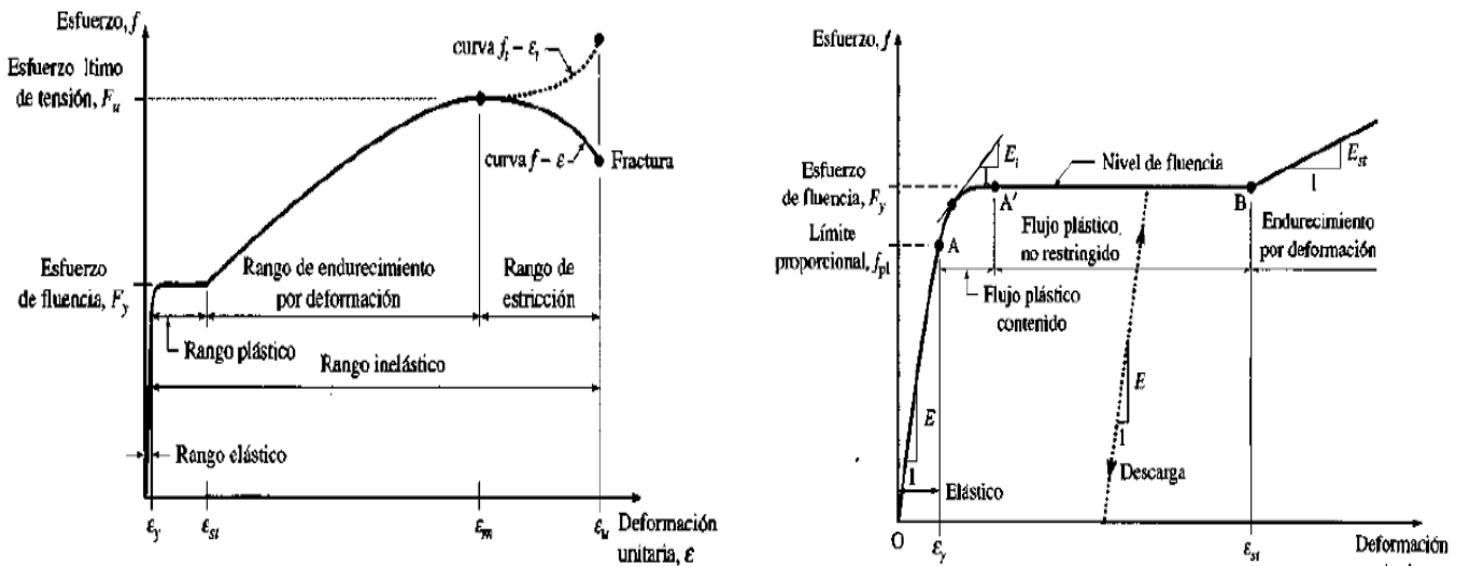


Figura 20: Diagrama esfuerzo – deformación para un acero dulce o acero dúctil

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

La **figura 20**, muestra las cuatro etapas o rangos típicos de comportamiento: **elástico**, **plástico**, de **endurecimiento por deformación** y de **estricción** que termina en la fractura de la probeta. La relación entre esfuerzo y deformación unitaria es lineal hasta el límite de proporcional; se dice que el material obedece a la **ley de Hooke**. A una carga ligeramente mayor, el material alcanza un valor pico llamado punto superior de fluencia, al cual sigue una nivelación en el punto inferior de fluencia. El esfuerzo permanece constante, aunque la deformación unitaria continua

creciendo; la fluencia del material se debe al deslizamiento interno a nivel de cristales. En esta etapa de la carga, el espécimen de prueba continua alargándose en tanto que no se retire la carga, aun cuando la carga pueda ser incrementada. Esta región de esfuerzo constante se llama **meseta de fluencia o rango plástico**. Bajo una deformación unitaria plástica (entre el alcance del punto de fluencia y el inicio del endurecimiento por deformación) que es de 6 a 15 veces la deformación unitaria elástica, comienza el endurecimiento por deformación y se requiere entonces de una carga adicional (y esfuerzo) para generar una alargamiento adicional (y deformación unitaria). Se alcanza así un valor máximo del esfuerzo, después de lo cual comienza en el espécimen la “estricción”, en donde el esfuerzo decrece con una deformación unitaria creciente y ocurre luego la fractura.

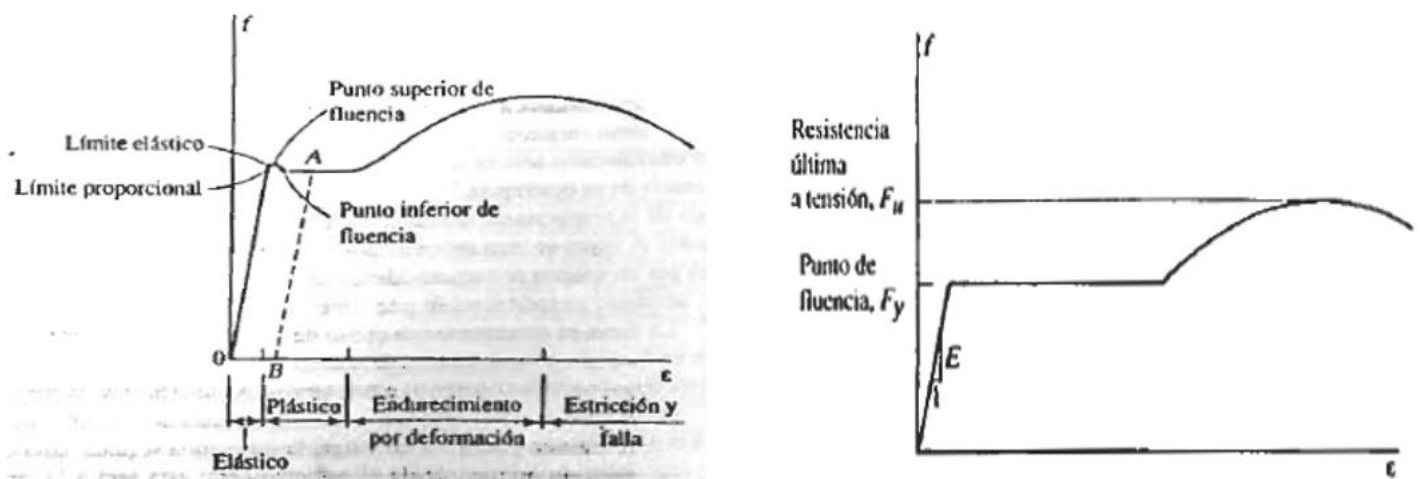


Figura 21: Versión idealizada de la curva de esfuerzo - deformación

Fuente: (SEGUI, 2013)

La **figura 21**, muestra una versión idealizada de la curva esfuerzo - deformación donde el límite proporcional, el límite elástico y los puntos superior e inferior de fluencia están todos muy cercanos entre si y son tratados como un solo punto llamado **punto de fluencia**, definido por el  $F_y$ . El otro punto de interés del ingeniero estructuralista es el valor máximo del esfuerzo que puede alcanzarse, llamado

**resistencia ultima en tensión  $F_u$ .** Los esfuerzos característicos del acero estructural, como el límite de proporcionalidad, el esfuerzo de fluencia y el esfuerzo último para pruebas de compresión tienen aproximadamente los mismos valores que aquellos para la prueba de tensión. Cabe mencionar que las propiedades de los diferentes aceros estructurales se deben a su composición. La **figura 22**, muestra los diagramas esfuerzo – deformación para diferentes aceros estructurales.

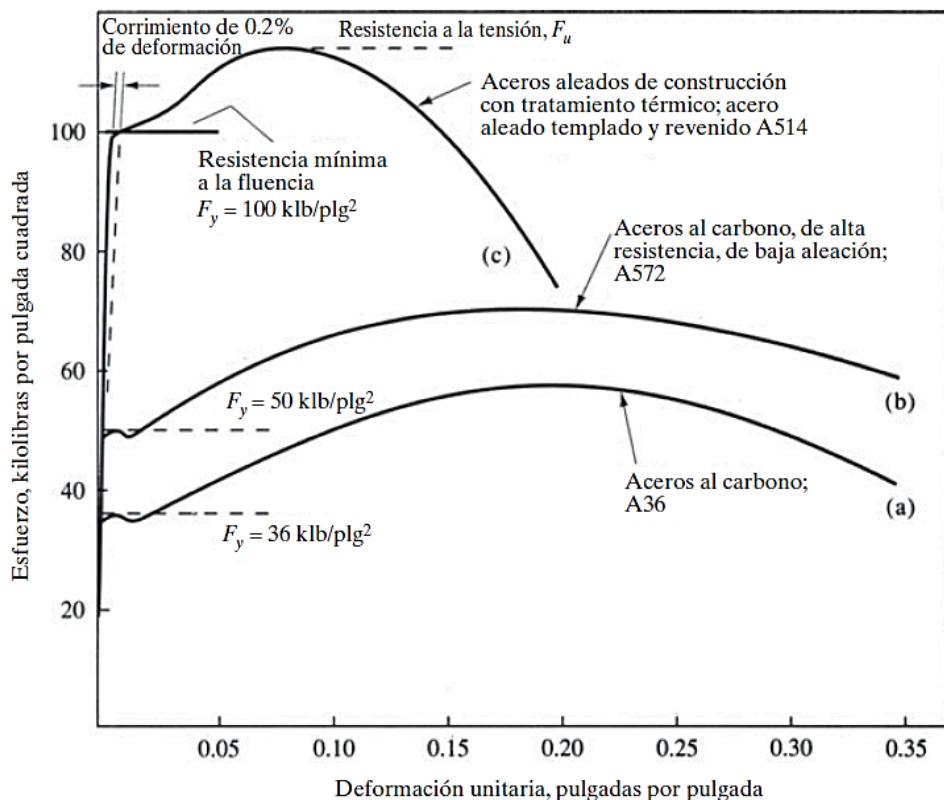


Figura 22: Diagramas esfuerzo – deformación para diferentes aceros estructurales

Fuente: (MCCORMAC y CSERNAK, 2012)

### Propiedades del acero estructural:

#### A. Punto de fluencia:

Es el esfuerzo para el cual la deformación presenta un gran incremento sin que haya un aumento correspondiente en el esfuerzo. Esto queda indicado por la porción plana del diagrama esfuerzo-deformación, denominado meseta

de fluencia o rango plástico. El concepto de punto de fluencia es característico de los aceros dulces debido a que su diagrama esfuerzo - deformación muestra claramente el mismo.

**B. Resistencia de fluencia:**

Es un punto específico de la curva esfuerzo-deformación de ciertos aceros, cuando no hay un punto preciso de fluencia (el concepto de resistencia de fluencia es característico de los aceros de alta resistencia tratados térmicamente). Que se establece trazando una paralela a la parte inicial elástica de la curva, desfasada una cantidad igual a un 0.2% de deformación unitaria, ya que estos aceros no tienen la amplia parte plana correspondiente al rango plástico.

**C. Esfuerzo de fluencia ( $F_y$ ):**

El esfuerzo de fluencia es tanto el punto de fluencia, la resistencia de fluencia o ambos, el símbolo  $F_y$  designa el esfuerzo de fluencia. Los aceros estructurales actuales están disponibles con esfuerzos de fluencia de 32 ksi a 150 ksi.

**D. Límite de proporcionalidad ( $F_{pl}$ ):**

Es el esfuerzo máximo para el cual es válida la ley de Hooke, referente a los esfuerzos directamente proporcionales a las deformaciones. La pérdida de proporcionalidad para que no llegue al punto de fluencia se debe a la presencia de los esfuerzos residuales. En general se acepta que  $F_{pl} = 0.87F_y$ .

**E. Esfuerzo último o resistencia a la fractura ( $F_u$ ):**

Es el esfuerzo de falla del espécimen, que se obtiene al dividir la máxima carga aplicada en una prueba de tensión entre el área de la sección transversal original.

**F. Módulo de elasticidad ( $E$ ):**



La elasticidad de un material es su capacidad de volver a la forma original después de sucesivos ciclos de carga y descarga. El módulo de elasticidad o módulo de Young es la pendiente del diagrama esfuerzo – deformación de la región elástica ( $E = \frac{f}{\epsilon}$ ), es la medida de la rigidez en el rango elástico. El valor del módulo de elasticidad es de  $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$  (29000 ksi) para todos los aceros estructurales.

**G. Módulo de elasticidad tangente ( $E_t$ ):**

Es la pendiente de la tangente a la curva esfuerzo-deformación, trazada en cualquier punto situado arriba del límite de proporcionalidad. Representa la rigidez del material en el intervalo inelástico.

**H. Módulo de endurecimiento por deformación ( $E_{st}$ ):**

Es la pendiente de la curva esfuerzo-deformación en el rango de endurecimiento por deformación. Tiene su valor máximo en el inicio del rango de endurecimiento por deformación. Este endurecimiento final explica la resistencia encontrada en elementos de acero que han sobrepasado la zona plástica. Su valor varía entre 600 a 800 ksi.

**I. Relación de poisson ( $\mu$ ):**

Se denomina a la relación entre la deformación unitaria transversal y la deformación unitaria longitudinal del acero, bajo una carga axial dada para esfuerzos por debajo del límite proporcional ( $\mu = -\frac{\epsilon_x}{\epsilon_z} = -\frac{\epsilon_y}{\epsilon_z}$ ). La relación de poisson para el acero es alrededor de 0.3 en el rango elástico y de 0.5 en el rango plástico.

**J. Módulo de cortante ( $G$ ):**

Conocido también como el módulo de rigidez, es la relación del esfuerzo cortante a la deformación unitaria por cortante, dentro del rango elástico. El módulo de cortante de cualquier material elástico se calcula como: ( $G = \frac{E}{2(1+\mu)}$ )

), con  $\mu = 0.3$  y  $E = 29000$  ksi para el acero, se tiene  $G = 11154$  ksi, un valor conservador es de 11200 ksi para todos los aceros estructurales.

**K. Coeficiente de expansión térmica ( $\alpha$ ):**

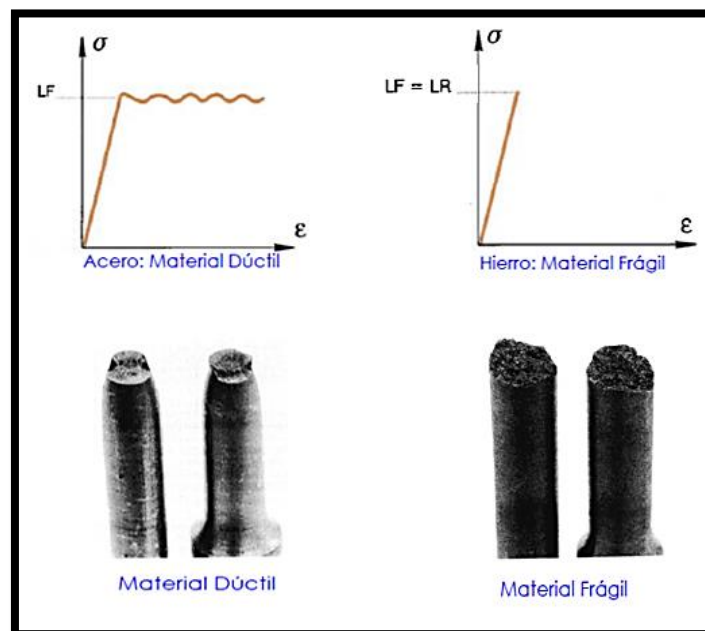
El esfuerzo de fluencia, el esfuerzo último de tensión y el módulo de elasticidad de todos los aceros estructurales disminuyen con los incrementos de temperatura. El coeficiente de expansión térmica es:  $\alpha = 11.25 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}$  sabiendo que  $^\circ\text{C} = \frac{5}{9} (^\circ\text{F} - 32)$ .

**L. Peso volumétrico del acero ( $\gamma$ ):**

El peso volumétrico del acero es de 7.85 tn/m<sup>3</sup>.

**M. Ductilidad:**

Es la capacidad del acero que le permite ser sometido a gran deformación antes de quebrarse o fracturarse. Una medida de la ductilidad es el porcentaje de elongación ( $\delta e = \frac{L_f - L_o}{L_o} \times 100$ ).



*Figura 23: Diferencias entre un material dúctil y un material frágil*

Fuente: (TASAICO, 2012)

**N. Tenacidad:**

Es la capacidad del acero de absorber energía cuando están sometidos a una carga de impacto.

**O. Plasticidad:**

Deformación plástica es la deformación permanente provocada por un esfuerzo igual o superior al límite de fluencia.

**P. Soldabilidad:**

Capacidad del acero a ser soldado y depende de la composición química y es muy sensitiva al contenido de carbono en su masa. Hay aceros que no son soldables o difícilmente soldables, por lo que requieren un tratamiento especial.

**Q. Resistencia a la fatiga:**

Es el esfuerzo al cual el acero falla bajo aplicaciones repetidas de carga. La fractura es causada por un número suficientemente grande de repeticiones de esfuerzos, esfuerzos cíclicos o pulsantes, o inversiones de esfuerzos. Ahí donde existe una pequeña imperfección, la aplicación de esfuerzos tiende a producir una fractura del material. Se forma una grieta y dependiendo del nivel de esfuerzos progresa rápida o lentamente hasta la ruptura del miembro.

### **2.2.1.7 Efectos térmicos y exposición ambiental del acero estructural**

#### **Efectos térmicos del acero**

**Efecto de las altas temperaturas – incendios:** Aunque el acero estructura ofrece la ventaja de ser incombustible, el esfuerzo de fluencia ( $F_y$ ), el esfuerzo último ( $F_u$ ), el módulo de elasticidad ( $E$ ), la resistencia y la rigidez se reducen con aumentos de la temperatura. El esfuerzo de fluencia se mantiene por lo menos en un 85% de su valor normal hasta temperaturas de aproximadamente  $427^{\circ}\text{C}$  ( $800^{\circ}\text{F}$ ), el esfuerzo de fluencia continúa disminuyendo y alrededor de  $704^{\circ}\text{C}$  ( $1300^{\circ}\text{F}$ ), la tensión de fluencia puede ser solamente un 20% de su valor máximo. La **figura 24**, muestra el

efecto de la temperatura sobre el esfuerzo de fluencia (MCCORMAC y CSERNAK, 2012).

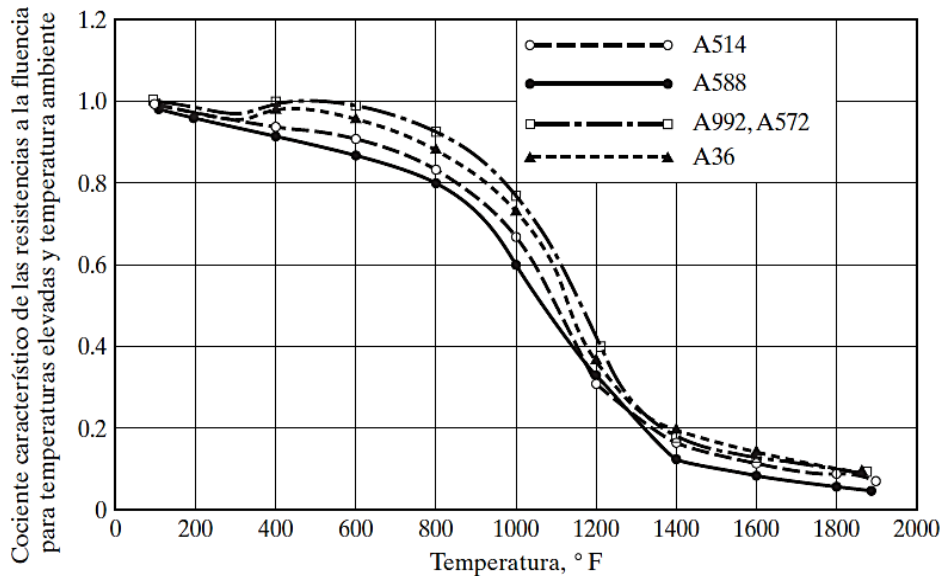


Figura 24: Efecto de la temperatura sobre el esfuerzo de fluencia

Fuente: (MCCORMAC y CSERNAK, 2012)

**Efectos frente al fuego en casos de incendios:** Según TASAICO (2012), se define:

- El acero se expande y dependiendo de las restricciones puede llevar a diferentes formas de deformación ( $et = \alpha \Delta T$ ), donde  $et$  = desplazamiento térmico,  $\alpha$  = coeficiente de expansión térmica y  $\Delta T$  = aumento de temperatura.
- Las cargas naturales de la edificación también contribuyen a la deformación.
- Después del incendio las deformaciones no revierten a su estado original.
- Deformaciones estructurales son el resultado de una compleja interacción de cargas y expansión térmica.
- Pandeo generado por expansión térmica.
- Un aumento de temperatura incrementa la tasa de oxidación del acero.

**Sistemas de protección contra incendios:** Según TASAICO (2012), se define:

La protección contra el fuego en las estructuras metálicas de los edificios tiene por objetivo, evitar la propagación rápida del fuego, evitar una incidencia directa sobre la

estructura; así como también disminuir las pérdidas económicas. Dentro de los sistemas de protección contra incendios están:

**Protección pulverizada:** Según TASAICO (2012), se define:

- **Tipos:** Fibras minerales, derivados de la vermiculita, cementos perlíticos y compuestos químicos que absorben calor.
- **Forma de aplicación:** Mezcla bombeada que se une al agua pulverizada. El espesor de estos materiales varía desde los 10 a 100 mm.
- **Ventajas:** Rápida aplicación, baratos y pueden adaptarse a la protección de elementos que presenten geometría compleja.
- **Desventajas:** Desorden por su aplicación, pueden causar daños por exceso de pulverización, pueden sufrir agrietamiento y retracciones, no suministran una apariencia superficial atractiva, y son difíciles de reparar.

**Sistemas secos:** Según TASAICO (2012), se define:

- **Tipos:** Fibras minerales, placas de fibra mineral y lámina de fibras cerámicas.
- **Forma de aplicación:** Los materiales derivados del cartón pueden ser adheridos usando travesaños, atornillados a un marco u otras láminas.
- **Ventajas:** Fáciles de usar, con flexibilidad en cuanto al programa de la obra, limpios, ocasionan pocos daños a las construcciones circundantes y presentan una superficie con buena terminación.
- **Desventajas:** Algunos son blandos y frágiles; otros pueden dañarse con el agua. Son de difícil instalación en lugares de geometría compleja, y presentan incompatibilidad con cierto tipo de sustratos.

**Sistemas intumescentes:** Según TASAICO (2012), se define:

- **Tipos:** Pinturas de pequeño espesor que pueden resistir un incendio de hasta 90 minutos. Las pinturas se entumescen bajo la influencia del calor para dar lugar a un recubrimiento hasta 50 veces más grueso que la película original.

- **Forma de aplicación:** Estos productos pueden aplicarse mediante pulverización, con brocha o con rodillo.
- **Ventajas:** Dan un aspecto decorativo a la estructura, y la mayoría tienen una buena resistencia al impacto y a la abrasión.
- **Desventajas:** Pueden ocurrir daños mecánicos, en particular en columnas, que requieran algún mantenimiento de pintura.

**Efecto de las bajas temperaturas:** En general los elementos de una estructura de acero empleada en ambientes de baja temperatura fallan por fractura frágil, es decir, sin que haya fluencia del material. Una combinación de baja temperatura con un cambio en las dimensiones de la sección o alguna imperfección, junto con la presencia de esfuerzos de tensión, puede iniciar una fractura frágil (TASAICO, 2012).

### **Exposición ambiental**

Según TASAICO (2012), se da a conocer la siguiente teoría:

**Corrosión:** Reacción química de un metal con su entorno que genera deterioro de este. Todos los aceros sufren corrosión. Sin embargo, en algunos, la capa de corrosión superficial que se forma sirve de protección para el resto del material. Esto va a depender principalmente de las aleaciones que tenga el acero. Si no es el caso, se debe recurrir a protecciones externas. Cuatro puntos principales relacionados con la corrosión en el proyecto de una estructura metálica son: La **tabla 06**, muestra la velocidad de corrosión en función del lugar.

1. No hay corrosión cuando no existe contacto de oxígeno y agua con la superficie metálica.
2. La tasa de corrosión potencial depende del grado de contaminación atmosférica.
3. La tasa real de corrosión depende del tiempo de exposición a la humedad de la superficie metálica.

4. El contacto con otros metales influye en la tasa de corrosión localizada.

*Tabla 06: Velocidad de la corrosión del acero en función del lugar*

Lugar	Velocidad de corrosión (mm/año)
Territorio moderadamente poblado	0,02 -0,05
Área residencial en la ciudad	0,05 -0,10
Grandes ciudades industriales	0,08 -0,15
Proximidad a las costas	0,06 -0,17
Agua dulce	0,05 -0,10
Agua salada, agua agresiva	0,15 -0,20

Fuente: (TASAICO, 2012)

Dentro de los sistemas de protección contra la corrosión están:

**Protección con sellante (pinturas anticorrosivas):**

El propósito del sellante en las estructuras de acero es impedir la penetración de líquidos y/o gases hacia el acero, imposibilitando la formación de una celda galvánica lo que permite alargar considerablemente la vida útil del revestimiento metálico. El proceso de pintado con pinturas anticorrosivas es el siguiente:

- 1) **Imprimación:** Sus funciones son favorecer la adherencia y proteger contra la corrosión. Puesto que el espesor del sistema es muy importante para la protección, con frecuencia se especifican dos capas, y a veces tres cuando las dos últimas se aplican con brocha.
- 2) **Capa intermedia:** En el acero las capas intermedias proporcionan la base de color adecuada para el acabado. Se adhieren a la imprimación. La capa

intermedia de alto rendimiento se describe con más precisión en inglés como “Intermediate coat”.

- 3) Acabado:** Proporciona el color, nivel de brillo o resplandor requeridos y la conveniente resistencia a la corrosión atmosférica, a la abrasión o al ataque químico. Puede ser necesaria más de una capa dependiendo del tipo de producto, de la exposición, del entorno, del color, etc.

La extraordinaria resistencia a la corrosión de estos revestimientos se debe a que el sistema:

- ✚ Provee protección galvánica.
- ✚ Actúa como pasivador del metal base (acero).
- ✚ Provee un inhibidor contra la oxidación (imprimante).
- ✚ Provee una barrera impermeable (sellante).

#### **Protección catódica:**

Se basa en la aplicación de un metal que sea anódico respecto del acero, de tal manera que proteja a este último mediante el establecimiento de una celda galvánica intencional, en donde el acero se convierte en cátodo, es decir en el metal protegido. Si se analiza la serie galvánica de los metales, se puede ver que tanto el Zn como el Al y el Mg, son anódicos respecto del hierro y del acero.

## **2.2.2 Sistemas estructurales de acero estructural**

### **2.2.2.1 Introducción a las estructuras**

De acuerdo a ZAPATA (1991) y VINNAKOTA (2006), se dan a conocer las siguientes teorías acerca de las estructuras:

Una estructura puede definirse como una serie de partes o miembros conectados con el fin de soportar distintas sollicitaciones de carga, además debe brindar resistencia, estabilidad y rigidez a todo el conjunto en general. La familiaridad con los miembros



estructurales básicos, las formas en que pueden amarrarse para formar el esqueleto de una estructura y las funciones que tienen en toda la estructura constituyen un requisito previo para un buen diseño. El proceso para crear cualquiera estructura requiere de planeación, análisis, diseño y construcción. La **figura 25**, muestra el esquema del proceso para crear cualquier estructura.

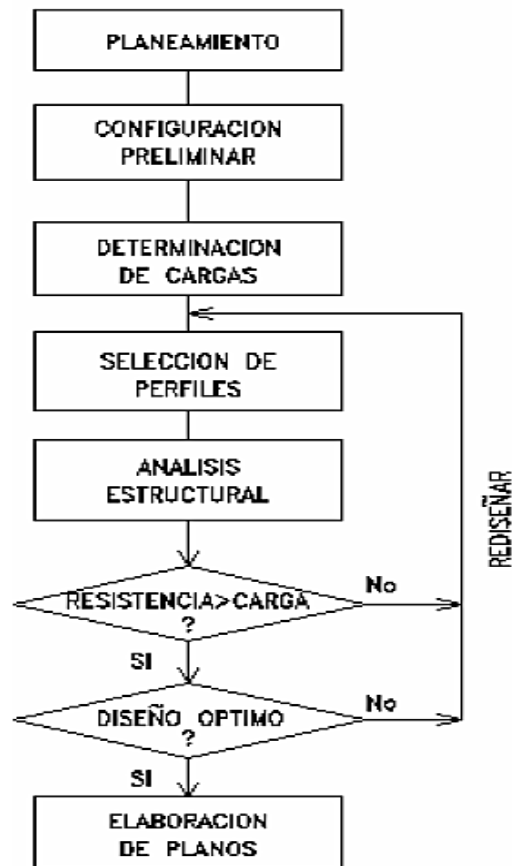


Figura 25: Esquema del proceso para crear cualquier estructura

Fuente: (ZAPATA, 1991)

**Elementos estructurales:** Es importante que un ingeniero estructural reconozca los diversos tipos de elementos que conforman una estructura y poder clasificarlos de acuerdo a la carga que soportan, su forma y función. Algunos de los elementos más comunes de que constan las estructuras son:

- A. Tirantes o tensores:** Son miembros que son sometidos y soportan fuerzas de tensión axial. Debido a la naturaleza de esta carga, estos miembros son

esbeltos y para formarlos se escogen perfiles redondos, rectangulares (varillas y barras), ángulos, canales, etc.

- B. Columnas:** Miembros que generalmente son verticales, que son sometidos y resisten cargas axiales de compresión. Para columnas metálicas se suelen usar secciones tubulares y secciones de patín ancho (W).
- C. Vigas:** Miembros que usualmente son horizontales rectos usados principalmente para soportar cargas verticales. A menudo se clasifican según la manera en que están apoyadas. Para vigas metálicas se suelen usar secciones de patín ancho (W).
- D. Ejes:** Son miembros que sometidos y resisten fuerzas de torsión.
- E. Viga – columna:** Son miembros que sometidos a compresión axial y a fuerzas o momentos perpendiculares a su eje.

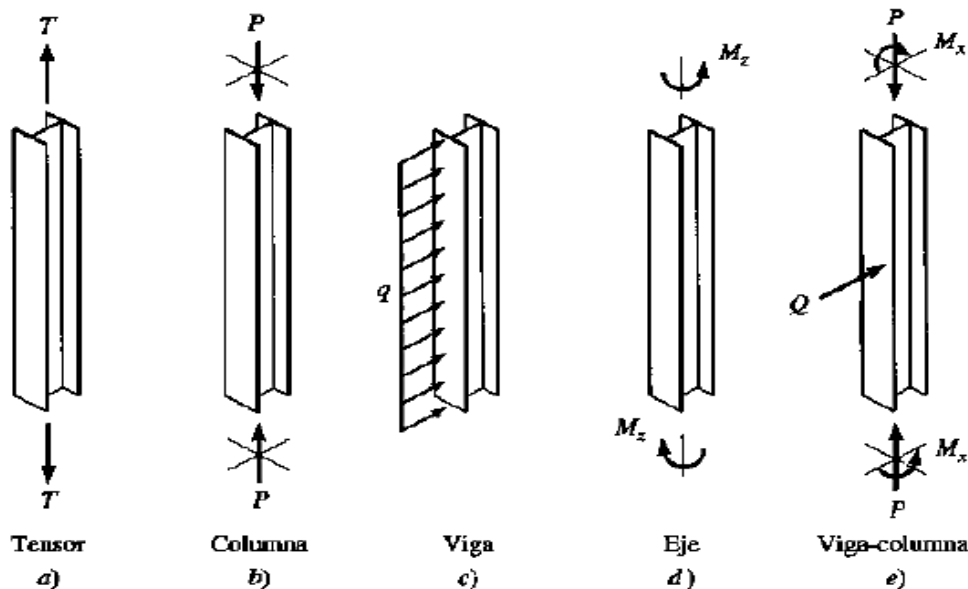


Figura 26: Elementos estructurales que constan las estructuras

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

### 2.2.2.2 Clasificación de las estructuras metálicas

**Dependiendo de su uso**, las estructuras de acero pueden clasificarse, de manera amplia como: 1) Estructuras para edificios: residenciales, comerciales, de ensamblado, institucionales, de almacenamiento e industriales; 2) Puentes: peatonales, carreteros y para vías férreas; 3) Torres: de radio y televisión, de transmisión y de alumbrado; 4) Estructuras de almacenamiento: depósitos de agua, basureros, silos y recipientes a presión y 5) Especiales: radiotelescopios, platos para rastreo de satélites, marcos para minas, tuberías a presión, plataformas marina, etc.



*Figura 27: Tipos de estructuras metálicas dependiendo de su uso*

Fuente: Elaboración propia

**Tipos básicos de estructuras:** A la combinación de los elementos estructurales y los materiales de que están hechos se le llama **sistema estructural**. Cada sistema está construido con uno o más de los cuatro tipos básicos de estructuras que soportan cargas. Si se clasifican por la complejidad de su análisis de fuerzas, los tipos básicos de estructuras son los siguientes: De acuerdo a HIBBELER (2012) y VINNAKOTA (2006), se dan a conocer las siguientes teorías acerca de los tipos básicos de estructuras:

- 1) **Armaduras:** Es un conjunto de elementos lineales arreglados en forma de triángulo, o combinación de triángulos, para dar lugar a una estructura rígida y plana. Cuando se requiere cubrir grandes luces puede seleccionarse una armadura, debido al arreglo geométrico de sus miembros, las cargas que causan flexión en la armadura se convierten en fuerzas de tensión o compresión en los miembros y por esto una de las ventajas principales de una armadura, respecto a una viga, es que usa menos material para soportar una carga dada. Existen armaduras planas y espaciales, las primeras se componen de miembros situados en el mismo plano y se usan a menudo para puentes y techos, mientras que las segundas tienen miembros en tres dimensiones y son apropiadas para grúas y torres. **Ver figura 28**

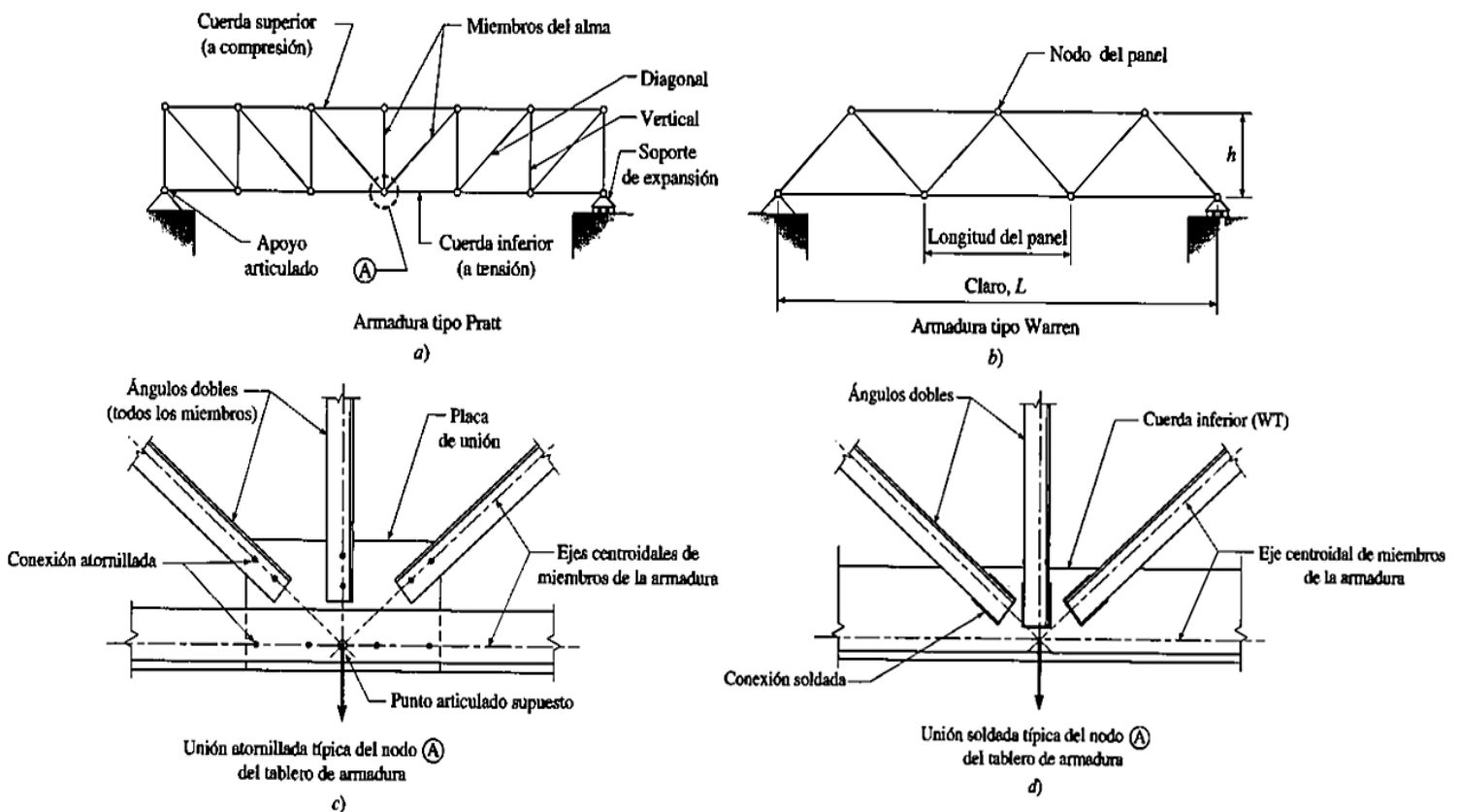


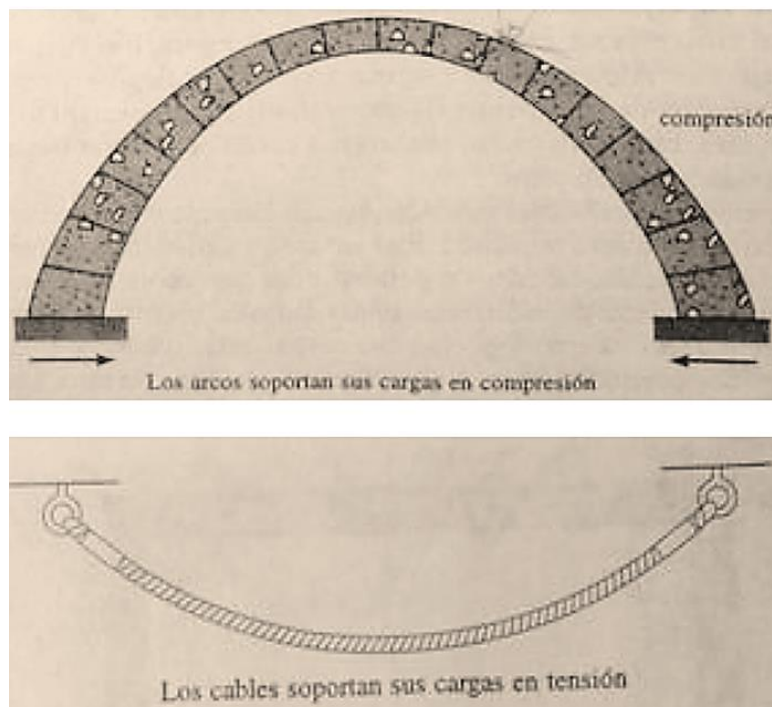
Figura 28: Tipos de armaduras de estructuras metálicas

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

2) **Cables y arcos:** Son otras dos formas de estructuras que se usan para salvar grandes distancias. Los cables suelen ser flexibles y soportan sus cargas en tensión. Sin embargo, a diferencia de los tirantes, la carga externa no se aplica a lo largo del eje del cable y, en consecuencia, el cable adopta una forma acorde con la carga aplicada. Los cables se usan generalmente para soportar puentes y techos de edificios (tienen una ventaja sobre las vigas y armaduras para luces mayores a 150 ft).

Por otra parte, los arcos logran su resistencia en compresión ya que tienen una curvatura inversa a la del cable. Sin embargo, el arco debe ser rígido para mantener su forma y esto genera cargas secundarias en que interviene la fuerza cortante y el momento flexionante, que deben considerarse en el diseño. Los arcos son frecuentemente usados en estructuras de puentes, domos para techos y en aberturas para muros de mampostería. **Ver figura**

29



*Figura 29: Cables y arcos*

Fuente: (HIBBELER, 2012)

- 3) **Marcos:** Un marco puede definirse como una estructura compuesta de 2 o más miembros que se unen mediante conexiones, las cuales pueden, ser articulados o rígidas (resistentes a momentos para formar una configuración rígida). Los miembros de los marcos pueden clasificarse simplemente como columnas, vigas y vigas inclinadas de techo. Los miembros de las estructuras de marcos son, de manera principal, miembros a flexión sometidos básicamente a momentos flexionantes y a fuerzas cortantes. Además, los miembros verticales e inclinados también se someten a fuerzas axiales.
- Las conexiones de marcos de acero se realizan mediante el uso de soldadura y/o pernos de alta resistencia, los distintos tipos de conexiones que existen para marcos de acero se detallaran en capítulos más adelante de la presente tesis. Para el análisis y diseño de marcos rectangulares de acero, resulta útil clasificarlos como marcos contraventeados (o marcos arriostrados) y no contraventeados (o marcos no arriostrados) sometidos a cargas horizontales y verticales, los distintos tipos de contraventeo que existen para marcos de acero se detallaran en capítulos más adelante de la presente tesis. Al igual que las armaduras, los marcos pueden ser bidimensionales o tridimensionales al igual que sus respectivos análisis. **Ver figura 30**

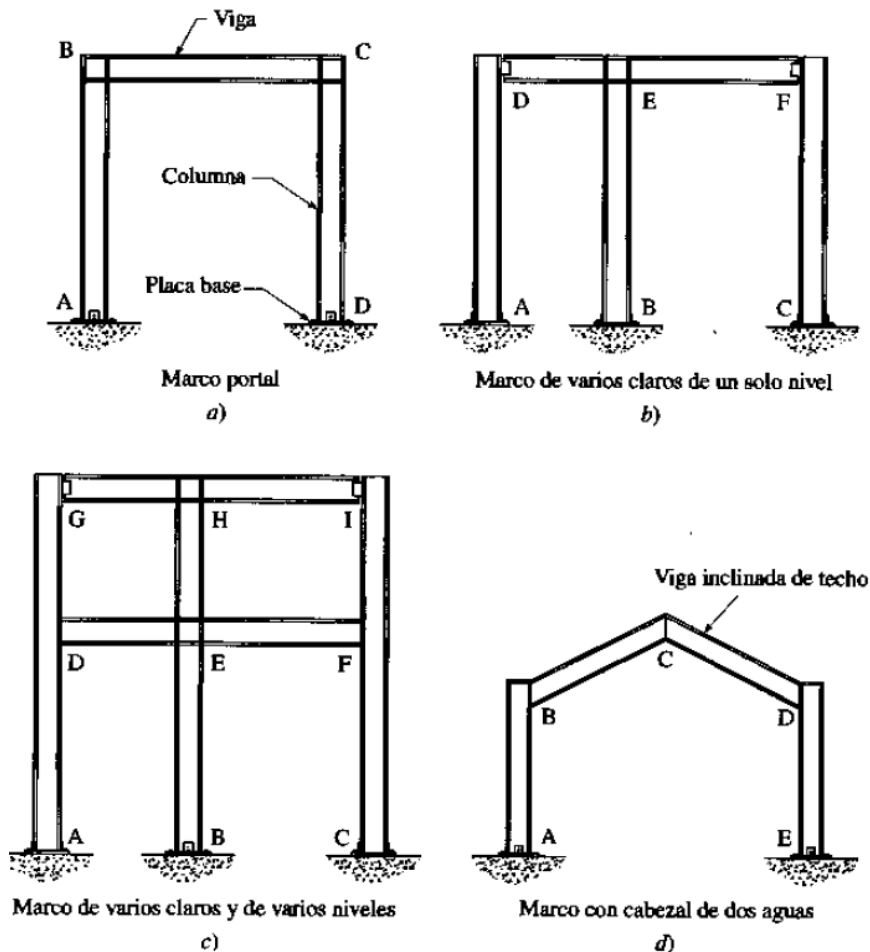


Figura 30: Marcos o pórticos de diferentes niveles y varios claros

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

- 4) **Estructuras superficiales o laminares:** Es aquel tipo de estructura básica hecha de un material cuyo espesor es muy pequeño en comparación con sus otras dimensiones. Algunas veces este material es muy flexible y puede tomar la forma de una estructura inflada con aire, es ahí donde el material actúa como una membrana sometida a tensión pura. Cuando las estructuras superficiales son hechos de materiales rígidos como el concreto armado en este caso se le puede dar la forma de placas plegadas, cilindros o paraboloides hiperbólicos, y entonces se les llama **placas plegadas** o **cascarones**. Estas estructuras actúan como cables o arcos ya que soportan sus cargas principalmente en tensión o compresión, con muy poca flexión. A

pesar de esto, las placas o cascarones son muy difíciles de analizar debido a la geometría tridimensional de sus superficies. **Ver figura 31**



*Figura 31: Estructuras superficiales o laminares*

Fuente: Elaboración propia

### **2.2.2.3 Sistemas estructurales de acero para edificios**

Según VINNAKOTA (2006), es común utilizar marcos o pórticos formados de vigas y columnas de acero en la construcción de edificios. En una estructura de edificio típico a base de marcos o pórticos, los miembros horizontales denominados *viguetas* soportan las cargas de gravedad de las *losas de concreto o con placa colaborante* y transfieren a otros miembros horizontales llamados *vigas* conocido también como *trabes*. Las *vigas* o *trabes* transfieren esas cargas a los miembros verticales conocidos como *columnas*, estas a su vez se apoyan en zapatas o pedestales de concreto que descansan en el suelo, el cual finalmente soporta todas las estructuras del edificio. Esta transferencia de cargas explicada es válida para cargas de gravedad, pero para cargas o fuerzas laterales como viento y sismo los encargados de resistir esas cargas son los llamados *arriostres* o *contraventeos*, y los marcos o pórticos resistentes a momento (uniones vigas – columna rígidas o a momento). Es de ahí, que los sistemas estructurales resistentes a cargas laterales se clasifican en



marcos o pórticos contraventeados y marcos o pórticos no contraventeados (o marcos o pórticos resistentes a momento). Ver figura 32

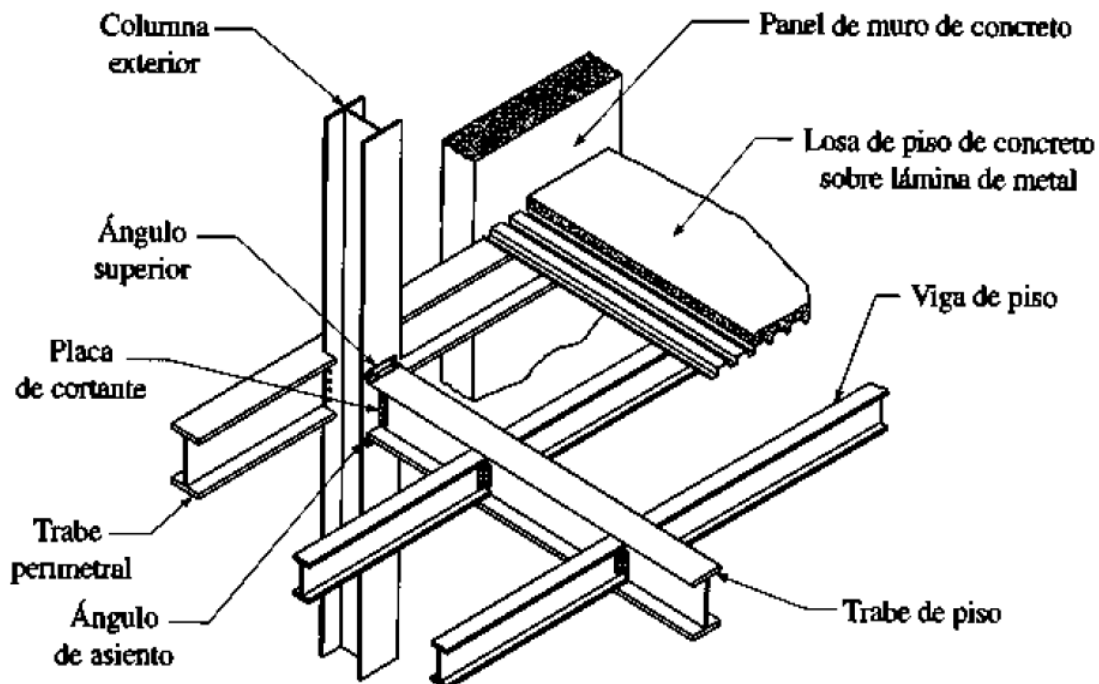


Figura 32: Componentes estructurales de un edificio típico de acero estructural

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

### Sistemas de entrepisos y diafragmas horizontales

Según VINNAKOTA (2006), el sistema de entrepiso consiste en el sistema de losa compuesta o losa con placa colaborante con arreglo de viguetas de piso unidas a la losa por mediante el uso de dispositivos mecánicos de transferencia llamados conectores de cortante o espárragos de cortante y vigas o trabes que dependen del espaciamiento de las columnas y las características de la edificación. El sistema de losa con placa colaborante consiste en una formaleta de acero laminado en frío conocido como placa colaborante o *Steel Deck* más una losa de concreto armado cuyo espesor depende de las condiciones de luces entre apoyos o soportes y las cargas que soportara. Ver figura 33

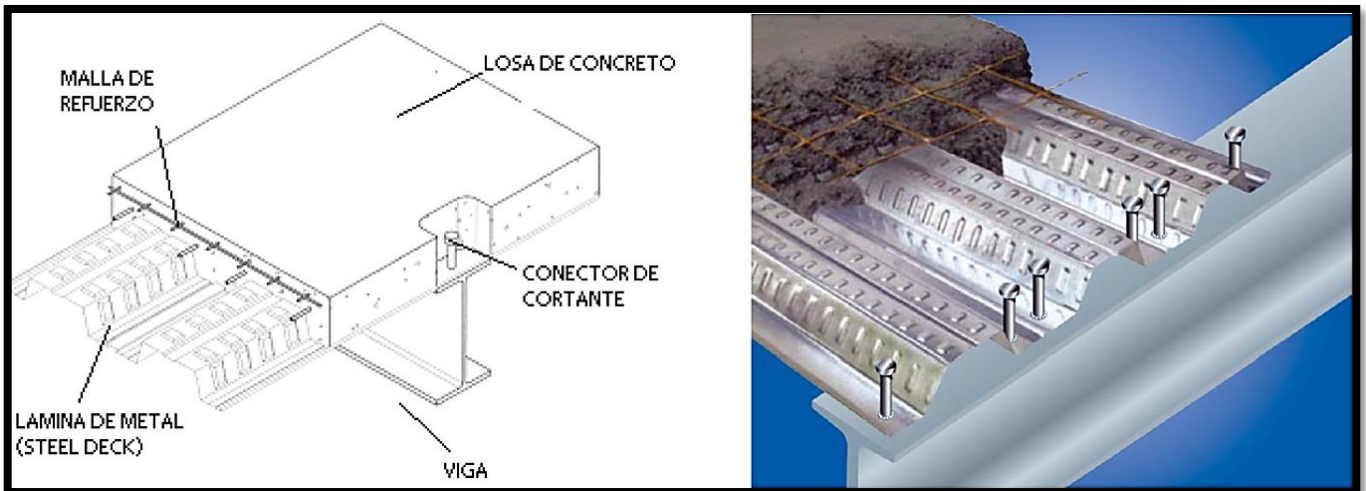


Figura 33: Sistema de entrepiso utilizando una losa con placa colaborante o losa compuesta

Fuente: (CRISAFULLI, 2014)

Las funciones principales de la *placa colaborante* o *Steel Deck* son:

Según ACERO - DECK (2005), se dan las siguientes funciones:

- Actúa como acero de refuerzo, para contrarrestar los esfuerzos de tracción generados en la parte inferior de la losa (es decir actúa como refuerzo para momento positivo).
- Sirve como encofrado para recibir el concreto en estado fresco y las cargas al momento de realizar el vaciado de concreto. **Ver figura 34**
- Sirve como plataforma de trabajo, permitiendo tener una superficie de tránsito libre, para poder realizar las labores necesarias sobre la placa colaborante, como la instalación de tuberías, perforaciones, armado de refuerzo negativo o las mallas de temperatura, soldar los conectores, etc.

Las ventajas que ofrece la *placa colaborante* o *Steel Deck* son:

Según ACERO - DECK (2005), se dan las siguientes ventajas:

- Permite una gran velocidad de trabajo, llegando a ser un 60% más rápido que los sistemas tradicionales, lo cual reduce el tiempo de ejecución en obra.

- Debido a su forma además de ser delgada, se tiene un ahorro en los materiales empleados, y por lo tanto una reducción del peso, el cual influye directamente en el aligeramiento del sistema de vigas de soporte.
- La facilidad de su instalación y su bajo peso por área, nos permite un trabajo rápido y con número reducido de mano de obra.
- Las placas colaborante son fabricadas a las medidas requeridas en cada obra, lo que se traduce en un bajo desperdicio de materiales y limpieza en obra.
- No utiliza encofrados, por lo tanto los trabajos preliminares al vaciado se realizan de forma sencilla y rápida; y los trabajos que se ejecutan luego del vaciado, pueden ser efectuados en varios niveles a la vez y de forma inmediata.



*Figura 34: Placa colaborante sirviendo como encofrado para el vaciado del concreto*

Fuente: (ACERO - DECK, 2005)

Según VINNAKOTA (2006), los *diafragmas horizontales* son el conjunto formado por las losas de concreto más la placa colaborante o Steel Deck rigidizadas por los miembros horizontales de los pisos; es decir, por viguetas y vigas o trabes, esto debido a la presencia de los conectores de cortante que se sueldan a estos

elementos horizontales. Estos *diafragmas horizontales* están unidos a las columnas de cada piso y actúan como *placas rígidas en su plano*, transmitiendo las fuerzas laterales producidas por el viento o sismo; a sistemas verticales denominados *sistemas de cortante* que transfieren a su vez estas cargas horizontales a la cimentación por acción de cantiliver. **Ver figura 35**

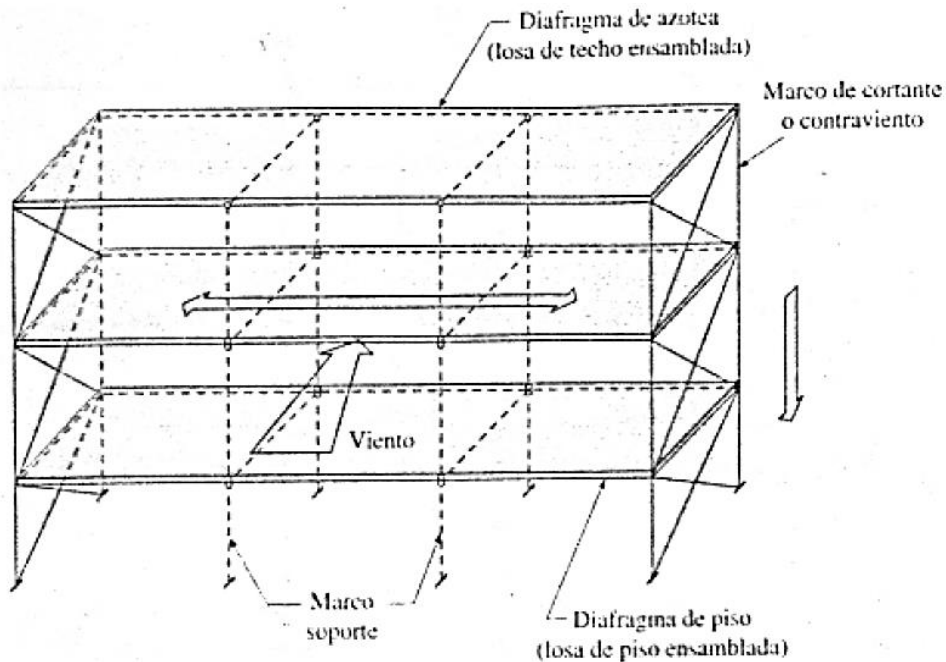


Figura 35: Diafragmas rígidos y sistemas de cortante para cargas laterales

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

### Sistemas de cortante resistentes a cargas laterales

Según VINNAKOTA (2006), los sistemas de cortante pueden dividirse en cuatro tipos: marcos a cortante con contraventeo concéntrico, marcos a cortante con contraventeo excéntrico, muros de cortante y marcos de cortante resistentes a momento.

Las Provisiones Sísmicas para Edificios de Acero (“Seismic Provisions For Structural Steel Buildings”) – ANSI/ AISC 341-10, clasifica a los sistemas estructurales para construcciones sismorresistentes de acero en dos grupos. **Ver tabla 07**

Tabla 07: Clasificación de sistemas estructurales según ANSI/ AISC 341-10

Sistemas de pórticos a momento	Pórticos no arriostrados ordinarios, OMF
	Pórticos no arriostrados intermedios, IMF
	Pórticos no arriostrados especiales, SMF
	Pórticos no arriostrados especiales con vigas reticuladas, STMF
	Sistemas de columnas ordinarias en voladizo, OCCS
	Sistemas de columnas especiales en voladizo, SCCS
Sistemas de pórticos arriostrados y muros de corte	Pórticos ordinarios arriostrados concéntricamente, OCBF
	Pórticos especiales arriostrados concéntricamente, SCBF
	Pórticos arriostrados excéntricamente, EBF
	Pórticos con riostras de pandeo restringido, BRBF
	Muros de corte especiales con placas de acero, SPSW

Fuente: (CRISAFULLI, 2014)

#### 2.2.2.4 Cargas

“Las fuerzas que actúan sobre una estructura se denominan cargas. Estas se clasifican en cargas muertas y cargas vivas...” (SEGUI, 2000 pág. 6).

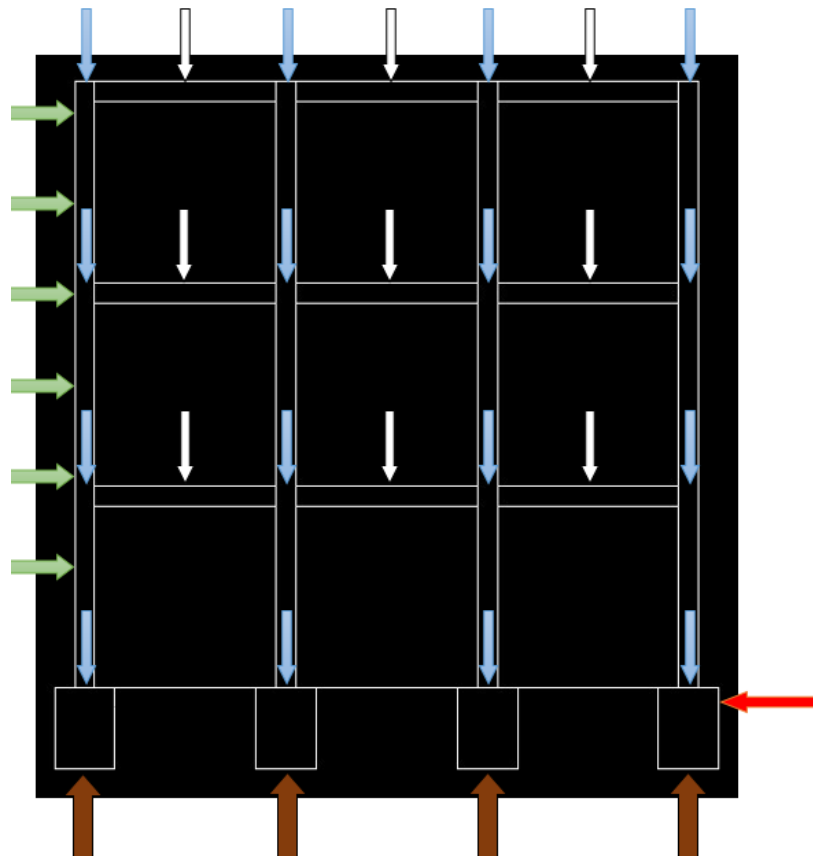
“Las cargas y fuerzas para las que se ha diseñado la estructura de un edificio se pueden dividir ampliamente en 3 clases: cargas muertas, cargas relacionadas con el uso o la ocupación (cargas vivas), y cargas relacionadas con el medio ambiente...” (VINNAKOTA, 2006 pág. 108).

“Las cargas y acciones que actúan en los edificios se pueden clasificar en: acciones permanentes, acciones variables y acciones extraordinarias.” (FRATELLI, 2003 pág. 52).

“Las fuerzas presentes en una estructura se suelen dividir en externas e internas. Las primeras están constituidas por las cargas aplicadas y las reacciones de los apoyos...” (URIBE, 2004 pág. 20).

“En general, las cargas (o solicitaciones) que pueden actuar en un edificio clasifican en los siguientes tipos: Cargas Estáticas, Cargas Dinámicas y Otras Solicitaciones.” (SAN BARTOLOMÉ, 1998 pág. 2).

“Carga: Fuerza u otras acciones que resulten del peso de los materiales de construcción, ocupantes, y sus pertenencias, efectos del medio ambiente, movimientos diferenciales y cambios dimensionales restringidos.” (E.020, 2006 pág. 4).



*Figura 36: Camino de cargas en una edificación*

Fuente: Elaboración propia

Según varios autores los diferentes tipos de cargas estructurales para sistemas de edificios se pueden clasificar de distintas formas tales como: fuerzas o cargas externas (según su origen, según el tiempo de aplicación, según el modo de aplicación y según su extensión de la zona de aplicación), y fuerzas o cargas internas (según los efectos que producen en los elementos estructurales pueden ser axiales, cortantes, flectores y torsores). La **tabla 08**, detalla los distintos criterios de clasificación de cargas estructurales para sistemas de edificios.

**Por fuerzas o cargas externas:**

**Según su origen**, las cargas pueden dividirse como cargas de gravedad (actúan en la estructura como consecuencia de la acción de la gravedad, por lo tanto siempre tienen dirección vertical (perpendicular a la tierra)), cargas ambientales (son las

impuestas en la estructura por el ambiente, varían con la situación geográfica y ubicación de la estructura) y cargas accidentales o extraordinarias (son las cargas o acciones que pudiesen actuar en algún momento sobre la estructura sin haber sido prevista o en casos excepcionales).

**Según el tiempo de aplicación**, las cargas pueden dividirse como cargas permanentes (son las cargas que actúan con una magnitud constante y posición fija o inamovible toda la vida útil de la estructura), cargas variables (son las cargas cuya magnitud y posición pueden variar a lo largo de la vida útil de la estructura) y cargas accidentales o extraordinarias (son las cargas o acciones que pudiesen actuar en algún momento sobre la estructura sin haber sido prevista o en casos excepcionales).

**Según el modo de aplicación**, las cargas pueden dividirse como cargas estáticas (son las cargas que se aplican a la estructura, que no cambian nunca su estado de reposo o lo hacen lentamente en el tiempo, es decir tienen estado inercial despreciable y no producen vibraciones en la estructura), cargas dinámicas (son las cargas que se aplican a la estructura, cuya magnitud, dirección y sentido varían rápidamente en el tiempo, es decir en todos los casos son las que durante el tiempo que actúan están en estado de movimiento (inercial) considerable y producen vibraciones en la estructura) y otras sollicitaciones (existen otras sollicitaciones que pueden comprometer a la estructura).

**Según su extensión en la zona de aplicación**, las cargas pueden dividirse como cargas concentradas o puntuales (son las cargas que actúan sobre una superficie muy reducida con respecto a la total, se considera concentrada en un punto infinitesimal algo realmente imposible en la práctica, algunos ejemplos son: carga de viga a columna, carga de viga sobre viga, etc.), cargas repartidas o distribuidas (son las cargas que actúan a lo largo de todo el elemento estructural o parte de él, pueden ser superficiales si la carga está repartida en una superficie cuyo valor se expresa en unidades de fuerza sobre unidades de superficie, aquí las cargas son



uniformemente distribuidas (mantienen un mismo valor en toda su expansión) en toda la superficie, algunos ejemplos son: carga en losa de entrepisos, etc. o pueden ser lineales si la carga es repartida en una línea cuyo valor se expresa en unidades de fuerza sobre unidades de longitud, aquí las cargas pueden ser uniformemente (mantienen un mismo valor en toda su expansión), algunos ejemplos son: carga de losa transmitida a una viga, etc. o no uniformemente distribuidas (varia su valor en distintos puntos de su extensión), algunos ejemplos son: presión del viento, etc.

**Por fuerzas o cargas internas:**

**Según los efectos que producen**, las cargas pueden generar dentro de un miembro o elemento estructural efectos tales como esfuerzos axiales (tensión y compresión), esfuerzos cortantes, esfuerzos flectores y esfuerzos torsores, si existe excentricidad se generan esfuerzos de flexocompresión o flexotensión.



Las cargas más usuales para sistema de edificios en general y de estructura metálica son las siguientes:

**Carga muerta (CM o D):** Corresponden al peso propio de todos los elementos estructurales (columnas, vigas, losas, escaleras, placas, etc.) y también los no estructurales unidos a la estructura (tabiquería, pisos, cielorraso, acabados en general, instalaciones eléctricas, instalaciones sanitarias, maquinarias o equipos fijos adheridos al piso y otros, etc.), es decir el peso de todos los materiales permanentes o con una variación en su magnitud pequeña en el tiempo que sean soportados por la edificación.

En la práctica, los reglamentos de construcción proporcionan tablas que ayudan al diseñador a tener una mejor idea de la magnitud de las mismas. En Perú el “Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE)” en la NORMA E.020 (2006), establece dichas tablas. La **tabla 09**, detalla los pesos unitarios de los materiales más usados que conforman una edificación.



**Carga viva (CV o L):** Corresponden a las relacionadas con la construcción, la ocupación, el uso o el mantenimiento de la estructura, es decir es el peso de todos los ocupantes, materiales, muebles, y otros elementos móviles o movibles (que puede variar en posición y valor durante la vida útil de la estructura) soportados por la edificación. Los reglamentos de construcción toman muy en cuenta la seguridad de las construcciones y las cargas vivas son especificadas con cierto exceso de seguridad luego de cuidadosos estudios estadísticos y de pruebas. En Perú el RNE en la NORMA E.020 (2006), establece dichas cargas. La **tabla 10**, muestra las cargas vivas mínimas repartidas de piso, para diferentes tipos de ocupación y uso.

*Tabla 10: Cargas vivas mínimas repartidas de piso, para diferentes tipos de ocupación y uso*

TABLA 1 CARGAS VIVAS MÍNIMAS REPARTIDAS			
OCUPACIÓN O USO	CARGAS REPARTIDAS kPa (kgf/m <sup>2</sup> )		
Almacenaje	5,0 (500) Ver 6.4	Industria	Ver 6.4
Baños	Igual a la carga principal del resto del área, sin que sea necesario que exceda de 3,0 (300)	Instituciones Penales	
Bibliotecas	Ver 6.4	Celdas y zona de habitación	2,0 (200)
Salas de lectura	3,0 (300)	Zonas públicas	De acuerdo a lugares de asamblea
Salas de almacenaje con estantes fijos (no apilables)	7,5 (750)	Corredores y escaleras	4,0 (400)
Corredores y escaleras	4,0 (400)	Lugares de Asamblea	
Centros de Educación		Con asientos fijos	3,0 (300)
Aulas	2,5 (250)	Con asientos móviles	4,0 (400)
Talleres	3,5 (350) Ver 6.4	Salones de baile, restaurantes, museos, gimnasios y vestíbulos de teatros y cines.	4,0 (400)
Auditorios, gimnasios, etc.	De acuerdo a lugares de asambleas	Graderías y tribunas	5,0 (500)
Laboratorios	3,0 (300) Ver 6.4	Corredores y escaleras	5,0 (500)
Corredores y escaleras	4,0 (400)	Oficinas (*)	
Garajes		Exceptuando salas de archivo y computación	2,5 (250)
Para parqueo exclusivo de vehículos de pasajeros, con altura de entrada menor que 2,40 m	2,5 (250)	Salas de archivo	5,0 (500)
Para otros vehículos	Ver 9.3	Salas de computación	2,5 (250) Ver 6.4
Hospitales		Corredores y escaleras	4,0 (400)
Salas de operación, laboratorios y zonas de servicio	3,0 (300)	Teatros	
Cuartos	2,0 (200)	Vestidores	2,0 (200)
Corredores y escaleras	4,0 (400)	Cuarto de proyección	3,0 (300) Ver 6.4
Hoteles		Escenario	7,5 (750)
Cuartos	2,0 (200)	Zonas públicas	De acuerdo a lugares de asamblea
Salas públicas	De acuerdo a lugares de asamblea	Tiendas	5,0 (500) Ver 6.4
Almacenaje y servicios	5,0 (500)	Corredores y escaleras	5,0 (500)
Corredores y escaleras	4,0 (400)	Viviendas	2,0 (200)
		Corredores y escaleras	2,0 (200)

(\*) Estas cargas no incluyen la posible tabiquería móvil

Fuente: (E.020 – Tabla 1, 2006)

Para cargas vivas de techos según la NORMA E.020 (2006), para techos con una inclinación hasta de 3° con respecto a la horizontal, que es el caso del proyecto de tesis en mención la carga viva mínima es de 1.0 kPa (100 kgf/m<sup>2</sup>).

La NORMA E.020 (2006), también da valores para el peso de los tabiques móviles y estos se incluirán como carga viva equivalente uniformemente repartida por metro cuadrado, con un mínimo de 0.50 kPa (50 kgf/m<sup>2</sup>), para divisiones livianas móviles de media altura y de 1.0 kPa (100 kgf/m<sup>2</sup>) para divisiones livianas móviles de altura completa.

***Carga viva nominal o reducida:***

La carga viva sobre el piso de un edificio no es uniforme, como se supone en el diseño, sino que consta de diferentes áreas que tienen diferentes intensidades de carga. La mayoría de los reglamentos permiten una reducción de la carga viva para reflejar el hecho de que los miembros que soportan grandes áreas de piso tienen probabilidad baja de ser sometidos a carga viva total en toda el área de soporte (o área tributaria). Según la NORMA E.020 (2006), las cargas vivas mínimas repartidas de la **tabla 10** podrán reducirse para el diseño, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$L_r = L_o \left( 0.25 + \frac{4.6}{\sqrt{A_i}} \right)$$

Donde:

$L_r$  = intensidad de carga viva reducida o conocida como ***carga viva nominal***;  $L_o$  = intensidad de la carga viva sin reducir (tabla 2.8);  $A_i$  = área de influencia del elemento estructural en m<sup>2</sup>, que se calculara mediante:

$$A_i = K \cdot A_t$$

$A_t$  = área tributaria del elemento en m<sup>2</sup>;  $K$  = factor de carga viva sobre el elemento ( $K = 2$  para columnas, vigas interiores, vigas de borde y  $K = 1$  para vigas de volado,

vigas de borde que soportan volados, tijerales que soportan techos, losas macizas en una y dos direcciones, vigas prefabricadas conectadas no monolíticamente, vigas de acero o de madera no conectadas por corte al diafragma de piso y vigas isostáticas).

***Carga viva de impacto:***

Una carga viva que se aplica en forma repentina a menudo produce un efecto dinámico, el cual se considera de manera aproximada al especificar lo que se conoce como carga de impacto, estas son iguales a la diferencia entre la magnitud del efecto causado por una carga dinámicamente aplicada y la magnitud del efecto de una carga estáticamente aplicada. Tales cargas de impacto pueden ser resultado de la detención súbita de elevadores en movimiento, puentes grúa y equipos de arranque o detención inmediatos. Para considerar el impacto las cargas vivas nominales serán incrementadas en un porcentaje como se indican a continuación:

Para estructuras con elevadores o elevadores de maquinarias	... 100%
Para tirantes de pisos, voladizos o balcones	... 33 %

***Carga viva parcial:***

Un patrón de carga viva parcial o “alternancia de carga viva” puede dar lugar a los resultados más críticos (fuerzas, momentos, deflexiones, etc.) en el elemento analizado, es decir deberá considerarse la intensidad total de la carga viva aplicada solo a una parte de una estructura o miembro, si produce un efecto más desfavorable que la misma intensidad aplicada a todo el miembro o estructura. Queda siempre a responsabilidad del diseñador, establecer la posición de las cargas para que se produzcan los máximos efectos sobre las estructuras.

**Carga de viento (W):** El viento ejerce presiones y/o succiones exteriores e interiores (fuerza por unidad de área) sobre la superficie de cualquier cuerpo o estructura con el que entra en contacto. En el caso de las estructuras de acero, por su peso propio relativamente bajo y grandes superficies expuestas a la acción del viento, las cargas

del viento pueden ser más importantes que las cargas debidas al sismo. Los elementos de las estructuras serán diseñados para resistir cargas de (presiones y succiones) exteriores e interiores debidas al viento, suponiendo que este actúa en 2 direcciones horizontales perpendiculares entre sí y la ocurrencia de presiones y succiones exteriores serán consideradas simultáneamente.

Aunque el viento tiene naturaleza dinámica, es satisfactorio tratar al viento como una carga estática. La NORMA E.020 (2006), da expresiones para la velocidad de diseño y la carga exterior e interior de viento para edificios las cuales son:

**Velocidad de diseño (Vh):**

$$V_h = V \left(\frac{h}{10}\right)^{0.22}$$

Donde:

$V_h$  = velocidad de diseño en la altura  $h$  en Km/h;  $V$  = velocidad de diseño hasta 10 m de altura en Km/h;  $h$  = altura sobre el terreno en metros.

**Carga exterior de viento (Ph):**

$$P_h = 0.005 \cdot C \cdot V_h^2$$

Donde:

$P_h$  = presión o succión del viento a una altura  $h$  en kgf/m<sup>2</sup>;  $C$  = factor de forma adimensional indicado en la **tabla 11**;  $V_h$  = velocidad de diseño a la altura  $h$ , en Km/h, definida en la ecuación interior.



Tabla 11: Factores de forma para carga exterior (C)

TABLA 4 FACTORES DE FORMA (C) *		
CONSTRUCCIÓN	BARLOVENTO	SOTAVENTO
Superficies verticales de edificios	+0,8	-0,6
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en la dirección del viento	+1,5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+0,7	
Tanques de agua, chimeneas, y otros de sección cuadrada o rectangular	+2,0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda 45°	±0,8	-0,5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0,3-0,7	-0,6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0,7-0,3	-0,6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+0,8	-0,6
Superficies verticales ó inclinadas (planas ó curvas) paralelas a la dirección del viento	-0,7	-0,7

\* El signo positivo indica presión y el negativo succión.

Fuente: (E.020 – Tabla 4, 2006)

### Carga interior de viento (Ph):

Para las cargas interiores de viento se adicionara a las cargas exteriores calculadas las cargas interiores (presiones y succiones) calculadas con los factores de forma de la **tabla 12**.

Tabla 12: Factores de forma para carga interior (C)

TABLA 5 FACTORES DE FORMA PARA DETERMINAR CARGAS ADICIONALES EN ELEMENTOS DE CIERRE (C)		
ABERTURAS		
Uniforme en lados a barlovento y sotavento	Principales en lado a barlovento	Principales en lado a sotavento o en los costados
±0,3	+0,8	-0,6

Fuente: (E.020 – Tabla 5, 2006)

**Carga de nieve (S):** La carga de diseño por nieve adecuada que se debe usar para una estructura dependerá de muchos factores, de los cuales la ubicación geográfica

es el más importante, entre otros están la ocupación y función de la estructura, la geometría, exposición, condiciones térmicas del techo y carácter de la superficie del techo. Los elementos de techo de las estructuras expuestos a la acción de carga de nieve serán diseñados para resistir las cargas producidas por la posible acumulación de nieve en el techo. La NORMA E.020 (2006), estipula para distintos valores para la carga de diseño por nieve según los tipos de techos, las cuales son:

**Carga básica de nieve sobre el suelo ( $Q_s$ ):**

$$Q_s \text{ min} = 0.40 \text{ kPa} \left( 40 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \right)$$

**Carga de nieves sobre los techos o carga de diseño ( $Q_t$ ):**

La carga de diseño sobre la proyección horizontal (área en planta) será:

- $Q_t = Q_s$  ..... para techos a una o dos aguas con inclinaciones menores o iguales a  $15^\circ$  (pendiente  $\leq 27\%$ ).
- $Q_t = 0.80 Q_s$  ..... para techos a una o dos aguas con inclinaciones comprendidas entre  $15^\circ$  y  $30^\circ$ .
- $Q_t = C_s (0.80 Q_s)$  ..... para techos a una o dos aguas con inclinaciones mayores que  $30^\circ$ , donde  $C_s = 1 - 0.025(\theta^\circ - 30^\circ)$ , siendo  $C_s$  un factor adimensional.

“Aunque en Perú la mayoría de las estructuras se construyen en zonas donde la nieve no es significativa, es recomendable que los techos de las estructuras que se encuentren a una altitud de más de 3000 m sean diseñados para una sobrecarga de nieve de un peso específico no menor a  $150 \text{ kg/m}^3$ , y un espesor no menor a 30 cm.”  
(ZAPATA, 1991 pág. 7)

**Carga de lluvia o granizo (R):** Para techos planos, en particular en climas templados, las cargas de lluvia pueden ser más críticas que las cargas de nieve. Si en un techo plano se acumula agua más rápido de lo que drena, al resultado se le

denomina **estancamiento**. El mejor método para prevenir esta inestabilidad o falla por estancamiento consiste en tener un techo con pendiente suficiente, además de un buen sistema de drenaje. Para calcular la carga de granizo asumimos una altura de acumulación de granizo de 15 mm (a menos que se calcule la altura en forma rigurosa):

$$G = \text{Peso específico del granizo} \times \text{altura de acumulación}$$

$$\text{Granizo} = 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 0.015\text{m} = 15 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

**Carga de sismo (E):** Los terremotos o sismos son fenómenos de vibración del suelo producido por un impacto en la corteza terrestre, los cuales producen movimientos horizontales y verticales, siendo los horizontales los que generan en las estructuras los efectos más significativos. Las fuerzas de sismo que actúan sobre las estructuras consisten en fuerzas inerciales de masa, que producen efectos traslacionales y torsionales, en función de las rigideces respectivas del sistema resistente. Cuando el suelo se mueve, la inercia de la masa de la estructura tiende a resistir tal movimiento. La NORMA E.030 (2016) del RNE, ofrece los procedimientos para obtener las cargas o fuerzas sísmicas en edificaciones para los diferentes análisis sísmicos y distintos sistemas estructurales, y en los capítulos posteriores correspondientes se ampliará todo lo referente a los sismos y el diseño sismorresistente.

### **Norma de cargas E.020**

En la norma peruana de cargas E.020 del “RNE” se especifica las cargas estáticas mínimas que se deben adoptar para el diseño estructural de una edificación; asimismo se proporciona las cargas estáticas equivalentes por el viento, mientras que las cargas sísmicas se especifican en la norma de diseño sismorresistente E.030 - 2016 del “RNE”. La norma actual de cargas E.020 divide a las cargas como: cargas muertas, cargas vivas (aquí incluye las cargas de viento y cargas de nieve) y otras

cargas (como cargas presiones de tierra, cargas de construcción, fuerzas térmicas y de contracción), además brinda tablas de pesos unitarios de materiales para el cálculo de la carga muerta, cargas vivas mínimas repartidas según el uso y ocupación de la estructura, etc.

“Esas cargas se denominan “cargas de servicio” porque son las que realmente actúan en el edificio, sin producirle fallas o fisuras visibles, a diferencia de las “cargas ultimas” que son cargas ficticias obtenidas al amplificar por ciertos factores a las “cargas de servicio”, con el objetivo de diseñar en condición de “rotura” a los distintos elementos estructurales.” (SAN BARTOLOMÉ, 1998 pág. 3).

### **2.2.3 Diseño estructural de una edificación en acero estructural**

#### **2.2.3.1 Introducción al ámbito del diseño estructural**

“Una mezcla de Arte y Ciencia que combina los sentimientos intuitivos del ingeniero con los principios de la Estática, Dinámica, Mecánica de los Materiales, y el Análisis Estructural, para producir una estructura segura que sirva sus propósitos” (ZAPATA, 1991 pág. 1).

“El diseño estructural de edificios, ya sean estos de acero estructural o de concreto reforzado, requiere la determinación de las proporciones y dimensiones globales de la estructura soportante así como la selección de las secciones transversales de los miembros individuales. En la mayoría de los casos, el diseño funcional, incluida la determinación del número de pisos y la planta de los mismos, son hechos por un arquitecto, y el ingeniero estructuralista debe trabajar dentro de las limitaciones impuestas por este diseño. En forma ideal, el ingeniero y el arquitecto colaboran a lo largo del proceso de diseño para completar el proyecto de manera eficiente...” (SEGUI, 2000 pág. 1).

“El diseño estructural abarca las diversas actividades que desarrolla el proyectista para determinar la forma, dimensiones y características detalladas de una estructura, o sea de aquella parte de una construcción que tiene como función absorber las solicitaciones que se presentan durante las distintas etapas de su existencia.” (MELI, 1985 pág. 15).

Según ZAPATA (1991), es preciso dar a conocer una idea de lo óptimo que se busca en todo trabajo de Ingeniería Estructural como: a) Costo mínimo; b) Peso mínimo; c) Tiempo de construcción mínimo; d) Trabajo mínimo y e) Máxima eficiencia operativa para el propietario. En el Perú, en el caso de las estructuras de acero, el criterio del peso mínimo quizás sea el más usado.

### **2.2.3.2 Proceso de diseño estructural de una edificación en acero**

ZAPATA (1991), define que la labor del diseño se compone de 2 partes, la relacionada con los aspectos funcionales de la obra a ejecutar, y la que tiene que ver con el diseño de los componentes de las estructuras. Por lo tanto, recomienda el siguiente proceso iterativo como proceso de diseño estructural de una edificación.

**Ver figura 37**

1. **Planeamiento:** Establecimiento de las condiciones funcionales a las que la estructura debe servir. Aquí se define el criterio de lo óptimo.
2. **Configuración preliminar estructural:** Aquí es donde la experiencia y lo que se podría llamar el ingenio del diseñador deben ser importantes. Se tiene que fijar la disposición de los miembros y sus tamaños iniciales para ser discutidos con el cliente y los otros profesionales.
3. **Determinación de las cargas:** Estimadas inicialmente, pero conocidas con más precisión en las sucesivas iteraciones.
4. **Selección preliminar de los miembros estructurales:** Que permita iniciar un análisis estructural en la siguiente etapa.

5. **Análisis estructural:** Se crea el modelo matemático más adecuado a la realidad del verdadero comportamiento estructural de la edificación. Se aplican los métodos de la mecánica para determinar los esfuerzos internos que se esperan que se tendrán en los miembros estructurales, con el objeto de poder compararlos con la resistencia que deberán tener dichos miembros, cosa que se efectúa en el siguiente paso.
6. **Evaluación:** Se debe preguntar si la resistencia o condiciones de servicio que se obtienen de acuerdo a un reglamento superan a las demandas que se establecen en los resultados de la etapa previa. Si hay un margen de seguridad adecuado y económico se puede dar por concluido el diseño; si no se va la siguiente etapa.
7. **Rediseños:** Repetición de los pasos 3 a 6 para lograr cumplir los objetivos, mediante un proceso iterativo.
8. **Decisión:** Queda, finalmente, decidir si es que se ha alcanzado el óptimo buscado en un diseño. Si se piensa que se ha logrado, entonces se da por concluido el proceso iterativo.
9. **Elaboración de planos de diseño y las especificaciones de trabajo correspondientes:** En algunos casos, son necesarios la presentación de maquetas o métodos de izaje; en otros casos se requiere la elaboración de los llamados Planos de Fabricación, que son aquellos en que se detalla cada miembro para que sean preparados en los talleres, así como todas sus conexiones.

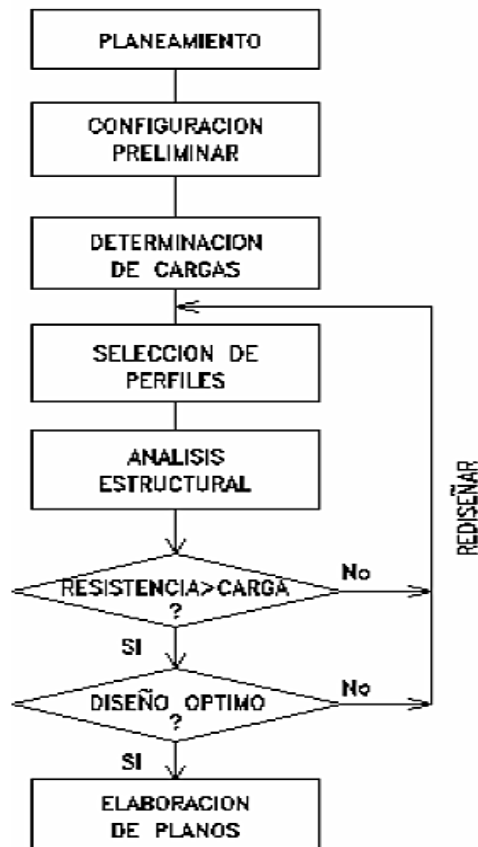


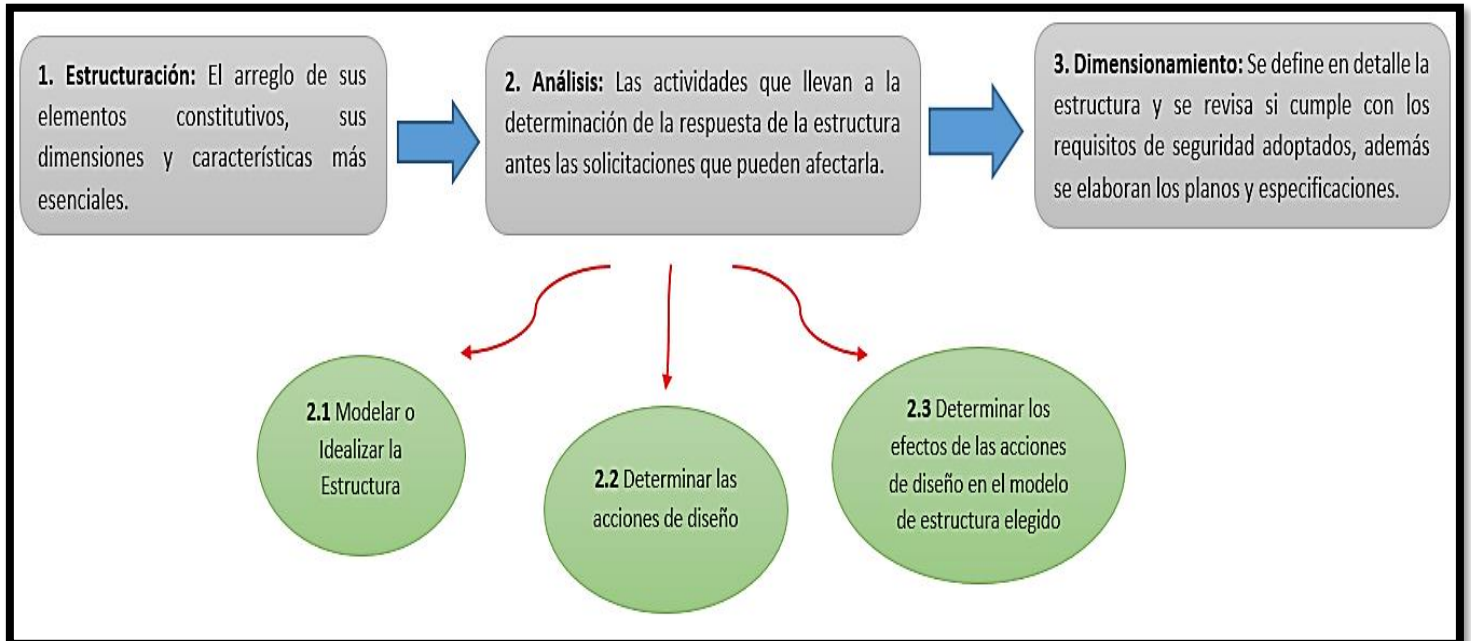
Figura 37: Proceso de diseño estructural de una edificación

Fuente: (ZAPATA, 1991)

Según MELI (1985), el diseño es un proceso creativo mediante el cual se definen las características de un sistema de manera que cumpla en forma óptima con sus objetivos. El objetivo de un sistema estructural es resistir las fuerzas a las que va a estar sometido, sin colapso o mal comportamiento. Las soluciones estructurales están sujetas a las restricciones que surgen de la interacción con otros aspectos del proyecto y a las limitaciones generales de costo y tiempo de ejecución. Cualquier intento de clasificación o subdivisión del *proceso de diseño resulta hasta cierto punto arbitrario*. Sin embargo, es útil para entender su esencia, considerar tres aspectos

fundamentales: **la estructuración, el análisis y el dimensionamiento.** Ver figura

38



*Figura 38: Los tres aspectos fundamentales del diseño estructural para entender su esencia*

Fuente: Elaboración propia

VILLARREAL (2016), muestra un esquema más actual y acorde a los lineamientos de las normas E.020 “Cargas” y E.030 – 2016 “Diseño Sismorresistente” para el proceso de diseño estructural para una edificación de cualquier tipo de material y sistema estructural. **Ver figura 39**



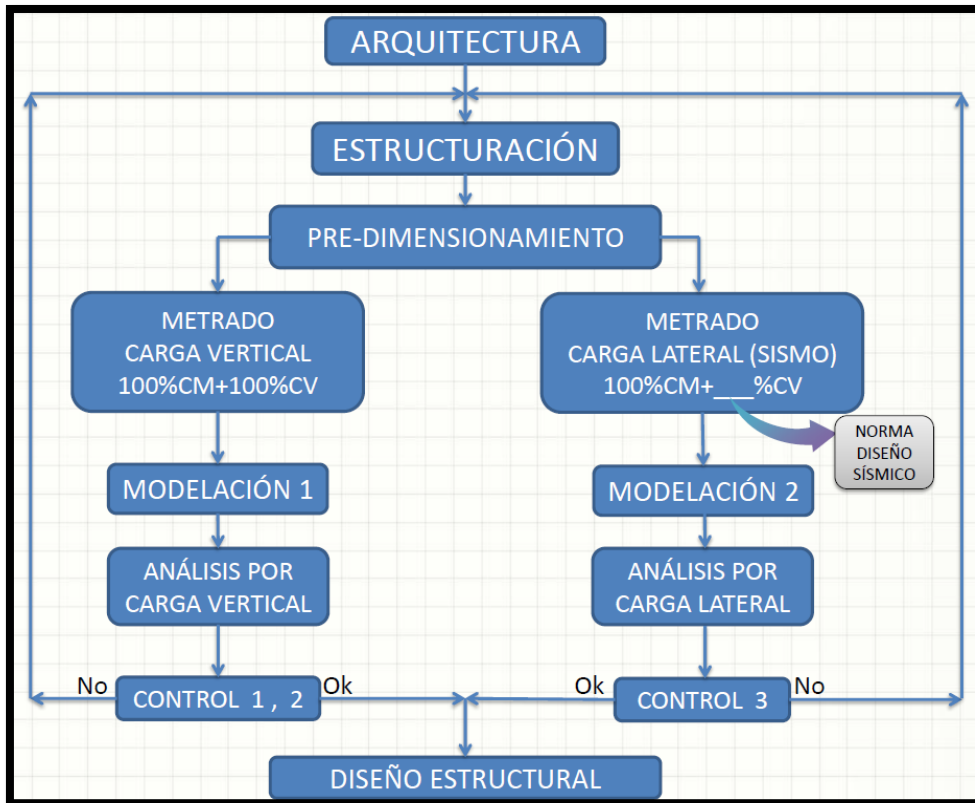



Figura 39: Esquema de proceso de diseño estructural actual acorde a la norma E.030 - 2016

Fuente: (VILLARREAL, 2016)

El proceso de diseño estructural de la edificación del proyecto de tesis en mención se realizara tomando como guía el esquema de la **figura 39**, pero con algunos cambios y de acuerdo a los siguientes pasos consecutivos: (En los siguientes capítulos de la presente tesis se definirá y analizara cada paso del esquema mostrado). **Ver figura 40**

PROCESO DE DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA

EDIFICACION EN ACERO ESTRUCTURAL

- 
- 1. Arquitectura del proyecto**
  - 2. Configuración estructural**
    - 2.1 Estructuración de los elementos estructurales
    - 2.2 Predimensionamiento de elementos estructurales
  - 3. Análisis estructural**
    - 3.1 **Metrado de cargas**
      - 3.1.1 Metrado de cargas de gravedad
      - 3.1.2 Metrado de cargas de sismo
    - 3.2 **Modelación estructural**
      - 3.2.1 Modelación para cargas de gravedad
      - 3.2.2 Modelación para cargas de sismo
    - 3.3 **Análisis estructural**
      - 3.3.1 Análisis estructural por cargas de gravedad
      - 3.3.2 Análisis estructural por cargas de sismo
  - 4. Controles o verificaciones**
    - 4.1 Control por cargas de gravedad
    - 4.2 Control por cargas de sismo
  - 5. Diseño estructural de los elementos estructurales**

*Figura 40: Esquema de proceso de diseño estructural propuesto por el tesista para el proyecto de Tesis*

Fuente: Elaboración propia

### 2.2.3.3 Configuración estructural

La configuración estructural abarca **la estructuración y predimensionamiento de los elementos estructurales** y está relacionada al tamaño y la forma en conjunto de un edificio, junto con el tamaño, naturaleza y disposición de aquellos elementos que son significativos en su comportamiento sísmico (al igual también en su comportamiento por gravedad). Esto comprende: muros, columnas, vigas, losas o pisos, arriostres, núcleos de servicio, escaleras y la cantidad y tipo de divisiones interiores, así como la forma en que los muros exteriores se dejan sólidos o con aberturas para iluminación natural y ventilación.

Bazan y Meli, "Es evidente que la configuración estructural queda en buena parte definida por el proyecto arquitectónico. Es por ello que en esta etapa es esencial la interacción entre el arquitecto y el ingeniero estructural".

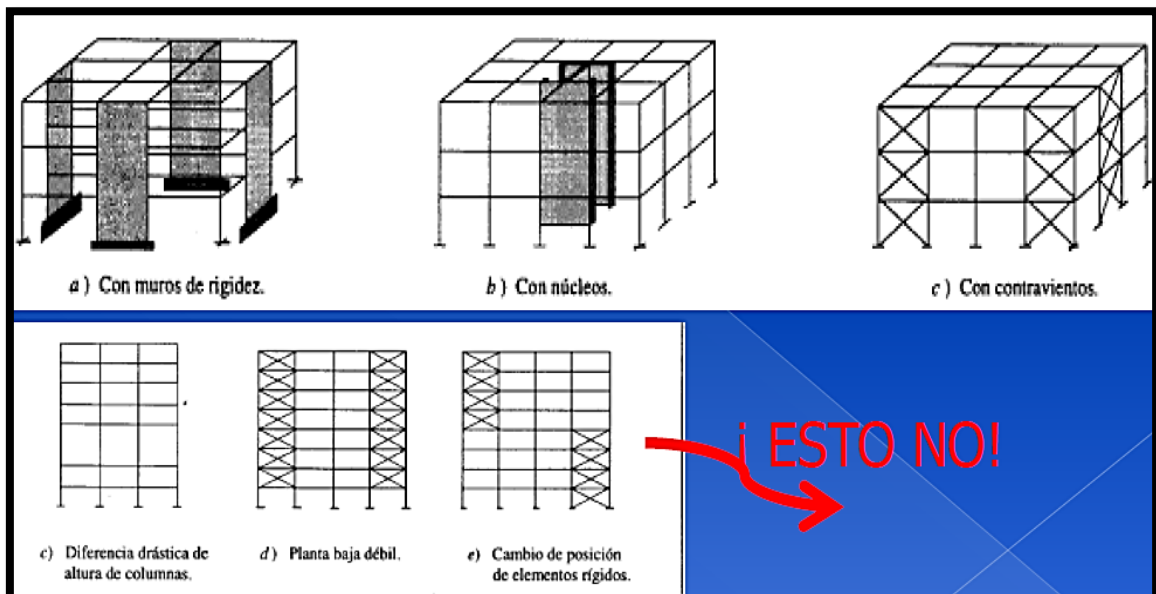


Figura 41: Diferentes configuraciones estructurales en edificaciones de acero

Fuente: (Adaptación asesora de tesis)

#### 2.2.3.3.1 Estructuración de los elementos estructurales

“Mientras más compleja es la estructura, más difícil resulta predecir su comportamientos sísmico. Por esta razón, es aconsejable que la estructuración sea lo más simple y limpia posible, de manera que la idealización necesaria para su análisis sísmico se acerque lo más posible a la estructura real...” (BLANCO, 2010 pág. 5).

“Estructurar un edificio significa tomar decisiones en conjunto con los otros profesionales que intervienen en la obra (Arquitecto, Ingenieros de Instalaciones, etc.) acerca de la disposición y características que deben tener los diferentes elementos estructurales, de manera que el edificio tenga un buen comportamiento durante su vida útil...” (SAN BARTOLOMÉ, 1998 pág. 225).

Según ALACERO (2016), la estructuración es la etapa inicial del diseño estructural, mediante la cual se definen, con base en el proyecto arquitectónico, las dimensiones generales de una estructura, tanto en planta como en elevación y los tipos de perfiles utilizados en vigas y columnas para formar la estructura básica de la construcción.

En pocas palabras la estructuración es definir la ubicación y características de los elementos estructurales en el caso de una edificación de estructura metálica o acero estructural tales como las columnas, vigas, viguetas, losas y arriostres.

#### **Objetivos de la estructuración:**

- El Perú es una zona sísmica, por tanto, toda edificación que se construya debe presentar una estructuración que tenga un adecuado comportamiento ante sollicitaciones sísmicas. Uno podría optar por diseñar un edificio resistente a un gran sismo, de manera que no presente daños pero esto sería antieconómico ya que la probabilidad de que un sismo de tal magnitud ocurra es muy pequeña. Por lo tanto, lo que se quiere es tener una estructura económica, únicamente con los elementos estructurales indispensables y con las características necesarias para que tengan un buen comportamiento de la estructura ante las sollicitaciones de cargas de gravedad y sismo.

- Un segundo objetivo es el de mantener la estética del edificio, existen casos en que es necesario realizar cambios en la arquitectura al momento de estructurar, pero éstos deben ser mínimos y contar con la aprobación del arquitecto.

**Criterios para estructurar:**

De acuerdo a BLANCO (2010), se dan los siguientes criterios:

***Super – estructura o esqueleto estructural:***

1. Simplicidad y simetría: La experiencia ha demostrado repetidamente que las estructuras simples se comportan mejor durante los sismos, por ende se busca simplicidad en la estructuración porque se puede predecir mejor el comportamiento sísmico de la estructura y de esta manera se puede idealizar más acertadamente los elementos estructurales. La simetría favorece a la simplicidad del diseño estructural y al proceso constructivo, pero sobre todo la simetría de la estructura en dos direcciones evita que se presente un giro en la planta estructural (efecto de torsión), los cuales son difíciles de evaluar y son muy destructivos.
2. Resistencia y ductilidad: Se debe proveer a los elementos estructurales y a la estructura como un todo, de la resistencia adecuada de manera que pueda soportar los esfuerzos producidos por las cargas sísmicas y las cargas permanentes o de gravedad. Debido a que las solicitaciones sísmicas son eventuales, se da a la estructura una resistencia inferior a la máxima necesaria, complementando lo que falta con una adecuada ductilidad. En el caso de estructuras aporricadas lo recomendable es diseñar de tal forma de inducir que se produzcan rótulas plásticas en las vigas, lo que contribuye a disipar más tempranamente la energía sísmica.
3. Hiperestaticidad y monolitismo: Como concepto general de diseño sismorresistente, debe indicarse la conveniencia de que las estructuras

tengan una disposición hiperestática con lo cual lograrán una mayor capacidad resistente. En estructuras metálicas el monolitismo no se da ya que son elementos prefabricados, lo que se busca es garantizar que el *sistema de resistencia sísmica (elementos estructurales y conexiones)* proporcionen estabilidad a la estructura ante fuerzas sísmicas.

4. Uniformidad y continuidad de la estructura: Se debe buscar una estructura continua y uniforme tanto en planta como en elevación, de manera tal de no cambiar su rigidez bruscamente entre los niveles continuos de manera de evitar concentraciones de esfuerzos, a la vez que se logra tener un mayor rendimiento en la construcción del proyecto.
5. Rigidez lateral: Se debe proveer de elementos estructurales que aporten suficiente rigidez lateral en sus dos direcciones principales, ya que así se podrá resistir con mayor eficacia las cargas horizontales inducidas por el sismo sin tener deformaciones importantes.
6. Existencia de diafragma rígido: Esto permite considerar en el análisis que la estructura se comporta como una unidad, gracias a una losa rígida a través de la cual se distribuyen las fuerzas horizontales hacia los elementos del *sistema de resistencia sísmica* de acuerdo a su rigidez lateral, manteniendo así una misma deformación lateral para un determinado nivel.

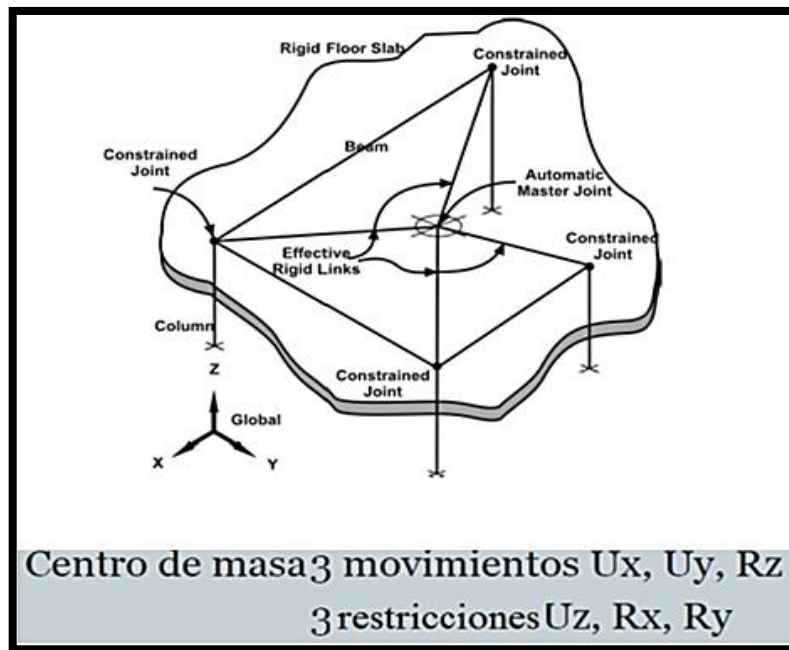


Figura 42: Grados de libertad (desplazamientos y rotaciones) en un diafragma rígido

Fuente: (VILLARREAL, 2016)

#### **Sub – estructura o cimentación:**

Se debe tener una acción integral de la cimentación durante un sismo; además de las cargas verticales que actúan, se debe considerar a) Transmisión del corte basal de la estructura al suelo; b) Provisión para los momentos volcantes; c) Posibilidad de movimientos diferenciales de los elementos de la cimentación y d) Licuefacción del suelo. Otro aspecto a considerar en el análisis estructural es la posibilidad de giro de la cimentación y no el empotramiento como es común, debido a que menos duros sean los terrenos de cimentación es mayor la importancia de considerar la posibilidad de giro de la cimentación y ello afecta desde la determinación del periodo de vibración, el coeficiente sísmico, la distribución de fuerzas en los elementos estructurales y la distribución de esfuerzos en altura (distintos pisos) hasta los diseños de los diferentes elementos estructurales.

Para entender mejor lo explicado, cuando consideramos apoyos empotrados en la cimentación para una determinada estructura, los resultados de los momentos en los

elementos estructurales como columnas y vigas son menores a que si consideramos apoyos articulados en la cimentación. Esto se debe a que hay una *redistribución de momentos* en los elementos estructurales debido al cambio de apoyos en la base o cimentación. Por otro lado, los periodos de vibración de la estructura son menores cuando se consideran apoyos empotrados que cuando se consideran apoyos articulados en la base. Esto se debe a que la rigidez lateral del pórtico es mayor para apoyos empotrados que para apoyos articulados en la base. Razón por la que normalmente es necesario incrementar las dimensiones de la columna para controlar los desplazamientos laterales. Este incremento de la sección de la columna se ve compensado por que se emplea un detalle más simple y económico para la conexión en caso se considere apoyo articulado en vez de apoyo empotrado. Por lo tanto, se puede concluir lo siguiente: **Ver figura 43**

*Apoyos empotrados , rigidez(↑), costo cimentacion (↑) y secciones elementos(↓)*

*y viceversa*

*Apoyos articulados , rigidez(↓), costo cimentacion (↓) y secciones elementos(↑)*



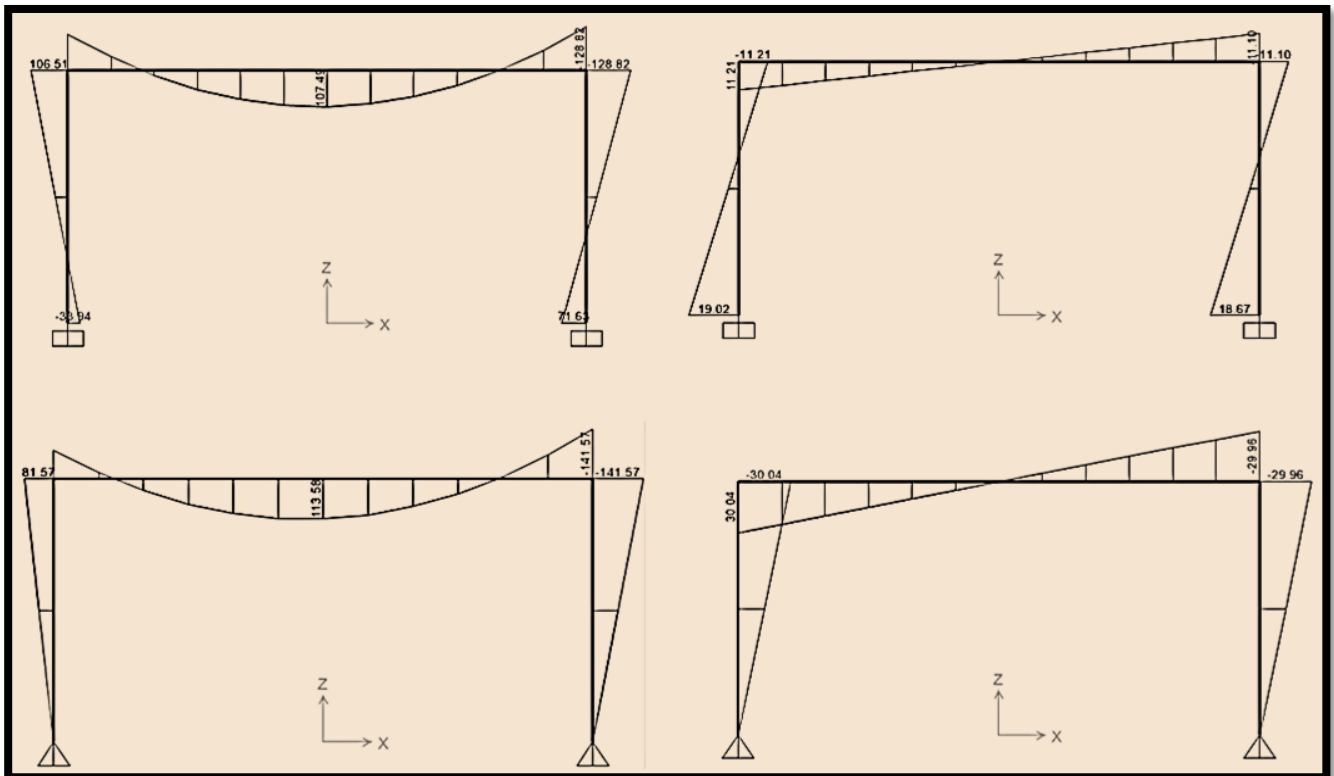


Figura 43: Redistribución de momentos flectores para un pórtico con apoyos empotrados y apoyos articulados

Fuente: Elaboración propia

Una forma correcta y conservadora de realizar el análisis de la cimentación es realizando 2 modelos: el primero considerando apoyos empotrados en la base con fines de poder diseñar la cimentación y el segundo considerando apoyos articulados en la base para poder tener los resultados más críticos en los elementos estructurales.

#### **Estructuración por cargas de gravedad y cargas de sismo:**

#### **Estructuración de losa con placa colaborante o losa compuesta:**

La losa con placa colaborante se estructura por cargas de gravedad, direccionando los nervios o costillas de la placa colaborante en dirección perpendicular o paralela al armado de las vigas compuestas intermedias, debido a la presencia de los conectores de corte, ambos sentidos garantizan la acción compuesta, pero se recomienda direccionar los nervios o costillas de la placa colaborante de la losa

compuesta perpendicular a las vigas compuestas intermedias debido a la simplicidad del cálculo de vigas compuestas según las Especificaciones del AISC. La losa compuesta permite la existencia de *diafragma rígido* (unidad de la estructura), como ya se definió anteriormente toma un papel importante ante cargas de sismo.

**Estructuración de vigas compuestas intermedias (vigas de piso o viguetas):**

Las vigas intermedias se estructuran por cargas de gravedad tomando como referencia el principio de losas aligeradas en una dirección de concreto armado, la cual es direccionar en la luz más corta, esto tiene fundamento en que la deflexión y los esfuerzos de las vigas serán menores, pero queda a criterio del ingeniero estructural direccionar según el tipo de edificación tomando en cuenta también la parte económica (para edificaciones regulares y cuadradas se puede direccionar en cualquier dirección). Las vigas compuestas intermedias y la losa compuesta forman el diafragma rígido con el fin de colaborar para que la estructura responde adecuadamente antes cargas de sismo. En el caso de viguetas de acero de perfiles W, se orientan respecto al eje de mayor inercia y mayor rigidez, es decir al eje fuerte o eje mayor X-X (de modo que la flexión por carga de gravedad se de en torno a ese eje, tomar en cuenta que los cálculos por flexión se realizan con las propiedades del eje en flexión), esto se realiza más que nada por cargas de gravedad ya que por cargas de sismo no tienen mucha importancia.

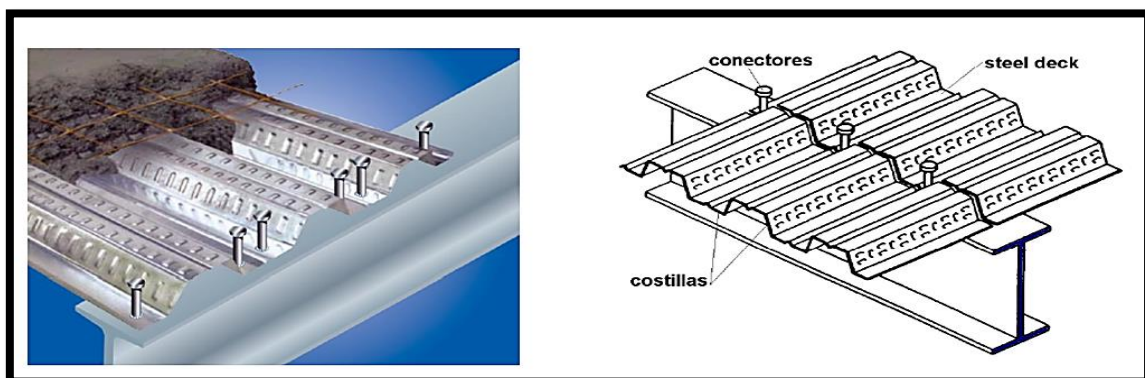


Figura 44: Dirección de los nervios de la placa colaborante en relación a las viguetas del entrepiso

Fuente: Elaboración propia

### **Estructuración de vigas (vigas peraltadas que forman pórtico en X y Y):**

Las vigas se estructuran en primera instancia respetando la arquitectura brindada, para cargas de gravedad y cargas de sismo se estructuran orientando la dimensión mayor de la sección transversal como peralte de la viga (vigas peraltadas), debido a que la deflexión de una viga es inversamente proporcional a la inercia (momento de inercia) de la sección transversal (a mayor peralte menos deflexión de la viga y viceversa), además el peralte de las vigas también es importante para el control de las deformaciones laterales de las edificaciones conformadas por pórticos rígidos, puesto que influye directamente en la determinación de la rigidez lateral.

Por el concepto de que el sismo actúa en una edificación en cualquier dirección ya no existe los términos “vigas principales” y “vigas secundarias”, ya que los esfuerzos generados por las cargas de sismo van a ser considerables, por lo tanto se deben tener vigas peraltadas en ambas direcciones, debido a que el objetivo primordial es proporcionar resistencia y rigidez en las dos direcciones. Además, se debe tener cuidado en lo llamado habitualmente *viga fuerte – columna débil*, ya que si las vigas son mucho más fuertes (resistentes) que las columnas se forman *rotulas plásticas* en los extremos de las columnas antes que en los extremos de las vigas, formándose mecanismos con gran deformación lateral que ocasionan fallas prácticamente irreparables.

En el caso de vigas de acero de perfiles W, se estructuran bajos los criterios mencionados, para lo cual la sección transversal se orienta respecto al eje de mayor inercia y mayor rigidez, es decir al eje fuerte o eje mayor X-X (de modo que la flexión por carga de gravedad se de en torno a ese eje, tomar en cuenta que los cálculos por flexión se realizan con las propiedades del eje en flexión), esto se hace en las dos direcciones de la edificación para garantizar resistencia y rigidez por cargas de sismo.

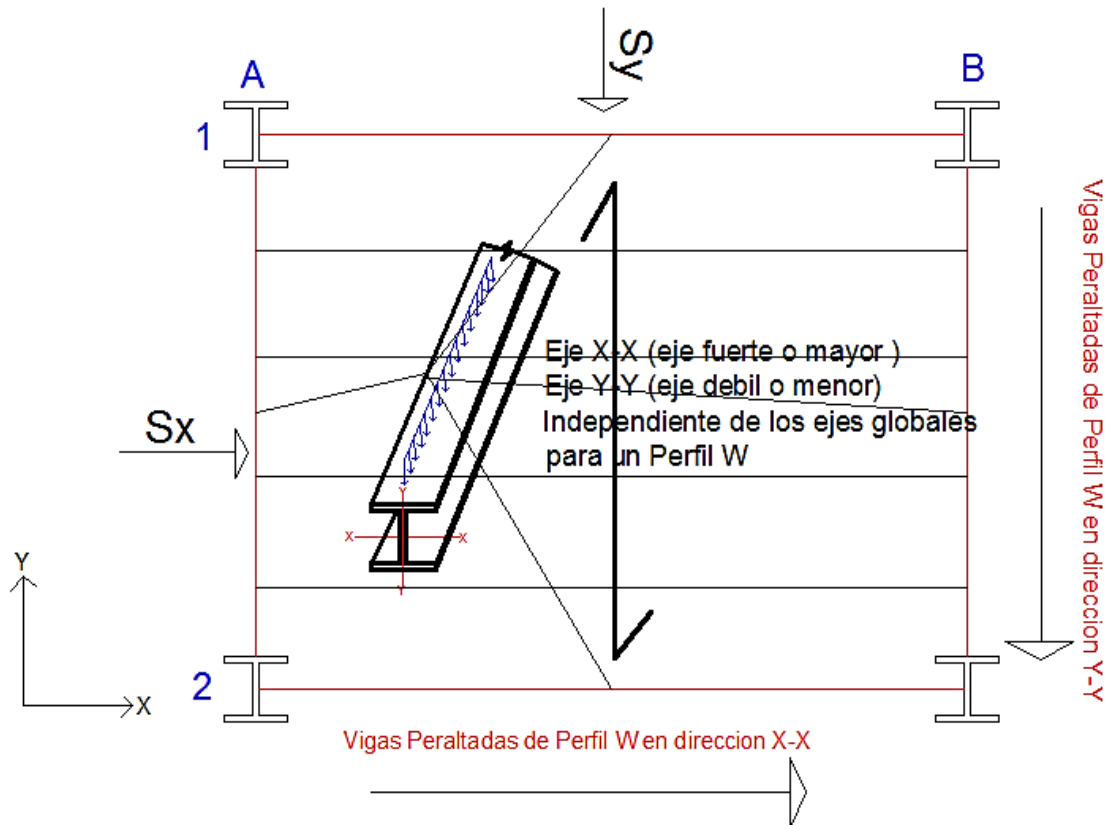


Figura 45: Estructuración de las vigas de pórtico en "X" y "Y"

Fuente: Elaboración propia

### Estructuración de columnas:

Las columnas se estructuran en primera instancia respetando la arquitectura brindada, por cargas de gravedad se estructuran según el criterio de peraltar las columnas en la dirección de los "pórticos principales" (pórticos que resisten las mayores cargas de gravedad provenientes de las vigas peraltadas según la dirección del armado de la losa utilizada, en edificaciones de acero estructural las vigas peraltadas de mayor carga serán las que sirvan de apoyo a las viguetas o vigas intermedias) o en la dirección de mayor inercia de la sección transversal, en el caso de columnas de acero de perfiles W respecto a su eje fuerte o eje mayor X-X. La razón principal de esta recomendación es proporcionar mayor rigidez y resistencia flexional en la dirección donde los momentos debidos a cargas de gravedad pueden ser importantes.

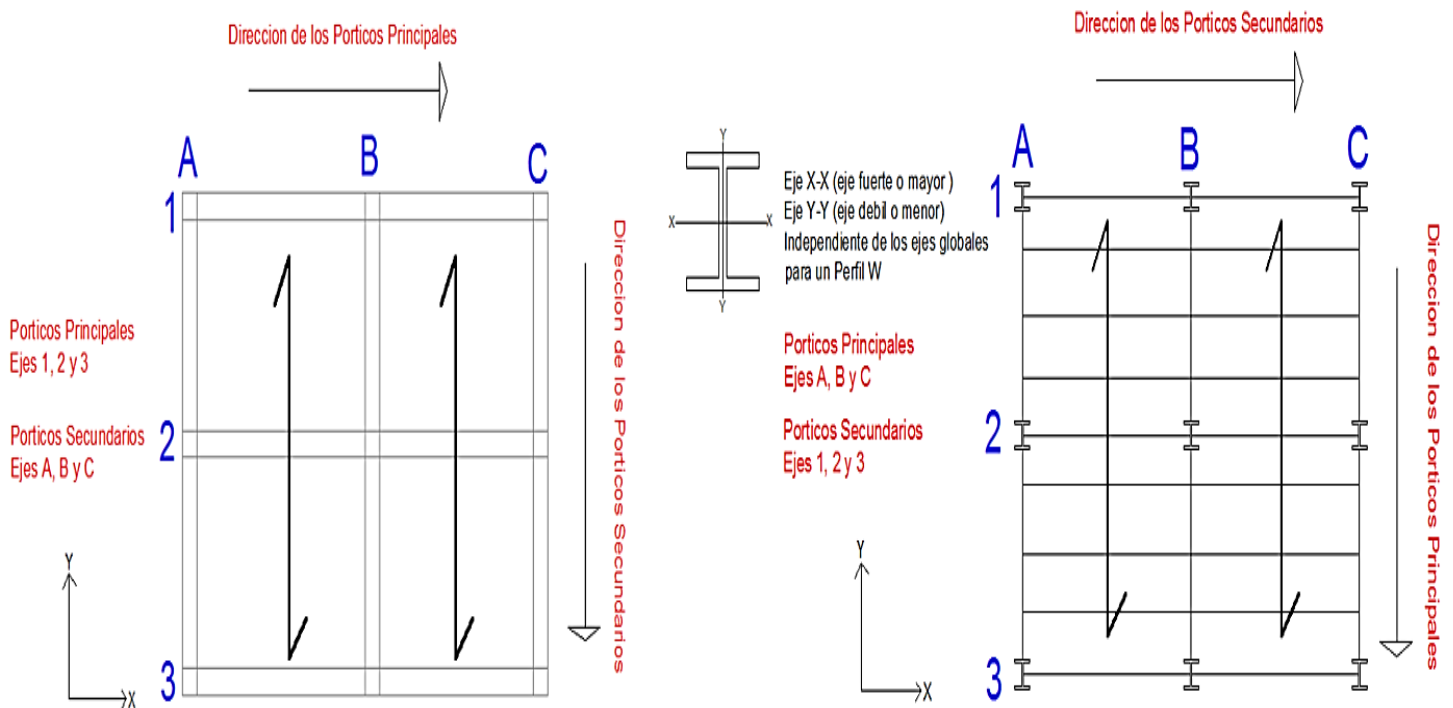


Figura 46: Estructuración de columnas ante cargas de gravedad

Fuente: Elaboración propia

Debido a cargas de sismo se estructuran según el criterio de que el sismo ataca en ambas direcciones (X, Y), por lo tanto se debe tener algunas columnas peraltadas en una dirección y otras peraltadas en la dirección perpendicular, en el caso de columnas de acero de perfiles W deben haber columnas orientadas respecto a su eje fuerte o eje mayor X-X en ambas direcciones con el objetivo principal de proporcionar rigidez lateral y resistencia en las dos direcciones de la edificación. Si se usan marcos arriostrados o contraventados (marcos = pórticos) en una dirección y en la otra dirección marcos rígidos o a momento, se sugiere que ante cargas de sismo las columnas se orienten de tal forma que la flexión alrededor del eje mayor se asocie con los marcos rígidos; y la flexión alrededor del eje menor se asocie con los marcos contraventados, lo cual no es muy común en edificaciones de acero estructural debido a que en ambas direcciones se usan conjuntamente sistemas estructurales de marcos rígidos y marcos contraventados.

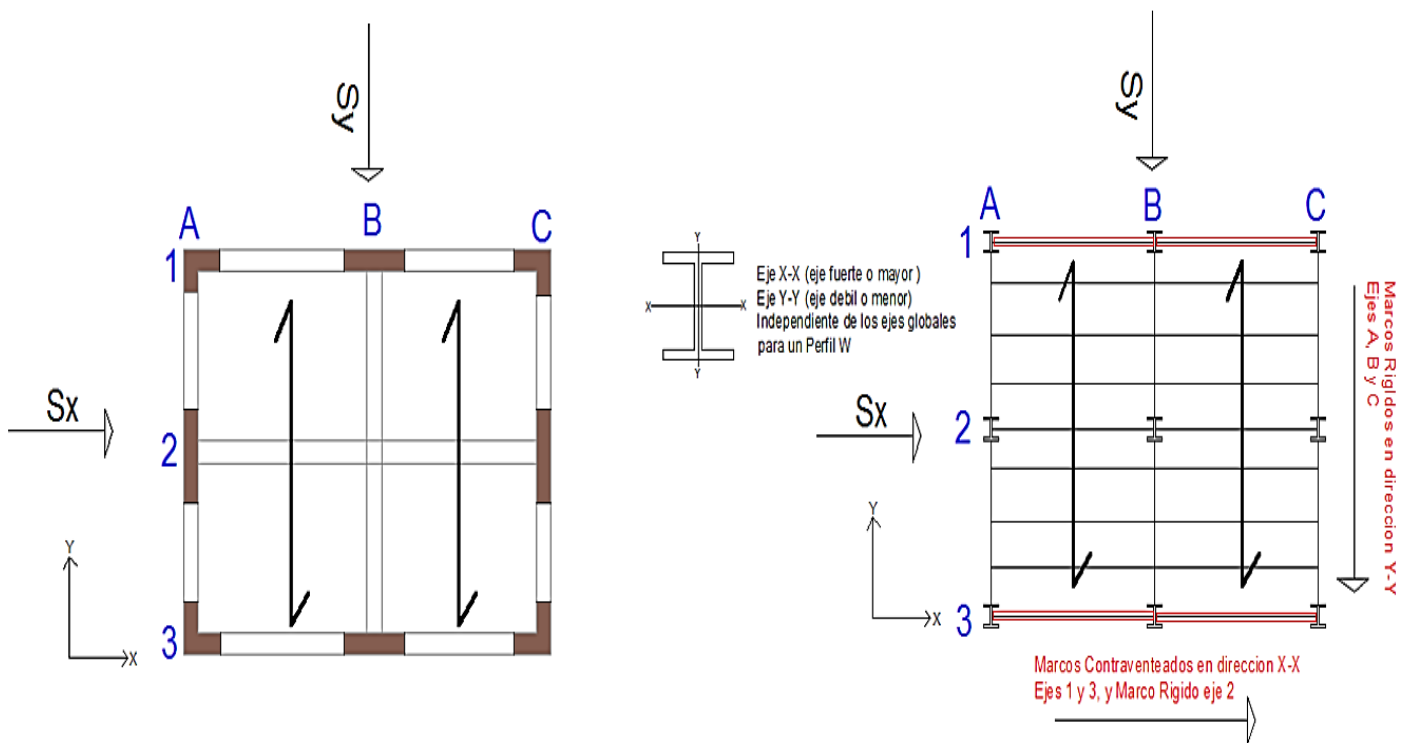


Figura 47: Estructuración de columnas ante cargas de sismo

Fuente: Elaboración propia

### Estructuración de arriostres o contravientos:

Los arriostres se estructuran por cargas de sismo (no por cargas de gravedad), en cualquiera de las dos direcciones formando los marcos (o pórticos) contraventeados (o arriostrados), esto depende del control de desplazamientos o derivas de entrepiso, como el sismo actúa en ambas direcciones debemos de brindarle rigidez lateral, resistencia y estabilidad a la estructura ante cargas de sismo en ambas direcciones.

Los arriostres se deben estructurar respetando la arquitectura planteada en el proyecto, para ello existen varios tipos de arriostramientos o contraventeos y elegir la que más se adecue e interactúe con el proyecto, además se deben ubicar simétricamente en planta para evitar efectos de torsión en planta de la estructura.

### Estructuración de conexiones:

Las conexiones se pueden estructurar tanto para cargas de gravedad y para cargas de sismo, como conexiones simples o a cortante y conexiones rígidas o a momento

(también incluyen las conexiones semirrígidas) lo cual depende del criterio y la experiencia en muchos factores (tales como tiempo, economía, rigidez, estabilidad, resistencia, etc.) del ingeniero estructuralista, debiendo garantizar el correcto funcionamiento ante ambas sollicitaciones de carga.

Para cargas de gravedad las conexiones pueden ser simples, esto siempre y cuando las conexiones y los elementos conectados (viga – columna) serán adecuados para resistir las cargas de gravedad como vigas simplemente apoyadas, este criterio podría tomarse para reducir el tiempo de realizar la conexión (debido a que una conexión simple se hace más rápido que una conexión a momento). Otro criterio podría ser utilizar conexiones a momento debido a que los momentos pueden compartirse entre los elementos conectados (viga – columna) y se puede requerir menores dimensiones de los perfiles metálicos, pero también debe analizarse el costo de una conexión a momento (la cual es más costosa que una conexión simple) respecto al costo de reducir las dimensiones de los elementos conectados. En conclusión la elección de la conexión depende de varios factores y debe analizarse cada uno para elegir la solución más óptima ante cargas de gravedad así se usen conexiones simples o a momento.

Para carga de sismo las conexiones pueden ser simples, esto siempre y cuando las conexiones y los elementos conectados (viga – columna – arriostre) serán adecuados para resistir las cargas laterales, este criterio podría tomarse cuando se tengan los arriostres o contravientos (forman los marcos contraventeados) para darle rigidez lateral, resistencia y estabilidad a la estructura. Si no usan arriostres o contravientos se deben utilizar conexiones a momento entre los elementos conectados (viga – columna), formando los marcos rígidos con el mismo fin de darle rigidez lateral, resistencia y estabilidad a la estructura, lo cual no se logra óptimamente ya que ello depende del control de desplazamientos o derivas de entrepiso que por lo general para marcos rígidos no cumple y se tiene que optar por los marcos contraventeados

o un combinación de ambos sistemas estructurales. Existen algunos criterios de poder estructurar las conexiones en marcos contraventeados uno de ellos es utilizar conexiones simples o, “articular”, los arriostres o contravientos al marco (viga – columna) para lograr que el arriostre solo trabaje para cargas axiles, ahora la conexión en el marco entre (viga – columna) puede ser simple o a momento esto depende de un análisis de factores como la magnitud de carga que soportara el marco (mayores momentos en los miembros), el tiempo de realizar la conexión; costo de conexiones; reducción de las dimensiones de los perfiles (al repartirse los momentos), etc. Similar a los criterios expuestos ante cargas de gravedad. En conclusión ante cargas de sismo así se usen conexiones simples a o momento la prioridad es garantizar la estabilidad de la estructura y de cada uno de sus elementos conectados.

#### **Estructuración de cimentación:**

La cimentación se estructura de acuerdo a la rigidez que se le quiere dar a la estructura, ya que si se consideran apoyos empotrados se tendrá una estructura más rígida que si se consideran apoyos articulados, pero se tiene que tener en cuenta que es más costosa. Además, se tiene que tener presente la factibilidad de realizar una cimentación empotrada, debido a que cuando se usan marcos contraventeados es difícil realizar la conexión para garantizar el empotramiento en la cimentación por lo tanto se optaría por utilizar un cimentación articulada.

Respecto al tipo de cimentación a utilizar se estructura mucho dependiendo del tipo de suelo donde se cimentara la estructura, además de los requerimientos de localización de la estructura por ejemplo como linderos con otras estructuras, etc.

#### **2.2.3.3.2 Predimensionamiento de elementos estructurales**

El predimensionamiento consiste en dar dimensiones tentativas iniciales a los elementos estructurales según recomendaciones basadas en la práctica ingenieril,



con cargo a verificarlos al momento del diseño final. Los predimensionamientos de los elementos estructurales que conforman una edificación de estructura metálica o acero estructural se muestran a continuación:

**Predimensionamiento de losa con placa colaborante o losa compuesta:**

De acuerdo a ACERO - DECK (2005), se da el predimensionamiento:

El manual de los fabricantes presentes en el mercado da recomendaciones para calcular el peralte de la losa compuesta (T) en cm. En nuestro caso usaremos el manual técnico para sistemas de placa colaborante Acero – Deck, siendo el más utilizado para las construcciones en el Perú, en la cual el peralte de losa compuesta (T) en cm, está en función del:

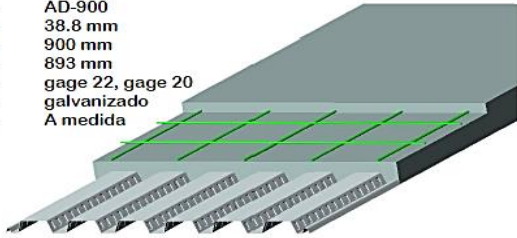
1. Calibre o Gage, es decir el espesor de la lámina (mm).
2. La luz libre de la losa (distancia entre apoyos interiores de cada losa o lo que se conoce como vigas intermedias o vigas de piso).
3. Sobrecarga admisible ( $\text{kg/m}^2$ ) con concreto  $F_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

ACERO - DECK (2005), ofrece los distintos productos para placa colaborante utilizada para construcciones de pisos y techos en el Perú: **Ver tabla 13**

Tabla 13: Productos de ACERO - DECK (placa colaborante)

**PLACA COLABORANTE AD-900**

Tipo : AD-900  
 Peralte : 38.8 mm  
 Ancho total : 900 mm  
 Ancho útil : 893 mm  
 Calibre : gage 22, gage 20  
 Acabado : galvanizado  
 Longitud : A medida

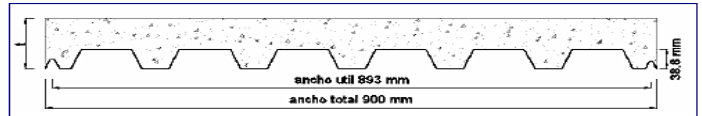


**PROPIEDADES DE LA SECCIÓN DE ACERO**

Calibre (gage)	Peso/area (kg/m <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> /m)	S <sub>sup</sub> (cm <sup>3</sup> /m)	S <sub>inf</sub> (cm <sup>3</sup> /m)
22	9.16	23.22	16.39	10.75
20	10.93	30.04	19.81	13.98

**PROPIEDADES DEL CONCRETO (f'c = 210 kg/cm<sup>2</sup>)**

Altura de la losa (cm)	Volumen de concreto (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> )	Carga muerta (kg/m <sup>2</sup> )
9.00	0.066	158.30
10.00	0.076	182.30
11.00	0.086	206.30
12.00	0.096	230.30
13.00	0.106	254.30
14.00	0.116	278.30



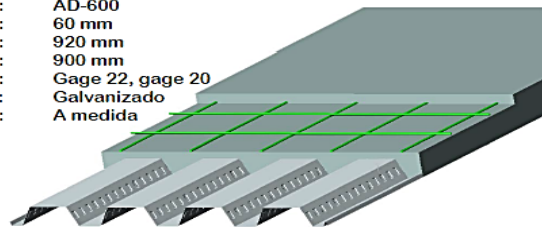
**SOBRECARGAS ADMISIBLES (kg/m<sup>2</sup>) CON CONCRETO f'c = 210 kg/cm<sup>2</sup>.**

Calibre gage	L Luz libre (ml)	T = Espesor de losa (cm)					
		9.00	10.00	11.00	12.00	13.00	14.00
22	1.25	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000
	1.50	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000
	1.75	1,552	1,837	2,000	2,000	2,000	2,000
	2.00	1,126	1,339	1,553	1,766	1,979	2,000
	2.25	834	998	1,163	1,327	1,491	1,655
	2.50	625	755	884	1,013	1,142	1,271
	2.75	471	574	677	781	884	987
	3.00	353	437	521	604	771	771
	3.25	262	330	398	467	535	603
	3.50	189	245	301	358	414	470
20	1.25	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000
	1.50	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000
	1.75	1,866	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000
	2.00	1,366	1,626	1,886	2,000	2,000	2,000
	2.25	1,024	1,225	1,426	1,627	1,828	2,000
	2.50	779	938	1,097	1,256	1,415	1,574
	2.75	597	725	853	981	1,109	1,237
	3.00	459	564	668	772	877	981
	3.25	352	438	524	610	696	782
	3.50	267	334	397	461	527	595
3.75	176	222	270	320	371	425	

Nota: los valores sombreados requieren apuntalamiento temporal al centro de la luz libre.

**PLACA COLABORANTE AD-600**

Tipo : AD-600  
 Peralte : 60 mm  
 Ancho total : 920 mm  
 Ancho útil : 900 mm  
 Calibre : Gage 22, gage 20  
 Acabado : Galvanizado  
 Longitud : A medida



**PROPIEDADES DE LA SECCIÓN DE ACERO**

Calibre (gage)	Peso/area (kg/m <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> /m)	S <sub>sup</sub> (cm <sup>3</sup> /m)	S <sub>inf</sub> (cm <sup>3</sup> /m)
22	9.12	59.74	18.32	23.30
20	10.88	70.73	21.73	27.68

**PROPIEDADES DEL CONCRETO (f'c = 210 kg/cm<sup>2</sup>)**

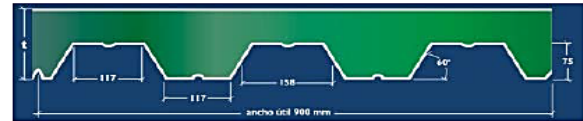
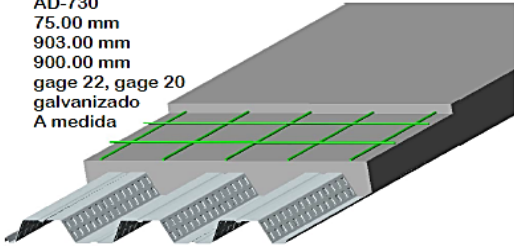
Altura de la losa (cm)	Volumen de concreto (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> )	Carga muerta (kg/m <sup>2</sup> )
11.00	0.074	177.60
12.00	0.084	201.60
13.00	0.094	225.60
14.00	0.104	249.60
15.00	0.114	273.60
16.00	0.124	297.60

**SOBRECARGAS ADMISIBLES (kg/m<sup>2</sup>) con concreto f'c = 210 kg/cm<sup>2</sup>.**

Calibre gage	L Luz libre (ml)	T = Espesor de losa (cm)					
		11.00	12.00	13.00	14.00	15.00	16.00
22	1.50	2000	2000	2000	2000	2000	2000
	1.75	2000	2000	2000	2000	2000	2000
	2.00	1650	1911	2000	2000	2000	2000
	2.25	1243	1445	1647	1849	2000	2000
	2.50	952	1112	1272	1432	1592	1753
	2.75	689	865	995	1124	1253	1382
	3.00	487	661	784	889	995	1101
	3.25	364	475	619	707	794	882
	3.50	254	338	465	562	638	708
	3.75	172	236	334	445	506	568
4.00	-	157	234	329	401	453	
4.25	-	-	156	231	314	358	
4.50	-	-	-	154	228	278	
20	1.50	2000	2000	2000	2000	2000	2000
	1.75	2000	2000	2000	2000	2000	2000
	2.00	1962	2000	2000	2000	2000	2000
	2.25	1489	1731	1974	2000	2000	2000
	2.50	1035	1344	1537	1730	1923	2000
	2.75	731	1025	1213	1369	1526	1682
	3.00	520	741	967	1095	1224	1353
	3.25	368	537	716	882	989	1096
	3.50	277	388	526	694	803	892
	3.75	190	276	384	516	652	728
4.00	-	190	274	379	505	594	
4.25	-	-	189	273	374	482	
4.50	-	-	-	189	270	367	

**PLACA COLABORANTE AD-730**

Tipo : AD-730  
 Peralte : 75.00 mm  
 Ancho total : 903.00 mm  
 Ancho útil : 900.00 mm  
 Calibre : gage 22, gage 20  
 Acabado : galvanizado  
 Longitud : A medida



**SOBRECARGAS ADMISIBLES (KG/M2) CON CONCRETO  
 $F'_{c} = 210 \text{ KG/CM}^2$ .**

Calibre gage	L Luz libre (ml)	T = Espesor de losa (cm)						
		14.00	15.00	16.00	17.00	18.00	19.00	20.00
22	2.75	816	910	1,005	1,099	1,193	1,267	1,382
	3.00	614	717	793	870	946	1,022	1,099
	3.25	504	567	629	691	754	816	878
	3.50	396	447	498	550	601	652	704
	3.75	308	351	393	436	478	520	563
	4.00	237	272	307	342	377	412	447
	4.25	-	207	236	265	294	323	352
	4.50	-	-	-	200	224	248	272
	4.75	-	-	-	-	-	184	204
	2.75	1,016	1,133	1,250	1,367	1,483	1,600	1,717
20	3.00	809	904	999	1,094	1,190	1,285	1,380
	3.25	647	726	804	883	961	1,039	1,118
	3.50	519	584	649	714	780	845	910
	3.75	446	470	524	579	633	688	742
	4.00	331	377	422	468	514	559	605
	4.25	261	299	338	376	414	453	491
	4.50	-	234	267	299	331	364	396
	4.75	-	-	-	234	261	288	315
	5.00	-	-	-	-	201	223	246

Nota: todos los valores requieren apuntalamiento temporal al centro de la luz libre.

**PROPIEDADES DE LA SECCIÓN DE ACERO**

Calibre (gage)	Peso/area (kg/m <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> /m)	S <sub>xx</sub> (cm <sup>3</sup> /m)	S <sub>yy</sub> (cm <sup>3</sup> /m)
22	9.12	85.01	23.25	27.90
20	10.88	102.00	27.90	28.59

**PROPIEDADES DEL CONCRETO ( $F'_{c} = 210 \text{ KG/CM}^2$ )**

Altura de la losa (cm)	Volumen de concreto (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> )	Carga muerta (kg/m <sup>2</sup> )
14.00	0.104	250.00
15.00	0.114	274.00
16.00	0.124	298.00
17.00	0.134	322.00
18.00	0.144	346.00
19.00	0.154	370.00
20.00	0.164	394.00

Fuente: (Manual ACERO - DECK, 2005)

**Predimensionamiento de vigas compuestas intermedias:**

De acuerdo a VINNAKOTA (2006), SEGUI (2013) y MCCORMAC y CSERNAK (2012), se dan a conocer las siguientes teorías para predimensinamiento:

Para vigas intermedias o vigas de piso (viguetas) las cuales serán de perfiles metálicos de patín ancho "W" que actuaran en conjunto con el concreto, formando vigas compuestas, las cuales soportaran las cargas de la losa compuesta con placa colaborante. Si queremos obtener un perfil preliminar de acero para una viga compuesta, hay cinco tipos de procedimientos para poder predimensionar: *(Las expresiones y nomenclaturas usadas a continuación se estudiaran más adelante en cada capítulo con más detalle)*

1. **Perfil de acero y losa de concreto por separado, con perfiles que cumplen las condiciones de las tablas del manual del AISC:** La 14va edición del manual de construcción en acero del AISC, la parte 3 "Diseño de miembros en flexión", tabla 3-2 "W-Shapes Selection by Zx", muestra los

valores de  $\phi_b.M_{px}$  (resistencia de diseño a flexión, para el método LRFD), los cuales deben ser mayores o iguales a  $M_u$  (resistencia última a flexión, para el método LRFD). Entonces para elegir un perfil preliminar suponiendo que no hay acción compuesta, primero debemos de considerar las cargas que soportara la viga sola antes de que el concreto cure (acción no compuesta) según su ancho tributario, (solo se consideran las cargas de gravedad), para carga muerta estaría la losa con placa colaborante, (el peso de la viga aún no se considerara ya que estamos predimensionando), para carga viva se puede considerar la carga de construcción. Después se debe calcular el momento último máximo con la carga factorizada antes que el concreto cure y se debe verificar que  $\phi_b.M_{px} \geq M_u$ , entonces el perfil con el valor de resistencia de diseño proporcionado por la tabla 3-2 más cercano que cumpla será un primer predimensionamiento (*optar por elegir el perfil más ligero por ser el más económico*).

La tabla 3-2 solo es válido cuando la flexión es alrededor del eje fuerte o eje mayor X-X del perfil, y cuando el perfil sea compacto o no compacto pero que esté arriostrado continuo lateralmente. Si la flexión es alrededor del eje débil o menor Y-Y del perfil se puede usar la tabla 3-4 "W-Shapes Selection by  $Z_y$ ", y si el perfil no está arriostrado continuo lateralmente la tabla 3-10 "W-Shapes Available Moment vs. Unbraced Length", muestra unas cartas de diseño para obtener la resistencia de diseño en función de  $L_b$  (longitud no arriostrada), pero solo se usa esta tabla cuando la flexión es en eje X-X del perfil. No olvidar que estas tablas trabajan con  $F_y = 50$  ksi y para un  $C_b$  (factor de modificación de pandeo lateral torsional  $PLT$ ) igual a 1,  $C_b = 1$ .

2. **Perfil de acero y losa de concreto por separado, con perfiles que no cumplen las condiciones de las tablas del manual del AISC:** La 14 va edición del manual de construcción en acero del AISC en la mayoría de sus

tablas dan valores para perfiles solo con  $F_y = 50$  ksi, por lo tanto para elegir un perfil preliminar con un  $F_y$  diferente a este valor se puede usar el método ensayo – error. Entonces para elegir un perfil preliminar, primero debemos realizar un metrado para la viga sola antes de que el concreto cure y calcular el momento último máximo ya visto en el primer procedimiento. Luego se debe suponer que el perfil a elegir es compacto y con soporte lateral continuo para que se cumpla  $M_n = M_p = F_y \cdot Z_x$  (momento nominal igual al momento plástico, solo cuando se dan las condiciones de perfil compacto y soporte lateral continuo), y por lo tanto se debe verificar  $\phi_b \cdot M_n \geq M_u$ ;  $= \phi_b \cdot M_{px} \geq M_u$ ;  $= \phi_b \cdot F_y \cdot Z_x \geq M_u$  y de ahí se debe despejar la expresión:

$$Z_x \geq \frac{M_u}{\phi_b F_y}$$

Dónde:

$Z_x$  = módulo de sección plástico en in<sup>3</sup>;  $M_u$  = momento último máximo o momento factorizado máximo en in-kips (LRFD);  $F_y$  = esfuerzo de fluencia en ksi y  $\phi_b$  = factor de resistencia para flexión que es igual a 0.90 (LRFD)

***(Estas unidades se deben convertir al Sistema Internacional S.I, al momento de realizarlos cálculos, para estar acorde al RNE).***

Una vez determinada el módulo de sección plástico requerido se selecciona un primer perfil de prueba que satisfaga ese módulo de sección plástico (se debe seleccionar el perfil más ligero, debido a que el módulo de sección plástico no es directamente proporcional al área, es posible tener más módulo de sección plástico con menos área y por lo tanto menos peso que conlleva a un perfil más económico).

### 3. Perfil de acero y losa de concreto por separado, sugerencia de expertos:

Algunos expertos suelen usar  $h = L_{uz}/20$  a  $L_{uz}/23$  para predimensionar el peralte de la viga en acción no compuesta (elegir el perfil más ligero o de

menor área transversal por ser el más económico del peralte obtenido, como primer perfil de prueba). Para vigas en volado usar un  $h = Luz/10$ .

4. **Acción compuesta de perfil de acero y losa de concreto:** Para predimensionar el perfil de acero cuando exista la acción compuesta, primero debemos considerar las cargas que soportara la viga compuesta después de que el concreto cure (acción compuesta) según su ancho tributario (solo se consideran cargas de gravedad), para carga muerta estaría la losa con placa colaborante, piso terminado, peso de tabiquería, (el peso de la viga aún no se considerara ya que estamos predimensionando), para la carga viva estaría la sobrecarga debido al uso de la edificación. Después se debe hacer uso de estas expresiones, las cuales suponen acción compuesta total y que en ENP (eje neutro plástico) está en la losa (es decir el caso más común en que el acero gobierna). Según SEGUI (2013 pág. 614), las expresiones son: **Ver figura 48**

**En términos del área la expresión es:**

$$A_s = \frac{M_u}{\phi b F_y Y} = \frac{M_u}{\phi b F_y \left( \frac{d}{2} + t - \frac{a}{2} \right)}$$

**En términos del peso la expresión es:**

$$w = \frac{3.4 M_u}{\phi b F_y \left( \frac{d}{2} + t - \frac{a}{2} \right)}$$

*(Tener presente que al usar cualquiera de las dos expresiones el primer tanteo para el perfil preliminar debe ser el más ligero o de menor área transversal ya que será el perfil más económico)*

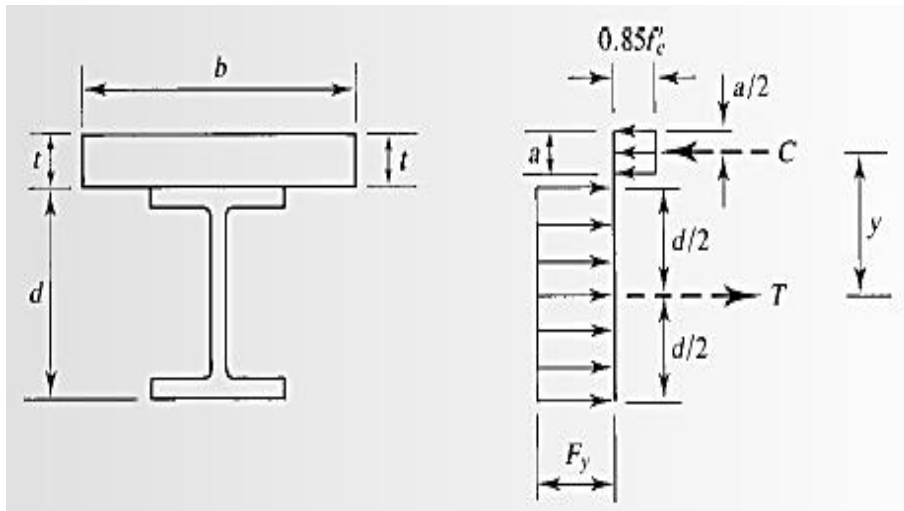


Figura 48: Acción compuesta del perfil de acero y la losa de concreto

Fuente: (SEGUI, 2013)

Dónde:

$A_s$  = área de la sección transversal del acero en in<sup>2</sup>;  $M_u$  = momento último máximo o momento factorizado máximo en in-kips (LRFD);  $F_y$  = esfuerzo de fluencia en ksi;  $\phi_b$  = factor de resistencia para flexión que es igual a 0.90 (LRFD);  $d$  = peralte del perfil de acero en in;  $a$  = profundidad del bloque de esfuerzos en compresión para el concreto;  $t$  = espesor de losa de concreto y  $w$  = peso del perfil de acero en lb/ft. Para usar estas expresiones se debe suponer un peralte para el perfil ( $d$ ) y se sugiere una estimación de  $a/2 = 0.5$  in.

***(Estas unidades se deben convertir al Sistema Internacional S.I, al momento de realizarlos cálculos, para estar acorde al RNE).***

5. **Acción compuesta de perfil de acero y losa de concreto, sugerencia de expertos:** Algunos expertos suelen usar  $h = Luz/40$  para predimensionar el peralte de la viga compuesta (*elegir el perfil más ligero o de menor área transversal por ser el más económico del peralte obtenido, como primer perfil de prueba*). Para vigas en volado usar un  $h = Luz/30$ .

### **Predimensionamiento de vigas peraltadas en X y Y:**

De acuerdo a VINNAKOTA (2006), SEGUI (2013) y MCCORMAC y CSERNAK (2012), se dan a conocer las siguientes teorías para predimensionamiento:

Para vigas peraltadas en cualquier dirección que formara parte de los marcos rígidos y marcos contraventeados, estas vigas serán de perfiles metálicos de patín ancho “W”, las cuales para la presente tesis en mención no se consideraran como vigas compuestas aunque lleven conectores de cortante (la cual garantiza una acción compuesta entre el perfil de acero con el concreto), esta acción no compuesta en las vigas peraltadas en “X” y “Y” se hace para efectos de simplicidad en el modelamiento con el programa, por el lado contrario al tomarse en cuenta solo el aporte del perfil de acero en la acción no compuesta estamos en el conservador o de la seguridad, aunque podría no ser económico ya que se requerirán vigas de perfiles con mayores secciones que cuando se tiene el aporte del concreto en una acción compuesta. Para obtener un perfil preliminar de acero para una viga peraltada en acción no compuesta, hay tres tipos de procedimientos para poder predimensionar: *(Las expresiones y nomenclaturas usadas a continuación se estudiarán más adelante en cada capítulo con más detalle)*

#### **1. Perfiles que cumplen las condiciones de las tablas del manual del AISC:**

La 14va edición del manual de construcción en acero del AISC, la parte 3 “Diseño de miembros en flexión”, tabla 3-2 “W-Shapes Selection by  $Z_x$ ”, muestra los valores de  $\phi_b M_{px}$  (resistencia de diseño a flexión, para el método LRFD), los cuales deben ser mayores o iguales a  $M_u$  (resistencia última a flexión, para el método LRFD). Entonces para elegir un perfil preliminar, primero debemos de considerar las cargas que soportara la viga peraltada según su ancho tributario (para predimensionar solo consideramos las cargas de gravedad), para carga muerta estaría el peso de las vigas compuestas intermedias (esto depende de la orientación de las vigas



compuestas intermedias, las vigas peraltadas que están en dirección perpendicular a estas si soportaran su peso, pero las vigas peraltadas que en dirección paralela a estas no soportaran su peso), peso de la losa con placa colaborante (las vigas peraltadas que están en dirección paralela a las vigas compuestas intermedias si soportaran el peso de la losa, pero las vigas peraltadas que están en dirección perpendicular a las vigas compuestas intermedias no soportaran el peso de la losa directamente, ya que indirectamente las soportan por medio de las vigas compuestas intermedias), piso terminado, peso de tabiquería, (el peso de la viga aún no se considerara ya que estamos predimensionando), para la carga viva estaría la sobrecarga debido al uso de la edificación. Después se debe calcular el momento último máximo con la carga factorizada y se debe verificar que  $\phi_b.M_{px} \geq M_u$ , entonces el perfil con el valor de resistencia de diseño proporcionado por la tabla 3-2 más cercano que cumpla será un primer predimensionamiento (*optar por elegir el perfil más ligero por ser el más económico*).

La tabla 3-2 solo es válido cuando la flexión es alrededor del eje fuerte o eje mayor X-X del perfil, y cuando el perfil sea compacto o no compacto pero que esté arriostrado continuo lateralmente. Si la flexión es alrededor del eje débil o menor Y-Y del perfil se puede usar la tabla 3-4 “W-Shapes Selection by  $Z_y$ ”, y si el perfil no está arriostrado continuo lateralmente la tabla 3-10 “W-Shapes Available Moment vs. Unbraced Length”, muestra unas cartas de diseño para obtener la resistencia de diseño en función de  $L_b$  (longitud no arriostrada), pero solo se usa esta tabla cuando la flexión es en eje X-X del perfil. No olvidar que estas tablas trabajan con  $F_y = 50$  ksi y para un  $C_b$  (factor de modificación de pandeo lateral torsional  $PLT$ ) igual a 1,  $C_b = 1$ .

2. **Perfiles que no cumplen las condiciones de las tablas del manual del AISC:** La 14va edición del manual de construcción en acero del AISC en la

mayoría de sus tablas dan valores para perfiles solo con  $F_y = 50$  ksi, por lo tanto para elegir un perfil preliminar con un  $F_y$  diferente a este valor se puede usar el método ensayo – error. Entonces para elegir un perfil preliminar, primero debemos realizar un metrado para la viga peraltada y calcular el momento último máximo ya visto en el primer procedimiento. Luego se debe suponer que el perfil a elegir es compacto y con soporte lateral continuo para que se cumpla  $M_n = M_p = F_y \cdot Z_x$  (momento nominal igual al momento plástico, solo cuando se dan las condiciones de perfil compacto y soporte lateral continuo), y por lo tanto se debe verificar  $\phi_b \cdot M_n \geq M_u$ ;  $= \phi_b \cdot M_{px} \geq M_u$ ;  $= \phi_b \cdot F_y \cdot Z_x \geq M_u$  y de ahí se debe despejar la expresión:

$$Z_x \geq \frac{M_u}{\phi_b F_y}$$

Dónde:

$Z_x$  = módulo de sección plástico en in<sup>3</sup>;  $M_u$  = momento último máximo o momento factorizado máximo en in-kips (LRFD);  $F_y$  = esfuerzo de fluencia en ksi y  $\phi_b$  = factor de resistencia para flexión que es igual a 0.90 (LRFD)

***(Estas unidades se deben convertir al Sistema Internacional S.I, al momento de realizarlos cálculos, para estar acorde al RNE).***

Una vez determinada el módulo de sección plástico requerido se selecciona un primer perfil de prueba que satisfaga ese módulo de sección plástico (se debe seleccionar el perfil más ligero, debido a que el módulo de sección plástico no es directamente proporcional al área, es posible tener más módulo de sección plástico con menos área y por lo tanto menos peso que conlleva a un perfil más económico).

3. **Sugerencia de expertos:** Los expertos sugieren usar  $h = L_{uz}/20$  a  $L_{uz}/23$  para predimensionar el peralte de la viga peraltada (*elegir el perfil más ligero*)

o de menor área transversal por ser el más económico del peralte obtenido, como primer perfil de prueba). Para vigas en volado usar un  $h = Luz/10$ .

### **Predimensionamiento de columnas:**

De acuerdo a VINNAKOTA (2006), SEGUI (2013) y MCCORMAC y CSERNAK (2012), se dan a conocer las siguientes teorías para predimensionamiento:

Para las columnas que formaran los marcos rígidos y marcos contraventeados en las dos direcciones, las cuales serán columnas de perfiles metálicos de patín ancho “W”. Para obtener un perfil preliminar de acero para una columna, hay cuatro tipos de procedimientos para poder predimensionar: *(Las expresiones y nomenclaturas usadas a continuación se estudiarán más adelante en cada capítulo con más detalle)*

1. **Considerando solo compresión en la columna y con perfiles que cumplen las condiciones de las tablas del manual del AISC:** La 14va edición del manual de construcción en acero del AISC, la parte 4 “Diseño de miembros en Compresión”, tabla 4-1 “Available Strength in Axial Compression, kips W-Shapes”, (estas tablas trabajan con  $F_y = 50$  ksi) muestra los valores de  $\phi_c P_n$  (resistencia de diseño a compresión, para el método LRFD), los cuales deben ser mayores o iguales a  $P_u$  (resistencia última a compresión, para el método LRFD). Entonces para elegir un perfil preliminar, primero debemos realizar un metrado tentativo la cual soportara la columna según su área tributaria (para predimensionar solo consideramos cargas de gravedad), para carga muerta consideraremos el peso de las vigas peraltadas en X y Y, peso de las vigas compuestas intermedias, peso de la losa con placa colaborante, peso del piso terminado, peso de la tabiquería, (el peso de la columna aún no se considerara ya que estamos predimensionando), para la carga viva estaría la sobrecarga debido al uso de la edificación. Después se debe calcular la carga última o la carga factorizada y se debe verificar que  $\phi_c P_n \geq P_u$ , entonces el perfil con el valor de

resistencia de diseño proporcionado por la tabla 4.1 más cercano que cumpla será un primer predimensionamiento (*optar por elegir el perfil más ligero por ser el más económico*).

2. **Considerando solo compresión en la columna y con perfiles que no cumplen las condiciones de las tablas del manual del AISC:** La 14va edición del manual de construcción en acero del AISC en la mayoría de sus tablas dan valores para perfiles solo con  $F_y = 50$  ksi, por lo tanto para elegir un perfil preliminar con un  $F_y$  diferente a este valor se puede usar el método ensayo – error. Entonces para elegir un perfil preliminar, primero debemos realizar un metrado tentativo para la columna y calcular la carga última ya visto en el primer procedimiento. Luego se debe empezar asumiendo un valor para  **$F_{cr}$**  (esfuerzo crítico de pandeo) el cual se toma una fracción del  **$F_y$**  (esfuerzo de fluencia del acero), esto según SEGUI (2013 pág. 134), o se puede empezar asumiendo un valor para  **$KL/r$**  (relación de esbeltez) entre 40 a 60 pero un valor medio es 50, esto según MCCORMAC y CSERNAK (2012 pág. 163), ambos enfoques se realizan con el fin de encontrar  **$F_{cr}$** , el primero se estima este valor en primera instancia, pero el segundo se usa para hallar  **$F_e$**  (esfuerzo crítico de pandeo elástico) que se usa para hallar  **$F_{cr}$** . Después de ello se determina el área requerida, según SEGUI (2013 pág. 134) y MCCORMAC y CSERNAK (2012 pág. 149), las expresiones son:

**Fórmula para la resistencia de compresión por pandeo por flexión:**

$$\phi_c \cdot P_n = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_g \geq P_u, \text{ donde } P_n = F_{cr} \cdot A_g$$

**Despejando el área de la sección del perfil:**

$$A_g \geq \frac{P_u}{\phi_c F_{cr}}$$

Dónde:

$A_g$  = área de la sección transversal del acero en in<sup>2</sup>;  $P_u$  = carga última o carga factorizada en kips (LRFD);  $F_{cr}$  = esfuerzo crítico de pandeo en ksi;  $F_y$  = esfuerzo de fluencia en ksi;  $P_n$  = resistencia de compresión nominal en kips;  $\phi_c$  = factor de resistencia para compresión que es igual a 0.90 (LRFD);  $K$  = factor de longitud efectiva;  $L$  = longitud de la columna en in y  $r$  = radio de giro de la columna en in.

***(Estas unidades se deben convertir al Sistema Internacional S.I, al momento de realizarlos cálculos, para estar acorde al RNE).***

Una vez determinada el área requerida se selecciona un primer perfil de prueba que satisfaga el área requerida (*elegir el perfil de menor área transversal que cumpla, ya que será el perfil más ligero por lo tanto el más económico*) y para ese perfil se debe chequear en primer lugar la relación de esbeltez ( $KL/r$ ) que es la mayor de las dos direcciones X y Y de la columna, la cual no debe exceder de 200 (mayor a este límite las columnas tendrán poca resistencia y no serán económicas) si pasa la relación de esbeltez se puede quedar con ese perfil, pero si se desea una mejor aproximación se puede proceder a calcular  **$F_e$ ,  $F_{cr}$  y  $\phi_c.P_n$**  para ese perfil y se debe verificar que  **$\phi_c.P_n \geq P_u$** , lo cual será mucho más certero.

3. **Considerando flexocompresión en la columna y con perfiles que cumplen las condiciones de las tablas del manual del AISC:** La 14va edición del manual de construcción en acero del AISC, la parte 6 “Diseño de miembros sujetos a Fuerzas Combinadas”, tabla 6-1 “Combined Flexure and Axial Force W-Shapes”, (estas tablas trabajan con  $F_y = 50$  ksi) muestra los valores de  **$p$ ,  $b_x$  y  $b_y$** , (coeficientes para flexión y fuerza axial combinada) los cuales dependen de las propiedades de un perfil (ya que estos valores son propios de cada perfil de acero), es decir se debe tener un perfil preliminar de prueba para usar estos valores además se deben de conocer los valores de

**$P_r$ ,  $M_{rx}$  y  $M_{ry}$**  (resistencia de compresión axial requerida y las resistencias a la flexión requerida) para flexocompresión uniaxial o biaxial, lo cual para marcos o pórticos continuos es necesario de un análisis estructural para calcularlos, para luego usarlas junto a los coeficientes en las ecuaciones de interacción según corresponda:

$$(Si p.Pr \geq 0.2) \text{ usar } p.Pr + b_x.M_{rx} + b_y.M_{ry} \leq 1.0$$

$$(Si p.Pr < 0.2) \text{ usar } 0.5 p.Pr + 9/8 (b_x.M_{rx} + b_y.M_{ry}) \leq 1.0$$

Si el perfil cumple la expresión a la cual corresponda se puede usar como un perfil de prueba (*optar por elegir el perfil más ligero por ser el más económico*). No se sugiere usar este procedimiento debido a que al inicio no se conocen los valores de las fuerzas internas en las columnas se puede estimar la carga axial pero no los momentos flectores, se puede utilizar después de realizar el análisis estructural para afinar el diseño.

4. **Considerando flexocompresión en la columna por el método de la carga axial equivalente o carga axial efectiva:** Para este método también se necesitan los valores de  **$P_r$ ,  $M_{rx}$  y  $M_{ry}$** , los cuales para este método son iguales a  **$P_u$ ,  $M_{ux}$  y  $M_{uy}$**  (para LRFD) respectivamente para flexocompresión uniaxial o biaxial. La esencia de este método consiste en convertir los momentos flexionantes a las cargas axiales equivalentes, estas cargas ficticias se suman a las cargas reales obteniéndose así  **$P_{ueq}$**  (carga axial equivalente, para LRFD), la siguiente expresión muestra la expresión del método de la carga axial equivalente:

$$P_{ueq} = P_u + M_{ux}.m + M_{uy}.m.u$$

Donde:

**$m$**  = constante tabulada dado en la tabla 3-2, del Manual of Steel Construction Load and Resistance Factor Design publicado en 1994 (Manual LRFD), basado en  $KL$  (*a mayor  $KL$  el valor de  $m$  es menor*).

$u$  = constante dado en las tablas de carga para columnas del Manual LRFD, se toma un valor de 2 para la 1ra aproximación.

Luego de calcular **Pueq** usar esta carga para seleccionar un perfil de prueba ya sea por medio de la tabla 4-1 del Manual AISC para perfiles que cumplan las condiciones de las tablas del AISC visto en el primer procedimiento o caso contrario para perfiles que no cumplan las condiciones de las tablas del AISC visto en el segundo procedimiento, cualquiera que fuese el caso (*optar por elegir el perfil más ligero por ser el más económico*). Igual al procedimiento anterior no se sugiere usar este método debido a que al inicio no se conocen los valores de las fuerzas internas en las columnas se puede estimar la carga axial pero no los momentos flectores, se puede utilizar después de realizar el análisis estructural para afinar el diseño.

#### 2.2.3.4 Análisis estructural

Se entiende por análisis estructural al proceso sistemático que abarca **el metrado de cargas, el modelamiento estructural y el análisis estructural** mediante el cual se determina la respuesta de una estructura a solicitaciones o estados de carga que se establezcan. Esta respuesta generalmente se mide cuantificando las fuerzas internas (como momentos flectores, fuerzas cortantes, fuerzas axiales, etc.) y las deformaciones en toda la estructura.

“El Análisis Estructural, es una ciencia que se encarga de la elaboración de métodos de cálculo, para determinar la resistencia, rigidez, estabilidad, durabilidad y seguridad de las estructuras, obteniéndose los valores necesarios para un diseño económico y seguro.” (VILLARREAL, 2009 pág. 4).

“El análisis estructural es el proceso para determinar las fuerzas en cada elemento de una estructura cuando ya se conocen, la configuración de elementos y las cargas que actúan sobre la estructura, en tanto que el diseño estructural es el proceso de

configuración de elementos de manera que resistan las fuerzas cuyos valores ya se conocen...” (VINNAKOTA, 2006 pág. 139).

#### **2.2.3.4.1 Análisis estructural para cargas de gravedad**

##### **Medrado de cargas de gravedad**

El medrado de cargas es una técnica procedimental donde se cuantifican las cargas que soportara una estructura cualquiera. Existen dos tipos de medrado de cargas: el medrado de cargas de gravedad (o verticales) y el medrado de cargas de sismo (o laterales), en el primero se cuantifican las cargas que soportan los elementos estructurales que conforman un estructura y en el segundo se cuantifica la carga o el peso total de la estructura. Se puede concluir que el medrado de cargas de gravedad es un complemento del medrado de cargas de sismo.

Según SAN BARTOLOMÉ (1998), el medrado de cargas de gravedad (o verticales) es una técnica con la cual se estiman las cargas actuantes sobre los distintos elementos estructurales que componen al edificio. Este proceso es aproximado ya que por lo general se desprecian los efectos hiperestáticos producidos por los momentos flectores, salvo que estos sean muy importantes.

Como regla general, al medrar cargas de gravedad debemos pensar en la manera como se apoya un elemento sobre otro; por ejemplo, las cargas existentes en un nivel se transmiten a través de la losa del techo hacia las vigas (o muros) que la soportan, luego, estas vigas al apoyarse sobre las columnas, le transfiere su carga; posteriormente, las columnas transfieren la carga hacia sus elementos de apoyo que son las zapatas; finalmente, las cargas pasan a actuar sobre el suelo de cimentación. En el capítulo IV “*Diseño estructural del proyecto*”, en el capítulo de “*Análisis estructural*” en el ítem “*Análisis estructural para cargas de gravedad*” de la presente tesis, se dan los medrados de cargas por gravedad solo de los elementos



estructurales que nos servirán para realizar el análisis estructural para cargas de gravedad.

### **Modelación estructural para cargas de gravedad**

La modelación estructural es la idealización de una estructura representada mediante un modelo físico – matemático con el fin de realizar el análisis estructural de la estructura para poder obtener las fuerzas internas de los diferentes elementos estructurales ante las sollicitaciones de cargas a las que estará sujeta la estructura.

Para cargas de gravedad, la modelación estructural consiste en lo siguiente:

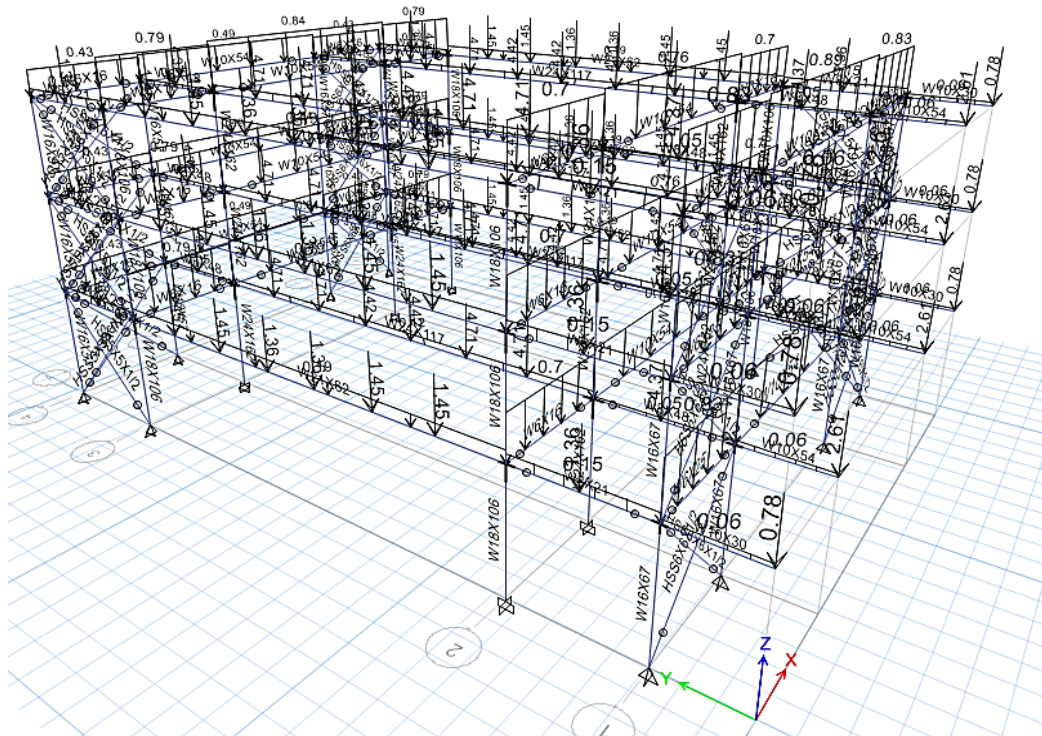
- Definir la geometría de la estructura tanto en planta como en elevación, es decir, distancias entre ejes tanto para “X” y “Y” y alturas de entrepisos.
- Definir el tipo de material a utilizar en la edificación.
- Definir las secciones de los elementos estructurales, en el caso de la presente tesis se están utilizando los perfiles W y los perfiles HSS.
- Definir los tipos de apoyos en la base de la estructura.
- Asignación de cargas a los elementos estructurales, por lo general cuando se usa la ayuda de un programa computarizado se le asignan las cargas a las vigas y estas transfieren sus cargas a las columnas por un método hiperestático.

Para la presente tesis, se está utilizando la ayuda del programa “ETABS 2015 V.15.2.0” para modelar el esqueleto estructural a través de *elementos frame*, para lo cual el procedimiento de modelación estructural que se tomó para el esqueleto estructural ante cargas de gravedad es el siguiente: **Ver figura 49**

- Definir la geometría de la estructura tanto en planta como en elevación.
- Definir el tipo de material a utilizar, en nuestro caso es el acero estructural.
- Definir los perfiles W y los perfiles HSS, para los elementos estructurales.
- Definir los tipos de apoyos en la base de la estructura.

- Asignación de cargas de gravedad solo a las vigas de pórtico en “X” y “Y” (ya que no se está modelando la losa con placa colaborante, sino solo el esqueleto estructural). Se le están asignando cargas puntuales provenientes de las viguetas y el metrado propio de las vigas.

La modelación estructural ante cargas de gravedad de los elementos que forman el techo como la losa con placa colaborante y las viguetas se están realizando por separado sin la utilización del programa. En el capítulo IV “*Diseño estructural del proyecto*”, en el capítulo de “*Análisis estructural*” en el ítem “*Análisis estructural para cargas de gravedad*” de la presente tesis, se detalla la modelación estructural tanto del esqueleto estructural (columnas, vigas de pórtico en “X” y “Y” y arriostres) como para los elementos que conforman el techo (losa con placa colaborante y viguetas), que nos servirán para realizar el análisis estructural para cargas de gravedad.



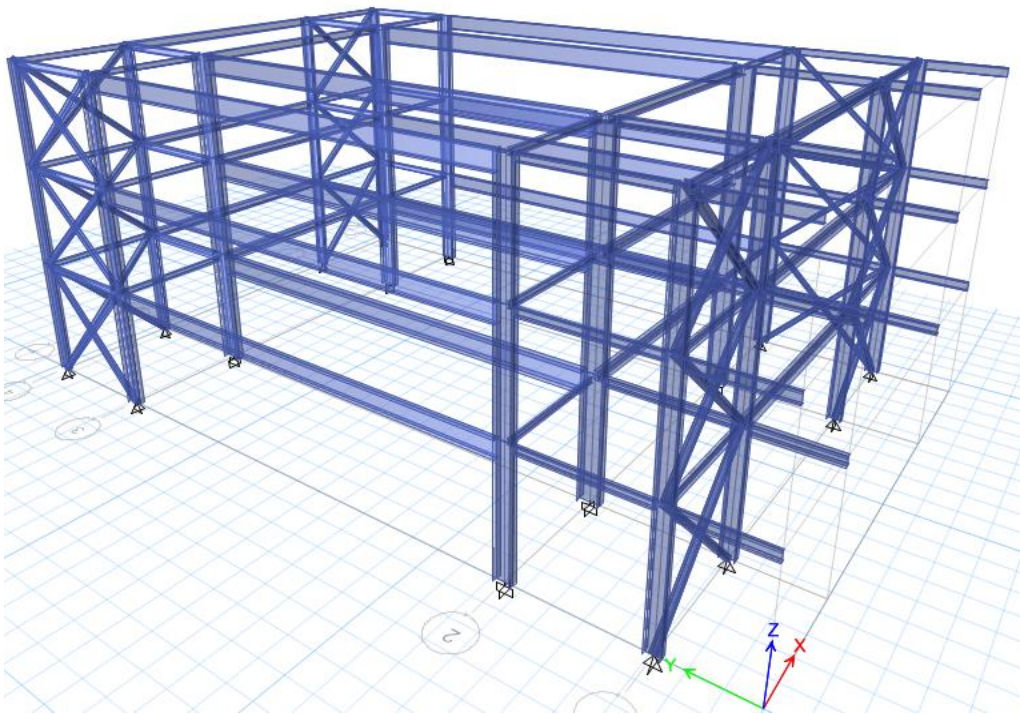


Figura 49: Modelación estructural ante cargas de gravedad

Fuente: Elaboración propia

### **Análisis estructural por cargas de gravedad**

En el análisis estructural se cuantifican las fuerzas internas (como momentos flectores, fuerzas cortantes, fuerzas axiales, etc.) y las deformaciones en todos los elementos estructurales así como toda la estructura en global. Para lo cual, se usan diferentes métodos físico – matemáticos, tenemos por ejemplo entre los métodos más conocidos y utilizados los *métodos clásicos*, y entre los más actuales los *métodos matriciales*.

Para la presente tesis, como ya se mencionó se está utilizando la ayuda del programa “ETABS 2015 V.15.2.0” para realizar el análisis estructural por cargas de gravedad del esqueleto estructural mediante la representación de las vigas y columnas por los *elementos frame*. El método que usa el programa es el conocido como *método de elementos finitos*. **Ver figura 50**





- b. Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- c. Minimizar los daños a la propiedad.

Se reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras. En concordancia con tal filosofía se establecen en la presente Norma los siguientes principios:

- a. La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto.
- b. La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de límites aceptables.
- c. Para las edificaciones esenciales, definidas en la tabla N° 5, se tendrán consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo.

Según la NORMA E.030 (2016), debe tomarse en cuenta la importancia de los siguientes aspectos:

- Simetría, tanto en la distribución de masas como de rigideces.
- Peso mínimo, especialmente en los pisos altos.
- Selección y uso adecuado de los materiales de construcción.
- Resistencia adecuada frente a las cargas laterales.
- Continuidad estructural, tanto en planta como en elevación.
- Ductilidad, entendida como la capacidad de deformación de la estructura más allá del rango elástico.
- Deformación lateral limitada.
- Inclusión de líneas sucesivas de resistencia (redundancia estructural).
- Consideración de las condiciones locales.
- Buena práctica constructiva y supervisión estructural rigurosa.

### **Metrado de cargas de sismo**

En la NORMA E.030 (2016), en el capítulo 4.3 “Estimación del peso (P)”, da énfasis a lo siguiente: El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

- a. En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50 % de la carga viva.
- b. En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25 % de la carga viva.
- c. En depósitos, el 80 % del peso total que es posible almacenar.
- d. En azoteas y techos en general se tomará el 25 % de la carga viva.
- e. En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100 % de la carga que puede contener.

En el capítulo IV “*Diseño estructural del proyecto*”, en el capítulo de “*Análisis estructural*” en el ítem “*Análisis estructural para cargas de sismo*” de la presente tesis, se realiza el metrado de cargas por sismo de la estructura, es decir, se estima el peso de la estructura “*P*” para realizar el análisis estructural para cargas de sismo. Para lo cual en la presente tesis se está utilizara también la ayuda del programa “ETABS 2015 V.15.2.0” para estimar el peso de la estructura “*P*”.

### **Modelación estructural para cargas de sismo**

Para realizar el análisis estructural por cargas de sismo en el proceso de modelación estructural para cagar de sismo, se deberán tener en cuenta varios parámetros importantes que se consideran en la NORMA E.030 (2016), estos son los siguientes:

- **Zonificación y factor de zona (Z):** El territorio nacional se encuentra dividido en cuatro zonas, como se puede apreciar en la **figura 51** esta zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada.



Figura 51: Zonas sísmicas de acuerdo a la norma E.030 - 2016

Fuente: (E.030, 2016)

“A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la Tabla N° 1. Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.” (E.030, 2016 pág. 4).

Tabla 14: Factores de zona “Z”

Tabla N° 1 FACTORES DE ZONA “Z”	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Fuente: (E.030 – Tabla N° 1, 2016)

- **Parámetros de sitio y factor de suelo (S,  $T_p$  y  $T_L$ ):** Se deberá considerar el tipo de perfil de suelo que mejor describa las condiciones locales. Según la NORMA E.30 (2016), se definen cinco tipos de perfiles de suelos y son: *Perfil Tipo So (Roca Dura)*, *Perfil Tipo S1 (Roca o Suelos Muy Rígidos)*, *Perfil Tipo S2 (Suelos Intermedios)*, *Perfil Tipo S3 (Suelos Blandos)* y *Perfil Tipo S4 (Condiciones Excepcionales)*. La **tabla 15** y la **tabla 16**, muestra los correspondientes valores del factor de amplificación de suelo S y los periodos  $T_p$  y  $T_L$  para los distintos tipos perfiles de suelos mencionados:

Tabla 15: Factores de suelo “S”

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO “S”				
ZONA \ SUELO	$S_0$	$S_1$	$S_2$	$S_3$
	$Z_4$	0,80	1,00	1,05
$Z_3$	0,80	1,00	1,15	1,20
$Z_2$	0,80	1,00	1,20	1,40
$Z_1$	0,80	1,00	1,60	2,00

Fuente: (E.030 – Tabla N° 3, 2016)



Tabla 16: Periodos “Tp” y “TL”

Tabla N° 4 PERÍODOS “T <sub>p</sub> ” Y “T <sub>L</sub> ”				
	Perfil de suelo			
	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
T <sub>p</sub> (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T <sub>L</sub> (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: (E.030 – Tabla N° 4, 2016)

- **Factor de amplificación sísmica (C):** Se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto a la aceleración en el suelo, de acuerdo a las características de sitio este factor se define por:

$$T < T_p \Rightarrow C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L \Rightarrow C = 2.5 \left( \frac{T_p}{T} \right)$$

$$T > T_L \Rightarrow C = 2.5 \left( \frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \right)$$

Donde:

T = periodo fundamental de la estructura.

- **Categoría de las edificaciones y factor de uso (U):** Según la NORMA E.030 (2016), cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la tabla N° 5, donde se le asigna un factor de uso o importancia U a cada categoría de la edificación dependiendo del grado de importancia.

Tabla 17: Categoría de edificaciones y factor "U"

Tabla N° 5 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud .	Ver nota 1
	<p>A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1.</li> <li>- Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía.</li> <li>- Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua.</li> </ul> <p>Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades.</p> <p>Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos.</p> <p>Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.</p>	1,5

B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas.  También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Fuente: (E.030 – Tabla N° 5, 2016)

- **Categoría y sistemas estructurales:** Según la NORMA E.030 (2016), de acuerdo a la categoría y la zona donde se ubique una edificación, está deberá proyectarse empleando el sistema estructural que se indica en la tabla N° 6. Es decir para comenzar a estructurar y elegir nuestros sistemas estructurales en las direcciones más importantes “X” y “Y” de nuestra edificación, debemos respetar los sistemas estructurales permitidos que muestra la tabla N° 6.

Tabla 18: Categoría y sistema estructural

Tabla N° 6 CATEGORÍA Y SISTEMA ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural.
	2 y 1	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
A2 (*)	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
	1	Cualquier sistema.
B	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SMF, IMF, SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Pórticos, Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada. Estructuras de madera
	1	Cualquier sistema.
C	4, 3, 2 y 1	Cualquier sistema.

Fuente: (E.030 – Tabla N° 6, 2016)

Los sistemas estructurales de acero que se muestran en la tabla N° 6, ya se definieron y se trataron en los capítulos anteriores de la presente tesis.

- **Sistemas estructurales y coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas ( $R_o$ ):** La NORMA E.030 (2016), dependiendo del sistema estructural en cada dirección de análisis de la edificación le asigna un coeficiente básico de reducción  $R_o$ , y estos se muestran en la tabla N° 7.

Tabla 19: Sistema estructural y coeficiente básico de reducción “Ro”

Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción $R_o$ (*)
<b>Acero:</b>	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8 6
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	8
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	
<b>Concreto Armado:</b>	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
<b>Albañilería Armada o Confinada.</b>	3
<b>Madera (Por esfuerzos admisibles)</b>	7

Fuente: (E.030 – Tabla N° 7, 2016)

- **Regularidad estructural y factores de irregularidad ( $I_a$ ,  $I_p$ ):** La NORMA E.030 (2016), clasifica a las estructuras como regulares o irregulares. Las *estructuras regulares* son las que en su configuración resistente a cargas laterales no presentan las irregularidades indicadas en las tablas N° 8 y N° 9, y por lo tanto el factor “ $I_a$ ” o “ $I_p$ ” será igual a 1.0. Las *estructuras irregulares* son las que presentan una o más de las irregularidades de las tablas N° 8 y N° 9.

Los *factores de irregularidad en altura “ $I_a$ ”* como los *factores de irregularidad en planta “ $I_p$ ”* según la NORMA E.030 (2016), se muestran en la **tabla 20** y la **tabla 21**, respectivamente.



Tabla 20: Factores de irregularidad en altura “Ia”

Tabla N° 8 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad I <sub>a</sub>		
<p><b>Irregularidad de Rigidez – Piso Blando</b> Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.</p>	0,75	<p><b>Irregularidad de Masa o Peso</b> Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0,90
<p><b>Irregularidades de Resistencia – Piso Débil</b> Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>		<p><b>Irregularidad Geométrica Vertical</b> La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0,90
<p><b>Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla N° 10)</b> Se considera que existe irregularidad extrema en la rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,6 veces el correspondiente valor del entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.</p> <p><b>Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver Tabla N° 10)</b> Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0,50	<p><b>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes</b> Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento.</p>	0,80
		<p><b>Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes (Ver Tabla N° 10)</b> Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25 % de la fuerza cortante total.</p>	0,60

Fuente: (E.030 – Tabla N° 8, 2016)

Tabla 21: Factores de irregularidad en planta "Ip"

Tabla N° 9 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de Irregularidad $I_p$		
<b>Irregularidad Torsional</b> Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ( $\Delta_{m\acute{a}x}$ ), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga ( $\Delta_{CM}$ ). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.	0,75		
<b>Irregularidad Torsional Extrema (Ver Tabla N° 10)</b> Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental ( $\Delta_{CM}$ ), es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga ( $\Delta_{CM}$ ). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.	0,60		
		<b>Esquinas Entrantes</b>	
		La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.	0,90
		<b>Discontinuidad del Diafragma</b>	
		La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.	0,85
		<b>Sistemas no Paralelos</b>	
		Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso.	0,90

Fuente: (E.030 – Tabla N° 9, 2016)

Según la NORMA E.030 (2016), los factores de irregularidad “*I<sub>a</sub>*”, “*I<sub>p</sub>*”, se determinaran como el menor de los valores obtenidos correspondientes a las irregularidades estructurales existentes en las dos direcciones de la estructura.

- **Restricciones de irregularidad:** Conforme la NORMA E.030 (2016), de acuerdo a la categoría de una edificación y de la zona donde se ubique, está deberá proyectarse respetando las restricciones de irregularidad de la tabla N° 10.

Tabla 22: Categoría y regularidad de las edificaciones

Tabla N° 10 CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

Fuente: (E.030 – Tabla N° 10, 2016)

- **Coefficiente de reducción de las fuerzas sísmicas (*R*):** Según la NORMA E.030 (2016), el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determinara como el producto del coeficiente básico de reducción *R<sub>0</sub>* y de los factores de irregularidad en altura y en planta respectivamente “*I<sub>a</sub>*”, “*I<sub>p</sub>*”. Se puede expresar:



$$R = R_o \times I_a \times I_p$$

En el capítulo IV “*Diseño estructural del proyecto*”, en el capítulo de “*Análisis estructural*” en el ítem “*Análisis estructural para cargas de sismo*” de la presente tesis, se realiza la modelación estructural para cargas de sismo.

### **Análisis estructural por cargas de sismo**

Según la NORMA E.030 (2016), para el análisis estructural por cargas de sismo se deberá utilizar uno de los procedimientos o métodos siguientes:

- Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes (ASE).
- Análisis dinámico modo espectral (ASD).
- Análisis tiempo – historia (solo podrá usarse con fines de verificación).

El análisis se hará considerando un modelo de comportamiento lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas.

- **Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes (ASE):** Este método representa las sollicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación. Conforme la norma E.030 (2016), podrá usarse este método en: 1) Todas las estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1; 2) Las estructuras clasificadas como regulares de no más de 30 m de altura ( $\leq 30$  m); 3) Las estructuras de muros portantes de concreto armado y la albañilería armada o confinada de no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares. **Ver figura 52**

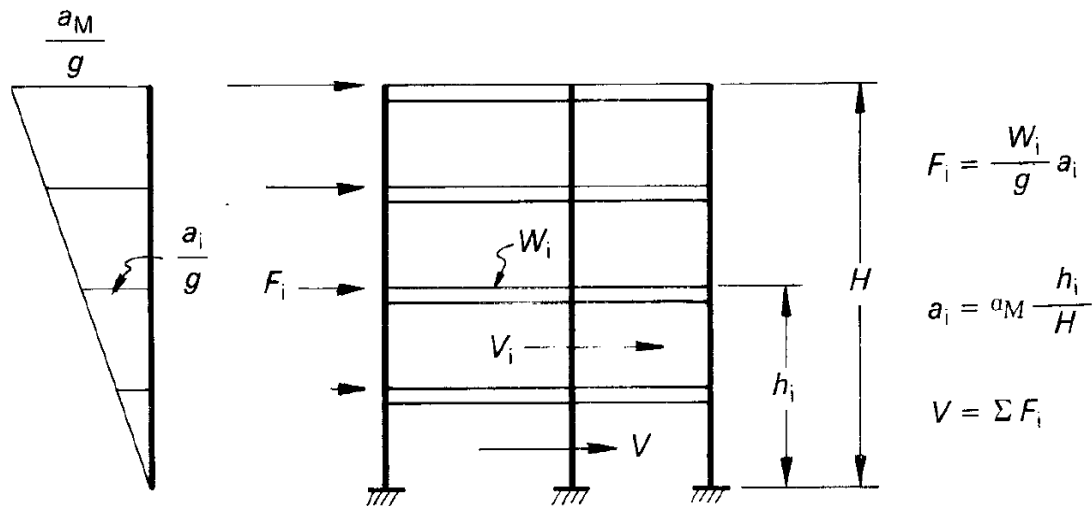


Figura 52: Fuerzas estáticas equivalentes por piso

Fuente: (MELI, 1985)

**Fuerza cortante en la base.** Según la NORMA E.030 (2016), la *fuerza cortante total en la base* o conocida como la “*cortante basal*” de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determina por la expresión:

$$V = \frac{Z \times U \times C \times S}{R} \times P ; \text{donde } \frac{C}{R} \geq 0.125$$

**Distribución de la fuerza sísmica en altura.** Según la NORMA E.030 (2016), las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel  $i$ , correspondientes a la dirección considerada, se calcularán mediante la siguiente expresión:

$$F_i = \alpha_i \times V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i (h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j (h_j)^k}$$

Donde:

- $n$  = número de pisos del edificio.
- $k$  = exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración de la estructura ( $T$ ), en la dirección considerada que se calcula así:

$$\text{Para: } T \leq 0.5s \Rightarrow k = 1.0$$

$$\text{Para: } T > 0.5s \Rightarrow k = (0.75 + 0.50T) \leq 2.0$$

**Periodo fundamental de vibración (T).** La NORMA E.030 (2016), propone una expresión empírica y otra expresión racional para calcular el periodo fundamental  $T$  en cada dirección de análisis. La expresión empírica, se expresa:

$$T = \frac{hn}{Ct}$$

Donde:

- $hn$  = altura del edificio.
- $Ct = 35$ , para edificios cuyos elementos en la dirección considerada sean pórticos de concreto armado sin muros de corte o pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.

$Ct = 45$ , para edificios cuyos elementos en la dirección considerada sean pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras o pórticos de acero arriostrados.

$Ct = 60$ , para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

La expresión racional, se expresa así:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{(\sum_{i=1}^n P_i \cdot d_i^2)}{(g \cdot \sum_{i=1}^n f_i \cdot d_i)}}$$

Donde:

- $f_i$  = es la fuerza lateral en el nivel  $i$  correspondiente a una distribución de fuerza sísmica en altura.

- $d_i$  = es el desplazamiento lateral del centro de masa del nivel  $i$  en traslación pura (restringiendo los giros en planta) debido a las fuerzas  $f_i$ . Estos desplazamientos se calcularán suponiendo comportamiento lineal elástico de la estructura.

La práctica sugiere, para el caso de sistemas estructurales conformados por pórticos, un método empírico de poder obtener el periodo fundamental de la estructura  $T$  de forma rápida, se considera darle 0.10 seg por cada piso de la estructura. Se expresa de la siguiente forma:

$$T \text{ (seg)} = 0.10 \times N^\circ \text{ Pisos}$$

Para la estructura de acero considerada en esta tesis, no se recomienda utilizar, esta última expresión por que el sistema estructural planteado corresponde al de pórticos arriostrados. Otro modo de poder calcular el periodo fundamental de vibración de la estructura  $T$  es mediante un programa de cómputo por análisis modal. Para el caso de la presente tesis, se está utilizando la ayuda del programa “ETABS 2015 V.15.2.0” para estimar el periodo fundamental de la estructura. El procedimiento para calcular el periodo  $T$  en el programa consiste en modelar la estructura y asignar la masa sísmica dependiendo el tipo de la categoría de la edificación, por lo tanto al tener la rigidez de la estructura y la masa se puede calcular el periodo de la edificación.

***Excentricidad accidental ( $e_i$ ) y momento torsor accidental ( $M_{ti}$ ).***

Conforme la NORMA E.030 (2016), para estructuras con diafragmas rígidos, se supondrá que la fuerza en cada nivel ( $F_i$ ) actúa en el centro de masas del nivel respectivo y debe considerarse además de la excentricidad propia de la estructura el efecto de excentricidades accidentales (en cada dirección de análisis). La excentricidad accidental en cada nivel ( $e_i$ ), se considerara como 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la

dirección de análisis o dirección de la fuerza sísmica (es decir el 5% de la dirección perpendicular al sismo). Se puede interpretar, con la siguiente expresión:

$$e_{ix} = 0.05 \times \text{dimension total de edificio en } X$$
$$e_{iy} = 0.05 \times \text{dimencion total de edificio en } Y$$

En el centro de masas de cada nivel, además de la fuerza lateral estática actuante, se aplicara un *momento torsor accidental* ( $M_{ti}$ ) que se calcula como:

$$M_{ti} = \pm F_i \times e_i$$

Para cada dirección de análisis, se puede expresar de la siguiente manera:

$$M_{tix} = \pm F_i \times e_{iy}$$
$$M_{tiy} = \pm F_i \times e_{ix}$$

“Se puede suponer que las condiciones más desfavorables se obtienen considerando las excentricidades accidentales con el mismo signo en todos los niveles. Se considerarán únicamente los incrementos de las fuerzas horizontales no así las disminuciones.” (E.030, 2016 pág. 11). **Ver figura 53**

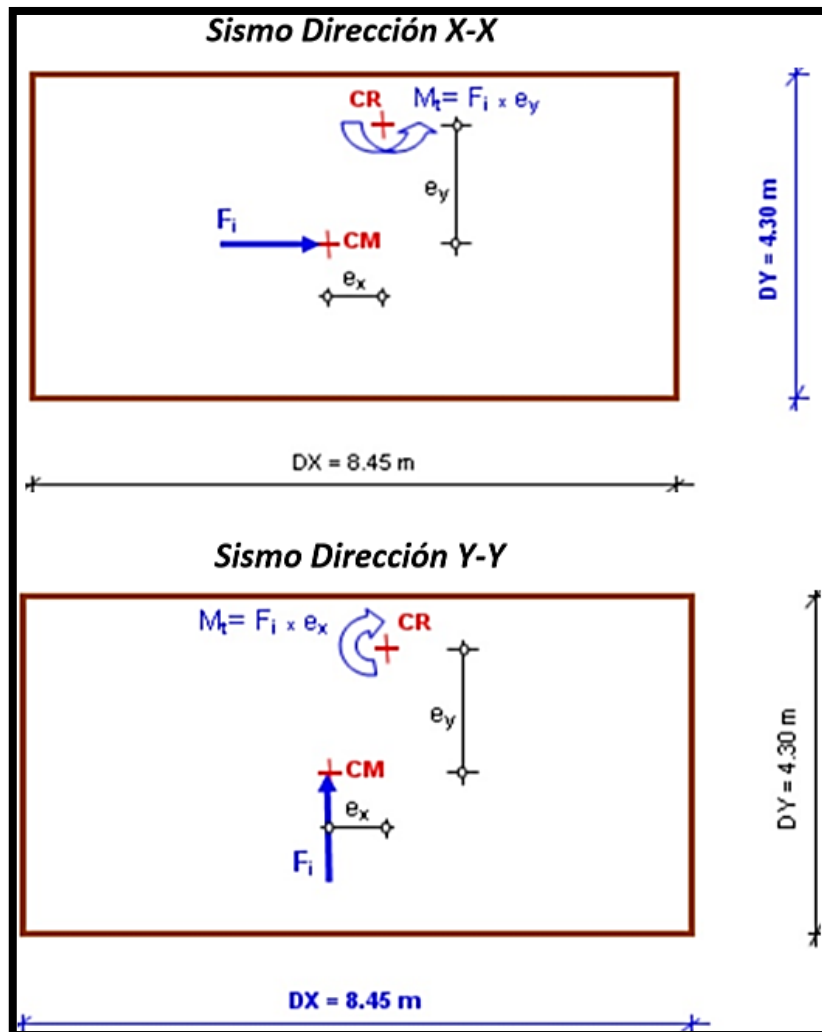


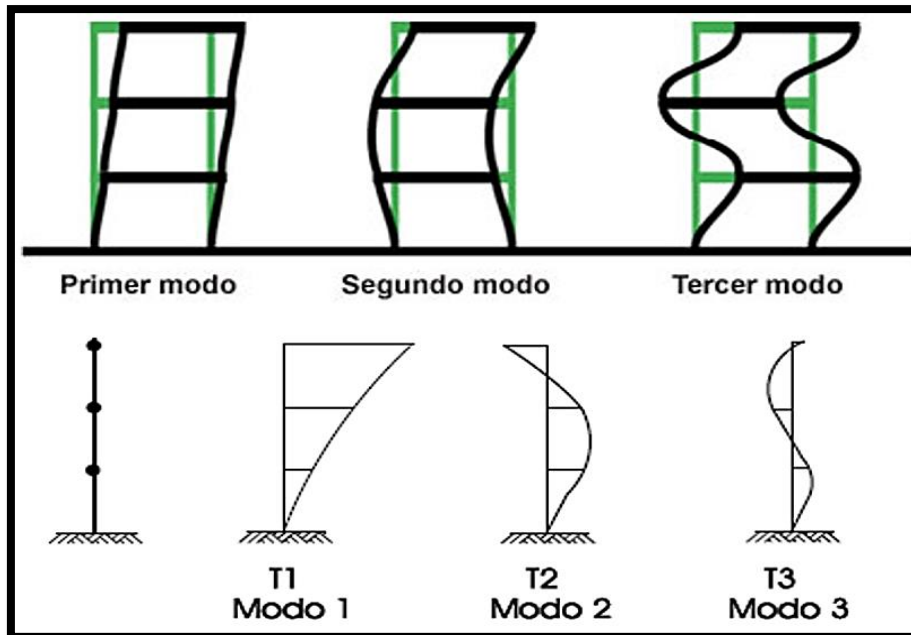
Figura 53: Momento torsor producto de la excentricidad entre el centro de masas y el centro de rigideces

Fuente: Elaboración propia

- **Análisis dinámico modal espectral (ASD):** Este método combina el análisis modal (modos o formas de vibración libre de la estructura) con el análisis espectral (espectro de respuesta de la estructura). La NORMA E.030 (2016), permite diseñar cualquier estructura usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral.

**Modos de vibración.** Los modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas. Según la NORMA E.030 (2016), en

cada dirección se consideraran aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas o participativas sea por lo menos el 90% de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis. **Ver figura 54**



*Figura 54: Diferentes modos de vibración de la estructura*

Fuente: Elaboración propia

**Aceleración espectral ( $S_a$ ) o espectro de respuesta.** Conforme a la NORMA E.030 (2016), para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizara un espectro inelástico de pseudoaceleraciones, dado por la siguiente expresión: **Ver figura 55**

$$S_a = \frac{Z \times U \times C \times S}{R} \times g$$

Donde:

$g$  = aceleración de la gravedad.

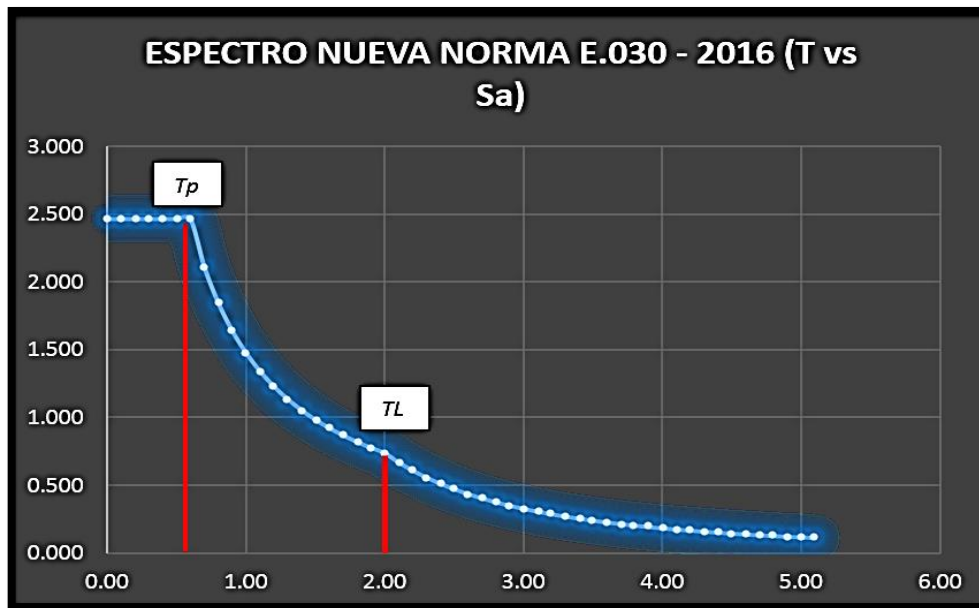


Figura 55: Espectro de respuesta inelástica de pseudoaceleraciones según la norma E.030 - 2016

Fuente: Elaboración propia

**Fuerza cortante mínima o escalamiento de la cortante dinámica.** Según la NORMA E.030 (2016), para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no podrá ser menor que el 80% del valor calculado para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares.

“Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.” (E.030, 2016 pág. 11). El factor de amplificación para escalar la cortante dinámica, se puede expresar como:

$$F.E = \frac{0.80 V_{estatico} \text{ ó } 0.90 V_{estatico}}{V_{dinamico}} \geq 1.0$$

**Excentricidad accidental (ei) y momento torsor accidental (Mti).**

Conforme la NORMA E.030 (2016), la incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel, se considerara mediante una excentricidad



accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

En cada caso considerar el signo más desfavorable.

Para garantizar el buen desempeño y comportamiento de la estructura antes cargas de sismo, la NORMA E.030 (2016) lo controla mediante el cumplimiento de las derivas o distorsiones de entrepiso (*drift*). Para ello, debemos de calcular lo siguiente:

**Determinación de desplazamientos laterales:** Según la NORMA E.030 (2016), para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularan multiplicando por 0.75 R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico. Para estructuras irregulares esto se realizara multiplicando por R.

**Desplazamientos laterales relativos admisibles:** La NORMA E.030 (2016), restringe los desplazamientos de una estructura mediante la tabla N° 11. Los cuales deben respetarse para un adecuado comportamiento sísmico de la estructura.

Tabla 23: Límites para la distorsión del entrepiso

Tabla N° 11 LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	$(\Delta_i / h_{ei})$
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Fuente: (E.030 – Tabla N° 11, 2016)

### 2.2.3.5 Diseño estructural

#### 2.2.3.5.1 Consideraciones generales de diseño

##### Cargas, factores de carga y combinaciones de cargas

Las combinaciones de carga para el método *Load and Resistance Factor Design (LRFD)*, según la NORMA E.090 (Propuesta final 2016), son las siguientes:

- $1,4D$
- $1,2D + 1,6L + 0,5(Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$
- $1,2D + 1,6(Lr \text{ ó } S \text{ ó } R) + (0,5L \text{ ó } 0,8W)$
- $1,2D + 1,3W + 0,5L + 0,5(Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$
- $1,2D \pm 1,0E + 0,5L + 0,2S$
- $0,9D \pm (1,3W \text{ ó } 1,0E)$

El diseño por condiciones de servicio se realizara mediante el método *Allowable Strength Design (ASD)*. Las combinaciones de carga para el método *Allowable Strength Design (ASD)*, según la NORMA E.090 (Propuesta final 2016), son las siguientes:

- $D$
- $D + L + (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$
- $D \pm (W \text{ ó } 0,7E)$
- $D + 0,75L + 0,75Lr \pm 0,75(W \text{ ó } 0,7E)$
- $0,6D \pm (W \text{ ó } 0,7E)$

##### Filosofía del diseño estructural

##### Los estados límites

“Un estado límite es una condición que representa un límite de utilidad estructural más allá de la cual la estructura deja de cumplir con una función proyectada. Los estados límite pueden representar el colapso real de una estructura o de partes de

ella debido a fractura o inestabilidad. También pueden ser conceptuales, como la formación de una articulación plástica o mecanismo plástico; pueden estar dictadas por requerimientos funcionales, como deflexiones o desplazamientos máximos, o ser arbitrarios, como niveles máximos de esfuerzo más allá de los cuales no deben ocurrir los esfuerzos reales...” (VINNAKOTA, 2006 pág. 125).

Según los comentarios de la especificación del AISC (2010), un estado límite es una condición en la cual el sistema estructural o sus componentes no cumplen con el propósito de diseño, (estado límite de servicio), o han alcanzado su capacidad última de soporte de carga (estado límite de resistencia). Los estados límites pueden ser determinados por requisitos fundamentales, tal como la deriva o máximo desplazamiento lateral relativo; ellos pueden estar relacionados al comportamiento estructural, tales como la formación de rotulas plásticas o mecanismos; o bien ellos pueden representar el colapso de toda la estructura o parte de ella, tal como inestabilidad o ruptura. Las disposiciones de diseño en la especificación del AISC aseguran que la probabilidad de exceder un estado límite resulta aceptablemente pequeña, cuando se aplica las combinaciones con los factores de carga, resistencia o factores de seguridad, con las cargas y resistencias consistentes con las hipótesis de diseño.

“Sin embargo, durante las dos últimas décadas, el diseño estructural se está moviendo hacia un procedimiento más racional basado en conceptos de probabilidades y denominándose “estado límite” aquella condición de la estructura en la cual cesa de cumplir sus función.” (ZAPATA, 1991 pág. 20).

“El término estado límite se usa para describir una condición en la que una estructura o parte de ella deja de cumplir su función prescrita.” (MCCORMAC y CSERNAK, 2012 pág. 51).

Según la NORMA E.090 (2016), el diseño de una estructura debe asegurar que ningún estado límite pertinente sea excedido por la aplicación de las combinaciones

de cargas externas. Los estados límites de resistencia están relacionados con la seguridad y tratan de la capacidad de carga máxima. Los estados límites de servicio están relacionados con el comportamiento frente a cargas normales de servicio.

Los estados límites pueden dividirse en dos tipos: **estados límite de resistencia (o estados límite últimos) y estados límite de servicio.**

**Estados límite de resistencia:**

Según VINNAKOTA (2006), los estados límite de resistencia se relacionan con la seguridad contra cargas externas durante la vida proyectada de la estructura, por lo que dependen de la resistencia de los elementos, de los miembros o de la estructura. Los estados límites de resistencia pueden variar de un miembro a otro, y pueden aplicarse varios de ellos a un miembro determinado. El estado límite que rige es aquel que da como resultado la menor resistencia de diseño. Por ejemplo, algunos de los posibles estados límite de resistencia para una viga de acero laminada son la resistencia a la flexión, la resistencia al cortante, la resistencia al pandeo lateral, y el pandeo local de la placa del patín o de la placa del alma. Y así cada elemento estructural tiene sus propios estados límite de resistencia (los cuales se verán en cada capítulo más adelante de la presente tesis).

ZAPATA (1991), menciona que los estados límite de resistencia tienen que ver con el comportamiento para máxima resistencia dúctil, pandeos, fatiga, fractura, volteo o deslizamiento.

Según los comentarios de la especificación del AISC (2010), los estados límites resistentes definen la estabilidad contra fallas locales o globales que pueden ocurrir durante la vida útil esperada de la estructura. Las especificaciones del AISC se enfocan básicamente en los estados límites resistentes debido a las demandantes consideraciones de seguridad pública. Los estados límites resistentes varían de miembro en miembro y varios estados límites pueden aplicarse a un miembro dado.

Los siguientes estados límites resistentes son los más comunes: fluencia, pandeo y ruptura.

#### **Estados límite de servicio:**

Según VINNAKOTA (2006), los estados límite de servicios se relacionan con los requerimientos funcionales de la estructura bajo condiciones normales de servicio. Se han formulado para evitar el mal funcionamiento de la estructura por el uso diario. Aunque no ocasione fallas en la estructura, puede causar molestias a los ocupantes, problemas a los elementos no estructurales y reducir o incluso eliminar beneficios económicos. Los estados límites de servicio incluyen limitaciones de deflexión de una viga, de desplazamiento lateral de una columna, de rotación para una conexión, así como vibraciones de una viga de piso, entre otras.

ZAPATA (1991), menciona que los estados límite de servicio tienen que ver con la funcionalidad de la estructura, en situaciones tales como deflexiones, vibraciones, deformación permanente y rajaduras.

Según los comentarios de la especificación del AISC (2010), los estados límites de servicio definen los requisitos funcionales. No significa que los estados límites de servicio carezcan de importancia para el ingeniero estructural, el cual debe suministrar desempeño funcional y economía de diseño. Sin embargo, las consideraciones de servicio permiten un mayor ejercicio del juicio de parte del ingeniero. Los estados límites de servicio más comunes incluyen: deformaciones elásticas o derivas de piso y vibraciones.

#### **Diseño para condiciones de resistencia**

Las especificaciones del AISC proporcionan dos métodos aceptables para diseñar miembros de acero estructural y sus conectores. Éstos son el diseño por factores de carga y resistencia (LRFD: Load and Resistance Factor Design) y el diseño por esfuerzos permisibles (ASD: Allowable Strength Design). Es importante percatarse de que tanto el método LRFD como el ASD emplean los mismos métodos de análisis

estructural debido a que el comportamiento de una estructura dada es independiente del método de diseño.

### **Diseño por factores de carga y resistencia (LRFD)**

Según SEGUI (2013), el diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) *es similar al diseño plástico* en tanto que se considera la resistencia o la condición de falla.

Los factores de carga se aplican a las cargas de servicio y se selecciona un miembro que tenga suficiente resistencia frente a las cargas factorizadas. Además, la resistencia teórica (o resistencia nominal) del miembro es reducida por la aplicación de un factor de resistencia. La carga factorizada es una carga de falla mayor que la carga de servicio real total, por lo que los factores de carga son usualmente mayores que la unidad. Sin embargo, la resistencia factorizada es una resistencia reducida y el factor de resistencia es usualmente menor que la unidad. Las cargas factorizadas son las cargas que llevan a la estructura o al miembro a su límite.

Según VINNAKOTA (2006), el método LRFD se basa en que la resistencia de diseño de cada componente estructural o del ensamblaje debe ser igual o mayor a la resistencia requerida determinada por las combinaciones de carga (cargas factorizadas del LRFD).

Según la NORMA E.090 (2016) y las especificaciones AISC (2010), para el método LRFD la resistencia de diseño de cada sistema o componente estructural deberá ser igual o mayor a la resistencia requerida por las combinaciones de cargas LRFD. La resistencia de diseño  $\phi R_n$  para cada estado límite se calculará multiplicando la resistencia nominal  $R_n$  por el factor de resistencia  $\phi$ . La resistencia requerida se determinará para cada combinación de carga LRFD. Las resistencias nominales  $R_n$  y factores de resistencia  $\phi$  se presentan en cada capítulo de la presente tesis.

En conclusión al método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD), se le conoce también como “diseño por estados límites” ya que se basa en los conceptos de estados límite ya vistos anteriormente. Tener en cuenta que las especificaciones

del LRFD se concentran en requisitos muy específicos relativos a los estados límite de resistencia y permiten cierta “libertad” en el área de los estados límite de servicio. Además, el método LRFD emplea criterios de la teoría plástica (los miembros diseñados por la teoría plástica alcanzan el punto de falla bajo las cargas factorizadas pero son seguros bajo las cargas de trabajo reales). Las ecuaciones del método LRFD son las siguientes:

$$\sum (cargas \times factores \ de \ carga) \leq resistencia \times factor \ de \ resistencia$$

o

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n$$

o

$$Resistencia \ Requerida, R_u \ (demanda) \leq Resistencia \ de \ Diseño, \phi R_n \ (suministro)$$

o

$$R_u \leq \phi R_n$$

**Donde:**

- $\Sigma$  = sumatoria
- $i$  = tipo de carga (carga muerta, carga viva, carga de sismo, viento, etc.)
- $Q_i$  = efecto de carga nominal o carga de servicio (una fuerza o un momento)
- $\gamma_i$  = factor de carga correspondiente a  $Q_i$  (es decir multiplican a las cargas  $Q_i$ )
- $R_n$  = resistencia nominal (del elemento estructural bajo consideración)
- $\phi$  = factor de resistencia correspondiente a  $R_n$  (es decir multiplican a  $R_n$ )
- $\phi R_n$  = resistencia de diseño (del elemento estructural bajo consideración)
- $R_u = \Sigma \gamma_i Q_i$  = resistencia requerida por combinaciones de carga bajo cargas factorizadas LRFD (del elemento estructural bajo consideración) o suma de los efectos de las cargas factorizadas (fuerzas o momentos)

El lado izquierdo de las ecuaciones representa la **resistencia requerida (o resistencia última)** del elemento estructural bajo consideración (viga, columna, arriostre o contraviento, conexión, etc.) calculado mediante el análisis de la estructura bajo cargas factorizadas en la combinación considerada. La sumatoria considera cargas de diferentes orígenes y permite asignar un factor de carga diferente a cada carga.

- **Factores de carga ( $\gamma$ ):** Los factores de carga  $\gamma$  reflejan el hecho de que los efectos de carga real pueden desviarse de los valores nominales  $Q_i$  calculados a partir de las cargas nominales o de servicio especificadas. Estos factores de carga toman en cuenta ciertas incertidumbres en la determinación de las cargas e imprecisiones en la teoría. Proporcionan un margen de confiabilidad para casos de cargas inesperadas. Sin embargo, no explican grandes errores o negligencias. *(Los factores de carga se muestran anteriormente para cada combinación de carga del LRFD respectivamente).*

El lado derecho de las ecuaciones representa la capacidad o resistencia estructural límite, también conocida como **resistencia de diseño (o resistencia disponible)**, proporcionada por el elemento estructural bajo consideración (viga, columna, arriostre o contraviento, conexión, etc.).

- **Resistencia nominal ( $R_n$ ):** En ambos métodos, LRFD y ASD, se usa constantemente el término resistencia nominal,  $R_n$ . La resistencia nominal de un miembro es su resistencia teórica calculada, sin la aplicación de factores de seguridad ( $\Omega$ ) o de resistencia ( $\phi$ ).
- **Factores de resistencia ( $\phi$ ):** Los factores de resistencia  $\phi$  multiplican la resistencia nominal o teórica,  $R_n$ , a los efectos de considerar incertidumbres debidas a los procedimientos de cálculo, variaciones de la resistencia del material, las dimensiones del miembro, mano de obra, etc. Es por ello que los



factores de resistencia  $\phi$  siempre es menor, o cuando mucho igual, a 1.0, debido a que la resistencia real puede ser menor que el valor nominal,  $R_n$ . Los valores que adopta este factor dependen del tipo de componente y de la sollicitación actuante. (Los factores de resistencia se estudiarán para cada estado límite de cada elemento estructural en cada capítulo respectivo de la presente tesis).

*Tabla 24: Factores de resistencia para diferentes estados límite en miembros estructurales*

Caso	Estado límite de resistencia	Factor de resistencia	Caso	Factor de resistencia
Miembros traccionados	Fluencia en el área bruta	0.90	Conexiones soldadas: metal base	0.90
	Rotura en el área neta	0.75		
Miembros comprimidos	Pandeo flexional	0.90	Conexiones soldadas: soldadura	0.80
	Pandeo torsional o flexo-torsional	0.90		
	Pandeo local	0.90		
Miembros flexionados	Plastificación	0.90	Conexiones soldadas: corte	0.75
	Pandeo lateral-torsional	0.90		
	Pandeo local de ala	0.90		
	Pandeo local de alma	0.90		
Miembros sometidos a corte	Fluencia por corte	0.90	Conexiones apernadas	0.75
	Pandeo de alma	0.90		
			Conexiones a deslizamiento crítico (ELS)	1.00
			Conexiones a deslizamiento crítico (ELU)	0.85

Fuente: (CRISAFULLI, 2014)

El criterio de diseño, expresado por las ecuaciones asegura que un estado límite se viola solo con una pequeña probabilidad aceptable al usar los factores de resistencia, y de carga especificados, y los valores nominales de resistencia y de carga.

### **Diseño por esfuerzos permisibles (ASD)**

Según SEGUI (2013), el diseño por esfuerzos permisibles o admisibles (ASD), un miembro se selecciona de manera que tenga propiedades como área y momento de inercia suficientemente grandes para prevenir que el esfuerzo máximo (fuerza axial, cortante o momento flector máximo aplicado) exceda un esfuerzo permisible. Este esfuerzo permisible estará en el rango elástico del material y será menor que el esfuerzo de fluencia,  $F_y$ . El esfuerzo permisible se obtiene dividiendo el esfuerzo de fluencia,  $F_y$  o bien la resistencia última,  $F_u$ , entre un factor de seguridad. Este enfoque de diseño se llama también **diseño elástico o diseño por esfuerzos de trabajo**. Los esfuerzos de trabajo son aquellos que resultan de las cargas de trabajo, que son las cargas aplicadas que también se conocen como cargas de servicio. Un miembro apropiadamente diseñado quedara sometido a esfuerzos no mayores que el esfuerzo permisible bajo cargas de trabajo o servicio.

Según las especificaciones y comentarios de la especificación AISC (2010), para el método ASD se basa en el concepto de que el máximo esfuerzo en los componentes no debe exceder un esfuerzo admisible especificado bajo condiciones de servicio normales. Los efectos de carga son determinados en la base de un análisis elástico de la estructura, mientras los esfuerzos admisibles corresponden el esfuerzo límite (en fluencia, inestabilidad, ruptura, etc.) dividido por un factor de seguridad.

En conclusión el diseño por el método ASD se basa en que la resistencia admisible,  $R_n/\Omega$ , de cada componente estructural es mayor o igual a la resistencia requerida,  $R_a$ . Las ecuaciones del método ADS son las siguientes:

$$f_a \leq F_a$$

o

$$\text{Maximo esfuerzo aplicado} \leq \text{Esfuerzo Admisible}$$

$$\text{Resistencia Admisible} = \frac{\text{Resistencia Nominal}}{\text{Factor de Seguridad}}$$

$$\text{Resistencia Requerida, } Ra \text{ (demanda)} \leq \text{Resistencia Admisible, } \frac{Rn}{\Omega} \text{ (suministro)}$$

o

$$Ra \leq \frac{Rn}{\Omega}$$

**Donde:**

- ***fa*** = máximo esfuerzo aplicado
- ***Fa*** = esfuerzo admisible (esfuerzo de fluencia entre un factor de seguridad)
- ***Rn*** = resistencia nominal (del elemento estructural bajo consideración)
- **$\Omega$**  = factor de seguridad correspondiente a *Rn* (es decir se dividen por *Rn*)
- $\frac{Rn}{\Omega}$  = resistencia admisible (del elemento estructural bajo consideración)
- ***Ra*** = resistencia requerida por combinaciones de carga de servicio ASD (del elemento estructural bajo consideración) o suma de los efectos de las cargas de servicio (fuerzas o momentos)

El lado izquierdo de las ecuaciones representa la **resistencia requerida** del elemento estructural bajo consideración (viga, columna, arriostre o contraviento, conexión, etc.) calculado mediante el análisis de la estructura bajo cargas de servicio en la combinación considerada.

El lado derecho de las ecuaciones representa la capacidad o resistencia estructural límite, también conocida como **resistencia admisible** proporcionada por el elemento estructural bajo consideración (viga, columna, arriostre o contraviento, conexión, etc.).

- **Factores de seguridad ( $\Omega$ ):** Los factores de seguridad  $\Omega$  se dividen por la resistencia nominal o teórica, *Rn*, a los efectos de considerar incertidumbres debidas a los procedimientos de cálculo, variaciones de la resistencia del material, las dimensiones del miembro, mano de obra, etc. Es por ello que los

factores de seguridad  $\Omega$  siempre es mayor a 1.0, debido a que la resistencia real puede ser menor que el valor nominal,  $Rn$ . Los valores que adopta este factor dependen del tipo de componente y de la sollicitación actuante.

*Tabla 25: Coeficientes de seguridad para diferentes estados límite en miembros estructurales*

Caso	Estado límite de resistencia	Coef. de seguridad	Caso	Coef. De seguridad
Miembros traccionados	Fluencia en el área bruta	1.67	Conexiones soldadas: metal base	1.67
	Rotura en el área neta	2.00		
Miembros comprimidos	Pandeo flexional	1.67	Conexiones soldadas: soldadura	1.88
	Pandeo torsional o flexo-torsional	1.67		
	Pandeo local	1.67		
Miembros flexionados	Plastificación	1.67	Conexiones soldadas: corte	2.00
	Pandeo lateral-torsional	1.67		
	Pandeo local de ala	1.67		
	Pandeo local de alma	1.67		
Miembros sometidos a corte	Fluencia por corte	1.67	Conexiones a deslizamiento crítico (ELS)	1.50
	Pandeo de alma	1.67		
			Conexiones a deslizamiento crítico (ELU)	1.76

Fuente: (CRISAFULLI, 2014)

### **2.2.3.5.2 Diseño de losa con placa colaborante o losa compuesta**

“En respuesta a los requerimientos económicos y funcionales que nos exige la ingeniería en el diseño y la construcción, se introdujo en el Perú, ya hace algunos años, el sistema estructural para la elaboración de losas conocido mundialmente como STEEL DECK, conformado por planchas preformadas hechas de acero estructural, las cuales, después de un proceso de preformado, logran una inercia muy fuerte en el sentido del preformado, permitiéndoles soportar cargas altas en el proceso de construcción, haciendo la función de una plataforma de trabajo y de encofrado. El sistema cuenta también con una malla de temperatura y el recubrimiento del concreto, el cuál al fraguar, queda adherido a la plancha de acero, y ambos materiales empiezan a trabajar como una sección compuesta acero/concreto.

En el Perú hemos bautizado al sistema STELL DECK como el sistema de placa colaborante Acero-Deck.” (ACERO - DECK, 2005 pág. 4). Una losa compuesta se define como la unión de la placa colaborante con el concreto, en la cual la placa colaborante actúa como acero de refuerzo para momento positivo, para contrarrestar los esfuerzos de tracción generados en la parte inferior de la losa, mientras que el concreto lo hace en compresión en la parte superior de la losa. **El manual técnico “para el uso de placas colaborantes para losas de entepiso” Acero - Deck, guía en el diseño de la placa colaborante.**

Además, para su diseño seguir los requisitos de la NORMA E.060 (2009) de concreto armado del RNE.

### **2.2.3.5.3 Diseño de elementos en flexión (vigas peraltadas en X y Y)**

Según VINNAKOTA (2006), una viga es un elemento estructural diseñado para soportar cargas aplicadas transversalmente a su eje longitudinal, y para transferir esas cargas a puntos designados en la viga, denominados apoyos (muros de cargas, columnas u otras vigas), se le conoce como trabe a una viga grande a las que se conectan otras vigas de menor tamaño. Están sujetas principalmente a flexión, que suele acompañarse de cortante. Con poca frecuencia las vigas se ven sujetos a torsión. Comúnmente, a los perfiles I de acero laminado que se usan en miembros a flexión se les denomina vigas, mientras que los perfiles I que se construyen a partir de elementos de placas se les llama travesaños armados.

Según SEGUI (2013), las vigas son miembros estructurales que soportan cargas transversales y quedan sometidas principalmente a flexión. Las vigas están usualmente orientadas horizontalmente y sometidas a cargas verticales, pero esto no es necesariamente siempre el caso. Se considera que un miembro es una viga si está cargado de manera que se genera flexión en él.

“Las vigas son miembros estructurales que soportan cargas transversales que producen momentos flectores, fuerzas cortantes y deflexiones, siendo la resistencia a la flexión el parámetro de diseño de particular significación.” (RODRÍGUEZ, 2011 pág. 81).

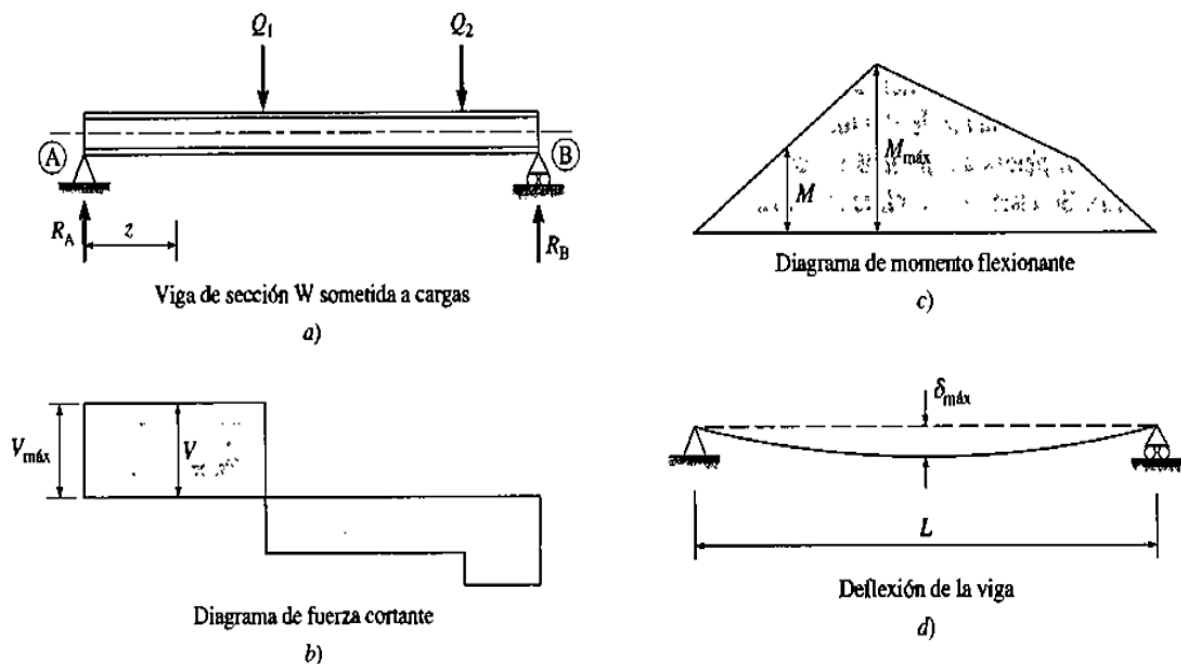


Figura 56: Diagrama de fuerza cortante, diagrama de momento flector y deflexión de una viga de acero de patín ancho (perfil I o W)

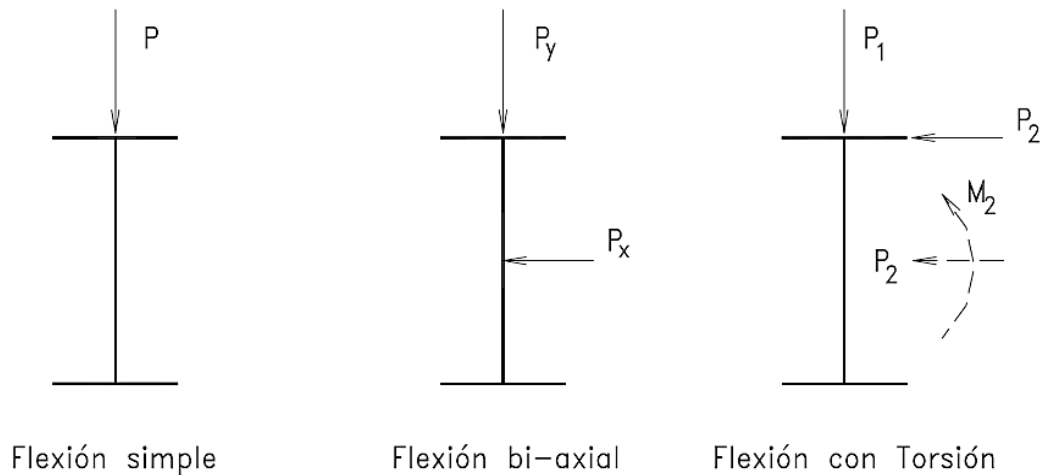
Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

#### Perfiles usados como vigas:

SEGUI (2013), los perfiles más comúnmente usados son los W, S, y M. Los perfiles en canal son a veces usados, como las vigas compuestas por placas en forma de I, H o en caja. Los perfiles doblemente simétricos como los perfiles estándar rolados W, M y S, son los más eficientes.

VINNAKOTA (2006), las vigas laminadas de uso más común son los perfiles I, que son secciones doblemente simétricas. Estos perfiles son muy eficientes cuando se cargan en el plano del alma y tienen soporte lateral. La ventaja de estos perfiles es que gran porcentaje del metal se concentra en los patines, donde está sometido a mucho esfuerzo y tiene un brazo de palanca grande y efectivo. Por lo general, para vigas de acero se eligen perfiles de sección transversal con al menos un eje de simetría. Más aun, la viga suele colocarse de manera que todas las cargas y reacciones caigan en el plano de simetría. Esto produce flexión con cortante, pero evita torsión. Se dice que el elemento está en *flexión simple* y todas las

deformaciones ocurren en el plano de simetría. La *flexión pura* se obtiene cuando la viga está cargada en un plano de simetría por pares iguales en los extremos (la *flexión pura* no es un caso de carga común en estructuras reales).



*Figura 57: Tipos de flexión que se presentan en una viga de acero de patín ancho (perfil I o W)*

Fuente: (ZAPATA, 1991)

MCCORMAC y CSERNAK (2012), los perfiles W generalmente resultan las secciones más económicas al usarse como vigas y han reemplazado en esta aplicación casi por completo a las canales y a las secciones S. Los perfiles W tienen un mayor porcentaje de acero concentrado en sus patines que las vigas S, por lo que poseen mayores momentos de inercia (teorema de los ejes paralelos) y momentos resistentes para un mismo peso, además de que son relativamente anchos y tienen una rigidez lateral apreciable.



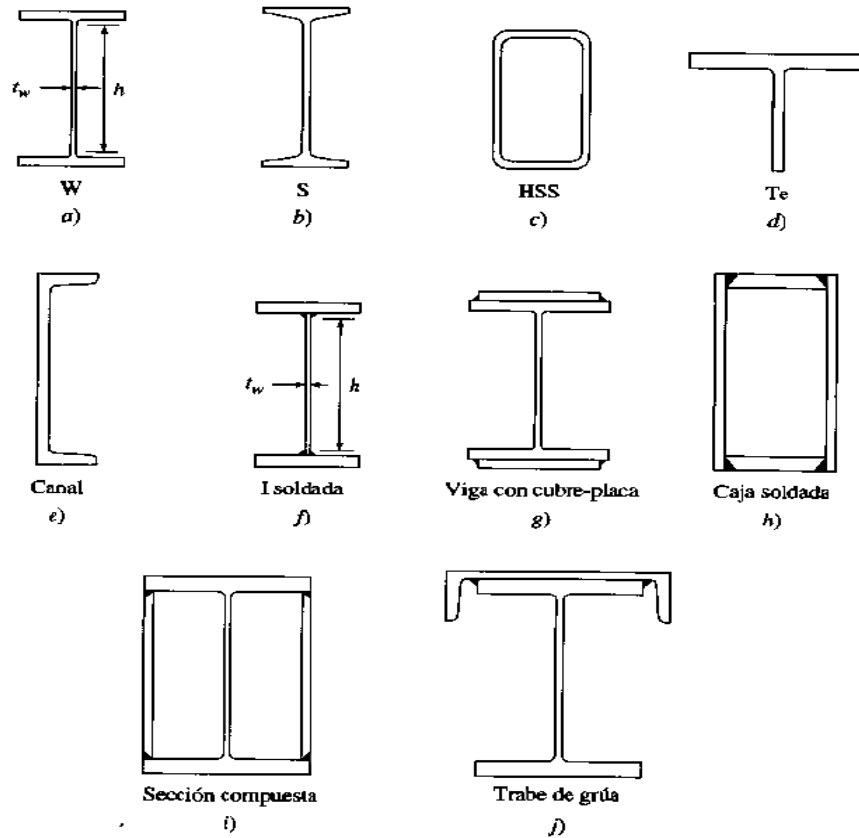
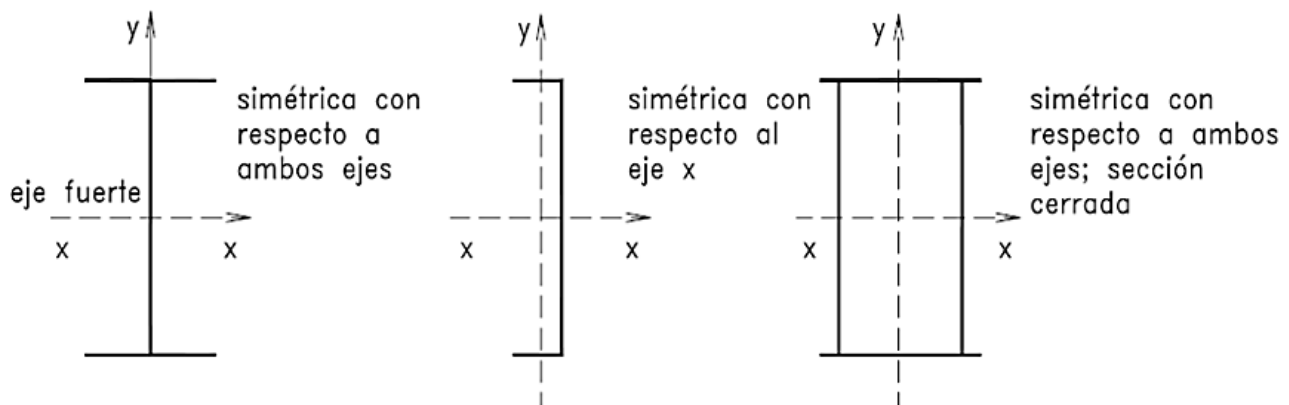


Figura 58: Diferentes secciones de acero utilizadas como vigas

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

“En la mayoría de los casos se prefiere usar elementos prismáticos con secciones transversales de uno o dos ejes de simetría, actuando la flexión alrededor del eje principal (con mayor radio de giro, llamado eje fuerte) y situando las cargas en el eje perpendicular. En caso de existir excentricidad de las cargas con respecto a dicho eje, se produciría, asimismo, torsión...” (ZAPATA, 1991 pág. 180).



**Nomenclatura de la Sección Transversal de una Viga: eje x-x = eje principal mayor - eje fuerte de flexión ; eje y-y = eje principal menor - eje debil de flexión**

Figura 59: Ejes de simetría principales en perfiles de acero

Fuente: (ZAPATA, 1991)

### **Esfuerzo de flexión y momento plástico en Vigas:**

De acuerdo a VINNAKOTA (2006), SEGUI (2013) y MCCORMAC y CSERNAK (2012), se da a conocer la siguiente teoría:

Si una viga está sujeta a momento de flexión, de la mecánica de materiales, el esfuerzo en cualquier punto de la sección transversal se puede calcular con la fórmula de la flexión:  $fb = \frac{M \cdot y}{I}$ , donde "M" es el momento flexionante actuante en la sección transversal, "y" es la distancia perpendicular del eje neutro (o eje neutro elástico, *ENE*) al punto de interés, "I" es el momento de inercia del área de la sección transversal con respecto al eje neutro (o eje neutro elástico, *ENE*) y respecto a que eje del perfil se genera la flexión ( $I_x$  o  $I_y$ ) y "fb" es el esfuerzo de flexión. Para un material homogéneo el eje neutro (o eje neutro elástico, *ENE*) coincide con el eje centroidal. La fórmula se basa en las hipótesis elásticas de que se tiene una distribución lineal de deformaciones unitarias de la parte superior e inferior o lo mismo a decir que el esfuerzo es proporcional a la deformación unitaria, además la sección permanece plana antes y después de la flexión. (Debe recordarse que la fórmula de flexión es aplicable solamente cuando el esfuerzo máximo calculado en la viga es

menor que el límite elástico, es decir el material, el acero, permanece dentro de su rango elástico lineal).

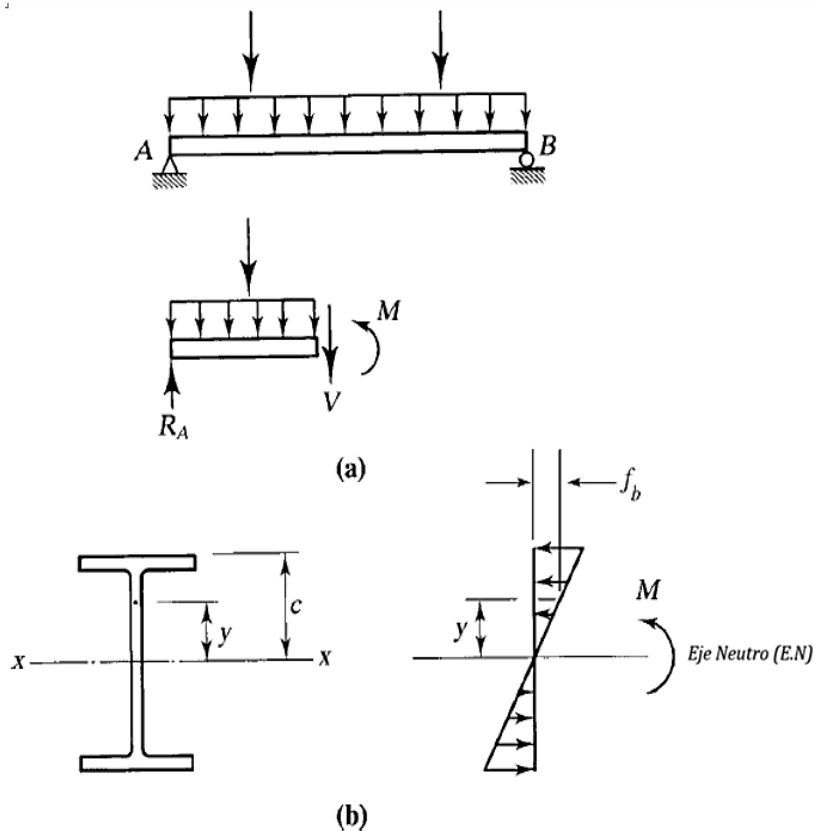


Figura 60: Esfuerzos de flexión en vigas de acero

Fuente: (SEGUI, 2013)

Los esfuerzos máximos ocurren en las fibras extremas donde “y” es máximo, entonces hay dos máximos: un esfuerzo máximo de compresión en la fibra superior y un esfuerzo máximo de tensión en la fibra inferior. La expresión para el esfuerzo máximo de flexión es:  $f_{m\acute{a}x} = \frac{M \cdot c}{I} = \frac{M}{I/c} = \frac{M}{S}$ , donde “c” es la distancia perpendicular del eje neutro (o eje neutro elástico, ENE) a la fibra extrema de compresión o tensión, “S” =  $\frac{I}{c}$  es el módulo de sección elástico de la sección transversal y es respecto a que eje del perfil se genera la flexión (Sx o Sy) y “f<sub>máx</sub>” es el esfuerzo máximo de flexión. (No olvidar que esta fórmula es para cuando el material, el acero, permanece en el rango elástico lineal)

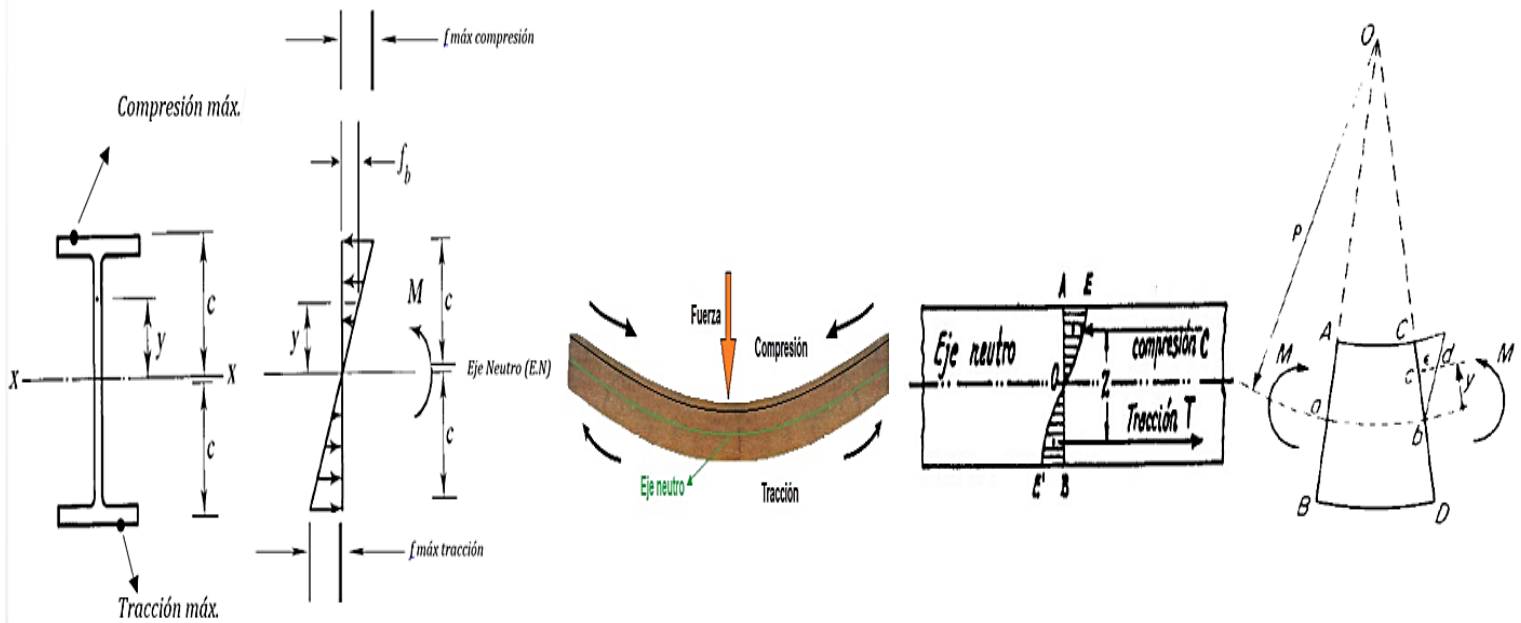


Figura 61: Esfuerzo máximo de compresión y esfuerzo máximo de tracción en vigas sometidas a flexión

Fuente: Elaboración propia

Las formulas o expresiones usadas son válidas cuando las cargas son suficientemente pequeñas para que el material permanezca dentro de su rango elástico lineal. Para el acero estructural esto significa que el esfuerzo “ $f_{máx}$ ” no debe exceder “ $F_y$ ” y que el momento flexionante actuante en la sección transversal “ $M$ ” no debe exceder  $M_y = F_y \cdot S_x$  (en esta expresión el módulo de sección elástico,  $S$ , se toma la flexión respecto al eje  $x$  del perfil, por ello aparece un subíndice  $x$ , lo cual depende respecto a que eje del perfil se da la flexión), donde “ $M_y$ ” es el momento flexionante que lleva a la viga al punto de fluencia (también se le conoce como, **momento de fluencia**, de una sección transversal que se define como el momento de inicio del esfuerzo de fluencia,  $F_y$ , en las fibras extremas de la sección transversal).

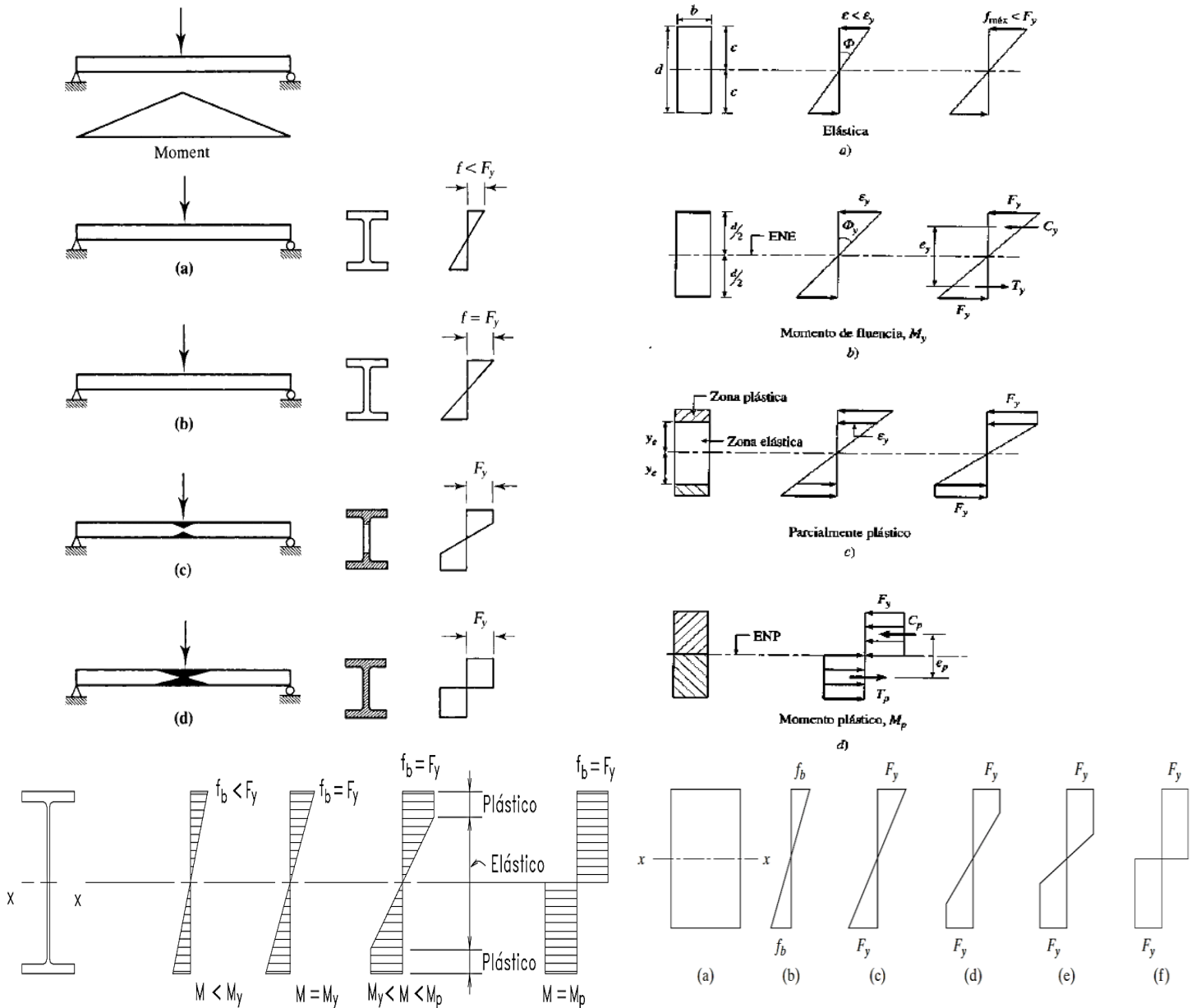


Figura 62: Etapas sucesivas de carga y plastificación de la sección de una viga de acero de patín ancho (perfil I o W)

Fuente: Elaboración propia

La **figura 62**, muestra las etapas sucesivas de carga. Inicialmente, cuando el momento se aplica a la viga, es esfuerzo varía linealmente desde el eje neutro hasta las fibras extremas. Una vez que la fluencia comienza, la distribución del esfuerzo sobre la sección transversal dejara de ser lineal y la fluencia avanzara de la fibra extrema al eje neutro. Al mismo tiempo, la región en fluencia se extenderá

longitudinalmente desde el centro de la viga conforme el momento flexionante  $M_y$  se alcanza en más localidades.

- Cuando  $f_b < F_y$ , los esfuerzos actuantes en la sección transversal incluso en las fibras extremas no han alcanzado el esfuerzo de fluencia, esto se debe a que el momento en la viga de acero dúctil no alcanza el momento de fluencia. Por lo tanto, el momento actuante es menor al momento de fluencia,  $M < M_y$ .
- Cuando  $f_b = F_y$ , los esfuerzos actuantes en las fibras extremas de la sección transversal han alcanzado el esfuerzo de fluencia, esto se debe al incremento del momento en la viga de acero dúctil hasta alcanzar el momento de fluencia. Por lo tanto, el momento actuante es igual al momento de fluencia,  $M = M_y$ .
- Cuando sigue siendo  $f_b = F_y$ , los esfuerzos actuantes de más fibras de la sección transversal van alcanzando el esfuerzo de fluencia, la fluencia pasa el patín en compresión y llega hasta el alma, pero aún no se logró la plastificación completa de la sección. Esto se debe a que el momento en la viga de acero dúctil se incrementa más allá del momento de fluencia pero aún no alcanza el **momento plástico**, las fibras extremas que se encontraban previamente sometidas al esfuerzo de fluencia se mantendrán bajo este mismo esfuerzo, pero en estado de fluencia y el momento resistente adicional necesario lo proporcionarían las fibras más cercanas al eje neutro. Por lo tanto, el momento actuante es mayor al momento de fluencia pero menor al **momento plástico**,  $M_y < M < M_p$ .
- Cuando sigue siendo  $f_b = F_y$ , los esfuerzos actuantes de todas las fibras de la sección transversal han fluido o alcanzado el esfuerzo de fluencia (es decir se alcanza la distribución plástica total), esto se debe a que el momento en la viga de acero dúctil se incrementa hasta alcanzar el **momento plástico**. Por lo tanto, el momento actuante es igual al **momento de plástico**,  $M = M_p$ .

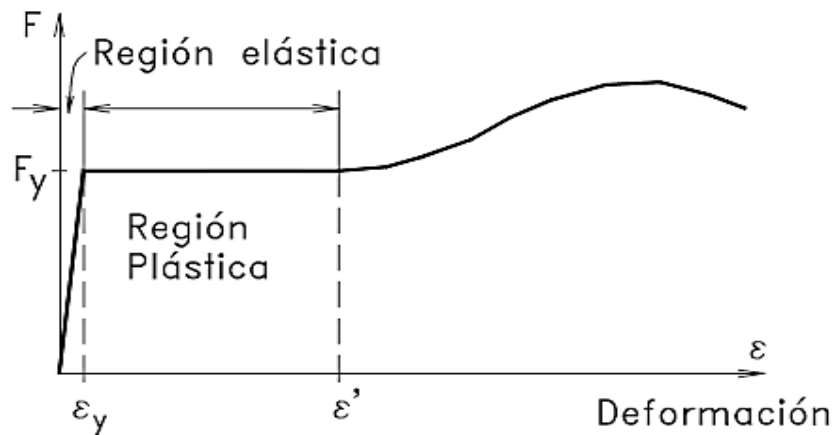


Figura 63: Región elástica y región plástica en la curva esfuerzo - deformación

Fuente: (ZAPATA, 1991)

Cuando la distribución de esfuerzos ha alcanzado la etapa de distribución plástica total, es decir cuando todas las fibras de la sección transversal alcanzan el esfuerzo de fluencia  $F_y$ , se dice que se ha formado una **articulación plástica**, porque no puede resistirse en esta sección ningún momento adicional. Cualquier incremento adicional de momento o carga en la sección causara el colapso, ya que todos los elementos de la sección transversal han alcanzado la meseta de fluencia de la curva esfuerzo – deformación unitaria y se tendrá un flujo plástico no restringido.

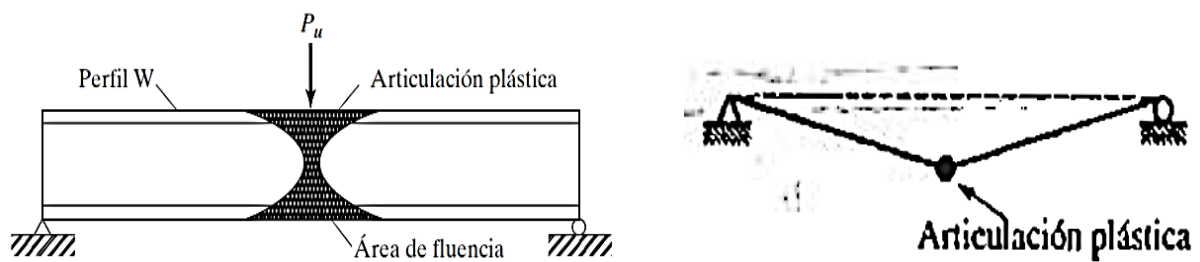


Figura 64: Articulación plástica en la sección de una viga de acero

Fuente: Elaboración propia

El **momento plástico** es el momento que producirá una plastificación completa en una sección transversal del miembro, es decir cuando todas las fibras de la sección transversal alcanzan el esfuerzo de fluencia  $F_y$ , creándose ahí mismo una articulación plástica (es decir es el momento requerido para formar una articulación

plástica). La relación del momento plástico  $M_p$  al momento elástico o de fluencia  $M_y$  se denomina factor de forma  $\frac{M_p}{M_y} = \frac{F_y Z}{F_y S}$ . Los factores de forma son iguales a 1.50 para secciones rectangulares y varía de 1.10 a 1.20 para secciones W laminadas estándar.

ZAPATA (1991), menciona que el momento plástico es la máxima capacidad en flexión que se puede llegar en una sección con material dúctil.

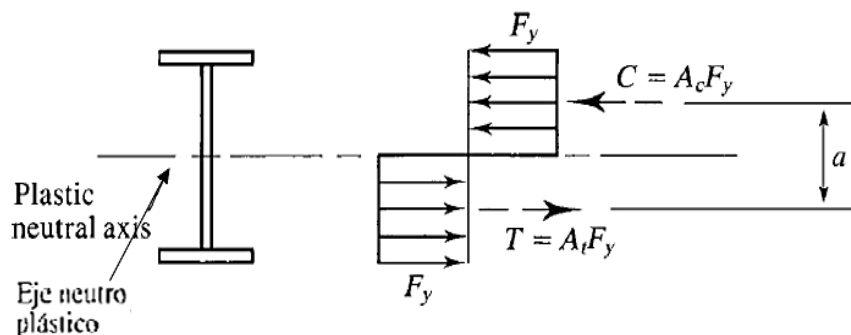


Figura 65: Resultantes de los esfuerzos de compresión y de tensión (o tracción)

Fuente: (SEGUI, 2013)

En la **figura 65**, se muestran las resultantes de los esfuerzos de compresión y de tensión, donde “ $A_c$ ” es el área de la sección transversal sometida a compresión y “ $A_t$ ” es el área a tensión. Estas son las áreas arriba y abajo del eje neutro plástico (se llama eje neutro plástico, ENP, cuando la distribución de esfuerzos ha alcanzado la etapa de distribución plástica total). Del equilibrio de fuerzas:

$$C = T ; A_c \cdot F_y = A_t \cdot F_y ; A_c = A_t$$

El eje neutro plástico (ENP) divide entonces a la sección transversal en dos áreas iguales. Para perfiles que son simétricos respecto al eje de flexión, los ejes neutros elástico y plástico son el mismo (caso contrario no coincidirán). El momento plástico  $M_p$  es el par resistente formado por las dos fuerzas iguales y opuestas. El par de



momentos generados por las resultantes de compresión y tensión por la distancia “a” entre ambos es:

$$M_p = F_y (A_c) a = F_y (A_t) a = F_y \left(\frac{A}{2}\right) a = F_y Z ; \text{ donde } A_c = A_t = \frac{A}{2}$$

Dónde: “ $M_p$ ” es el momento plástico de la sección transversal; “ $F_y$ ” es el esfuerzo de fluencia del perfil; “ $A$ ” es el área de toda la sección transversal; “ $a$ ” es la distancia entre los centroides de las dos medias áreas y “ $Z$ ” =  $\left(\frac{A}{2}\right) a$  es el módulo de sección plástico de la sección transversal (en resumen el módulo de sección plástico, “ $Z$ ”, es igual al momento estático de las áreas de tensión y a compresión respecto al eje neutro plástico), el módulo de sección plástico es respecto a que eje del perfil se genera la flexión ( $Z_x$  o  $Z_y$ ).

#### **Estabilidad en vigas:**

De acuerdo a SEGUI (2013), se da a conocer la siguiente teoría:

Si puede esperarse que una viga permanezca estable hasta la condición plástica total, la resistencia nominal por momento,  $M_n$ , puede tomarse como la capacidad por momento plástico,  $M_p$ , es decir:  $M_n = M_p$  (esta expresión representa un aprovechamiento óptimo del acero), de otra manera  $M_n$  será menor que  $M_p$ . Para poder utilizar  $M_p$  la sección de la viga debe ser compacta y el miembro debe ser arriostrado lateralmente.

La inestabilidad poder ser en sentido total (o de conjunto) o bien local. En el pandeo de conjunto cuando una viga se flexiona, la región en compresión (arriba del eje neutro) es análoga a una columna y de manera similar a esta, se pandeara si el miembro es suficientemente esbelto (ya que tendrá un momento de inercia mucho menor respecto a su eje “y” o eje vertical que respecto a su eje “x” o eje horizontal del perfil), y a diferencia de una columna la porción en compresión de la sección transversal está restringida por la porción en tensión y la deflexión hacia afuera

(pandeo flexionante) es acompañada por torsión. Esta forma de inestabilidad se llama *pandeo lateral torsional (PLT)*.

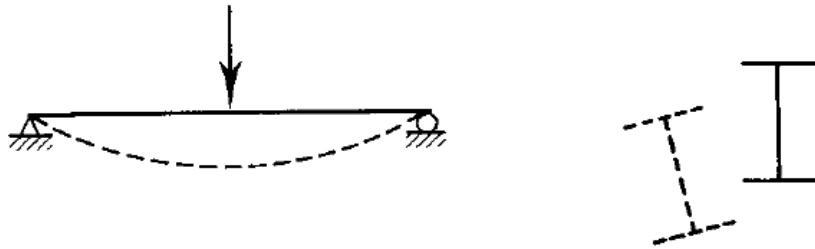


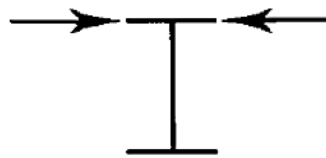
Figura 66: Pandeo lateral torsional en vigas de acero

Fuente: (SEGUI, 2013)

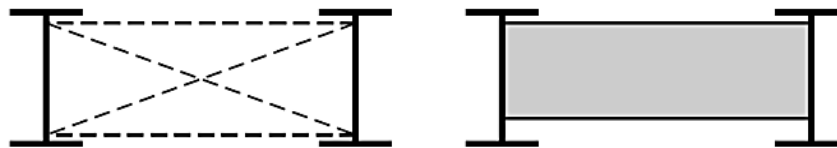
El *pandeo lateral torsional (PLT)* puede ser impedido arriostrando la viga contra torsión (torcimiento de la viga) en la zona en compresión, preferiblemente del patín en compresión a intervalos suficientemente cortos. Esto se puede lograr con cualquiera de dos tipos de estabilidad de arriostramiento: *arriostramiento lateral* y *arriostramiento torsional*.

- El *arriostramiento lateral* que impide la traslación lateral, debe aplicarse lo más cerca posible del patín o ala en compresión como sea posible.
- El *arriostramiento torsional* impide directamente la torsión y puede ser *nodal* o *continuo*, además puede tomar la forma de *marcos transversales (cross frame)* o *diafragmas (diaphragm)*. La especificación para edificios de acero (“Specification For Structural Steel Buildings”) – ANSI/ AISC 360-10 en el apéndice 6 “Arriostramiento para la Estabilidad de Columnas y Vigas”, da los requisitos de resistencia y rigidez para el arriostramiento de vigas.

La resistencia nominal por momento,  $M_n$ , depende en parte de la longitud no soportada,  $L_b$ , que es la distancia entre puntos de soporte lateral o puntos de arriostramiento.



*Arriostramiento Lateral*



Cross frame

Diaphragm

*Arriostramiento Torsional*

*Figura 67: Tipos de arriostramiento lateral en vigas de acero*

Fuente: (SEGUI, 2013)

Para que la viga pueda soportar un momento suficiente grande para alcanzar la condición plástica total depende de que la sección transversal se mantenga íntegra. Esta integridad se perderá si uno de los elementos en compresión de la sección transversal se pandea (*el pandeo solo se da en las partes en compresión, las partes de en tensión no sufren de pandeo*). Este tipo de pandeo puede ser un pandeo del patín (o ala) en compresión, llamado *pandeo local del patín (PLP)*, o un pandeo de la parte comprimida del alma, llamado *pandeo local del alma (PLA)*. Si cualquiera de ambos pandeos se produce dependerá de las *razones ancho – espesor* de los elementos en compresión de la sección transversal.

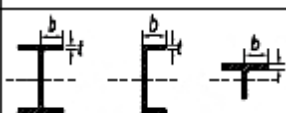
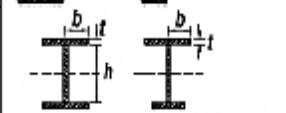
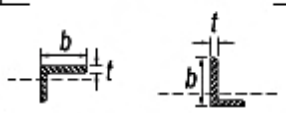
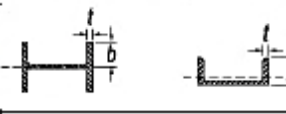


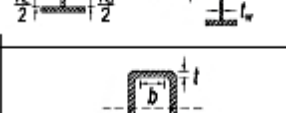
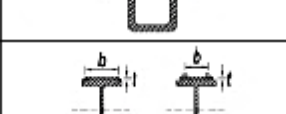

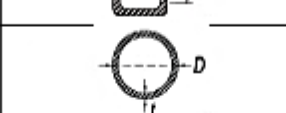
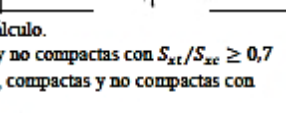
#### **Clasificación de perfiles para vigas:**

La especificación para edificios de acero (“Specification For Structural Steel Buildings”) – ANSI/ AISC 360-10 en el capítulo B “Requisitos de Diseño” en el, B4.1, la cual se traduce en nuestra norma E.090 de estructuras metálicas en el capítulo 2 “Requisitos de Diseño” en el, 2.5.1, clasifica las secciones transversales de los perfiles según *pandeo local* para elementos en compresión (patines o alas y almas)

de miembros en flexión como: *secciones compactas*, *secciones no compactas* y *secciones esbeltas*, dependiendo de los valores de las *razones ancho – espesor*. Estos valores se encuentran en la tabla B4.1b de la especificación del AISC y en la norma E.090 en la tabla 2.5.1b. **Ver tabla 26**

Tabla 26: Relaciones ancho – espesor para elementos en flexión

**TABLA 2.5.1b**  
**RELACIONES ANCHO/ESPELOR LÍMITES PARA COMPONENTES**  
**EN COMPRESION DE SECCIONES EN FLEXIÓN**

Caso	Descripción del Componente	Relación Ancho/Espesor	Relaciones Ancho/Espesor Límites		Ejemplos	
			$\lambda_p$ (compacto)	$\lambda_r$ (no compacto)		
Elementos No Rigidizados	10	Alas de perfiles laminados I, canales y perfiles T	$\frac{b}{t}$	$0,38 \sqrt{E/F_y}$	$1,0 \sqrt{E/F_y}$	
	11	Alas de perfiles fabricados I de simetría doble y simple	$\frac{b}{t}$	$0,38 \sqrt{E/F_y}$	$0,95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_L}}^{(a),(b)}$	
	12	Alas de ángulos simples	$\frac{b}{t}$	$0,54 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0,91 \sqrt{E/F_y}$	
	13	Alas de cualquier perfil I y canales, en flexión con respecto al eje menor	$\frac{b}{t}$	$0,38 \sqrt{E/F_y}$	$1,00 \sqrt{E/F_y}$	
	14	Alas de perfiles T	$\frac{d}{t}$	$0,84 \sqrt{E/F_y}$	$1,03 \sqrt{E/F_y}$	
Elementos Rigidizados	15	Almas de perfiles I de simetría doble y canales	$\frac{h}{t_w}$	$3,76 \sqrt{E/F_y}$	$5,70 \sqrt{E/F_y}$	
	16	Almas de perfiles I de simetría simple	$\frac{h_c}{t_w}$	$\frac{\frac{h_c}{h_p} \sqrt{\frac{E}{F_y}}}{(0,54 \frac{M_p}{M_y} - 0,09)^2} \leq \lambda_r$ (c)	$5,70 \sqrt{E/F_y}$	
	17	Alas de perfiles HSS rectangulares y secciones Cajón de espesor uniforme	$\frac{b}{t}$	$1,12 \sqrt{E/F_y}$	$1,40 \sqrt{E/F_y}$	
	18	Platabandas y Planchas Diafragma; entre líneas de conectores o soldaduras.	$\frac{b}{t}$	$1,12 \sqrt{E/F_y}$	$1,40 \sqrt{E/F_y}$	
	19	Almas de perfiles HSS rectangulares y secciones Cajón	$\frac{h}{t}$	$2,42 \sqrt{E/F_y}$	$5,70 \sqrt{E/F_y}$	
20	Perfiles HSS circulares	$D/t$	$0,07 E/F_y$	$0,31 E/F_y$		

(a)  $k_c = 4/\sqrt{h/t_w}$  pero no debe ser tomado menor a 0,35 ni mayor a 0,76 para efectos de cálculo.  
 (b)  $F_L = 0,7 F_y$  para flexión respecto al eje fuerte de almas de perfiles I fabricados, compactas y no compactas con  $S_{xt}/S_{xc} \geq 0,7$   
 $F_L = F_y S_{xt}/S_{xc} \geq 0,5 F_y$  para flexión respecto al eje fuerte de almas de perfiles I fabricados, compactas y no compactas con  $S_{xt}/S_{xc} < 0,7$ .  
 (c)  $M_y$  es el momento flector de fluencia en la fibra extrema.  $M_p$  es el momento plástico de flexión.  
 $E$  = módulo de elasticidad del acero  
 $F_y$  = esfuerzo de fluencia del acero

Fuente: (E.090 – Tabla 2.5.1b, 2016)

Los valores de las *razones ancho - espesor* de la **tabla 26** se describen a continuación:

- $\lambda = \text{razon ancho} - \text{espesor}$
- $\lambda_p = \text{limite superior para la categoria de compactas}$
- $\lambda_r = \text{limite superior para la categoria de no compactas}$

Las secciones se clasifican según las *razones ancho – espesor* y se definen así:

- **Secciones compactas:** La sección compacta es aquel miembro en flexión que contenga cualquier elemento en compresión (patines o alas y almas) que cumpla  $\lambda \leq \lambda_p$  y el patín o patines (ala o alas) deben estar continuamente conectadas al alma (o almas) del perfil. Las secciones o perfiles compactos pueden desarrollar por completo la distribución de esfuerzos plásticos (*momento plástico*) y poseen una capacidad de rotación de aproximadamente 3 antes del inicio de pandeo local.
- **Secciones no compactas:** La sección no compacta es aquel miembro en flexión que contenga cualquier elemento en compresión (patines o alas y almas) que cumpla  $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ . Las secciones o perfiles no compactos pueden desarrollar fluencia parcial de los elementos comprimidos antes de que ocurra el pandeo local, pero no son aptas para resistir pandeo local inelástico a niveles de deformación necesarios para formar una distribución plástica de esfuerzos en toda la sección.
- **Secciones esbeltas:** La sección esbelta es aquel miembro en flexión que contenga cualquier elemento en compresión (patines o alas y almas) que cumpla  $\lambda > \lambda_r$ . Las secciones o perfiles esbeltos poseen uno o más elementos comprimidos que pandean elásticamente antes de alcanzar el límite de fluencia en la sección.

La clasificación del perfil o sección transversal se basa en la peor *razón ancho – espesor* de la sección transversal. Por ejemplo, si el alma es compacta y el patín es no compacto, la sección se clasifica como no compacta. Para perfiles I, la razón para el patín proyectante (un elemento no atiesado o no rigidizado) es  $\frac{b}{t} = \frac{b_f}{2t_f}$ , y la razón para el alma (un elemento atiesado o rigidizado) es  $\frac{h}{t_w}$ . Estas *razones ancho – espesor* tanto para el patín y para el alma de perfiles I están tabulados en el manual del AISC, la parte 1 “Propiedades y Dimensiones”, tabla 1-1 “W-Shapes Dimensions”

Element	$\lambda$	$\lambda_p$	$\lambda_r$
Flange	$\frac{b_f}{2t_f}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Web	$\frac{h}{t_w}$	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

\*For hot-rolled I shapes in flexure.

*Figura 68: Razones ancho – espesor para perfiles de patín ancho (perfil I o W) laminados en caliente en flexión*

Fuente: (SEGUI, 2013)

Para todos los perfiles I estándar laminados en caliente que figuran en “La 14va Edición del Manual de Construcción en Acero del AISC”, se cumple que las almas son compactas para todos los aceros estructurales con  $F_y \leq 65 \text{ ksi}$ . Por lo tanto, en la mayoría de los casos la *razón ancho – espesor* del patín debe revisarse. Ningún perfil I del manual del AISC es esbelto para cualquier acero estructural. Los perfiles I no compactos que figuran en el manual del AISC, la parte 1 “Propiedades y Dimensiones”, tabla 1-1 “W-Shapes Dimensions”, se identifican con una nota al pie de la tabla “f”. (*Para la presente tesis solo se usaran perfiles I estándar laminados en caliente compactos*).

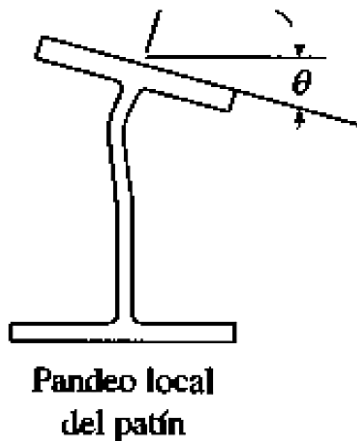


Figura 69: Pandeo local del patín de un perfil de patín ancho (perfil I o W)

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

### Resistencia por flexión de perfiles compactos:

De acuerdo a SEGUI (2013), se da a conocer la siguiente teoría:

Una viga puede fallar al alcanzarse en ella el momento plástico  $M_p$  y volverse totalmente plástica, es decir puede fallar por el estado *límite de fluencia* (momento nominal es igual al momento plástico),  $M_n = M_p = F_y Z$ . De otra manera puede fallar por los siguientes estados límite:

- Estado límite de pandeo lateral – torsional (PLT), elástica o inelásticamente;
- Estado límite de pandeo local del patín (PLP), elástica o inelásticamente; o
- Estado límite de pandeo local del alma (PLA), elástica o inelásticamente.

Si el esfuerzo máximo de flexión es menor que el límite proporcional cuando ocurre el pandeo, la falla se llama elástica. Si no es así, se llama inelástica.

Por conveniencia clasificamos primero como compactas, no compactas y esbeltas y luego determinamos la resistencia nominal por momento,  $M_n$ , con base en el grado de soporte lateral. El análisis se realiza a vigas de perfiles estándar I laminados en caliente flexionados respecto al eje fuerte y cargados en el plano del eje débil (El centro de cortante es el punto sobre la sección transversal a través del cual una carga transversal debe pasar para que la viga se flexione sin torsión).



Resistencia de Flexión Nominal como función de la razón ancho/espesor del Ala de Perfiles I laminados

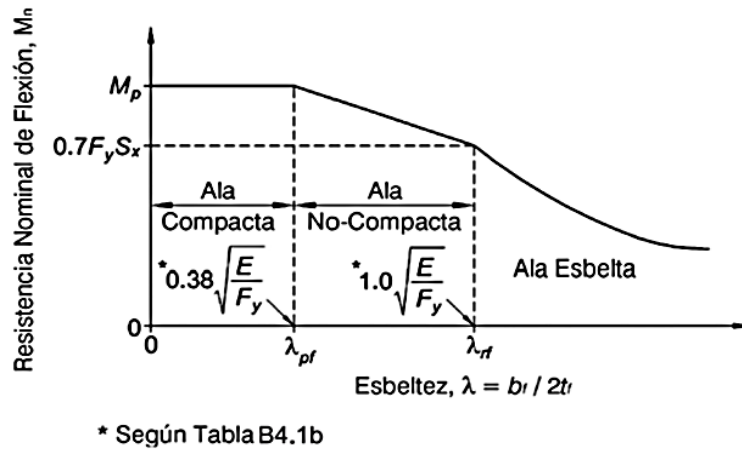


Figura 70: Resistencia de flexión nominal de un perfil de patín ancho (I o W) en función de su compactad o razón ancho - espesor

Fuente: (Comentario Esp. AISC, 2010)

Resistencia de Flexión Nominal como una función de la longitud no arriostrada y el gradiente de momentos.

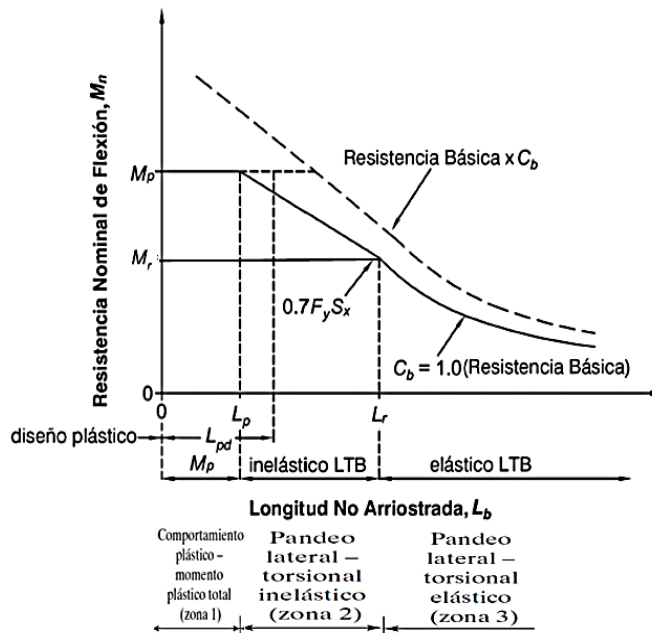
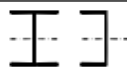

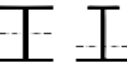
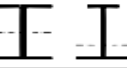



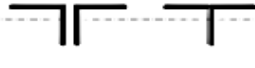




Figura 71: Resistencia de flexión nominal de un perfil de patín ancho (I o W) en función de la longitud no arriostrada ( $L_b$ )

Fuente: (Comentario Esp. AISC, 2010)

La especificación para edificios de acero (“Specification For Structural Steel Buildings”) – ANSI/ AISC 360-10 en el capítulo F “Diseño de Miembros en Flexión”, la cual se traduce en nuestra norma E.090 de estructuras metálicas en el capítulo 6 “Diseño de Elementos en Flexión”, abarca el diseño de elementos solicitados en flexión simple en torno a un eje principal. Para flexión simple, el miembro es cargado en un plano paralelo al eje principal que pasa a través del centro de corte o es restringido al giro en los puntos de carga y los apoyos. **Ver tabla 27**

*Tabla 27: Estados límites para elementos en flexión*

<b>Tabla 6.1</b> <b>Numeral a aplicar del Capítulo 6</b>				
<b>Numeral del Capítulo 6</b>	<b>Sección Transversal</b>	<b>Esbeltez del Ala</b>	<b>Esbeltez del Alma</b>	<b>Estados Límites</b>
6.2		C	C	Y, LTB
6.3		NC,S	C	LTB, FLB
6.4		C,NC,S	C,NC	Y, LTB, FLB, TFY
6.5		C,NC,S	S	Y, LTB, FLB, TFY
6.6		C,NC,S	N/A	Y, FLB
6.7		C,NC,S	C,NC	Y, FLB, WLB
6.8		N/A	N/A	Y, LB
6.9		C,NC,S	N/A	Y, LTB, FLB
6.10		N/A	N/A	Y, LTB, LLB
6.11		N/A	N/A	Y, LTB
6.12	Perfiles con secciones asimétricas diferentes a ángulos simples	N/A	N/A	Todos los estados límites

Y = fluencia, LTB = pandeo lateral-torsional, FLB = pandeo local ala, WLB = pandeo local alma, TFY=fluencia del ala en tracción, LLB = pandeo local ala, LB = pandeo local, C = compacto, NC = no-compacto, S = esbelto, N/A = no aplica

Fuente: (E.090 – Tabla 6.1, 2016)

Para la presente tesis solo se aplicara la sección F2 de “La Especificación del AISC”, la cual es el capítulo 6.2 de la norma E.090, para determinar la resistencia nominal por flexión  $M_n$ , debido a que solo tendremos ese caso ya que solo usaremos como vigas perfiles I estándar laminados en caliente compactos y flectados en torno a su eje mayor o eje fuerte X-X. Además, que para la mayoría de los ingenieros, las disposiciones de esta sección serán suficientes para desarrollar los diseños habituales. Las demás secciones consideran casos que se presentan con menor frecuencia a los ingenieros estructurales.

**Miembros compactos de sección I de simetría doble flectados en torno a su eje mayor.** Se aplica a elementos de sección I con simetría doble en flexión respecto a su eje mayor o eje fuerte X-X, teniendo almas compactas y alas compactas. Para ello existen tres diferentes condiciones de soporte lateral en los patines en compresión:

- Primero se supondrá que las vigas tienen soporte lateral continuo en sus patines de compresión. (*Zona 1 - comportamiento plástico – momento plástico total -  $L_b \leq L_p$* )
- Luego se supondrá que las vigas están soportadas lateralmente a intervalos cortos. (*Zona 2 – pandeo lateral torsional, PLT, inelástico -  $L_p < L_b \leq L_r$* )
- Por último, se supondrá que las vigas están soportadas a intervalos cada vez más grandes. (*Zona 3 – pandeo lateral torsional, PLT, elástico -  $L_b > L_r$* )

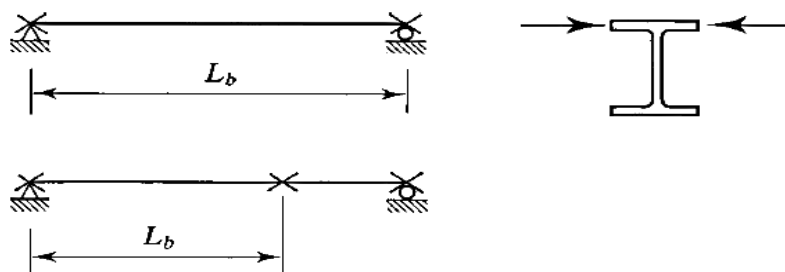


Figura 72: Longitud no arriostrada ( $L_b$ ) en vigas de acero

Fuente: (SEGUI, 2013)

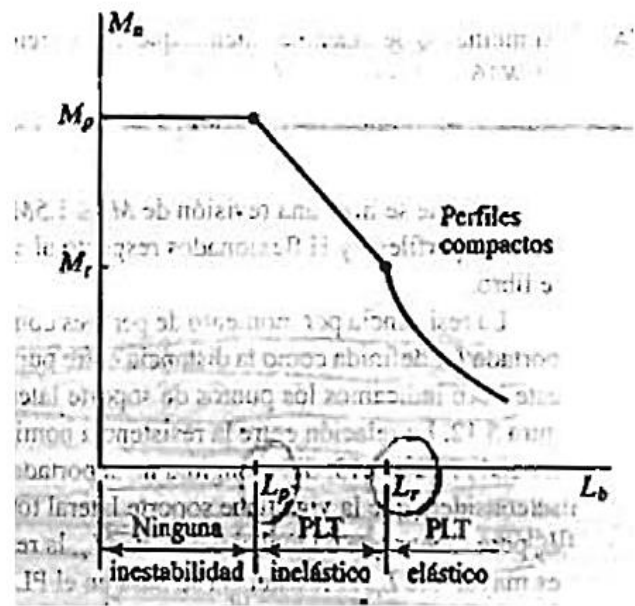
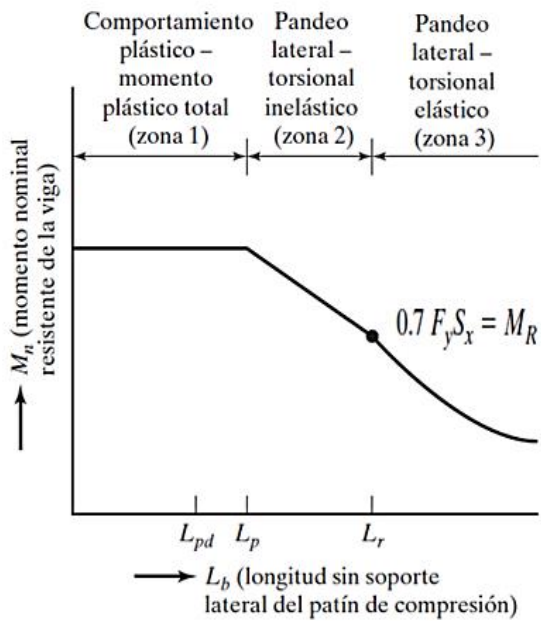


Figura 73: Zonas en funci3n de la longitud no arriostrada ( $L_b$ ) en perfiles compactos de acero

Fuente: Elaboraci3n propia

Si la viga es compacta y tiene soporte lateral continuo, o si la longitud no arriostrada o soportada  $L_b$  es muy corta, la resistencia nominal por momento  $M_n$  es la capacidad total por momento pl3stico  $M_p$  del perfil (*estado l3mite de fluencia*). Para miembros con soporte lateral inadecuado, la resistencia nominal por momento  $M_n$  es limitada por la resistencia por pandeo lateral torsional (*estado l3mite de pandeo lateral torsional, PLT*), ya sea este el3stico o inel3stico.

**1er caso “perfil compacto, arriostrado continuo lateralmente”, es decir debe cumplir:**

- $\lambda \leq \lambda_p$  (compacto ala y alma)
- $L_b \leq L_p$  (zona 1 - comportamiento pl3stico - momento pl3stico total)

La resistencia nominal por flexi3n o por momento  $M_n$ , est3 sujeto al estado l3mite de fluencia y no al estado l3mite de pandeo lateral torsional, aplica entonces:

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

Donde:

- $F_y$  = esfuerzo de fluencia mínimo especificado del tipo de acero utilizado
- $Z_x$  = módulo de sección plástico en torno al eje X-X del perfil

**2do caso “perfil compacto, arriostrado a intervalos cortos”, es decir debe cumplir:**

- $\lambda \leq \lambda_p$  (compacto ala y alma)
- $L_p < L_b \leq L_r$  (zona 2 - pandeo lateral torsional, *PLT*, inelástico)

La resistencia nominal por flexión o por momento  $M_n$ , está sujeto al estado límite de pandeo lateral torsional pero también al estado límite de fluencia. El menor valor de ambos se usa, aplica entonces:

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

Donde:

- $L_b$  = longitud entre puntos que están arriostrados contra desplazamientos laterales del ala en compresión o arriostrados contra giro torsional de la sección
- $L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
- $L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}}$

Donde:

- $E$  = módulo de elasticidad del acero
- $r_y$  = radio de giro en torno al eje Y-Y del perfil
- $S_x$  = módulo de sección elástico en torno al eje X-X del perfil
- $J$  = constante torsional del perfil

- $c = 1.0$  para secciones o perfiles I de simetría doble
- $h_o =$  distancia entre centroides de alas del perfil
- $r_{ts} =$  radio de giro efectivo del perfil ( $r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$ ); donde  $C_w =$  constante de deformación ( $C_w = \frac{I_y h_o^2}{4}$ ), para secciones o perfiles I con simetría doble y alas rectangulares;  $I_y =$  inercia en torno al eje Y-Y del perfil
- $C_b =$  factor de modificación por pandeo lateral torsional para diagramas de momento no uniformes cuando ambos extremos del segmento están arriostrados (es decir es un factor que representa la flexión no uniforme dentro de la longitud no arriostrada  $L_b$ ), para todos los elementos doblemente simétricos:

$$C_b = \frac{12.5 M_{m\acute{a}x}}{2.5 M_{m\acute{a}x} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

Donde:

- $M_{m\acute{a}x} =$  valor absoluto del máximo momento en el segmento no arriostrado o dentro de la longitud no arriostrada  $L_b$
- $M_A =$  valor absoluto del momento en el primer cuarto del segmento no arriostrado o dentro de la longitud no arriostrada - ( $1/4 L_b$ )
- $M_B =$  valor absoluto del momento en el centro del segmento no arriostrado o dentro de la longitud no arriostrada - ( $1/2 L_b$ )
- $M_C =$  valor absoluto del momento en el tercer cuarto del segmento no arriostrado o dentro de la longitud no arriostrada - ( $3/4 L_b$ )

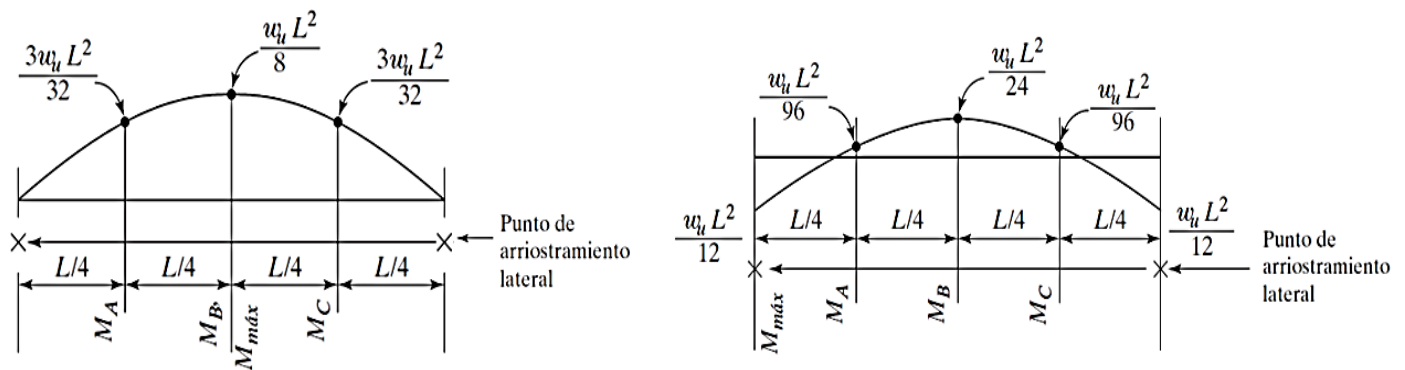


Figura 74: Momento máximo,  $M_A$ ,  $M_B$  y  $M_C$  para segmentos no arriostados

Fuente: (MCCORMAC y CSERNAK, 2012)

En el caso de un momento uniforme (constante) dentro de la longitud no arriostada  $L_b$ , no existirá *gradiente de momento* y además si causa una curvatura simple en el miembro,  $C_b = 1.0$  (esto representa el peor de los casos pero se puede tomar conservadoramente ese valor, aunque también se puede analizar con la fórmula dada de  $C_b$ ). Pero frecuentemente, las vigas no están flexionadas en curvatura simple (están en curvatura doble u otra curvatura distinta) por lo tanto pueden resistir momentos mayores, debido a que en un miembro en curvatura simple causa en el patín una peor condición de compresión que en un miembro en curvatura doble u otra curvatura distinta, la razón es que el patín en compresión de una viga en curvatura simple trabaja a compresión en toda su longitud, en tanto que el de una viga en curvatura doble u otra curvatura distinta trabaja a compresión en mucho menor longitud. Por lo tanto, como tiene la capacidad de soportar mayores momentos el  $C_b > 1.0$ . **Ver figura 75**

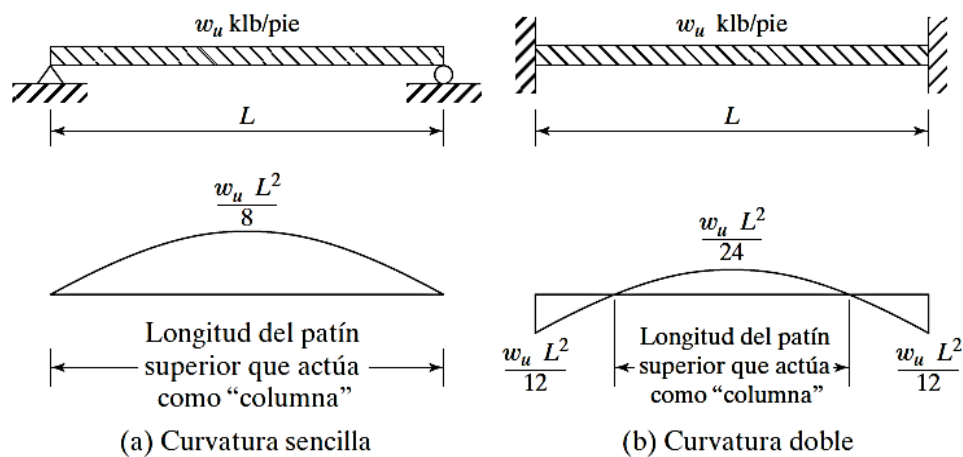


Figura 75: Longitud del patín superior que actúa como “columna” en curvatura sencilla y doble

Fuente: (MCCORMAC y CSERNAK, 2012)

Cuando el diagrama de momentos a lo largo del miembro es distinto del diagrama de momentos uniforme (cuando existe curvatura doble u otra curvatura distinta y por lo tanto también existe *gradiente de momento*), la resistencia al pandeo lateral torsional se obtiene de multiplicar la resistencia básica en la región elástica e inelástica por  $C_b$ . Para tomar en cuenta esta situación, en el manual del AISC, la parte 3 “Diseño de Miembros por Flexión”, tabla 3-1 “Values of  $C_b$  for Simply Supported Beams”, proporcionan valores de  $C_b$  mayores que 1.0 (para casos que no encuentren en la tabla se puede analizar con la fórmula dada de  $C_b$ ) estos valores deben multiplicarse por los valores calculados de  $M_n$  obteniéndose así mayores capacidades de momento. Para valores de mayores que 1.0, los miembros con grandes longitudes no arriostradas pueden alcanzar y sobrepasar el momento plástico  $M_p$ , pero para usar en los cálculos un valor de momento nominal  $M_n$ , nunca se puede usar un valor que exceda el momento plástico  $M_p$ . La **figura 76**, muestra algunos valores típicos de  $C_b$ , calculados con la fórmula de  $C_b$  para secciones o perfiles de simetría doble.



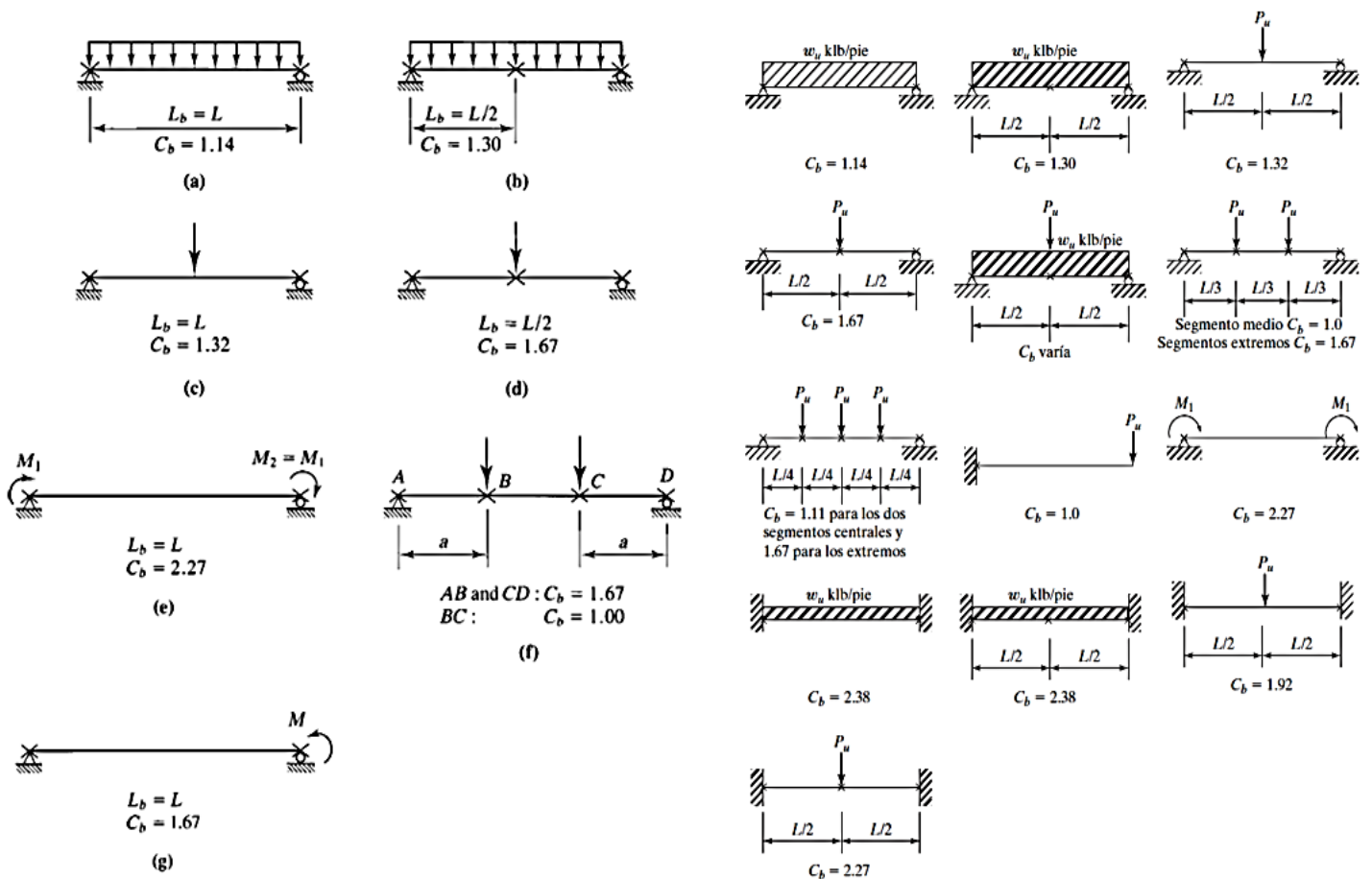


Figura 76: Algunos valores de “Cb” para diferentes casos de cargas y “Lb”

Fuente: Elaboración propia

Al usarse los valores de  $C_b$ , cuando  $C_b = 1$  se está usando la resistencia básica en este caso la capacidad de momento obtenida al multiplicar  $M_n$  por  $C_b$  nunca alcanzara el valor del momento nominal  $M_n$  igual al momento plástico  $M_p$ , ( $M_n \times C_b < M_n = M_p$ ).

Cuando  $C_b = 1$ ;  $M_n \times C_b < M_n = M_p \Rightarrow$  se debe usar  $M_n \times C_b$

Pero cuando  $C_b > 1$  se está usando la resistencia básica por  $C_b$ , el proyectista debe entender claramente que la capacidad de momento obtenida al multiplicar  $M_n$  por  $C_b$  puede no ser mayor que el momento nominal  $M_n$  igual al momento plástico  $M_p$ , ( $M_n \times C_b < M_n = M_p$ ). Sin embargo, caso contrario si la capacidad máxima de momento obtenida al multiplicar  $M_n$  por  $C_b$  es mayor o igual que el momento nominal igual al

momento plástico  $M_p$ , ( $M_n \times C_b \geq M_n = M_p$ ), en ningún caso la capacidad máxima de momento obtenida al multiplicar  $M_n$  por  $C_b$  puede exceder el valor del momento plástico  $M_p$ . Ver figura 77

Cuando  $C_b > 1$ ; Si:  $M_n \times C_b < M_n = M_p \Rightarrow$  se debe usar  $M_n \times C_b$

Cuando  $C_b > 1$ ; Si:  $M_n \times C_b \geq M_n = M_p \Rightarrow$  se debe usar  $M_n = M_p$

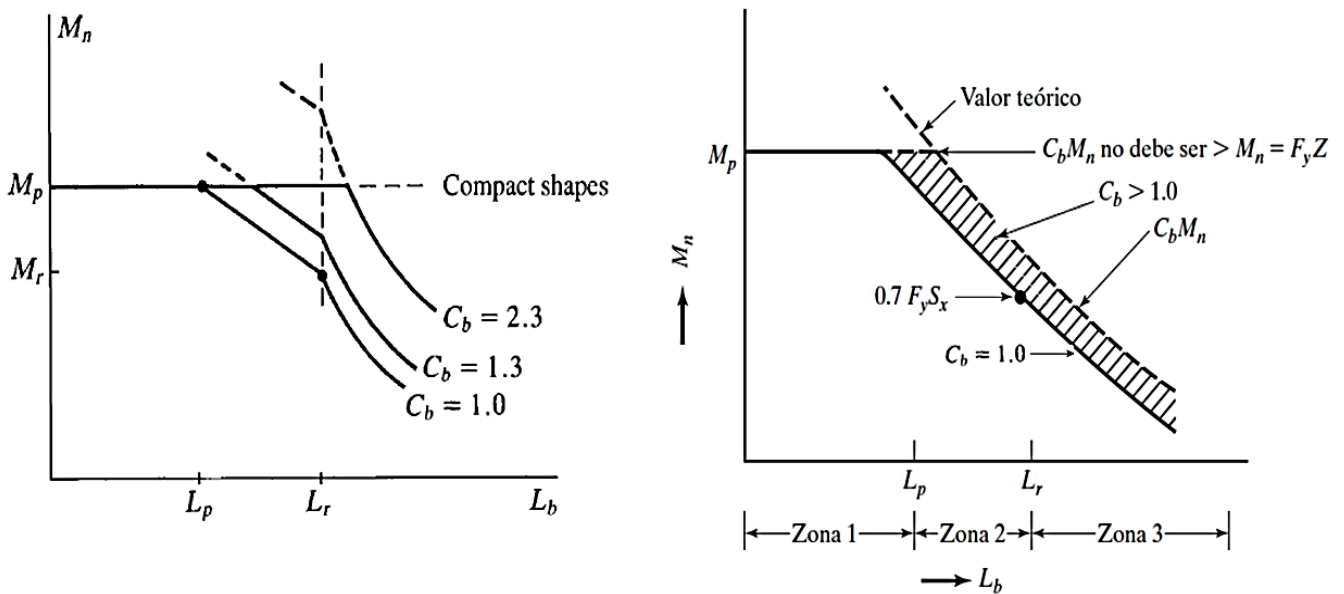


Figura 77: Valores de "Cb" en función de la longitud no arriostrada "Lb"

Fuente: Elaboración propia

Es permitido tomar conservadoramente  $C_b$  igual a 1,0 en todos los casos (debido a que si tomamos un valor de  $C_b$  igual a 1,0, pero si realmente analizando tiene un valor de  $C_b$  mayor a 1,0 tendrá realmente una mayor capacidad para soportar momentos que asumiendo un valor conservador de  $C_b$  igual a 1,0). Pero si el proyectista usa conservadoramente siempre  $C_b = 1,0$  está pasando por alto la posibilidad de lograr ahorros considerables de peso de acero para algunas situaciones. Para voladizos o extremos colgados donde el extremo libre no está arriostrado,  $C_b = 1,0$ .

3er caso “perfil compacto, arriostrado a intervalos cada vez más grandes”, es decir debe cumplir:

- $\lambda \leq \lambda_p$  (compacto ala y alma)
- $L_b > L_r$  (zona 3 - pandeo lateral torsional, *PLT*, elástico)

La resistencia nominal por flexión o por momento  $M_n$ , está sujeto al estado límite de pandeo lateral torsional pero también al estado límite de fluencia. El menor valor de ambos se usa, aplica entonces:

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$$

Donde:

- $F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$ , (el termino raíz cuadrada se puede tomar conservadoramente igual a 1.0)

Según la sección F2 de “La Especificación del AISC “, la cual es el capítulo 6.2 de la norma E.090, la resistencia nominal por flexión o por momento  $M_n$ , para cada uno de los tres casos vistos debe ser el menor valor obtenido de acuerdo a los estados límites de resistencia para flexión que son los estados límites de fluencia y pandeo lateral torsional (es decir el menor valor comparando ambos):

- **Para el 1er caso - zona 1:** La resistencia nominal por flexión o por momento  $M_n$ , solo está sujeto al estado límite de fluencia  $M_p$ . Por lo tanto, manda la fluencia  $M_p$ .
- **Para el 2do caso - zona 2:** La resistencia nominal por flexión o por momento  $M_n$ , está sujeto a los estados límite de fluencia  $M_p$  y pandeo lateral torsional *PLT* inelástico. Por lo tanto, se compara ambos valores y se usa el menor valor.

*Si:  $PLT_{inelastico} < M_p \Rightarrow$  se debe usar  $PLT_{inelastico}$*

*Si:  $PLT_{inelastico} \geq M_p \Rightarrow$  se debe usar  $M_p$*

- **Para el 3er caso - zona 3:** La resistencia nominal por flexión o por momento  $M_n$ , está sujeto a los estados límite de fluencia  $M_p$  y pandeo lateral torsional  $PLT$  elástico. Por lo tanto, se compara ambos valores y se usa el menor valor.

*Si:  $PLT_{elastico} < M_p \Rightarrow$  se debe usar  $PLT_{elastico}$*

*Si:  $PLT_{elastico} \geq M_p \Rightarrow$  se debe usar  $M_p$*

La sección F1 de “La Especificación del AISC “, la cual es el capítulo 6.1 de la norma E.090, da la resistencia de diseño por flexión o por momento  $\phi_b M_n$  (diseño por el método LRFD), la cual está dado por el estado límite de resistencia para flexión que gobierna para cada uno de los tres casos vistos, y para cualquiera de los casos se debe cumplir:

$$M_u \leq \phi_b M_n ; \text{ donde } \phi_b = 0.90 \text{ (LRFD) y } M_u = \text{Mom. max ultimo factorizado}$$

Dónde:  $\phi_b M_n$  = resistencia de diseño por flexión del perfil de acero, para el método LRFD,  $\phi_b = 0.90$  (factor de resistencia para flexión, para el método LRFD) y  $M_u$  = resistencia ultima por flexión del perfil de acero, para el método LRFD.

El manual del AISC, contiene una variedad de tablas que permiten optimizar los procedimientos de cálculo para obtener algunos valores dados en las tablas, lo cual es útil en el diseño de elementos en flexión. En el manual del AISC, la parte 1 “Propiedades y Dimensiones”, tabla 1-1 “W-Shapes Dimensions”, se encuentran los valores de  $I$ ,  $S$ ,  $r$  y  $Z$  tanto para el eje X-X como para el eje Y-Y, además se encuentran los valores de  $r_{ts}$ ,  $h_o$ ,  $J$  y  $C_w$ , para diferentes perfiles I de acero. Todos estos valores mencionados fueron vistos anteriormente dentro de este capítulo de la presente tesis.

En el manual del AISC, la parte 3 “Diseño de Miembros por Flexión”, tabla 3-2 “W-Shapes Selection by  $Z_x$ ”, se muestran los valores de  $\phi_b.M_{px}$  y los valores de  $L_p$  y  $L_r$ , para diferentes perfiles I de acero solo para  $F_y = 50$  ksi. La tabla 3-4 “W-Shapes Selection by  $Z_y$ ”, muestra los valores de  $\phi_b.M_{ny}$ , para diferentes perfiles I de acero solo para  $F_y = 50$  ksi. Además, la tabla 3-10 “W-Shapes Available Moment vs. Unbraced Length”, muestra los valores de  $\phi_b.M_n$  en función de la longitud no arriostrada  $L_b$ , para diferentes perfiles I de acero para  $C_b = 1$  y solo para  $F_y = 50$  ksi. Según la sección F6 de “La Especificación del AISC”, la cual es el capítulo 6.6 de la norma E.090, los miembros usados como vigas de perfiles I flectados respecto a su eje menor o eje débil Y-Y, no sufren de los estados límite de pandeo lateral torsional *PLT* (por lo que los valores de  $L_b$ ,  $L_p$ ,  $L_r$  y  $C_b$  no existen) ni de pandeo del alma. Los únicos estados límite a considerar son fluencia y pandeo local del ala.

#### **Resistencia por cortante:**

De acuerdo a SEGUI (2013), se da a conocer la siguiente teoría:

Al flexionarse la viga de la **figura 78**, aparecen esfuerzos cortantes debido al cambio de la longitud de sus fibras longitudinales. En la zona de momento positivo (zona en compresión para el diseño en acero estructural), las fibras inferiores se alargan y las superiores se acortan, en tanto que en algún lugar intermedio habrá un plano neutro (*eje neutro E.N*) en el que las fibras no cambian de longitud. Debido a esas deformaciones variables, una fibra específica tiende a deslizarse sobre las fibras situadas arriba o abajo de ella.

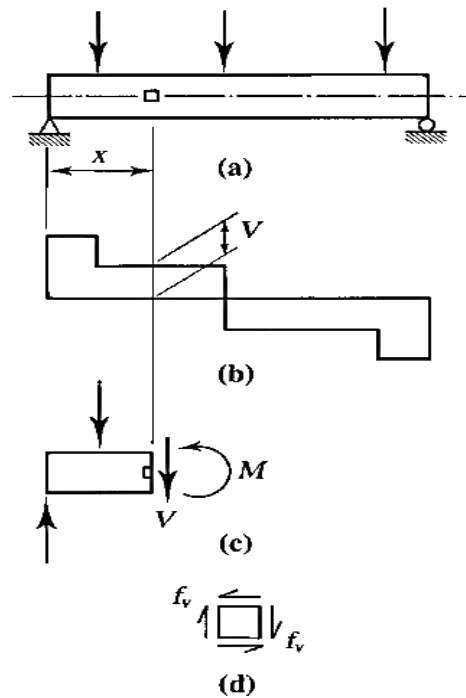


Figura 78: Fuerza cortante en una viga

Fuente: (SEGUI, 2013)

A una distancia “X” del extremo izquierdo y en el eje neutro de la sección transversal, el estado de esfuerzo es como se muestra en la **figura 78**, como el elemento está localizado en el eje neutro, él no está sometido a esfuerzos de flexión. De la mecánica de materiales, el esfuerzo cortante es:  $f_v = \frac{V \cdot Q}{I \cdot b}$ , donde “V” es la fuerza cortante vertical en la sección bajo consideración, “Q” primer momento respecto al eje neutro del área de la sección transversal entre el punto de interés y la parte superior o inferior de la sección transversal, “I” es el momento de inercia respecto al eje neutro, “b” es el ancho de la sección transversal en el punto de interés y “fv” es el esfuerzo cortante vertical y horizontal en el punto de interés. Esta fórmula se basa en la hipótesis de que el esfuerzo es constante sobre el ancho *b* y es por lo tanto exacta solo para valores pequeños de *b*. Para una sección transversal rectangular de peralte *d* y ancho *b*, el error para  $d/b = 2$  es aproximadamente del 3%, para  $d/b = 1$  el error es del 12%

y para  $d/b = 1/4$  es del 100%. Por esta razón, no puede aplicarse al patín de un perfil I de la misma manera que para el alma.

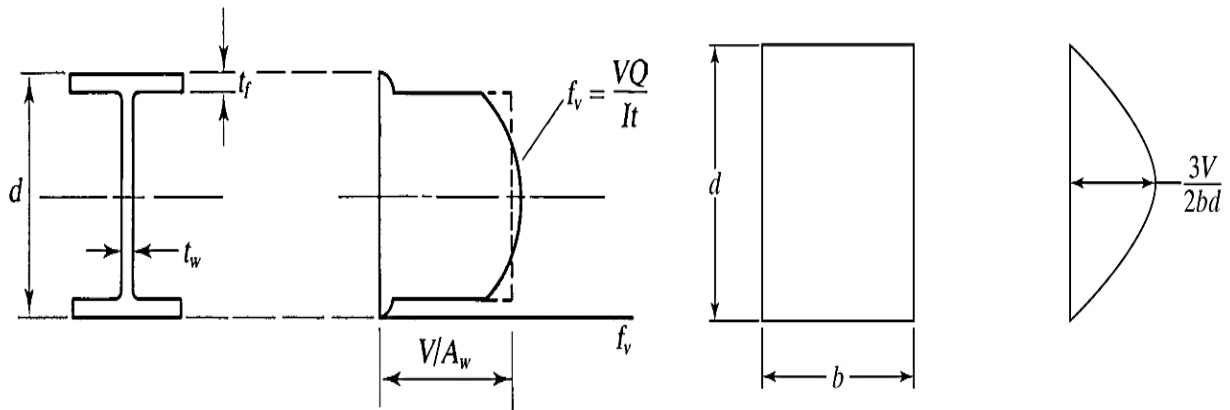


Figura 79: Distribución del esfuerzo cortante para un perfil de patín ancho (I o W)

Fuente: Elaboración propia

La **figura 79**, muestra la distribución del esfuerzo cortante para un perfil I y una sección rectangular. Para el perfil I, superpuesta sobre la distribución real  $f_v = \frac{V \cdot Q}{I \cdot b}$ , está el esfuerzo promedio en el alma  $\frac{V}{A_w} = \frac{V}{d \cdot t_w}$ , que no difiere mucho del esfuerzo máximo en el alma. Se puede observar entonces que la fuerza cortante en los perfiles I la resiste principalmente el alma. Si se incrementa la carga en un miembro estructural con sección I hasta que se alcanza el esfuerzo de fluencia por flexión en el patín, éste no tendrá capacidad para resistir esfuerzos cortantes que deberá entonces soportar al alma. Si se incrementa aún más el momento, el esfuerzo de fluencia por flexión penetrará hacia el alma y el área del alma capaz de resistir esfuerzos cortantes se reducirá aún más. Es claro entonces que el alma fluirá completamente mucho antes que los patines empiecen a fluir. Debido a esto, la fluencia del alma representa uno de los estados límite por cortante, en vez de suponer que el esfuerzo cortante nominal lo resiste una parte del alma, "La Especificación del AISC" supone un esfuerzo cortante reducido (tomando el 60% del esfuerzo de fluencia por tensión) resistido por el área total del alma. Esta área del alma  $A_w$ , es

igual al peralte total de la sección  $d$ , multiplicado por el espesor del alma  $t_w$ . El esfuerzo en el alma en la falla será:

$$fv = \frac{Vn}{Aw} = 0.6 Fy$$

La resistencia nominal por cortante  $Vn$  correspondiente a este estado límite de resistencia, es por lo tanto:

$$Vn = 0.6 Fy Aw$$

Será la resistencia nominal por cortante  $Vn$  siempre que no se tenga pandeo por cortante del alma. Que esto ocurra, dependerá de la *razón ancho – espesor* del alma  $\frac{h}{t_w}$ . Si la razón es muy grande, es decir, si el alma es demasiado esbelta, el alma puede pandearse por cortante, elástica o inelásticamente.

La especificación para edificios de acero (“Specification For Structural Steel Buildings”) – ANSI/ AISC 360-10 en el capítulo G “Diseño de Miembros en Corte”, la cual se traduce en nuestra norma E.090 de estructuras metálicas en el capítulo 7 “Diseño de Elementos en Corte”, abarca el diseño de las almas de elementos con simetría doble o simple solicitados por corte en el plano del alma y corte en la dirección débil de perfiles de simetría doble o simple.

Para la presente tesis solo se aplicara la sección G2 de “La Especificación del AISC”, la cual es el capítulo 7.2 de la norma E.090, para determinar la resistencia nominal por cortante  $Vn$ , para vigas de perfil I que se encuentran solicitados por corte y flexión en el plano del alma.

**Miembros con almas no atiesadas (no rigidizadas) o atiesadas (rigidizadas).** Se aplica a elementos de simetría doble o simple (en el caso de la presente tesis serán perfiles I con simetría doble) sujetos a corte en el plano del alma.

La resistencia nominal por cortante  $Vn$ , con almas no atiesadas (no rigidizadas) o atiesadas (rigidizadas) de acuerdo con los estados límites de resistencia para cortante que son los estados límites de fluencia en corte y pandeo en corte, es:



$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

Donde:

- $F_y$  = esfuerzo de fluencia mínimo especificado del tipo de acero utilizado
- $A_w$  = área del alma  $\approx d t_w$
- $C_v$  = coeficiente de corte del alma

El valor de  $C_v$  depende de si el estado límite es fluencia del alma, pandeo inelástico del alma o pandeo elástico del alma.

**Caso 1:** Para almas de elementos laminados de perfil I con:

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} ; C_v = 1.0 ; \phi_v = 1.00 \text{ (LRFD)}$$

Como en el caso de la presente tesis serán elementos laminados de perfil I, usaremos solo el caso 1. La mayoría de perfiles I con  $F_y \leq 50$  ksi entran en esta categoría.

La sección G1 de “La Especificación del AISC”, la cual es el capítulo 7.1 de la norma E.090, da la resistencia de diseño por cortante  $\phi_v V_n$  (diseño por el método LRFD), la cual está dada por el estado límite de resistencia para cortante que son los estados límites de fluencia en corte y pandeo en corte, y debe cumplir:

$$V_u \leq \phi_v V_n ; \text{donde } \phi_v = 1.00 \text{ (LRFD) y } V_u = \text{cortan. max ultimo factorizado}$$

Dónde:  $\phi_v V_n$  = resistencia de diseño por cortante del perfil de acero, para el método LRFD,  $\phi_v = 1.00$  (factor de resistencia para cortante, para el método LRFD) y  $V_u$  = resistencia última por cortante del perfil de acero, para el método LRFD.

Los valores de  $C_v$  y  $\phi_v$  dependen del tipo de caso, como solo usaremos el caso 1 no se mostraron los demás casos (ver sección G2 de “La Especificación del AISC”, la cual es el capítulo 7.2 de la norma E.090). En el manual del AISC, la parte 3 “Diseño

de Miembros por Flexión”, tabla 3-2 “W-Shapes Selection by  $Z_x$ ”, se muestran los valores de  $\phi_v V_n$ , para diferentes perfiles I de acero para  $F_y = 50$  ksi.

La sección G7 de “La Especificación del AISC”, la cual es el capítulo 7.7 de la norma E.090, da la resistencia nominal por cortante  $V_n$  para perfiles con simetría simple o doble con corte respecto al eje menor o eje débil del perfil.

### **Deflexiones:**

De acuerdo a SEGUI (2013), se da a conocer la siguiente teoría:

Además, de ser segura, una estructura debe tener buenas propiedades de *servicio*.

Para una viga esto significa que las deformaciones, principalmente de deflexión vertical el cual es un estado límite de servicio, deben ser limitadas. Las deflexiones verticales de las vigas de acero generalmente se limitan a ciertos valores máximos.

Algunas de las buenas razones para limitar las deflexiones son las siguientes:

- Las deflexiones excesivas pueden dañar los materiales unidos o soportados por la viga considerada, además es una indicación de que se trata de una viga muy flexible que puede conducir a problemas de carácter vibratorio.
- La apariencia de las estructuras se ve afectada por deflexiones excesivas.
- Las deformaciones excesivas no inspiran confianza en las personas que utilizan una estructura, aunque exista una completa seguridad desde el punto de vista de la resistencia. Debido a que los usuarios de la estructura pueden ver las grandes deflexiones negativamente y suponer equivocadamente que la estructura no es segura.
- Puede ser necesario que diferentes vigas que soportan la misma carga, tengan las mismas deflexiones.

Para el caso común de una viga simplemente apoyada y cargada uniformemente, la deflexión vertical máxima en el centro de la viga es:

$$\Delta = \frac{5wL^4}{384EI}$$

Donde:

- $w$  = carga uniformemente distribuida en estado de servicio
- $L$  = longitud total de la viga
- $E$  = módulo de elasticidad del material (es este caso para el acero)
- $I$  = momento de inercia en torno al eje de flexión de la viga (en este caso en torno al eje mayor o eje fuerte X-X de la sección)

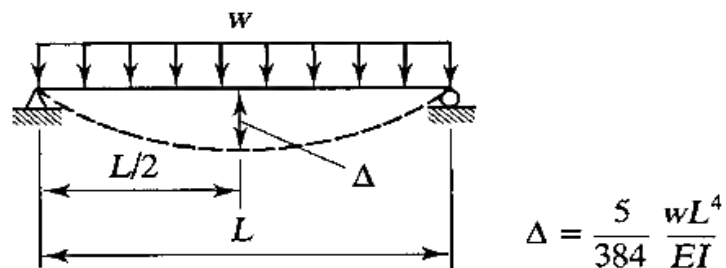


Figura 80: Deflexión para una viga simplemente apoyada

Fuente: (SEGUI, 2013)

En el manual del AISC, la parte 3 “Diseño de Miembros por Flexión”, tabla 3-23 “Shears, Moments and Deflections”, se muestran las fórmulas para deflexiones en diversas vigas y condiciones de carga. La deflexión es un estado límite de servicio, no de resistencia, por lo que las deflexiones deben siempre calcularse con *cargas de servicio*.

El límite apropiado para la deflexión máxima depende de la función de la viga y de la probabilidad del daño resultante de la deflexión. La especificación para edificios de acero (“Specification For Structural Steel Buildings”) – ANSI/ AISC 360-10 en el capítulo L “Diseño para Estados Límites de Servicio”, la cual se traduce en nuestra norma E.090 de estructuras metálicas en el capítulo 12 “Diseño para Condiciones de

Servicio”, provee recomendaciones de diseño para condiciones de servicio, pero no se precisan valores límites de deflexiones.

Pero en el capítulo L de “Los Comentarios de la Especificación del AISC”, señalan que históricamente, el límite para las deflexiones comunes es L/360 en pisos sujetos a carga viva reducida y L/240 para miembros de techo.

TABLA 10.1 Límites de deflexión tomados del IBC 2009			
Miembros	Condiciones de carga		
	L	D + L	S o W
Para miembros de piso	$\frac{L}{360}$	$\frac{L}{240}$	—
Para miembros de techo que soportan plafón de yeso*	$\frac{L}{360}$	$\frac{L}{240}$	$\frac{L}{360}$
Para miembros de techo que soportan plafones que no son de yeso*	$\frac{L}{240}$	$\frac{L}{180}$	$\frac{L}{240}$
Para miembros de techo que no soportan plafones*	$\frac{L}{180}$	$\frac{L}{120}$	$\frac{L}{180}$

\*Todos los miembros de techo deberán investigarse en cuanto al encharcamiento.

*Figura 81: Límites de deflexión tomados del IBC 2009 para vigas de acero*

Fuente: (MCCORMAC y CSERNAK, 2012)

Se debe cumplir entonces la siguiente relación:

$$\Delta \leq \text{Límites de Deflexion}$$

Las deflexiones máximas permisibles totales se dan en la condición de carga muerta de servicio más carga viva de servicio. A veces se pone solo un límite permisible de deflexión causado solo por cargas vivas, ya que las deflexiones por carga muerta pueden a menudo compensarse durante la fabricación y la construcción, como por ejemplo el uso de contraflechas (las contraflechas son curvaturas en la dirección opuesta a la curva de deflexión por carga muerta). Queda a criterio del ingeniero estructural la elección del límite permisible de deflexión a usar.

#### **2.2.3.5.4 Diseño de elementos en compresión (columnas cargadas axialmente y arriostres o contraventeos)**

Según VINNAKOTA (2006), una columna es un miembro estructural utilizado para transmitir una fuerza de compresión a lo largo de una trayectoria recta en la dirección del eje longitudinal del miembro. A cualquier miembro en compresión, ya sea horizontal, vertical o inclinado, se le denomina *columna*, si la fuerza de compresión que transmite es la fuerza fundamental que determina su comportamiento estructural. Según SEGUI (2013), los miembros en compresión son elementos estructurales sometidos solo a fuerzas axiales de compresión; es decir, las cargas son aplicadas a lo largo de un eje longitudinal que pasa por el centroide de la sección transversal del miembro y el esfuerzo puede calcularse con  $f = \frac{P}{A}$ , donde  $f$  se considera uniforme sobre toda la sección transversal. En realidad, este estado ideal nunca se alcanza y alguna excentricidad de la carga es inevitable. El tipo más común de miembro en compresión es la *columna*, miembro cuya función principal es soportar cargas verticales.

“Existen varios tipos de miembros que trabajan a compresión, de los cuales la columna es el más conocido. Entre los otros tipos se encuentran las cuerdas superiores de armaduras y diversos miembros de arriostramiento.” (MCCORMAC y CSERNAK, 2012 pág. 129).

#### **Clasificación de columnas según falla por carga axial:**

De acuerdo a VINNAKOTA (2006), SEGUI (2013) y MCCORMAC y CSERNAK (2012), se da a conocer la siguiente teoría:

Las columnas de acero se pueden clasificar ampliamente como *columnas cortas*, *columnas largas* o *columnas intermedias*, con base en la forma en la que fallarían cuando se sujetan a cargas axiales. Se sabe que los esfuerzos internos de compresión que se desarrollan se encuentran distribuidos de manera uniforme a

través de todas las secciones transversales en toda la longitud del miembro y durante todo el proceso de carga. El esfuerzo de compresión en una columna cargada axialmente está dado por:

$$f = \frac{P}{A}$$

Dónde: “ $f$ ” es el esfuerzo de compresión; “ $P$ ” es la carga axial sobre la columna y “ $A$ ” es el área total de la sección transversal de la columna, también se le conoce como “ $A_g$ ”.

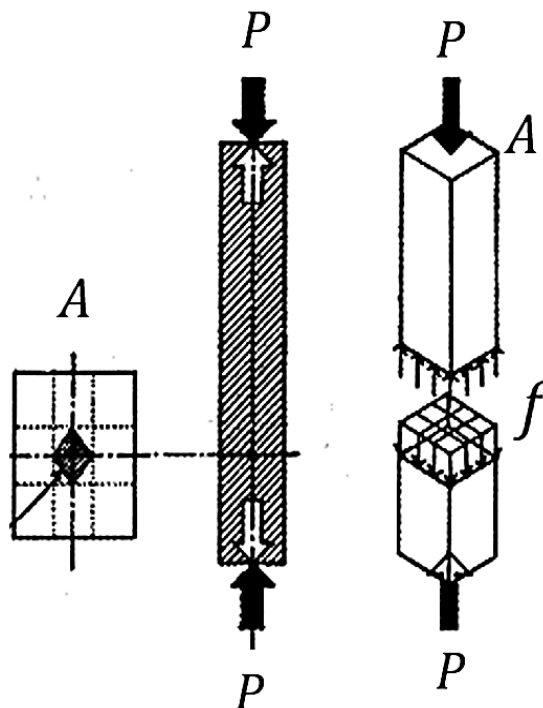


Figura 82: Esfuerzos de compresión en una columna cargada axialmente

Fuente: Elaboración propia

- *Columna corta.* Se considera así aquel miembro en compresión, si su longitud es del mismo orden de magnitud que las dimensiones totales de su sección transversal. Estos miembros generalmente fallan por causa del aplastamiento de su material. Si el material es dúctil, se manifiesta un abultamiento gradual del miembro y la falla ocurre sin flexión. En el caso de las columnas cortas,

por lo general se considera como la carga límite aquella que produce los esfuerzos de fluencia del material, y se le conoce como *carga de fluencia de la sección de la columna*,  $P_y = A_g F_y$ , donde  $F_y$  es el esfuerzo de fluencia del perfil. Por lo tanto, la capacidad de carga de una columna corta robusta es independiente de la longitud del miembro.

- *Columna larga*. Se considera así aquel miembro en compresión, si tiene una longitud muy grande con relación a su dimensión lateral menor. La falla de las columnas largas sujetas a carga axial de compresión consiste en una flexión lateral súbita o pandeo. Existe una carga axial límite ( $P = P_{cr}$ ) para cada columna, la que se conoce como *carga de pandeo o carga crítica*. Cuando se alcanza esta carga crítica,  $P_{cr}$ , la columna falla en forma súbita por pandeo, aunque la carga axial no produzca un esfuerzo unitario promedio tan alto como el esfuerzo de fluencia del material. Por ello, las columnas largas se pandean elásticamente y el esfuerzo de pandeo se mantiene por debajo del límite de proporcionalidad.
- *Columna intermedia*. Se consideran así aquel miembro en compresión, que también puede fallar por pandeo, pero durante el pandeo, algunas de sus fibras alcanzan el esfuerzo de fluencia y otras no. Se dice que su comportamiento es inelástico.

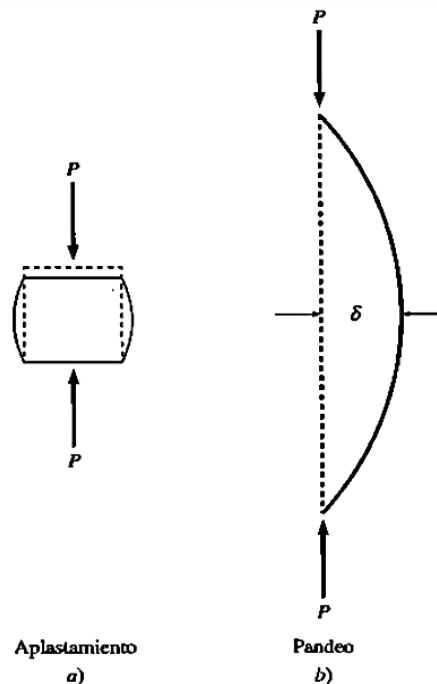


Figura 83: Falla de aplastamiento y pandeo en columnas cargadas axialmente

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

A una columna larga también se le conoce como columna esbelta, por lo tanto mayor es su tendencia a pandearse y menor será la carga que pueda soportar. La tendencia de un miembro a pandearse se mide por lo general con la *relación de esbeltez*, el cual se verá más adelante en el presente capítulo. La falla del pandeo solo ocurre con cargas de compresión ya que tiende a flexionar al miembro hacia fuera del plano de las cargas (pandeo), en tanto las cargas de tensión o tracción tienden a mantener rectos los miembros.

#### **Perfiles usados como columnas:**

VINNAKOTA (2006), la sección laminada tipo W es el perfil más utilizado para columnas en edificios, sobre todo en los altos. Es fácil conectar los perfiles W a otros miembros, y por lo general, los costos de fabricación son bajos.

MCCORMAC y CSERNAK (2012), los perfiles W son los más comunes para columnas de edificios y para los miembros a compresión de puentes carreteros.



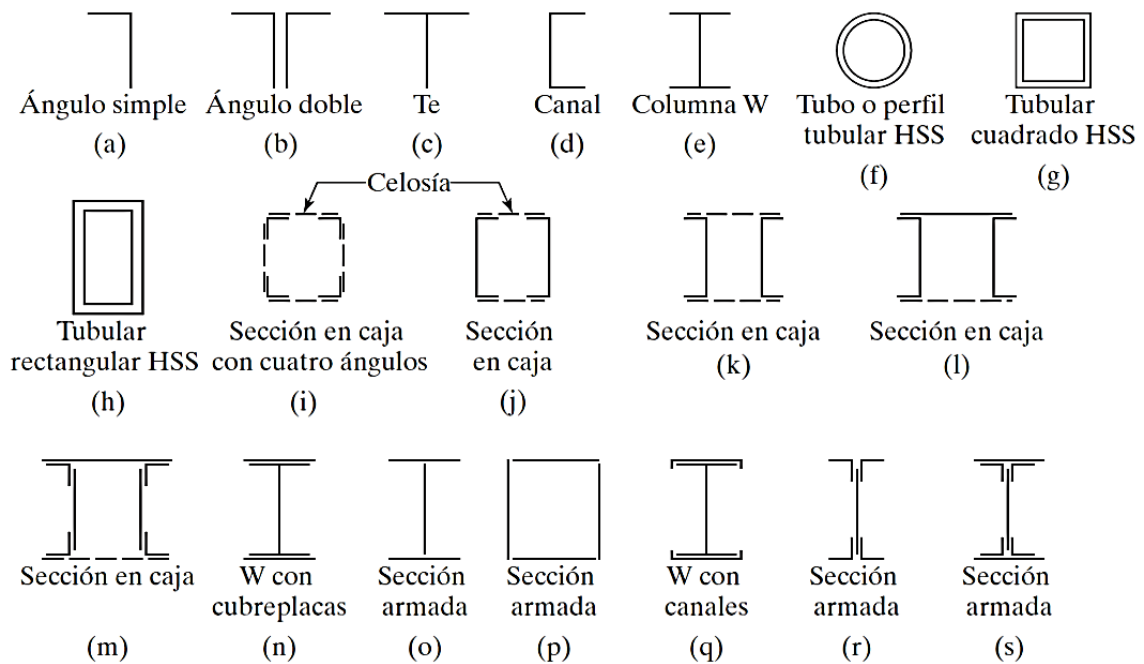


Figura 84: Diferentes secciones de acero utilizadas como columnas

Fuente: (MCCORMAC y CSERNAK, 2012)

Puede ser que la carga axial de compresión que soporta una columna sea tan grande, que un simple perfil laminado podría no aportar el área suficiente. En tal caso se podría optar por secciones armadas consistente en varios elementos o perfiles laminados para satisfacer los requerimientos.

Para elegir el tipo de perfil más óptimo a usarse como columna debe evaluarse los *estados límites de pandeo* a las que estará sujeto la columna, debido a que el estado de pandeo es una situación de inestabilidad de la columna. Por esta razón el perfil W es el más utilizado en edificaciones, debido a que muestra un mejor comportamiento ante los *estados límites de pandeo*, el cual se verá más adelante en el presente capítulo.

### Estados límite de pandeo:

De acuerdo a VINNAKOTA (2006), se da a conocer la siguiente teoría:

Existen dos métodos generales por medio de los cuales pueden fallar o volverse inestables las columnas de acero cargadas axialmente en compresión. Estos estados

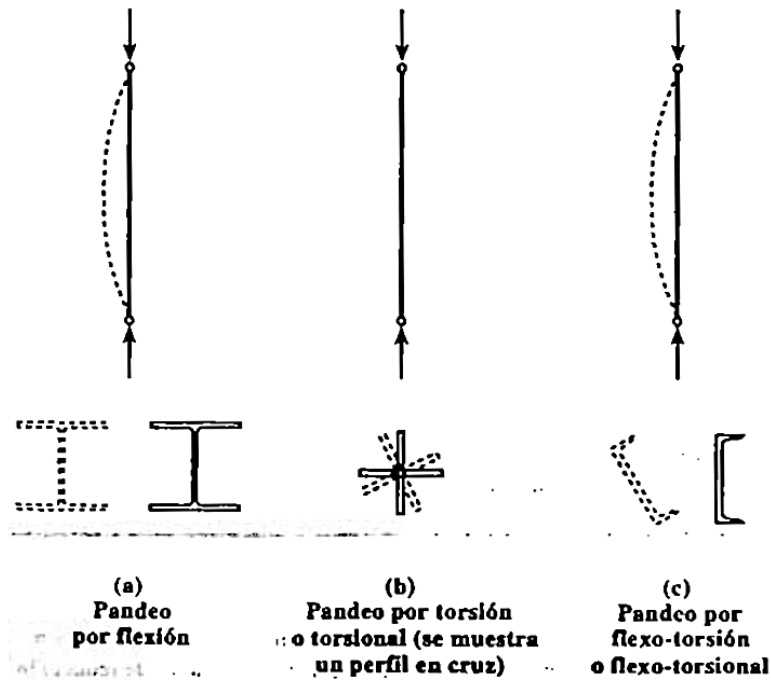
límites de resistencia son el *pandeo del miembro* (inestabilidad global o de conjunto) y el *pandeo local de la placa* (inestabilidad local o localizado).

**El pandeo del miembro.** Se caracteriza porque no existe distorsión de la sección de la columna. El pandeo del miembro puede tomar la forma de: **Ver figura 85**

1. *Pandeo por flexión.* Se trata de una deflexión causada por flexión respecto al eje correspondiente a la *relación de esbeltez* más grande, éste es usualmente el eje principal menor, o sea, aquel con menor radio de giro. Aquí no ocurre el torcimiento de la sección transversal. Los miembros en compresión con cualquier tipo de sección transversal pueden fallar de esta manera.
2. *Pandeo torsional.* Este tipo de falla es causada por torsión alrededor del eje longitudinal del miembro. Ella puede ocurrir solo en miembros con secciones transversales doblemente simétricas con elementos muy esbeltos en su sección transversal. Los perfiles estándar laminados en caliente no son susceptibles a este tipo de falla, pero las secciones armadas a base de placas delgadas si lo son y deben ser investigados.
3. *Pandeo flexo - torsional.* Este tipo de falla es causada por una combinación de pandeo por flexión y pandeo torsional. El miembro se flexiona y tuerce simultáneamente. Este tipo de falla puede ocurrir solo en miembros con secciones transversales asimétricas, tanto en aquellas con un eje de simetría como en aquellas sin ningún eje de simetría.

**El pandeo local de la placa.** Se caracteriza por distorsión de la sección transversal. Esto ocurre cuando los elementos en compresión de un miembro son tan delgados que se pandean localmente en compresión antes que los otros modos de *pandeo del miembro* puedan ocurrir. La susceptibilidad de una columna al *pandeo local de la placa* se mide por la *razón ancho – espesor* de los elementos en compresión de su sección transversal (*el pandeo solo se da en las partes en compresión, las partes de en tensión no sufren de pandeo, en una columna toda la sección está en compresión*).

Estos se clasifican en esbeltos y no esbeltos, el cual se verá más adelante en el presente capítulo.



*Figura 85: Pandeo del miembro por flexión, torsión y flexo - torsión*

Fuente: (SEGUI, 2013)

Como para la presente tesis se usaran columnas de perfiles W estándar laminados en caliente doblemente simétricos, las columnas solo estarán sujetos al estado límite de pandeo por flexión. Debido a las características del perfil a usarse como columna, estas no estarán sujetos al estado límite de pandeo torsional ni al estado límite de pandeo flexo - torsional, por lo tanto no se abarcara estos temas en este capítulo. Además, como la mayoría de los perfiles W estándar laminados en caliente no son esbeltos tampoco estarán sujetos al estado límite de pandeo local de la placa.

Teoría de columnas:

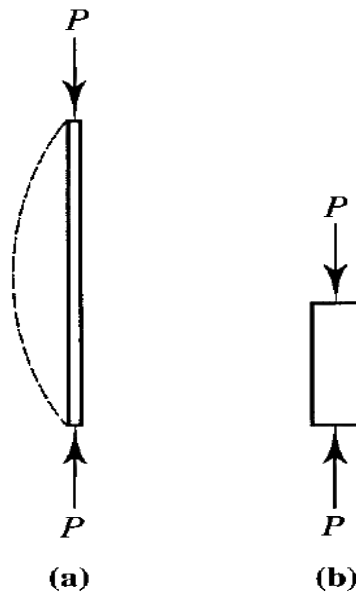


Figura 86: Deformada por la falla de pandeo de una columna cargada axialmente

Fuente: (SEGUI, 2013)

De acuerdo a VINNAKOTA (2006), SEGUI (2013) y MCCORMAC y CSERNAK (2012), se da a conocer la siguiente teoría:

Si una carga axial de compresión  $P$  se aplica lentamente a un miembro largo, esbelto o una *columna larga* en compresión, la carga llegará a ser suficientemente grande y ocasionará que el miembro se vuelva inestable y tome una deformada en forma de deflexión (líneas punteadas). Se dice que el miembro se ha pandeado y la carga correspondiente a esa situación se llama *carga crítica de pandeo* o *carga crítica de Euler*,  $P_{cr}$ . Si el miembro es robusto o se trata de una *columna corta* se requerirá una mayor carga para que el miembro se vuelva inestable. Para miembros robustos o *columnas cortas*, la falla puede ocurrir por fluencia compresiva en vez de por pandeo. La carga bajo la cual ocurre el pandeo es una función de la *esbeltez*. Existen dos teorías para el pandeo en columnas: el pandeo por flexión elástica y el pandeo por flexión inelástica.

**Pandeo por flexión elástico (se da en miembros en compresión muy esbeltos o *columnas largas*).** La carga bajo el cual ocurre el pandeo puede ser muy pequeña y el esfuerzo de compresión  $f$  justo antes del pandeo está por debajo del límite de proporcionalidad del material, es decir, el miembro es aún elástico y la *carga crítica de pandeo elástico*,  $P_{cr}$  está dada por la fórmula de Euler:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

Se puede convenientemente reescribir así:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} = \frac{\pi^2 EAr^2}{L^2} = \frac{\pi^2 EA}{\left(\frac{L}{r}\right)^2}$$

Al dividir la expresión de la *carga crítica de pandeo elástico* entre el área de la sección transversal “ $A$ ”, se obtiene el *esfuerzo crítico de pandeo elástico*,  $F_{cr}$ .

$$F_{cr} = \frac{P_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L}{r}\right)^2}$$

Dónde: “ $E$ ” es el módulo de elasticidad del material; “ $I$ ” es el momento de inercia del área transversal con respecto al eje de pandeo; “ $L$ ” es la longitud real del miembro entre puntos de soporte o longitud real sin soporte (también puede llamarse como la distancia entre los puntos de inflexión de la elástica pandeada); “ $A$ ” es el área de la sección transversal y “ $r$ ” es el radio de giro con respecto al eje de pandeo.

Para que estas fórmulas sean válidas, el miembro debe ser elástico (*por lo general en esta categoría se encuentran los miembros esbeltos o columnas largas*) y sus extremos deben poder girar libremente pero no tener la capacidad de trasladarse lateralmente. Se puede observar que la razón  $\frac{L}{r}$ , es la *relación de esbeltez* y es una medida de la esbeltez de un miembro, con valores grandes correspondientes a miembros esbeltos. Bajo el esfuerzo de compresión crítico de pandeo, el pandeo ocurrirá respecto al eje correspondiente a  $r$ . El pandeo se presentara tan pronto como la carga alcance el valor de  $P_{cr}$  y la columna se volverá inestable respecto al eje

principal correspondiente a la *relación de esbeltez* más grande (por lo general se da con el eje con el menor momento de inercia, por consiguiente el eje con el radio de giro menor de la sección transversal). Por lo tanto, se debe evaluar la *relación de esbeltez* en ambos ejes de la columna (para un perfil I, los ejes principales X-X y Y-Y) y usar la *relación de esbeltez* más grande.

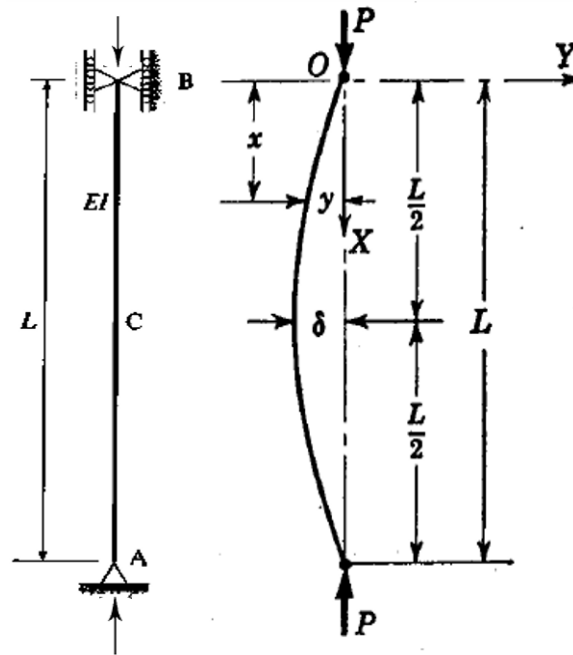


Figura 87: Modelo de Euler para la falla de pandeo por flexión elástico

Fuente: Elaboración propia

**Pandeo por flexión inelástico (se da en miembros en compresión robustos o poco esbeltos - columnas cortas o columnas intermedias).** La fórmula de Euler no es válida en este rango. La *relación de esbeltez* pequeña en miembros de este tipo conduce a un esfuerzo grande de pandeo. Si el esfuerzo bajo el que ocurre el pandeo es mayor que el límite proporcional del material, la relación entre el esfuerzo y la deformación unitaria no es lineal y el módulo de elasticidad  $E$  no puede ser usado entonces. Se propuso el uso de un módulo de tangente variable  $Et$  para valores de  $f$  entre el límite de proporcionalidad  $F_{pl}$  y el esfuerzo de fluencia  $F_y$ , es decir el

miembro es inelástico. Si el esfuerzo de compresión en el pandeo cae en esta región la *carga crítica de pandeo inelástico*,  $P_{cr}$  está dada por la fórmula de Engesser:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 Et I}{L^2}$$

Se puede convenientemente reescribir así:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 Et I}{L^2} = \frac{\pi^2 Et Ar^2}{L^2} = \frac{\pi^2 Et A}{\left(\frac{L}{r}\right)^2}$$

Al dividir la expresión de la *carga crítica de pandeo inelástico* entre el área de la sección transversal "A", se obtiene el *esfuerzo crítico de pandeo inelástico*,  $F_{cr}$ :

$$F_{cr} = \frac{P_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 Et}{\left(\frac{L}{r}\right)^2}$$

Dónde: " $E_t$ " es el módulo de tangente variable. Para que estas fórmulas sean válidas, el miembro debe ser inelástico (*por lo general en esta categoría se encuentran los miembros robustos o poco esbeltos - columnas cortas o columnas intermedias*).

El módulo de tangente variable  $E_t$  es para un material con una curva esfuerzo - deformación unitaria típica del resultado de una prueba de compresión de un longitud corta de un perfil W, en vez del resultado de la prueba en un probeta en tensión. Por esta razón la curva esfuerzo - deformación unitaria para una prueba en compresión es diferente de la mostrada anteriormente en la presente tesis para un acero dulce o acero dúctil (prueba en tensión), ya que la curva esfuerzo - deformación unitaria para una prueba en compresión tiene una pronunciada región de no linealidad. Esta no linealidad es el resultado principalmente de la presencia de esfuerzos residuales en el perfil W. Por eso el  $E$  no es constante para esfuerzos mayores que el límite proporcional  $F_{pl}$ .

La **figura 88**, muestra la curva esfuerzo - deformación unitaria típica del resultado de una prueba de compresión, hasta el  $F_{pl}$  se encuentra el pandeo por flexión elástico (aquí se encontrarían los elementos esbeltos o *columnas largas*), entre  $F_{pl}$  y  $F_y$  se

encuentra el pandeo por flexión inelástico (aquí se encontrarían los elementos poco esbeltos o *columnas intermedias*) y en el  $F_y$  se encontraría la fluencia compresiva (aquí se encontrarían los elementos muy robustos o *columnas cortas*).

$$\text{Si } f < F_{pl} ; f = F_{cr} \text{ elastico } \Rightarrow P = P_{cr} \text{ elastico (Euler)}$$

$$\text{Si } F_{pl} < f < F_y ; f = F_{cr} \text{ inelastico } \Rightarrow P = P_{cr} \text{ inelastico (Engesser)}$$

$$\text{Si } f = F_y \Rightarrow P = P_y$$

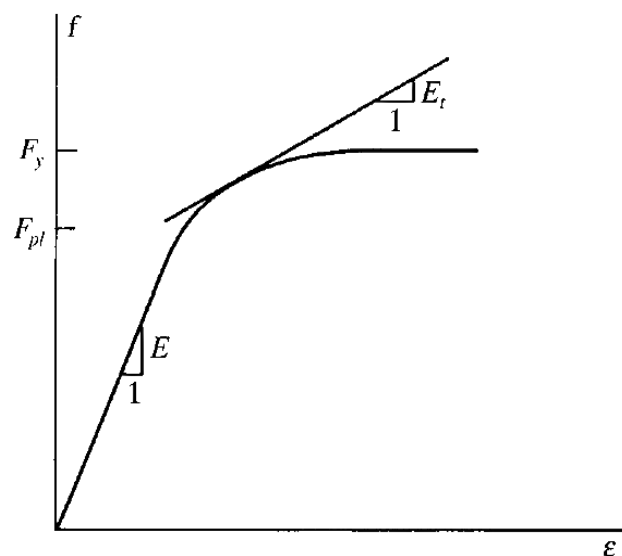


Figura 88: Curva esfuerzo – deformación de una probeta de acero sometido a una prueba de compresión

Fuente: (SEGUI, 2013)

Para cualquier material, el esfuerzo crítico de pandeo  $P_{cr}$  puede graficarse como función de la *relación de esbeltez*, ver **figura 89**. La curva del módulo tangente es tangente a la curva de Euler en el punto correspondiente al límite de proporcionalidad del material. La curva compuesta, llamada *curva de resistencia de columna*, describe completamente la estabilidad de cualquier columna de un material dado.



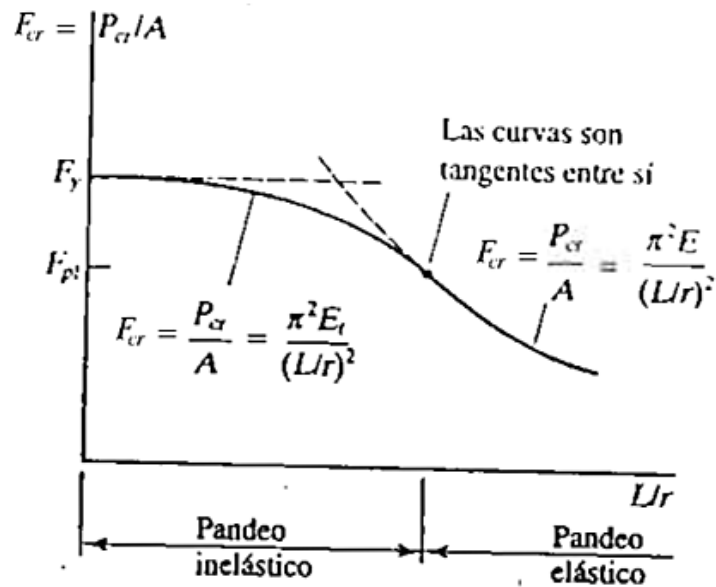


Figura 89: Esfuerzo crítico de pandeo en función de la relación de esbeltez

Fuente: (SEGUI, 2013)

A parte de  $F_y$ ,  $E$  y  $E_t$ , que son propiedades del material, la resistencia es una función solo de la *relación de esbeltez*. Debido a que se cumple la siguiente relación:

A mayor relación de esbeltez  $\left(\frac{L}{r}\right)$  ( $\uparrow$ ), menor  $F_{cr}$  ( $\downarrow$ ) y por lo tanto menor  $P_{cr}$  ( $\downarrow$ )

y viceversa

A menor relación de esbeltez  $\left(\frac{L}{r}\right)$  ( $\downarrow$ ), mayor  $F_{cr}$  ( $\uparrow$ ) y por lo tanto mayor  $P_{cr}$  ( $\uparrow$ )

(A mayor relación de esbeltez, el miembro es más esbelto o columna larga y mayor el peligro de pandeo y a menor relación de esbeltez, el miembro es menos esbelto o columna intermedia a columna corta y menor el peligro de pandeo).

### Longitud efectiva:

De acuerdo a VINNAKOTA (2006), SEGUI (2013) y MCCORMAC y CSERNAK (2012), se da a conocer la siguiente teoría:

Tanto la teoría del pandeo por flexión elástico con la fórmula de Euler y la del pandeo por flexión inelástico con la fórmula de Engesser, se basan en las hipótesis siguientes:

1. La columna es perfectamente recta, sin desalineamiento inicial.
2. La carga es axial, es decir, sin excentricidad.
3. La columna está articulada en ambos extremos.

Las dos primeras condiciones significan que no hay momento flexionante en el miembro antes del pandeo, algún momento puede estar presente pero será insignificante y puede ser despreciado. Pero el requisito de extremos articulados en ambos extremos es una seria limitación y se deben tomar medidas cuando se tienen otras *condiciones de soporte*. Debido a que las condiciones de soporte o restricciones en los extremos de una columna influyen en la capacidad de carga de una columna (es decir en la carga crítica de pandeo  $P_{cr}$  tanto elástico como inelástico) y por lo tanto influyen en el esfuerzo de compresión de la columna (es decir en el esfuerzo crítico de pandeo  $F_{cr}$  tanto elástico como inelástico).

Para diferentes condiciones de extremo, *la longitud real  $L$  entre puntos de soporte de la columna* debe multiplicarse por un valor  $K$  conocido como *factor de longitud efectiva*, cuya magnitud depende de la restricción rotacional en los extremos de la columna y de la resistencia al movimiento lateral de esta (es decir depende de las condiciones de soporte o restricciones en los extremos). Obteniéndose así *la longitud efectiva de la columna  $KL$* . Se tiene entonces las siguientes definiciones:

$L =$  longitud real de la columna

$K =$  factor de longitud efectiva

$KL =$  longitud efectiva de la columna

El concepto de *longitud efectiva* es simplemente un método matemático para reemplazar una columna con cualquier condición en los extremos, por una columna

equivalente con extremos articulados (ya que con una columna con ambos extremos articulados se desarrollaron las fórmulas de pandeo por flexión elástico con la fórmula de Euler y la del pandeo por flexión inelástico con la fórmula de Engesser). Por conveniencia, las ecuaciones para la carga crítica de pandeo  $P_{cr}$  y esfuerzo crítico de pandeo  $F_{cr}$  tanto elástico como inelástico se escribirán de la siguiente manera:

*Carga crítica de pandeo elástico  $P_{cr}$  y Esfuerzo crítico de pandeo elástico  $F_{cr}$ :*

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EA}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad y \quad F_{cr} = \frac{P_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$






*Carga crítica de pandeo inelástico  $P_{cr}$  y Esfuerzo crítico de pandeo inelástico  $F_{cr}$ :*

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 Et A}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad y \quad F_{cr} = \frac{P_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 Et}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

Se puede observar que la razón  $\frac{KL}{r}$ , es la nueva *relación de esbeltez* (conocida también como *relación de esbeltez efectiva*), la cual se usara de aquí en adelante en el presente capítulo simplemente como *relación de esbeltez*.

**Factor de longitud efectiva  $K$  para columnas aisladas o columnas únicas (con extremos que no corresponden a marcos continuos).** Los valores de *factor de longitud efectiva  $K$*  para distintas condiciones de soporte o restricciones en los extremos para columnas aisladas o columnas únicas (con extremos que no corresponden a marcos continuos) pueden encontrarse en la tabla C-A-7.1 de “Los Comentarios de la Especificación del AISC”. **Ver tabla 28**

Tabla 28: Valores del factor de longitud efectiva  $K$

TABLA C-A-7.1 Valores aproximados del factor de longitud efectiva, $K$ .						
Las líneas punteadas muestran la forma pandeada de la columna	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor teórico de $K$	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son aproximadas	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0
Símbolos para las condiciones de extremo	 <ul style="list-style-type: none"> <li> Restricción a la rotación y desplazamiento</li> <li> Rotación libre - restricción al desplazamiento</li> <li> Restricción a rotación - desplazamiento libre</li> <li> Rotación y traslación libres</li> </ul>					

Fuente: (Comentario Esp. AISC – Tabla C-A-7.1, 2010)

Resulta claro que entre menor sea la *longitud efectiva de una columna*  $KL$  (es decir menor *factor de longitud efectiva*  $K$ ), menor será el peligro de que se pandee y mayor su capacidad de carga y viceversa. El uso de *longitud efectiva*  $KL$  en lugar de  $L$  no altera de ninguna manera cualquiera de las relaciones vistas hasta ahora, ni tampoco *cambia la curva de resistencia de columna* excepto por el renombramiento de la nueva *relación de esbeltez* en la abscisa como  $KL/r$ . Por lo tanto, se sigue cumpliendo la siguiente relación, pero con los cambios a continuación:

A mayor  $K(\uparrow)$ ,  $KL(\uparrow)$ , relación de esbeltez  $\left(\frac{KL}{r}\right)$  ( $\uparrow$ ), menor  $F_{cr}$  ( $\downarrow$ ) y  $P_{cr}$  ( $\downarrow$ )

y viceversa

A menor  $K(\downarrow)$ ,  $KL(\downarrow)$ , relación de esbeltez  $\left(\frac{KL}{r}\right)$  ( $\downarrow$ ), mayor  $F_{cr}$  ( $\uparrow$ ) y  $P_{cr}$  ( $\uparrow$ )

(A mayor relación de esbeltez, el miembro es más esbelto o columna larga y mayor el peligro de pandeo y a menor relación de esbeltez, el miembro es menos esbelto o columna intermedia a columna corta y menor el peligro de pandeo).

Por ello, las columnas con restricciones apreciables de rotación y desplazamiento de los extremos, como el caso de columnas con extremos empotrados, al tener menor longitud efectiva de columna  $KL$  (es decir menor factor de longitud efectiva  $K$ ) que las columnas con poca restricción de rotación de los extremos, como es el caso de columnas con extremos articulados, pueden soportar cargas mucho mayores. **Ver**

**figura 90**

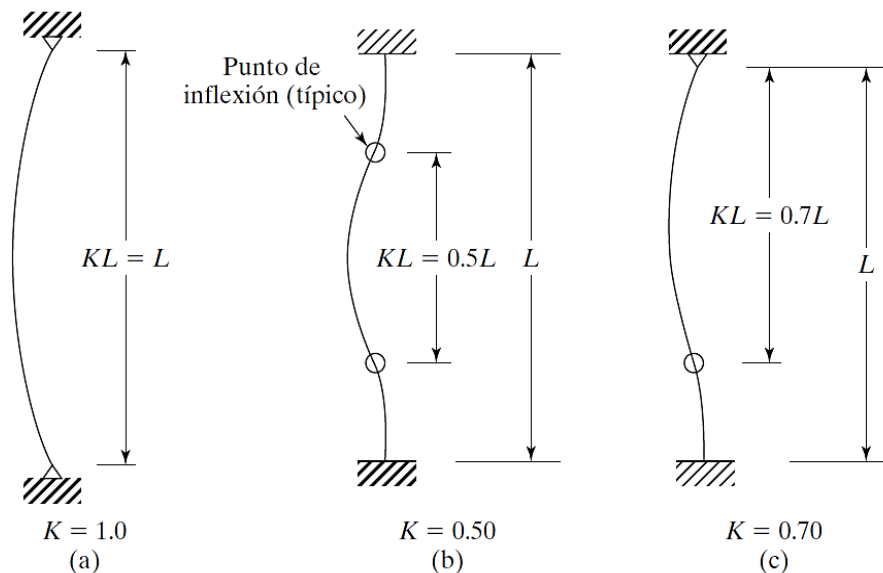


Figura 90: Factor de longitud efectiva  $K$  para columnas con diferentes condiciones de extremos

Fuente: (MCCORMAC y CSERNAK, 2012)

Se proporcionan en la **tabla 28**, dos grupos de valores para el *factor de longitud efectiva*  $K$ ; uno de ellos es el *valor teórico* y el otro el *valor recomendado para el diseño cuando las condiciones reales son aproximadas*, basado en el hecho de que no son posibles las condiciones de articulación y empotramiento perfecto. De hecho, los *valores teóricos* deberían usarse sólo en aquellas raras situaciones en que los extremos empotrados están en realidad casi perfectamente empotrados y/o cuando los soportes simples o articulados están casi por completo libres de fricción (esto para ambos casos significa que casi nunca), solo bajo las más extraordinarias circunstancias sería justificado usar los *valores teóricos*. Incluso la condición de extremos articulados en el cual el miembro requiere estar restringido respecto a traslación lateral, pero no a rotaciones en los extremos puede solo ser aproximada en el mejor de los casos ya que construir una conexión articulada sin fricción es virtualmente imposible. Es claro que todas las columnas deben tener libertad de deformarse axialmente. Por lo tanto, casi siempre aplicamos conservadoramente los *valores de diseño* y no los *valores teóricos*. Se dice que es conservador porque en la mayoría de casos los *valores de diseño* son mayores a los *valores teóricos*, por lo tanto el valor de  $K$  es mayor y será mayor  $\frac{KL}{r}$ , por lo que mayor será el peligro de que se pandee y menor su capacidad de carga (*entonces estamos en la situación más crítica lo que es conservador*).

La **tabla 28**, muestra diferentes condiciones de soporte para *traslación lateral restringida (no ladeo)* y para *traslación lateral permitida (ladeo)*. La **tabla 29**, muestra claramente esta clasificación para diferentes condiciones de soporte.

Tabla 29: Valores del factor de longitud efectiva  $K$  en traslación restringida y permitida

		Traslación relativa restringida				Traslación relativa permitida			
		a)	b)	c)	d)	e)	f)	g)	h)
T	Ro	Empotrado	Empotrado	Libre	Libre	Empotrado	Empotrado	Libre	Libre
	Tr	Empotrado	Empotrado	Empotrado	Empotrado	Libre	Libre	Libre	Libre
B	Ro	Empotrado	Libre	Empotrado	Libre	Empotrado	Libre	Empotrado	Libre
	Tr	Empotrado	Empotrado	Empotrado	Empotrado	Empotrado	Empotrado	Empotrado	Empotrado
$K_T$		0.5	0.7	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0	Inestable
$K$		0.65	0.80	0.80	1.0	1.2	2.0	2.10	Inestable

T = Superior  
B = Inferior

Ro = Rotación  
Tr = Traslación

$K_T$  = Valor teórico de  $K$   
 $K$  = Valor recomendado o de diseño de  $K$

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

Cuando una columna presenta condiciones de soporte para *traslación* (o *desplazamiento*) *lateral restringida* no es posible el *ladeo* o no existe traslación de los extremos superiores con relación a los extremos inferiores de las columnas, se dice que representan columnas que son parte de marcos arriostrados o contraventeados (marcos = pórticos). Cuando una columna presenta condiciones de soporte para *traslación* (o *desplazamiento*) *lateral permitido* es posible el *ladeo* ya que los extremos superiores tienen libertad para trasladarse con relación a los extremos inferiores de las columnas, se dice que representan columnas que son parte de marcos no arriostrados o no contraventeados.

(El *ladeo* o *traslación* de las juntas o nudos implica que uno o ambos extremos de una columna pueden moverse lateralmente entre sí).

**Factor de longitud efectiva  $K$  para columnas con extremos que pertenecen a marcos continuos.** Los valores de *factor de longitud efectiva  $K$*  de la **tabla 28** serán muy satisfactorios y suficientes para diseñar columnas aisladas que no son parte de un marco continuo. Sin embargo, para columnas que son parte de un marco continuo (parte de una estructura continua) los valores de *factor de longitud efectiva  $K$*  de la **tabla 28** serán satisfactorios solo para hacer diseños preliminares o aproximados.

En los marcos o pórticos de edificios de acero estructural, *la longitud real  $L$  entre puntos de soporte de la columna* de cada columna se considera como la distancia entre el eje central de las vigas que forman marcos o pórticos en X y Y en pisos sucesivos y para el piso más bajo  $L$  es la distancia desde el extremo inferior de cada columna al eje central de las vigas que forman marcos o pórticos en X y Y del segundo piso (ver **figura 91**). Por eso las columnas en un marco continuo no son miembros independientes sino parte de una estructura continúa (excepto aquellas en la planta baja) debido a que están restringidas en ambos extremos por sus conexiones a vigas y a otras columnas. Estas conexiones pueden afectar considerablemente los valores de *factor de longitud efectiva  $K$*  (depende bastante de si las conexiones son articuladas o rígidas, debido a que una conexión simple o articulada es incapaz de proveer alguna restricción rotacional significativa, pero una conexión rígida o empotrada si es capaz de proporcionar restricción rotacional). Ver **figura 92**. En consecuencia, en la mayoría de los casos, los valores en la **tabla 28** no son adecuados para los diseños finales de marcos continuos.



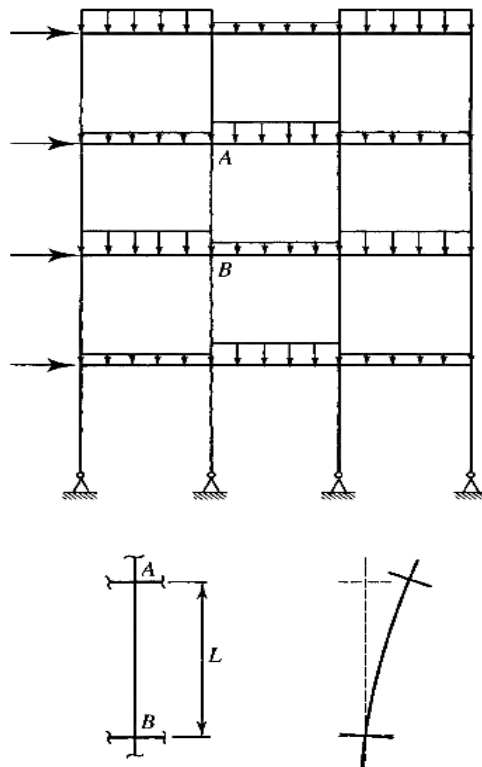


Figura 91: Longitud real "L" entre puntos de soporte en pórticos de edificios de acero

Fuente: (SEGUI, 2013)

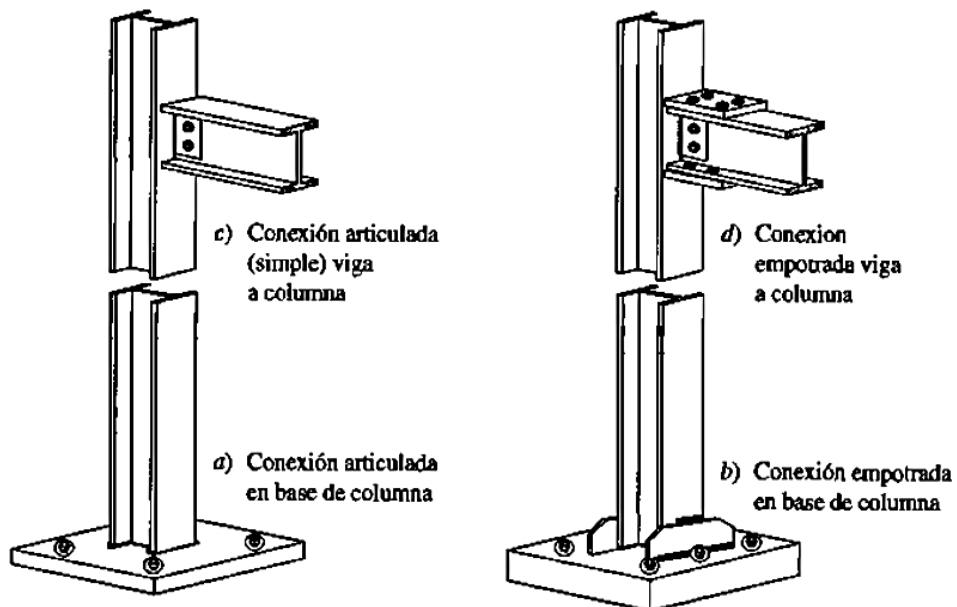


Figura 92: Conexión articulada y empotrada en la unión viga – columna y en la base de la columna

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

Para columnas de marcos continuos es necesario usar un método más exacto para calcular los valores de *factor de longitud efectiva K*. Generalmente, esto se hace usando *nomogramas de Julian y Lawrence* (conocidos también como *nomogramas de Jackson y Moreland*). Existe un nomograma para columnas que pertenecen a marcos arriostrados o contraventeados y otro para columnas que pertenecen a marcos no arriostrados o no contraventeados (llamados también marcos o pórticos rígidos).

- *Marcos arriostrados o contraventeados*. Es aquel en el cual la resistencia a cargas laterales o a la inestabilidad del marco se proporcionan mediante arriostramiento o contraventeo diagonal, muros de cortante, etc. Es decir no ocurre la traslación o desplazamiento lateral del extremo superior de la columna con respecto a su extremo inferior durante el proceso de pandeo o cuando se pandea, es decir las uniones en un marco arriostrado o contraventeado permanecen en sus posiciones originales. (*En pocas palabras un marco arriostrado o contraventeado es aquel en el que el desplazamiento de sus uniones o juntas está impedido por medio de riostras, muros de cortante, etc.*). Por lo tanto, la restricción rotacional en el extremo superior y/o inferior de una columna a parte de los miembros (vigas y columnas) y rigidez de las conexiones de vigas y/o base lo proporciona sobre todo el arriostramiento lo cual reduce la *longitud efectiva KL* de la columna a un valor menor a su *longitud real L entre soportes* (pisos), debido a que al estar restringido o impedido a desplazamiento lateral o ladeo (ocasionado por el pandeo) por estar arriostrado, estaría mejor aproximada en los casos de columnas con extremos de rotación y traslación restringidas aproximadamente entre el caso de columnas con extremos articulados y el caso de columnas con extremos empotrados. En consecuencia los valores de *factor de longitud efectiva K* para las columnas en marcos arriostrados o

contraventeados son menores o iguales a 1 ( $K \leq 1$ ). (El análisis de este capítulo es respecto al desplazamiento lateral ocasionado por el pandeo ante cargas axiales de compresión y no por cargas laterales).

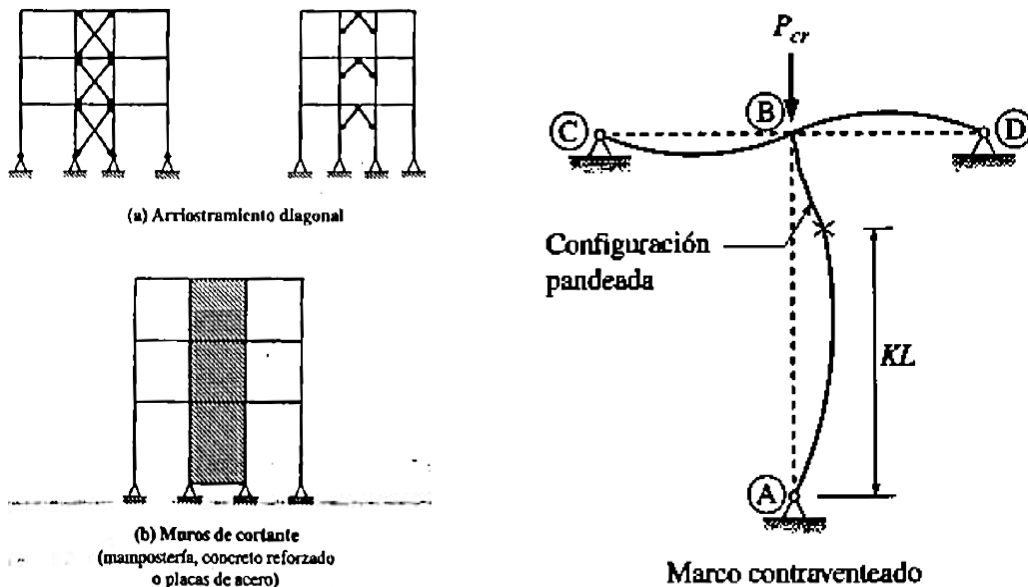


Figura 93: Marcos o pórticos arriostrados o contraventeados

Fuente: Elaboración propia

- *Marcos no arriostrados o no contraventeados (también llamados marcos o pórticos rígidos)*. Es aquel en el cual la resistencia a cargas laterales y al pandeo del marco lo proporcionan, en su totalidad, la resistencia a la flexión y rigidez de sus propios miembros (vigas y columnas) y la rigidez de sus conexiones (para marco o pórticos rígidos las conexiones deben ser rígidas o a momento), debido a que no presentan arriostramiento o contraventeo diagonal, muros de cortante, etc. Cuando ocurre el pandeo de tales marcos el extremo superior de una columna se traslada en forma lateral con respecto a su extremo inferior, es decir las uniones en un marco no arriostrado o no contraventeado no permanecen en sus posiciones originales. (En pocas palabras un marco no arriostrado o no contraventeado no tiene ningún tipo de soporte o arriostramiento y depende de la rigidez de sus propios miembros y

de la rigidez rotacional de las uniones o juntas entre los miembros del marco para impedir el pandeo). Por lo tanto, la restricción rotacional en el extremo superior y/o inferior de una columna solo lo proporcionan los miembros (vigas y columnas) y rigidez de las conexiones de vigas y/o base lo cual aumenta la longitud efectiva  $KL$  de la columna a un valor mayor a su longitud real  $L$  entre soportes (pisos), debido a que al no estar restringido o impedido a desplazamiento lateral o ladeo (ocasionado por el pandeo) por no estar arriostrado, estaría mejor aproximada en los casos de columnas con extremos de rotación y translación libres. En consecuencia los valores de factor de longitud efectiva  $K$  para las columnas en marcos no arriostrados o no contraventeados son mayores a 1 ( $K > 1$ ). (El análisis de este capítulo es respecto al desplazamiento lateral ocasionado por el pandeo ante cargas axiales de compresión y no por cargas laterales).

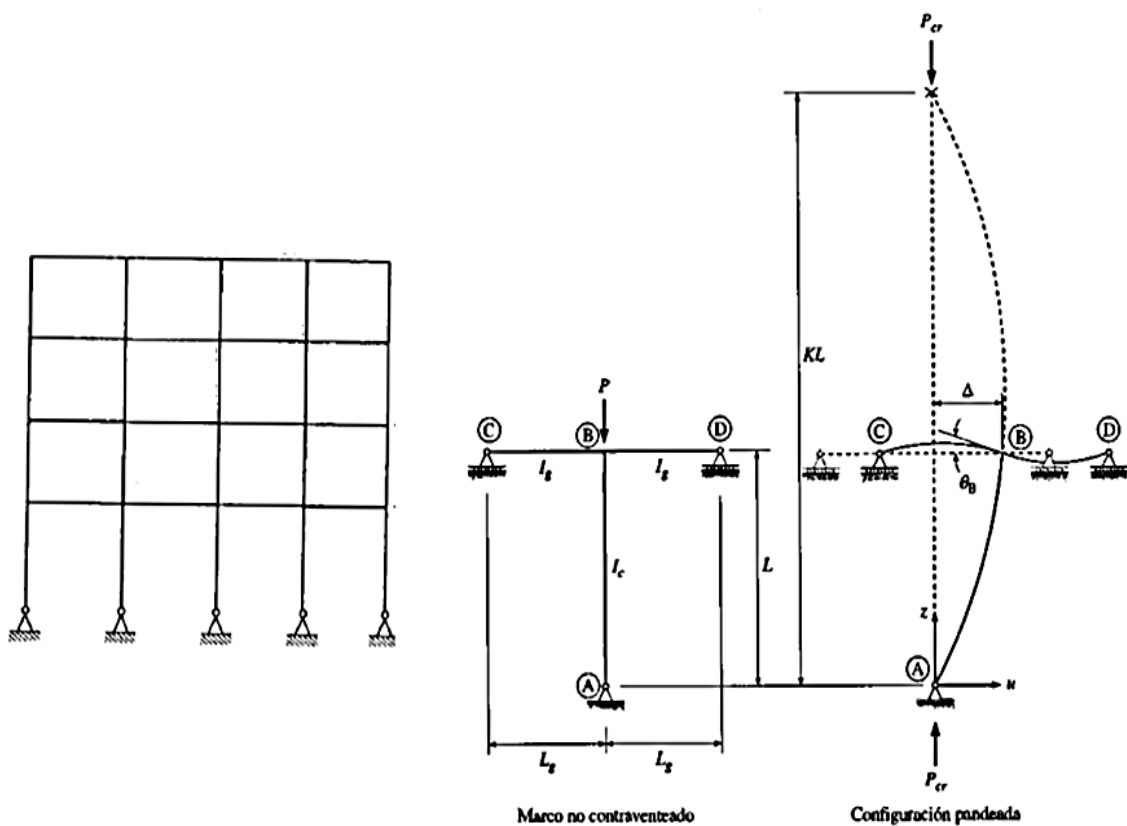


Figura 94: Marcos o pórticos no arriostrados o no contraventeados

Fuente: Elaboración propia

La razón por la cual la *longitud efectiva*  $KL$  en una columna y en consecuencia el *factor de longitud efectiva*  $K$  es mayor en marcos no arriostrados o no contraventeados que en marcos arriostrados o contraventeados, es por la curva elástica o deflexión lateral originada por la carga axial en compresión que producirá el pandeo, la cual será mayor al no estar restringido o impedido el desplazamiento lateral o ladeo (caso de los marcos no arriostrados o no contraventeados) y será menor al estar restringido o impedido el desplazamiento lateral o ladeo (caso de los marcos arriostrados o contraventeados). **Ver figura 95 y 96**

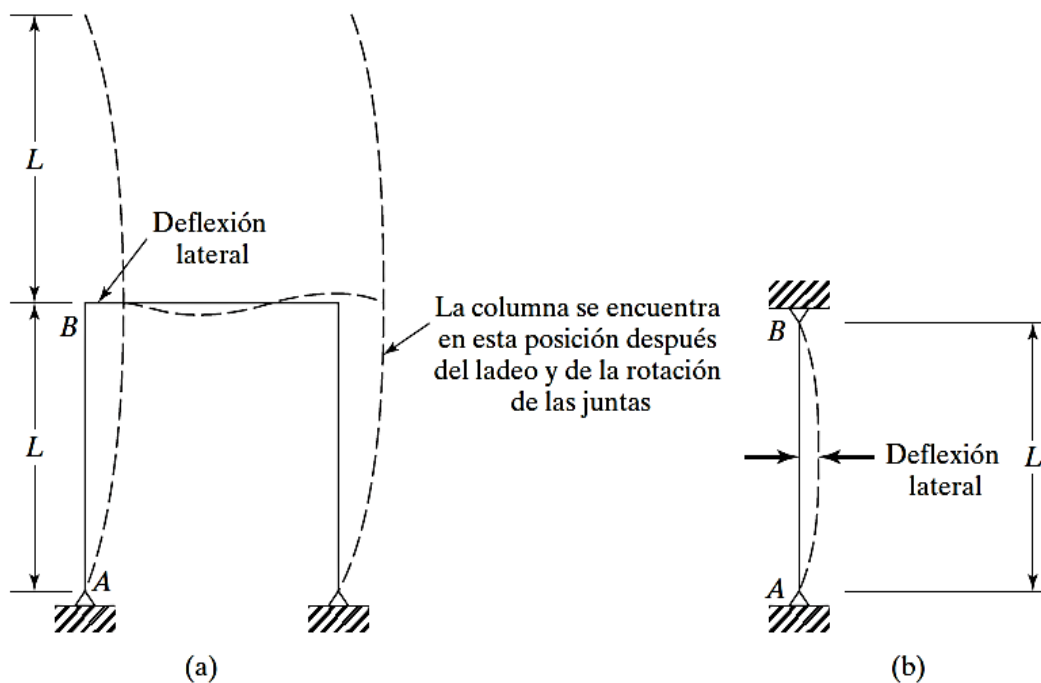


Figura 95: Curva elástica o deflexión en marcos arriostrados y en marcos no arriostrados

Fuente: (MCCORMAC y CSERNAK, 2012)

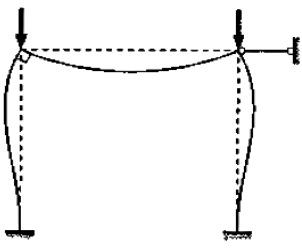
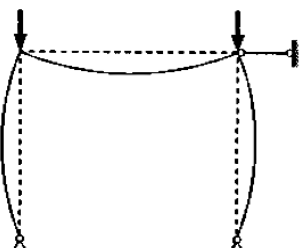
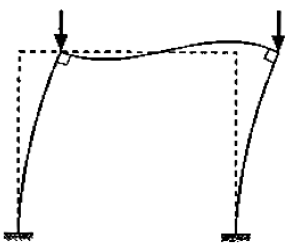
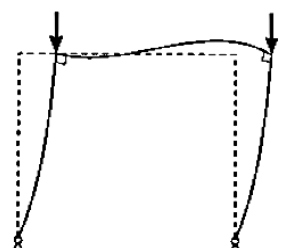
	Base empotrada	Base articulada
Contra-venteado	 <p><math>0.5 \leq K \leq 0.7</math></p>	 <p><math>0.7 \leq K \leq 1.0</math></p>
No contra-venteado	 <p><math>1.0 \leq K \leq 2.0</math></p>	 <p><math>2.0 \leq K \leq \infty</math></p>

Figura 96: Factor de longitud efectiva "K" para marcos arriostrados y marcos no arriostrados para bases empotradas y articuladas

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

Marcos no arriostrados o no contraventeados, mayor  $K(\uparrow)$  y  $KL(\uparrow)$

y viceversa

Marcos arriostrados o contraventeados, menor  $K(\downarrow)$  y  $KL(\downarrow)$

(Las demás relaciones vistas se siguen cumpliendo en función de K y KL)

A la deflexión lateral del extremo superior de una columna con respecto a su extremo inferior se le conoce como *desplazamiento lateral*. Por lo tanto, a los marcos arriostrados o contraventeados también se les conoce como *marcos o pórticos restringidos al desplazamiento lateral o desplazamiento lateral impedido (o ladeo impedido)*, mientras que a los a los marcos no arriostrados o no contraventeados (llamados también marcos o pórticos rígidos) también se les conoce como *marcos o*

pórticos sin restricción al desplazamiento lateral o desplazamiento lateral no impedido (o ladeo no impedido).

En “Los Comentarios de la Especificación del AISC” se muestran los *nomogramas de Julian y Lawrence* o conocidos también como *Jackson y Moreland*. Para columnas que pertenecen a marcos arriostrados o contraventeados se muestra como *nomograma para marcos con desplazamiento lateral impedido - marcos arriostrados* (figura C-A-7.1.) y para columnas que pertenecen a marcos no arriostrados o no contraventeados (llamados también marcos o pórticos rígidos) se muestra como *nomograma para marcos con desplazamiento lateral no impedido - marcos rígidos* (figura C-A-7.2.). **Ver figura 97**

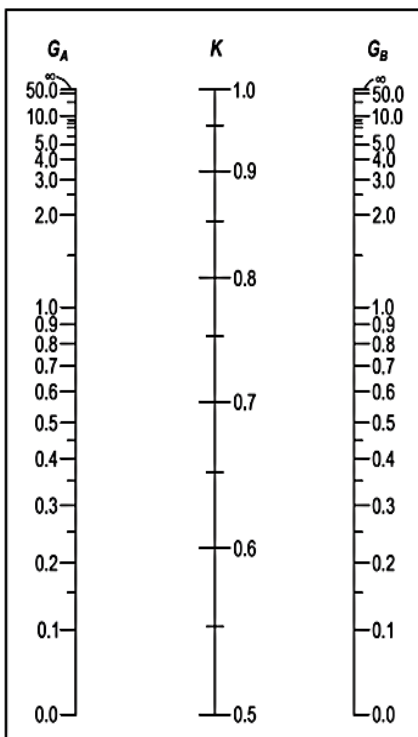


FIGURA C-A-7.1.

Nomograma – desplazamientos restringidos (marco arriostrados).

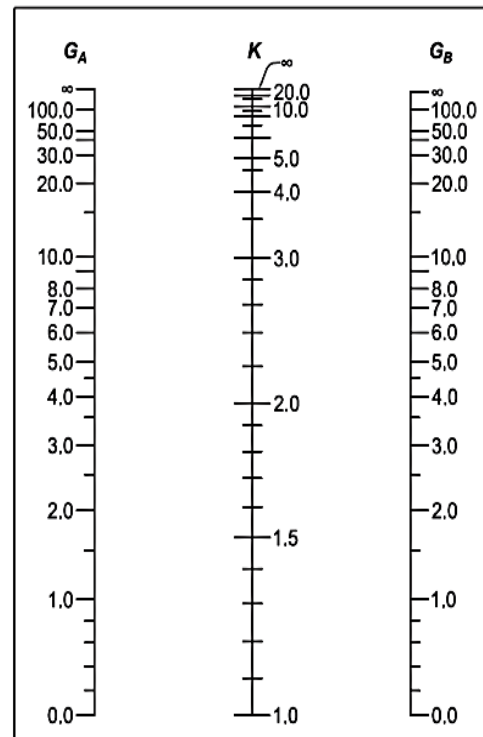


FIGURA C-A-7.2.

Nomograma – desplazamientos permitido (marco rígido).

Figura 97: Nomogramas de Jackson y Moreland para columnas en marcos arriostrados y marcos no arriostrados

Fuente: (Comentario Esp. AISC – Figura C-A-7.1, Figura C-A-7.2, 2010)

La relación entre  $G$  y el *factor de longitud efectiva*  $K$  ha sido cuantificada en los nomogramas de la **figura 97** basándose en que la restricción rotacional proporcionada por las vigas en el extremo de una columna es función de la rigidez rotacional de los miembros que se intersecan en el nudo, y la rigidez rotacional de un miembro es proporcional a  $\frac{EI}{L}$ . En consecuencia el *factor de longitud efectiva*  $K$  depende de la razón de la rigidez de la columna a la rigidez de la viga en cada extremo del miembro, y puede expresarse como:

$$G = \frac{\sum E_c I_c / L_c}{\sum E_g I_g / L_g} = \frac{\sum I_c / L_c}{\sum I_g / L_g}$$

Donde:

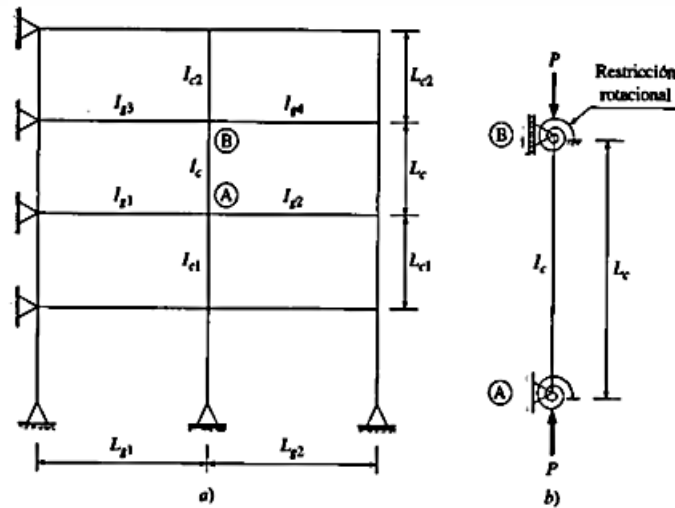
- Los subíndices  $GA$  y  $GB$  se refieren a las uniones o nudos en ambos extremos de la columna bajo consideración.
- $\sum E_c I_c / L_c$  = suma de las rigideces de todas las columnas en el extremo de la columna bajo consideración.
- $\sum E_g I_g / L_g$  = suma de las rigideces de todas las vigas en el extremo de la columna bajo consideración.
- $E_c = E_g = E$ , módulo de elasticidad del acero estructural.
- $I_c$  = momento de inercia de las columnas que intersecan en los nudos de cada extremo, respecto al eje perpendicular al plano de pandeo que se está considerando (o simplemente se toma respecto al eje de flexión de la columna,  $X$  o  $Y$ , que es el eje perpendicular al plano del marco).
- $L_c$  = longitud no arriostrada de las columnas que intersecan en los nudos de cada extremo.
- $I_g$  = momento de inercia de las vigas que intersecan en los nudos de cada extremo, respecto al eje perpendicular al plano de pandeo que se está considerando.



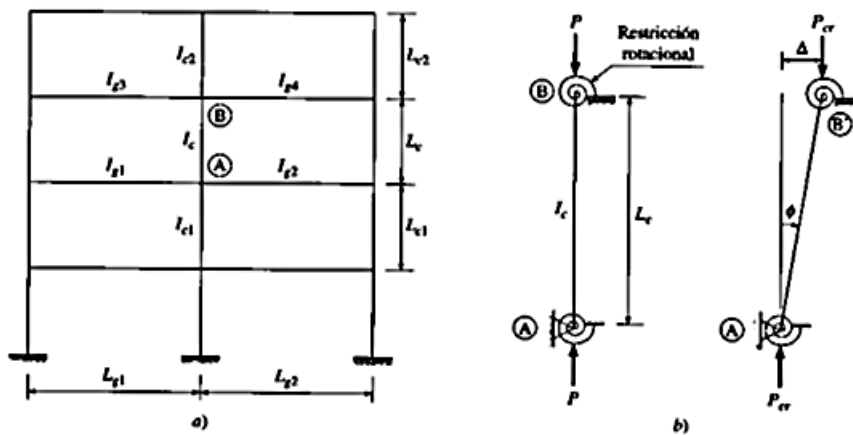
- $L_g$  = longitud no arriostrada de las vigas o de otro miembro que ofrezca restricción que intersecan en los nudos de cada extremo.

Para obtener el valor del *factor de longitud efectiva*  $K$  de los nomogramas, se debe calcular el valor de  $G$  en cada extremo de la columna bajo consideración, haciendo un valor igual a  $G_A$  y  $G_B$ . Conectar  $G_A$  y  $G_B$  con una línea recta y leer el valor de  $K$  en la escala central (este valor será el *factor de longitud efectiva*  $K$  de la columna bajo consideración). Este análisis se debe hacer para el pandeo en ambos ejes principales de la columna por lo tanto se tendrán valores para  $K_x$  y  $K_y$ . Para usar los nomogramas es necesario conocer los tamaños y secciones de las vigas y columnas que se conectan con la columna bajo consideración.

Para columnas de la planta baja que presenten apoyos o soportes articulados  $G$  debe tomarse igual a 10.0 y para apoyos o soportes empotrados  $G$  debe tomarse igual a 1.0. Por razones ya vistas anteriormente en el presente capítulo, se puede apreciar que en el *nomograma para marcos con desplazamiento lateral impedido - marcos arriostrados* los valores de  $K$  son menores o iguales a 1 ( $K \leq 1$ ) y en el *nomograma para marcos con desplazamiento lateral no impedido - marcos rígidos* los valores de  $K$  son mayores a 1 ( $K > 1$ ). Por lo tanto, en “La Especificación del AISC” en el Apéndice 7 “Métodos Alternativos de Diseño por Estabilidad” en el, 7.2.3a, la cual se traduce en la Norma E.090 en el Capítulo 3 “Pórticos y Otras Estructuras” en el, 3.1.1, establece que debe usarse  $K = 1$  para columnas en *marcos con desplazamiento lateral impedido - marcos arriostrados*, a menos que un análisis racional indique que un valor menor sea apropiado, este valor es bastante conservador un mejor análisis puede conducir a algunos ahorros.



Modelo de pandeo para una columna en un marco arriostrado.



Modelo de pandeo para una columna en un marco sin arriostrar.

Figura 98: Modelo de pandeo para una columna en marcos arriostrados y marcos no arriostrados

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

Tener en cuenta que para usar los dos nomogramas de la **figura 97**, según el apéndice 7 en la sección 7.2 de “Los Comentarios de la Especificación del AISC”, se deben cumplir varias hipótesis dentro de las más importantes destacan:

- Los miembros son elásticos, es decir los miembros se pandearan elásticamente (comportamiento elástico);
- Miembros de sección transversal constante; y

- Los miembros deben estar conectados con nudos rígidos (uniones rígidas).

Luego de calcular  $K$  para una columna cualquiera mediante los nomogramas (es decir  $K$  para columnas elásticas usando  $GA$  y  $GB$  elásticos), se debe comprobar si la columna está trabajando en rango elástico o inelástico con la siguiente expresión: Si  $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  ó  $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$ , la columna se pandeara inelásticamente y  $K$  obtenido en los nomogramas será demasiado conservador. Cuando se da este caso, los valores de  $GA$  y  $GB$  elásticos se deben multiplicar por un *factor de reducción de rigidez*  $\tau_b$  para obtener los nuevos valores de  $GA$  y  $GB$  inelásticos y así obtener el nuevo  $K$  para columnas inelásticas.

$$G_{inelastico} = \frac{\sum Et I_c/L_c}{\sum E I_g/L_g} = \frac{Et}{E} G_{elastico} = \tau_b G_{elastico}; \frac{Et}{E} = \tau_b$$

El *factor de reducción de rigidez*  $\tau_b$  es:

$$\tau_b = 4 \left( \frac{\alpha Pr}{P_y} \right) \left( 1 - \frac{\alpha Pr}{P_y} \right); \alpha = 1.0 \text{ (para LRFD)}$$

Donde:

- $Pr$  = resistencia última por compresión para el método LRFD,  $Pr = Pu$
- $P_y$  = resistencia a la fluencia compresiva,  $P_y = F_y A_g$

Para apoyos o soportes articulados ( $G = 10.0$ ) o empotrados ( $G = 1.0$ ) en la base, el valor de  $G$  no debe multiplicarse por el *factor de reducción de rigidez*. La tabla 4-21 "Stiffness Reduction Factor" del manual AISC, muestra los valores de  $\tau_b$  en función de  $\frac{Pu}{A_g}$  para varios valores de  $F_y$ .

Se debe tener presente que los *marcos con desplazamiento lateral impedido - marcos arriostrados* no necesitan tener conexiones o nudos entre vigas y columnas resistentes a momento o rígidas, ya que el sistema de arriostamiento podría diseñarse para resistir la tendencia al desplazamiento lateral. Sin embargo, si las conexiones o nudos no son resistentes a momento o rígidas, no habrá continuidad

entre columnas y vigas y no podrá usarse el *nomograma para marcos con desplazamiento lateral impedido - marcos arriostrados*, cuando ocurre este tipo de situación  $K$  debe tomarse igual 1.0 (este valor debe tomarse respecto al eje principal de la columna (X o Y) que está siendo arriostrado, es decir al eje de flexión producto del pandeo que está restringido por el arriostramiento). En el caso de *desplazamiento lateral impedido - marcos arriostrados* que sí presentan conexiones o nudos entre vigas y columnas resistentes a momento o rígidas, sí podrá usarse el *nomograma para marcos con desplazamiento lateral impedido - marcos arriostrados*

Al contrario en los *marcos con desplazamiento lateral no impedido - marcos rígidos* debido a que presentan conexiones o nudos entre vigas y columnas resistentes a momento o rígidas, con lo cual son capaces de resistir la tendencia al desplazamiento lateral. En consecuencia, si las conexiones o nudos son resistentes a momento o rígidas, habrá continuidad entre columnas y vigas si puede usarse *nomograma para marcos con desplazamiento lateral no impedido - marcos rígidos*.

**Influencia del arriostramiento intermedio.** Para reducir las *longitudes efectivas KL* de las columnas y de esta manera incrementar su capacidad de carga, con frecuencia se arriostran las columnas en uno o más puntos a lo largo de su longitud. La deflexión de una columna pandeada en el punto de arriostramiento es cero (ya que los puntos de soporte de la columna son los puntos de inflexión de la elástica pandeada). Si un miembro a compresión tiene condiciones diferentes de apoyo con respecto a cada uno de sus ejes principales (X y Y), la *longitud efectiva KL* será diferente para las dos direcciones de la columna. **Ver figura 99**

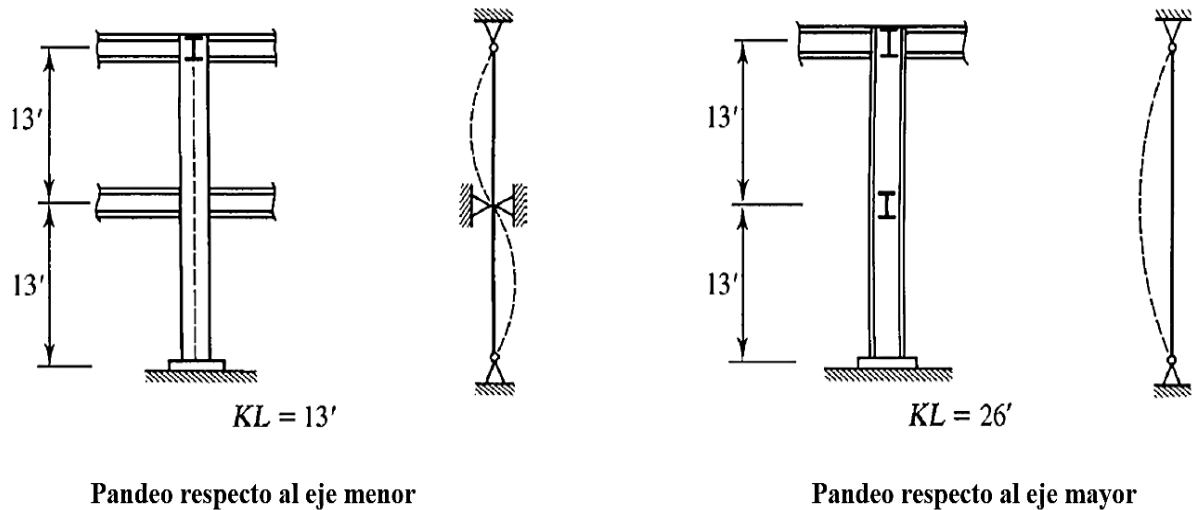


Figura 99: Pandeo de la columna respecto a su eje menor y respecto a su eje mayor

Fuente: (SEGUI, 2013)

Se puede observar en la **figura 99** que la columna está soportada en la parte superior en las dos direcciones de los ejes principales (X y Y), esos miembros impiden la traslación o desplazamiento de la columna en todas las direcciones pero permiten que tengan lugar pequeñas rotaciones, por lo tanto la columna se puede tratar articulado en la parte superior. En la base el soporte también puede tratarse como articulado debido a que una condición rígida o de empotramiento es muy difícil de lograr a menos que se tomen medidas especiales, las conexiones ordinarias se aproximan más a la condición de una articulación. A la mitad de su altura, la columna está arriostrada, pero solo en una dirección, lo cual impide la traslación o desplazamiento de la columna pero no proporciona restricción contra rotaciones. Este arriostramiento impide la traslación o desplazamiento perpendicular al eje menor o débil de la sección transversal del perfil, pero no impide perpendicular al eje mayor o fuerte. Si la columna fuese a pandearse respecto al eje mayor o fuerte (la deformación por pandeo por flexión, conocida como curva elástica o deflexión lateral mostrada en líneas punteadas reside en el plano perpendicular al eje mayor o fuerte) y la *longitud efectiva*  $KL$  sería 26' ( $KL = 26'$ ) por no tener arriostramiento intermedio,

mientras que el pandeo respecto al eje menor o débil (la deformación por pandeo por flexión, conocida como curva elástica o deflexión lateral mostrada en líneas punteadas reside en el plano perpendicular al eje menor o débil) tendría que ser un segundo modo de pandeo y la *longitud efectiva*  $KL$  sería  $13l$  ( $KL = 13l$ ) por tener arriostramiento intermedio. (Tener en cuenta que el factor de longitud efectiva  $K$  se debe analizar para las condiciones de soporte vistas anteriormente dentro del presente capítulo, tanto si se tratan para columnas aisladas o columnas de marcos continuos, cada uno es un análisis distinto).

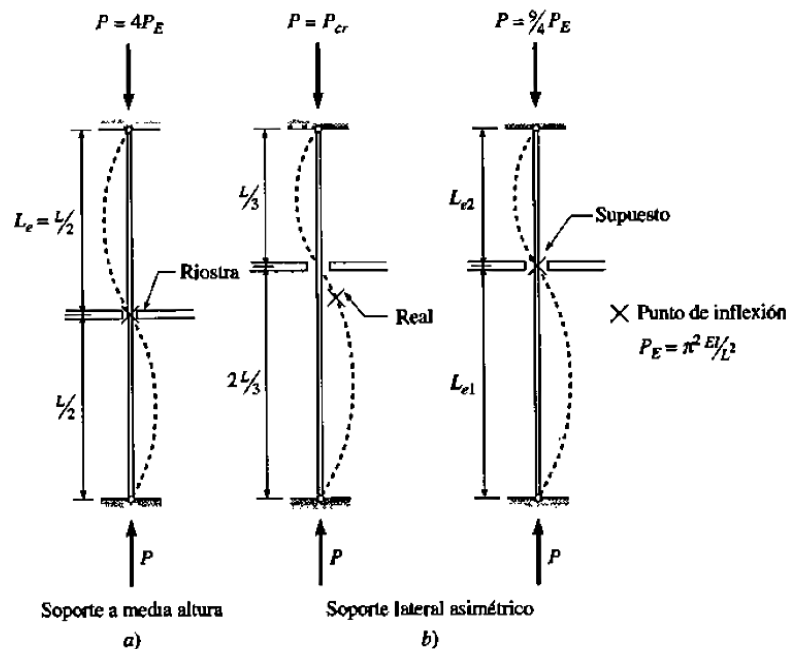


Figura 100: Soporte lateral en columnas en diferentes alturas de su longitud

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

No arriostramiento intermedio, mayor  $L(\uparrow)$ ,  $KL(\uparrow)$  y  $\left(\frac{KL}{r}\right)(\uparrow)$

y viceversa

Si arriostramiento intermedio, menor  $L(\downarrow)$  y  $KL(\downarrow)$  y  $\left(\frac{KL}{r}\right)(\downarrow)$

Como la resistencia nominal por compresión axial  $P_n$  de una columna basado en el estado límite de pandeo por flexión es inversamente proporcional al cuadrado de su *relación de esbeltez*  $\left(\frac{KL}{r}\right)$ , una columna se pandeara y se volverá inestable en la dirección correspondiente a su eje principal (X o Y) con la *relación de esbeltez*  $\left(\frac{KL}{r}\right)$  más grande o mayor. En consecuencia se debe comparar las relaciones de esbeltez  $\left(\frac{K_x L_x}{r_x}\right)$  y  $\left(\frac{K_y L_y}{r_y}\right)$  para ambos ejes principales (X y Y) de la sección del perfil y el mayor valor entre ambos se usaría para la determinación de la resistencia nominal por compresión axial  $P_n$  basado en el estado límite de pandeo por flexión.

*A mayor relación de esbeltez  $\left(\frac{KL}{r}\right)$  ( $\uparrow$ ), menor  $P_n$  ( $\downarrow$ )*

*y viceversa*

*A menor relación de esbeltez  $\left(\frac{KL}{r}\right)$  ( $\downarrow$ ), mayor  $P_n$  ( $\uparrow$ )*

Para los perfiles I, el eje principal mayor o fuerte es el eje X-X y el eje principal menor o débil es el eje Y-Y, debido a que el momento de inercia es directamente proporcional al radio de giro y el momento de inercia en X-X es mayor al momento de inercia en Y-Y, ( $I_x > I_y$ ), para estos tipos de perfiles I el radio de giro respecto al eje X-X siempre es mayor al radio de giro respecto al eje Y-Y, ( $r_x > r_y$ ), en consecuencia es más inestable al pandeo respecto al eje principal menor o débil Y-Y, que es el radio de giro menor o mínimo ( $r_{min} = r_y$ ), para un perfil I. Tener presente que el radio de giro es inversamente proporcional a la *relación de esbeltez*  $\left(\frac{KL}{r}\right)$ .

A mayor radio de giro "r" ( $\uparrow$ ), menor  $\left(\frac{KL}{r}\right)$  ( $\downarrow$ )

y viceversa

A menor radio de giro "r" ( $\downarrow$ ), mayor  $\left(\frac{KL}{r}\right)$  ( $\uparrow$ )

Se pueden establecer dos tipos de criterios referentes al cálculo de la *relación de esbeltez*  $\left(\frac{KL}{r}\right)$  más grande o mayor comparando ambos ejes principales (X y Y) de una columna, dependiendo de las condiciones de apoyo con respecto a cada uno de sus principales (X y Y), o si existe o no arriostamiento intermedio para uno o ambos ejes principales, ya sean para columnas aisladas o columnas de marcos continuos:

- El primer criterio es cuando se tienen iguales condiciones de apoyo con respecto a cada uno de los ejes principales (X y Y) de una columna, esto se da cuando no se tiene ningún tipo de arriostamiento en ambos ejes principales o si hay arriostamiento se tiene en la misma altura e iguales condiciones para ambos ejes principales, es decir ( $K_x L_x = K_y L_y$ ). Entonces para perfiles I se cumple que  $\left(\frac{K_x L_x}{r_x}\right) < \left(\frac{K_y L_y}{r_y}\right)$ , donde ( $r_x > r_y$ ), por lo tanto se debe usar el radio de giro menor ( $r_{min} = r_y$ ) en la *relación de esbeltez*  $\left(\frac{KL}{r}\right)$  para que sea más grande o mayor, y se cumplan las relaciones ya vistas anteriormente.

Para perfiles de patín ancho (I o W) usar  $\Rightarrow \left(\frac{KL}{r_y}\right)$ ; donde  $r_y = r_{min}$

Para otros perfiles usar  $\Rightarrow \left(\frac{KL}{r_{min}}\right)$

- El segundo criterio es cuando se tienen condiciones distintas de apoyo con respecto a cada uno de los ejes principales (X y Y) de una columna, esto se da cuando se tiene algún tipo de arriostamiento en uno o ambos ejes principales, pero con condiciones diferentes de arriostamiento para ambos



ejes principales, es decir ( $KxLx \neq KyLy$ ). Entonces para perfiles I y otros tipos de perfiles se debe comparar  $\left(\frac{KxLx}{rx}\right)$  y  $\left(\frac{KyLy}{ry}\right)$  para ambos ejes principales (X y Y) de la sección del perfil y la *relación de esbeltez*  $\left(\frac{KL}{r}\right)$  que sea más grande o mayor se debe usar, para que se cumplan las relaciones ya vistas anteriormente.

$$\text{Para perfiles I y otros perfiles usar} \Rightarrow \text{máx} \left[ \left(\frac{KxLx}{rx}\right); \left(\frac{KyLy}{ry}\right) \right]$$

Para columnas aisladas o columnas de marcos continuos, tanto para perfiles I como para otros tipos de perfiles, antes de calcular la *relación de esbeltez*  $\left(\frac{KL}{r}\right)$  más grande o mayor comparando ambos ejes principales (X y Y) de una columna de acuerdo a los dos criterios mencionados, se debe analizar las condiciones de apoyo para cada eje principal por separado, es decir se debe analizar y calcular el valor de la *relación de esbeltez*  $\left(\frac{KL}{r}\right)$  que gobernara para cada eje principal, en caso de haber una sola *longitud efectiva KL* (o un solo intervalo de soporte) para un eje principal solo habrá una *relación de esbeltez*  $\left(\frac{KL}{r}\right)$  que gobernara, pero cuando se tengan varias *longitudes efectivas KL* (o varios intervalos de soportes) para el mismo eje principal por arriostamientos intermedios gobernara la *relación de esbeltez*  $\left(\frac{KL}{r}\right)$  mayor de todas (una forma práctica cuando hay varios KL para el mismo eje principal es analizar KL mayor en vez de  $\left(\frac{KL}{r}\right)$  mayor, debido a que el radio de giro r será el mismo para todos los KL y no afectara la elección del  $\left(\frac{KL}{r}\right)$  gobernante, pero luego el KL mayor se debe reemplazar en  $\left(\frac{KL}{r}\right)$  que será la *relación de esbeltez gobernante del eje principal en análisis*). En resumen, se da el siguiente procedimiento:

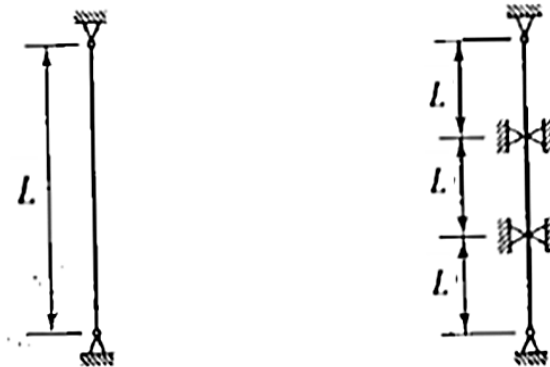
1ro elegir  $\left(\frac{KL}{r}\right)$  gobernante de cada eje principal (X y Y) por separado

y

2do elegir  $\left(\frac{KL}{r}\right)$  mas grande o mayor de ambos ejes principales ;  $\max\left[\left(\frac{KxLx}{rx}\right); \left(\frac{KyLy}{ry}\right)\right]$

Se deben tener algunas consideraciones para el análisis de las condiciones de apoyo para cada eje principal por separado o para calcular el valor de la *relación de esbeltez*  $\left(\frac{KL}{r}\right)$  que gobernara para cada eje principal, tanto para columnas aisladas como columnas de marcos continuos. Las consideraciones más importantes son:

- 1) *Respecto a la longitud real L entre soportes.* Para columnas aisladas la *longitud real L entre soportes*, la distancia se toma desde la base de la columna hasta donde se encuentre el último soporte superior de la columna y si dentro de esa distancia hay uno o más arriostramientos intermedios habrán varias *longitud real L entre soportes* y cada una se tomara como la distancia entre intervalos de soportes tomadas en cuenta desde la base de la columna hasta el último soporte superior de la columna. **Ver figura 101**



*No Arriostramiento intermedio*                      *Si Arriostramiento intermedio*  
(una sola longitud real L entre soportes)      (varias longitud real L entre soportes)

#### Columnas Aisladas

Figura 101: Arriostramiento intermedio en columnas aisladas

Fuente: (SEGUI, 2013)

Para columnas de marcos continuos la *longitud real L entre soportes* se le conoce también como *pisos* y se toma la distancia entre ejes centrales de las vigas que forman pórticos en X y Y en pisos sucesivos las cuales proporcionan restricción rotacional en ambos extremos de una columna cualquiera en pisos sucesivos, para la planta baja esta distancia se toma desde la base de las columnas al eje central de las vigas que forman pórticos en X y Y en el segundo piso, las cuales proporcionan restricción rotacional en ambos extremos de una columna en el primer piso. En caso que dentro de estas distancias hay uno o más arriostramientos intermedios habrán varias *longitud real L entre soportes* y cada una se tomara como la distancia entre intervalos de soportes tomadas en cuenta desde el eje central inferior hasta el eje central superior de las vigas que forman pórticos en X y Y esto para pisos sucesivos, y para la planta baja se tomara como la distancia entre intervalos de soportes tomadas en cuenta desde la base de la columna hasta al eje central de las vigas que forman pórticos en X y Y en el segundo piso.

**Ver figura 102**

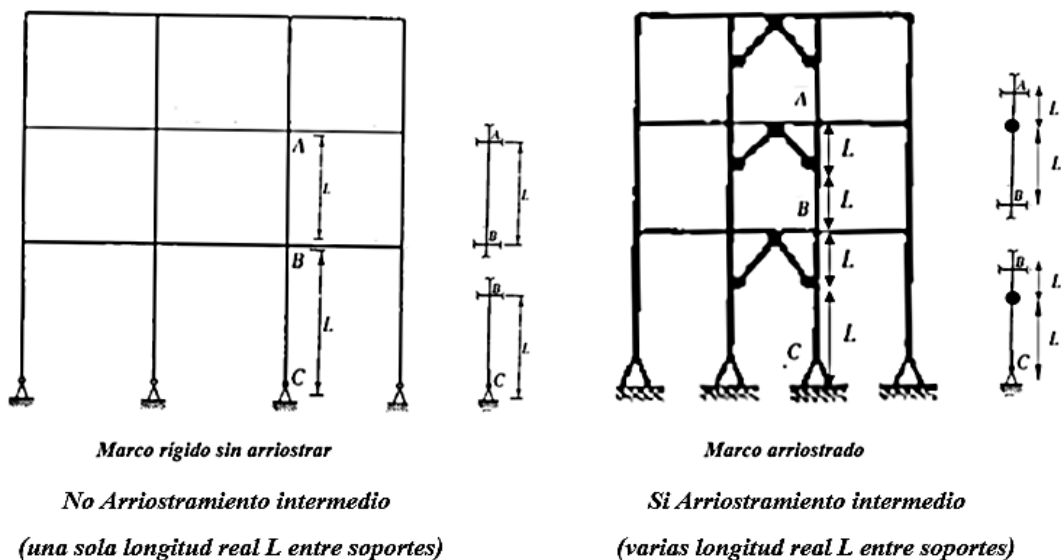


Figura 102: Arriostramiento intermedio en columnas que pertenecen a marcos

Fuente: (SEGUI, 2013)

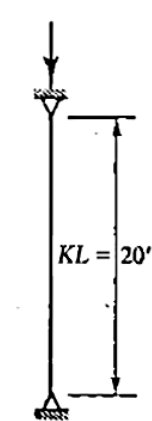
Para columnas aisladas como columnas de marcos continuos cuando hay varias *longitud real L entre soportes*, se debe elegir la *longitud real L entre soportes* más larga (y por ende la más esbelta) de todas, esto es debido a que tendera a pandearse antes que otra *longitud real L entre soportes* más corta para un mismo eje principal. Entonces se debe optar por elegir la *longitud real L entre soportes* mayor de todas.

- 2) *Respecto al factor de longitud efectiva K*. Tanto para columnas aisladas como columnas de marcos continuos el *factor de longitud efectiva K* para distintas condiciones de soporte en los extremos se vieron anteriormente. En caso de que haya arriostramientos intermedios para columnas aisladas como columnas de marcos continuos los *factores de longitud efectiva K* para esos soportes deben aproximarse de acuerdo al grado de restricción contra la translación o desplazamiento y al grado de restricción contra rotaciones que proporcionaran a la columna (*lo cual depende de si las conexiones son simples o articuladas o por otro lado si son rígidas o empotradas*).
- 3) *Respecto al radio de giro r*. Tanto para columnas aisladas como columnas de marcos continuos, el radio de giro *r* debe ser el correspondiente respecto al pandeo por flexión del eje principal en análisis (X o Y).

En resumen tanto para columnas aisladas como columnas de marcos continuos, en caso de haber una sola *longitud real L entre soportes* para un eje principal usar esa única, pero en caso de que se tengan varias *longitud real L entre soportes* para el mismo eje principal por arriostramientos intermedios optar por elegir la *longitud real L entre soportes* mayor. Luego evaluando el *factor de longitud efectiva K* correspondiente para cada condición de soporte, se debe obtener el *la longitud efectiva KL*, la cual será una sola en caso de haber una sola *longitud real entre soportes* para un eje principal, pero habrán varias *longitudes efectivas KL* en caso se

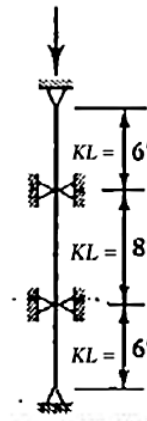
tengan varias *longitud real L* entre soportes para el mismo eje principal por arriostramientos intermedios y se debe elegir la *longitud efectiva KL* mayor de todas.

Ver figura 103



$KL = 20'$

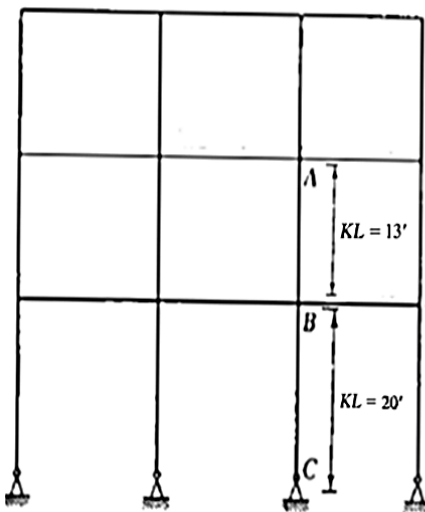
*No arriostramiento intermedio  
(una sola longitud efectiva KL)*



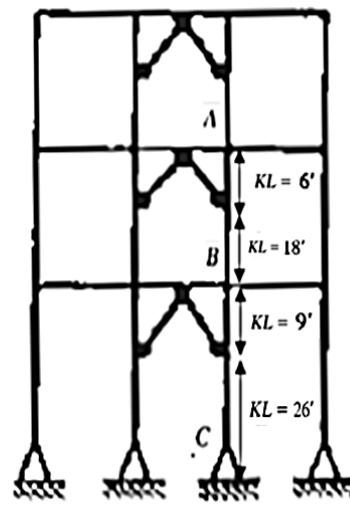
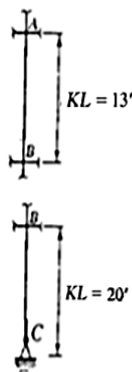
$KL = 8'$

*Si arriostramiento intermedio  
(varias longitudes efectivas KL)*

*Columnas Aisladas*



*Marco rigido sin arriostrar  
No Arriostramiento intermedio  
(una sola longitud efectiva KL)*



*Marco arriostrado  
Si arriostramiento intermedio  
(varias longitudes efectivas KL)*

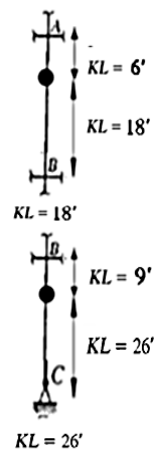


Figura 103: Longitud efectiva "KL" para columnas aisladas y columnas que pertenecen a marcos rígidos y marcos arriostrados

Fuente: (SEGUI, 2013)

Algunas veces las columnas se localizan en muros o divisiones permanentes donde éstos pueden servir como soporte lateral continuo o arriostramiento sobre la columna en un plano ( $KL = 0$ ), pero no se provee tal soporte en el plano perpendicular por razones funcionales o estéticas. En tales casos, las columnas de perfiles I se pueden orientar de manera que el arriostramiento descansa en el plano perpendicular al eje menor o débil Y-Y (o en otras palabras que el eje mayor o fuerte X-X se aloje en el plano de arriostramiento) entonces ( $KL = 0$ ) para el pandeo respecto al eje menor o débil Y-Y. En otros casos, una columna podría ser parte de un marco arriostrado o contraventeado en una dirección, y al mismo tiempo formar parte de marco no arriostrado o no contraventeado (marco rígido) en la otra dirección perpendicular, en situaciones de este tipo si se usan columnas de perfiles I se debe orientar de modo que el eje mayor o fuerte X-X descansa en el plano del marco arriostrado o contraventeado y que el eje menor o débil Y-Y descansa en el plano del marco no arriostrado o no contraventeado (marco rígido).

Para cualquier tipo de columna, ya sea para columnas aisladas o columnas de marcos continuos, tanto para perfiles I como para otros tipos de perfiles se cumple las siguientes relaciones respecto al pandeo por carga axial en compresión y arriostramiento intermedio contra pandeo respecto a sus ejes principales (X y Y). **Ver**

**Figura 104**

*Pandeo respecto al eje Y del perfil:*

⇒ curva elastica o deflexion se ve en el plano X del perfil

⇒ el analisis se debe realizar para  $\left(\frac{KyLy}{ry}\right)$

*Arriostamiento contra pandeo respecto al eje Y del perfil:*

⇒ traslacion impedida en el plano X del perfil

⇒ longitud acortada por arriostre se ve en el plano X del perfil

⇒ el arriostre se ve en el plano X del perfil

*Pandeo respecto al eje X del perfil:*

⇒ curva elastica o deflexion se ve en el plano Y del perfil

⇒ el analisis se debe realizar para  $\left(\frac{KxLx}{rx}\right)$

*Arriostamiento contra pandeo respecto al eje X del perfil:*

⇒ traslacion impedida en el plano Y del perfil

⇒ longitud acortada por arriostre se ve en el plano Y del perfil

⇒ el arriostre se ve en el plano Y del perfil

Figura 104: Resumen de pandeo y arriostamiento intermedio respecto al eje X-X y eje Y-Y del perfil de acero

Fuente: Elaboración propia

La tabla 4-1 "Available Strength in Axial Compression, kips W-Shapes", solo da valores de  $\phi c.Pn$  en función de la *longitud efectiva*  $KL$  y el radio de giro  $ry$ , en otras palabras se da en función de la *relación de esbeltez respecto al eje principal menor o débil*  $Y-Y \left(\frac{KyLy}{ry}\right)$  para un perfil I de acero cualquiera, solo para  $Fy = 50$  ksi. Este valor de  $KL$  es en realidad el  $KyLy$ , si se quiere obtener un valor de  $KxLx$  para entrar a la tabla 4-1 para el mismo perfil I de acero, también solo para  $Fy = 50$  ksi, se debe realizar la siguiente relación para obtener el  $KyLy$  equivalente para  $KxLx$ .

$$KyLy = \frac{KxLx}{\left(\frac{rx}{ry}\right)} ; \text{ donde } KyLy \text{ es el equivalente de } KxLx \text{ para las tablas}$$

Entonces, el valor de  $KL$  para entrar a la tabla 4-1 para cada eje principal (X y Y) es:

Para  $K_y L_y$  es  $\Rightarrow K_y L_y$

Para  $K_x L_x$  es  $\Rightarrow \frac{K_x L_x}{\left(\frac{r_x}{r_y}\right)}$

Los valores de  $\phi_c P_n$  dados en la tabla 4-1 en función de la *relación de esbeltez* respecto al eje principal mayor o fuerte X-X  $\left(\frac{K_x L_x}{r_x}\right)$  para el mismo perfil I de acero,

también solo para  $F_y = 50$  ksi, se basara en  $\frac{\frac{K_x L_x}{\left(\frac{r_x}{r_y}\right)}}{r_y} = \frac{K_x L_x}{r_x}$ .

Entonces el valor  $\phi_c P_n$  en la tabla 4-1 para cada eje principal (X y Y) se basará en:

Para  $K_y L_y$  se basara en  $\frac{K_y L_y}{r_y} \Rightarrow \left(\frac{K_y L_y}{r_y}\right)$

Para  $K_x L_x$  se basara en  $\frac{\frac{K_x L_x}{\left(\frac{r_x}{r_y}\right)}}{r_y} \Rightarrow \left(\frac{K_x L_x}{r_x}\right)$

La razón  $\frac{r_x}{r_y}$  esta dada en la tabla 4-1 "Available Strength in Axial Compression, kips W-Shapes" para diferentes perfiles I de acero.

### **Estabilidad local:**

De acuerdo a SEGUI (2013), se da a conocer la siguiente teoría:

La resistencia correspondiente a cualquier modo de pandeo no puede desarrollarse si los elementos de la sección transversal son tan delgados o *esbeltos* que se presenta *pandeo local* o *pandeo local de la placa*. Este tipo de inestabilidad es un pandeo localizado o arrugamiento en una localidad aislada. La resistencia por compresión debe reducirse para perfiles I con patines o almas delgadas que son susceptibles a ese fenómeno. La medida de esta susceptibilidad es la *razón ancho – espesor* de cada elemento de la sección transversal. Dos tipos de elementos deben considerarse: elementos no atiesados o no rigidizados (para perfiles I el patín proyectante se considera así) que están sin soporte a lo largo de un borde paralelo a


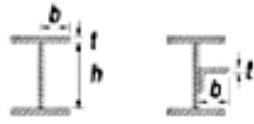

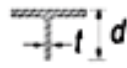
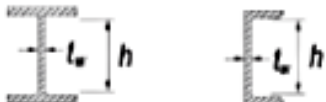
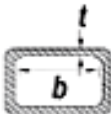

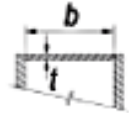
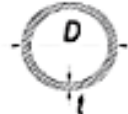


la dirección de la carga, y elementos atiesados o rigidizados (para perfiles I el alma se considera así) que están soportados a lo largo de ambos bordes.

La especificación para edificios de acero (“Specification For Structural Steel Buildings”) – ANSI/ AISC 360-10 en el capítulo B “Requisitos de Diseño” en el, B4.1, la cual se traduce en nuestra norma E.090 de estructuras metálicas en el capítulo 2 “Requisitos de Diseño” en el, 2.5.1, clasifica las secciones transversales de los perfiles según *pandeo local* para elementos en compresión (patines o alas y almas) de miembros en compresión axial como: *secciones esbeltas* y *secciones no esbeltas*, dependiendo de los valores de las *razones ancho – espesor*. Estos valores se encuentran en la tabla B4.1a de la especificación del AISC y en la norma E.090 en la tabla 2.5.1a. **Ver tabla 30**

Tabla 30: Relaciones ancho – espesor para elementos en compresión

**TABLA 2.5.1a**  
**RELACIONES ANCHO/ESPESOR LÍMITES PARA SECCIONES EN COMPRESION AXIAL**

	Caso	Descripción del Componente	Relación Ancho/Espesor	Relaciones Ancho/Espesor Límites $\lambda r$ (no esbelto/esbelto)	Ejemplos
Elementos No Rigidizados	1	Alas de perfiles laminados I, planchas proyectándose en perfiles laminados I; alas sobresalientes de pares de ángulos en contacto continuo, alas de canales y alas de secciones T.	$\frac{b}{t}$	$0,56 \sqrt{E/F_y}$	
	2	Alas de perfiles fabricados I y planchas o alas de ángulos proyectándose de perfiles fabricados.	$\frac{b}{t}$	$0,64 \sqrt{k_c E/F_y}^{(a)}$	
	3	Alas de ángulos simples, alas de ángulos dobles con separadores, y cualquier otro elemento no rigidizado.	$\frac{b}{t}$	$0,45 \sqrt{E/F_y}$	
	4	Compresión uniforme en alas de secciones T.	$\frac{d}{t}$	$0,75 \sqrt{E/F_y}$	
Elementos Rigidizados	5	Compresión uniforme en alas de perfiles I de simetría doble y canales	$\frac{h}{t_w}$	$1,49 \sqrt{E/F_y}$	
	6	Compresión uniforme en alas de perfiles cajón rectangular y tubular de espesor uniforme sujetos a flexión o compresión; platabandas y diafragmas entre líneas de conectores o soldaduras.	$\frac{b}{t}$	$1,40 \sqrt{E/F_y}$	
	7	Platabandas y Planchas Diafragma; entre líneas de conectores o soldaduras.	$\frac{b}{t}$	$1,40 \sqrt{E/F_y}$	
	8	Compresión uniforme en cualquier otro elemento rigidizado.	$\frac{b}{t}$	$1,49 \sqrt{E/F_y}$	
	9	Perfiles HSS circulares	$D/t$	$0,11 E/F_y$	

Fuente: (E.090 – Tabla 2.5.1a, 2016)

Los valores de las *razones ancho - espesor* de la **tabla 30** se describen a continuación:

- $\lambda = \text{razon ancho} - \text{espesor}$
- $\lambda r = \text{limite superior para la categoria no esbelto}$

Las secciones se clasifican según las *razones ancho – espesor* y se definen así:

- **Secciones esbeltas:** La sección esbelta es aquel miembro en compresión axial que contenga cualquier elemento en compresión (patines o alas y almas) que cumpla  $\lambda > \lambda r$ .
- **Secciones no esbeltas:** La sección no esbelta es aquel miembro en compresión axial que contenga cualquier elemento en compresión (patines o alas y almas) que cumpla  $\lambda \leq \lambda r$ .

La clasificación del perfil o sección transversal se basa en la peor *razón ancho – espesor* de la sección transversal. Por ejemplo, si el alma es esbelta y el patín es no esbelta, la sección se clasifica como esbelta. Para perfiles I, la razón para el patín proyectante (un elemento no atiesado o no rigidizado) es  $\frac{b}{t} = \frac{bf}{2tf}$ , y la razón para el alma (un elemento atiesado o rigidizado) es  $\frac{h}{tw}$ . Estas *razones ancho – espesor* tanto para el patín y para el alma de perfiles I están tabulados en el manual del AISC, la parte 1 “Propiedades y Dimensiones”, tabla 1-1 “W-Shapes Dimensions”

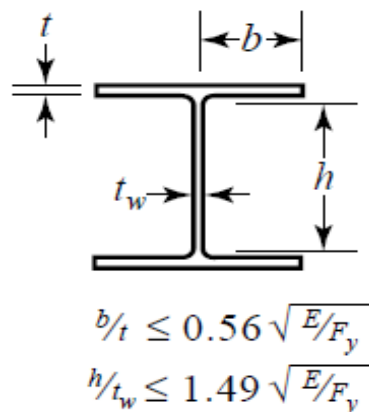


Figura 105: Razones ancho – espesor para perfiles de patín ancho (Perfil I o W) laminados en caliente en compresión

Fuente: (SEGUI, 2013)

Si el perfil clasifica como *esbelto*, debe tomarse en cuenta la posibilidad del pandeo local y la resistencia por compresión debe reducirse debido a pandeo local por un factor de reducción Q. La sección E7 de “La Especificación del AISC”, la cual es el capítulo 5.7 de la norma E.090, muestra el procedimiento para calcular Q.







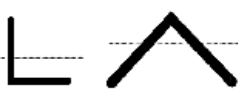

Pero como la mayoría de los perfiles usados como columnas no son esbeltos esto incluye la mayoría de los perfiles I estándar laminado en caliente, no se utilizara el factor de reducción Q. Los perfiles I esbeltos para compresión axial que figuran en el manual del AISC, la parte 1 “Propiedades y Dimensiones”, tabla 1-1 “W-Shapes Dimensions”, se identifican con una nota al pie de la tabla “c”. (*Para la presente tesis no se usaran perfiles I estándar laminados en caliente esbeltos*).

#### **Resistencia por compresión axial:**

La especificación para edificios de acero (“Specification For Structural Steel Buildings”) – ANSI/ AISC 360-10 en el capítulo E “Diseño de Miembros en Compresión”, la cual se traduce en nuestra norma E.090 de estructuras metálicas en el capítulo 5 “Diseño de Elementos en Compresión”, abarca el diseño de elementos sujetos a compresión axial a través del eje que pasa por su centro de gravedad. **Ver**

**tabla 31**

Tabla 31: Estados límites para elementos en compresión

<b>Tabla 5.1.1 Ubicación de los Numerales del Capítulo 5</b>				
Sección transversal	Sin Componentes Esbeltos		Con Componentes Esbeltos	
	Numerales en el Capítulo 5	Estados Límites	Numerales en el Capítulo 5	Estados Límites
	5.3 5.4	FB TB	5.7	LB FB TB
	5.3 5.4	FB FTB	5.7	LB FB FTB
	5.3	FB	5.7	LB FB
	5.3	FB	5.7	LB FB
	5.3 5.4	FB FTB	5.7	LB FB FTB
	5.6 5.3 5.4	FB FTB	5.6 5.7	LB FB FTB
	5.5		5.5	
	5.3	FB	N/A	N/A
Secciones asimétricas distintas a los ángulos simples	5.4	FTB	5.7	LB FTB
FB = pandeo por flexión, TB = pandeo torsional, FTB = pandeo flexo-torsional, LB = pandeo local, N/A = no aplica				

Fuente: (E.090 – Tabla 5.1.1, 2016)

La sección E2 de “La Especificación del AISC”, la cual es el capítulo 5.2 de la norma E.090, sugiere que para elementos diseñados en compresión, la *relación de esbeltez efectiva*  $\frac{KL}{r}$  preferentemente no debe exceder de 200, es decir  $\left(\frac{KL}{r} \leq 200\right)$ . Este límite está basado en el juicio profesional y la práctica de la economía en construcción, facilidad de manejo, y cuidado requerido para minimizar daño inadvertido durante la fabricación, el transporte y el montaje. Además, que tendrán poca resistencia.

Para la presente tesis solo se aplicara la sección E3 de “La Especificación del AISC”, la cual es el capítulo 5.3 de la norma E.090, para determinar la resistencia nominal por compresión  $P_n$ , debido a que solo tendremos ese caso ya que solo usaremos como columnas perfiles I estándar laminados en caliente doblemente simétricos y no esbeltos. Por lo que solo estarán sujetos al estado límite de resistencia de pandeo por flexión y no estarán sujetos a los estados límites de resistencia de pandeo torsional, pandeo flexo - torsional ni pandeo local o pandeo local de la placa. (*En el caso de tener un perfil o sección sujeto a los estados límite de pandeo por flexión, pandeo torsional o pandeo flexo-torsional el menor valor obtenido será la resistencia nominal por compresión  $P_n$* ).

**Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos.** Se aplica a elementos en compresión sin componentes esbeltos. La resistencia nominal por compresión  $P_n$ , basada en el estado límite de pandeo por flexión es:

$$P_n = F_{cr} A_g$$

Donde:

- $F_{cr}$  = esfuerzo crítico de pandeo
- $A_g$  = área total de la sección transversal de la columna

El esfuerzo crítico de pandeo  $F_{cr}$  para columnas tanto en el rango elástico como en el rango inelástico, se reducirá para tomar en cuenta los efectos de desalineamiento inicial, y se escribirán de la siguiente manera: **Ver figura 106**

$$\text{Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ ó } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \Rightarrow F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y \rightarrow \text{Rango elástico}$$

$$\text{Cuando } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ ó } \frac{F_y}{F_e} > 2.25 \Rightarrow F_{cr} = 0.877 F_e \rightarrow \text{Rango inelástico}$$

Donde:

$$P_e = \frac{\pi^2 EA}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad y \quad F_e = \frac{P_e}{A} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

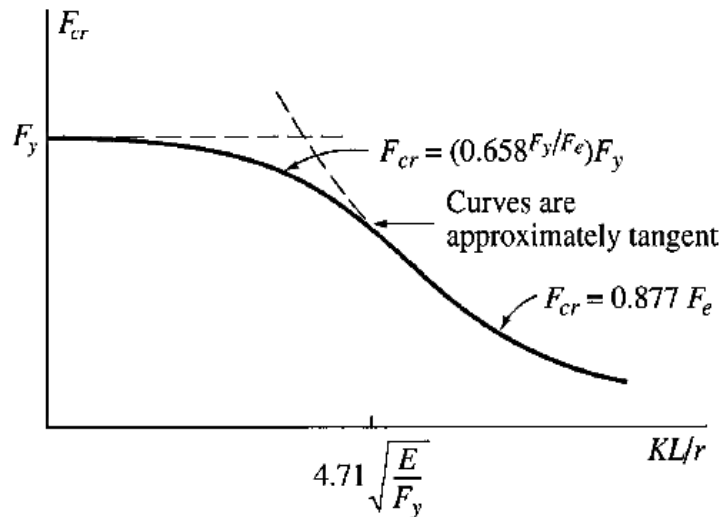


Figura 106: Esfuerzo crítico de pandeo en columnas para el rango elástico y para el rango inelástico

Fuente: (SEGUI, 2013)

La sección E1 de “La Especificación del AISC”, la cual es el capítulo 5.1 de la norma E.090, da la resistencia de diseño por compresión  $\phi_c P_n$  (diseño por el método LRFD), la cual está dado por el estado límite de resistencia de pandeo por flexión, y debe cumplir:

$$P_u \leq \phi_c P_n ; \text{ donde } \phi_c = 0.90 \text{ (LRFD) y } P_u = \text{Carga. max ultima factorizada}$$

Dónde:  $\phi_c P_n$  = resistencia de diseño por compresión del perfil de acero, para el método LRFD,  $\phi_c = 0.90$  (factor de resistencia para compresión, para el método LRFD) y  $P_u$  = resistencia ultima por compresión del perfil de acero, para el método LRFD.

El manual del AISC, contiene una variedad de tablas que permiten optimizar los procedimientos de cálculo para obtener algunos valores dados en las tablas, lo cual

es útil en el diseño de elementos en compresión. En el manual del AISC, la parte 1 “Propiedades y Dimensiones”, tabla 1-1 “W-Shapes Dimensions”, se encuentran los valores de  $I$  y  $r$  tanto para el eje X-X como para el eje Y-Y, además los valores de las áreas  $A_g$  para diferentes perfiles I de acero. Todos estos valores mencionados fueron vistos anteriormente dentro de este capítulo de la presente tesis.

En el manual del AISC, la parte 4 “Diseño de Miembros por Compresión”, tabla 4-1 “Available Strength in Axial Compression, kips W-Shapes”, se muestran los valores de  $\phi_c P_n$ , solo para resistencias a compresión gobernadas por el pandeo por flexión en función de  $KL$  y el menor radio de giro  $r_y$ , para diferentes perfiles I de acero solo para  $F_y = 50$  ksi. La tabla 4-22 “Available Critical Stress for Compression Members”, muestra los valores de  $\phi_c F_{cr}$ , solo para resistencias a compresión gobernadas por el pandeo por flexión en función de  $\frac{KL}{r}$ , para diferentes perfiles I de acero y para varios valores de  $F_y$ . Estas tablas para columnas se detienen en el límite superior recomendado de  $\frac{KL}{r} = 200$ .



### **2.2.3.5.5 Diseño de elementos sujetos a flexión y carga Axial en compresión - flexocompresión (columnas a flexocompresión)**

Según SEGUI (2013), si bien muchos miembros estructurales pueden tratarse como columnas cargadas solo de manera axial o como vigas con sólo carga de flexión, la mayoría de las vigas y columnas están sometidas, en cierto grado, a la flexión y a la carga axial. Sin embargo, los efectos secundarios son usualmente pequeños y pueden ser despreciados. Pero si en los miembros estructurales tratados como columnas o vigas se presenta una cantidad importante de ambos efectos, es decir de carga axial y flexión tales miembros se llaman *vigas - columnas*.

Según VINNAKOTA (2006), a menudo las estructuras de acero están sujetas a fuerza axial (ya sea tensión o compresión) y a flexión alrededor de uno o ambos ejes de simetría. El miembro sujeto a compresión axial y a flexión es conocido como una *viga - columna*.

“Las columnas que forman parte de una estructura de acero deben soportar, casi siempre, momentos de flexión, además de sus cargas usuales de compresión.” (MCCORMAC y CSERNAK, 2012 pág. 129).

#### **Situaciones donde se encuentra flexocompresión:**

De acuerdo a VINNAKOTA (2006) y SEGUI (2013), se da a conocer la siguiente teoría:

La flexocompresión en las *vigas - columnas* se pueden deber a: **Ver figura 107**

1. Cargas transversales que actúan entre los extremos de un miembro en compresión.
2. Excentricidad de la fuerza longitudinal en uno o ambos extremos.
3. Flexión de los miembros de conexión.

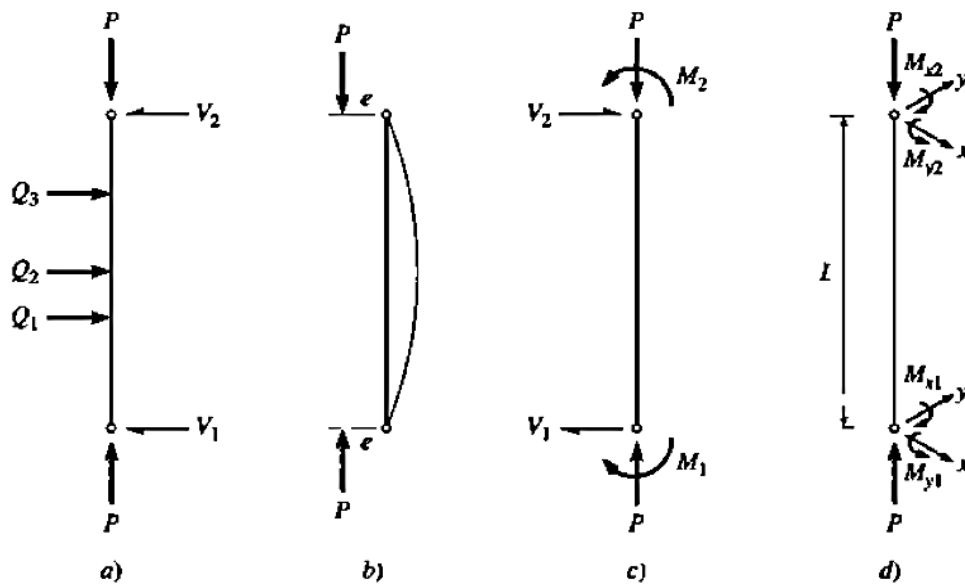


Figura 107: Casos de flexocompresión en elementos estructurales

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

Los miembros a flexocompresión (*vigas - columnas*) en estructuras de marcos o pórticos son realmente las columnas, que en el diseño en acero estructural se le conoce como *vigas - columnas* y estas suelen estar sujetamente únicamente a fuerzas en los extremos. Por lo general, la fuerza axial en las *vigas - columnas* en estructuras de marcos o pórticos se debe a la carga axial transferida por la columna que se encuentra arriba del miembro en estudio, y de los cortantes en los extremos de las vigas principales en X y Y. Los momentos flexionantes en los extremos de las *vigas - columnas* en estructuras de marcos o pórticos representan resistencia a los momentos flexionantes impuestos en los extremos por las vigas principales en X y Y que actúan en los dos planos principales (X y Y) del marco o pórtico (*estos momentos flexionantes biaxiales se deben a la acción en el espacio del sistema reticular*).

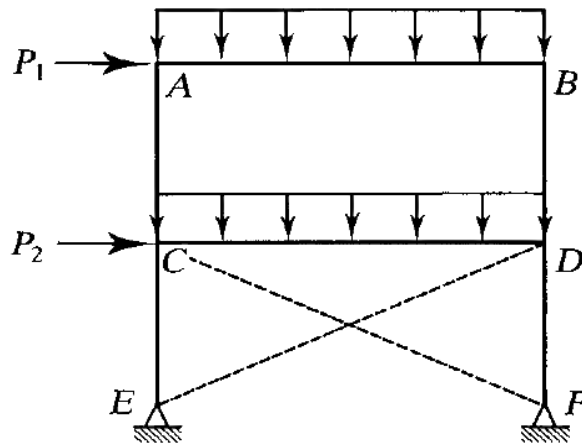


Figura 108: Miembros a flexocompresión en marcos o pórticos

Fuente: (SEGUI, 2013)

En la **figura 108**, los miembros verticales de este marco deben tratarse como elementos a flexocompresión (*vigas - columnas*) ya que aparte de la carga axial en compresión que soportaran se flexionaran baja la influencia de las cargas laterales, además en los nudos al ser rígidos los momentos flexionantes son transmitidos del miembro horizontal (*lo mismo sucede en cualquier marco rígido*) aunque esos momentos son por lo regular menores que los que resultan de las cargas laterales. La mayoría de las columnas en marcos rígidos son en realidad elementos a flexocompresión (*vigas - columnas*).

#### **Métodos de análisis para la resistencia requerida:**

De acuerdo a VINNAKOTA (2006), SEGUI (2013) y MCCORMAC y CSERNAK (2012), se da a conocer la siguiente teoría:

Los métodos de análisis estructural, que no toman en cuenta la geometría desplazada sino la geometría inicial de la estructura se denominan *análisis de primer orden* y los métodos iterativos que si toman en cuenta la geometría desplazada se denominan *análisis de segundo orden*, pero estos métodos son impracticables para los cálculos manuales y son, por lo regular, implementados con un programa de computadora.

Los elementos a flexocompresión (*vigas - columnas*) sujetas a momentos en sus extremos, y/o momentos por cargas transversales en su longitud, se denominan *momentos primarios o momentos de primer orden*. A los momentos adicionales inducidos por la interacción entre la fuerza axial y la deflexión se les denominan *momentos secundarios o momentos de segundo orden*. Existen dos tipos de *efectos de segundo orden* y por lo tanto dos tipos de *momentos de segundo orden* que trataremos en el presente capítulo, y son los siguientes:

- *Los efectos  $P - \delta$* . Se refieren a los efectos de las cargas actuando en la geometría deformada entre los nudos o uniones de un miembro. En consecuencia los *momentos  $P - \delta$*  en un elemento a flexocompresión (*viga - columna*) son el resultado de la carga de compresión axial actuando en la forma deformada del miembro después de la flexión, es decir el valor del *momento de segundo orden* será la carga de compresión axial multiplicada por la deflexión del miembro originada por la flexión,  $P\delta$ , (o podría entenderse como el producto de la carga de compresión axial al actuar con una excentricidad respecto al eje longitudinal del miembro cuando se ha deformado). **Ver figura 109**

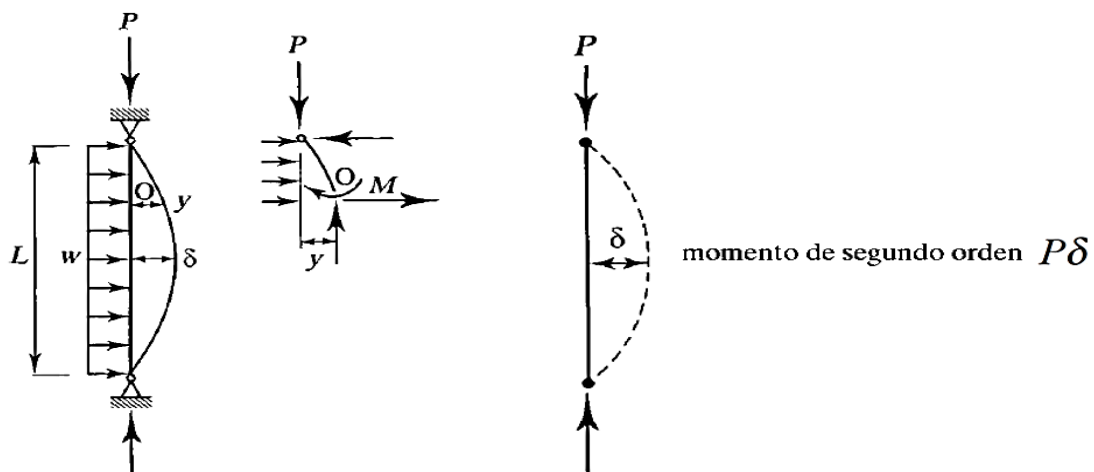


Figura 109: Efectos de segundo orden ( $P - \delta$ )

Fuente: (SEGUI, 2013)

- *Los efectos  $P - \Delta$ .* Se refieren a los efectos de las cargas actuando en la geometría deformada de una estructura con los nudos o uniones desplazados. En consecuencia los *momentos  $P - \Delta$*  en un elemento a flexocompresión (*viga - columna*) son el resultado de la carga de compresión axial actuando en la forma desplazada del miembro cuando un extremo del miembro se traslada respecto al otro, es decir el valor del *momento de segundo orden* será la carga de compresión axial multiplicada por la deflexión o desplazamiento lateral,  $P\Delta$ . **Ver figura 110**

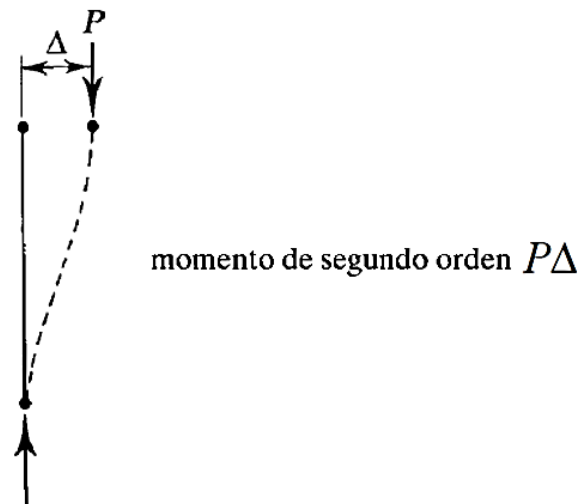


Figura 110: Efectos de segundo orden ( $P - \Delta$ )

Fuente: (SEGUI, 2013)

La especificación para edificios de acero (“Specification For Structural Steel Buildings”) – ANSI/ AISC 360-10 en el capítulo C “Diseño para Estabilidad” en el, C1, la cual se traduce en nuestra norma E.090 de estructuras metálicas en el capítulo 2 “Requisitos de Diseño” en el, 2.4, establece que se debe proveer a la estructura de una estabilidad de conjunto y para cada uno de sus elementos y permite cualquier método racional de diseño para la estabilidad que considere los siguientes efectos sobre la configuración deformada de la estructura y los elementos individuales:

1. Deformaciones axiales, de flexión y de corte de los elementos,
2. Efectos de segundo orden ( $P - \Delta$  y  $P - \delta$ ),
3. Imperfecciones geométricas,
4. Reducciones de rigidez debido a la inelasticidad y
5. Incertidumbres en rigidez y resistencia.

Se presentan tres métodos de diseño para la estabilidad en “La Especificación del AISC”, para determinar la resistencia requerida (o resistencia última para LRFD) para flexión y compresión axial para elementos a flexocompresión (*vigas - columnas*):

1. *Método de diseño de análisis directo.* En el capítulo C de “La Especificación del AISC” se da las consideraciones a tomar en cuenta para utilizar este método. Es un *análisis de segundo orden* que considera ambos efectos  $P - \Delta$  y  $P - \delta$ . La rigidez de los miembros son reducidos. Además, tiene la ventaja de no tener que calcular el *factor de longitud efectiva*  $K$  debido a que  $K = 1$  se utiliza tanto para el análisis como para determinar la resistencia disponible (o resistencia de diseño para LRFD) a compresión axial. Como una alternativa un *análisis aproximado de segundo orden* dado en el apéndice 8 “Análisis Aproximado de Segundo Orden” de “La Especificación del AISC” puede ser usado.
2. *Método de la longitud efectiva.* Su análisis está cubierto en el apéndice 7 “Métodos Alternativos de Diseño por Estabilidad” de “La Especificación del AISC”. También requiere de un *análisis de segundo orden* o un *análisis aproximado de segundo orden*. La rigidez de los miembros no son reducidos. El *factor de longitud efectiva*  $K$  para determinar la resistencia disponible (o resistencia de diseño para LRFD) a compresión axial debe ser determinado como se vio en el capítulo “Diseño de elementos en compresión” de la presente tesis.

3. *Método de análisis de primer orden.* Su análisis está cubierto en el apéndice 7 “Métodos Alternativos de Diseño por Estabilidad” de “La Especificación del AISC”. Es una versión simplificada del *método de diseño de análisis directo* que puede ser usada cuando ciertas condiciones son satisfechas. La rigidez de los miembros no son reducidos. El *factor de longitud efectiva K* para determinar la resistencia disponible (o resistencia de diseño para LRFD) a compresión axial es  $K = 1$ .

El *método de diseño de análisis directo* es el más preferido. Si un software apropiado está disponible, un *análisis de segundo orden* es el método de elección si y la resistencia requerida (o resistencia última para LRFD) para flexión y compresión axial son obtenidos del *análisis de segundo orden* pueden ir directamente a las fórmulas de interacción de la sección H1 de “La Especificación del AISC”, la cual es el capítulo 8.1 de la norma E.090, esas fórmulas se verán más adelante en el presente capítulo. Si un *análisis de segundo orden* no está disponible el *método de amplificación de momento* que es un enfoque aceptable de análisis directo o un *análisis aproximado de segundo orden* pueden usarse cuando la resistencia requerida (o resistencia última para LRFD) para flexión y compresión axial son obtenidos de un *análisis de primer orden* para que puedan usarse en las fórmulas de interacción.

*El método de amplificación de momento.* Implica calcular el momento flexionante máximo que resulta de las cargas de flexión (cargas transversales o momentos de extremo del miembro) por medio de un *análisis de primer orden* para luego multiplicarlo por un *factor de amplificación de momento* para tomar en cuenta el momento secundario. El *factor de amplificación de momento* se da a continuación:

$$\frac{1}{1 - \frac{P_u}{P_e}} ; (\text{Para LRFD})$$

Donde:

- $P_u$  = carga axial en compresión factorizada para el método LRFD.
- $P_e$  = carga crítica de pandeo de Euler (debe calcularse para el eje de flexión en análisis, X o Y)

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} = \frac{\pi^2 EA}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

### Método del análisis aproximado de segundo orden:

De acuerdo a SEGUI (2013) y MCCORMAC y CSERNAK (2012), se da a conocer la siguiente teoría:

El apéndice 8 “Análisis Aproximado de Segundo Orden” de “La Especificación del AISC”, proporciona como alternativa a un *análisis de segundo orden riguroso*, un procedimiento para considerar los *efectos de segundo orden* en estructuras mediante la amplificación de las resistencias requeridas (o resistencias últimas para LRFD) indicadas por un *análisis de primer orden*. Este método hace uso de factores de amplificación para tomar en cuenta los dos tipos de *momentos de segundo orden*:  $P - \delta$  (causado por la deflexión del miembro) y  $P - \Delta$  (causado por el desplazamiento lateral) vistos anteriormente. En consecuencia dos tipos de amplificadores deben ser utilizados: uno para tomar en cuenta la amplificación resultante por la deflexión del miembro,  $B_1$  y otro para tomar en cuenta el efecto del desplazamiento lateral del miembro,  $B_2$ . **Ver figura 111**



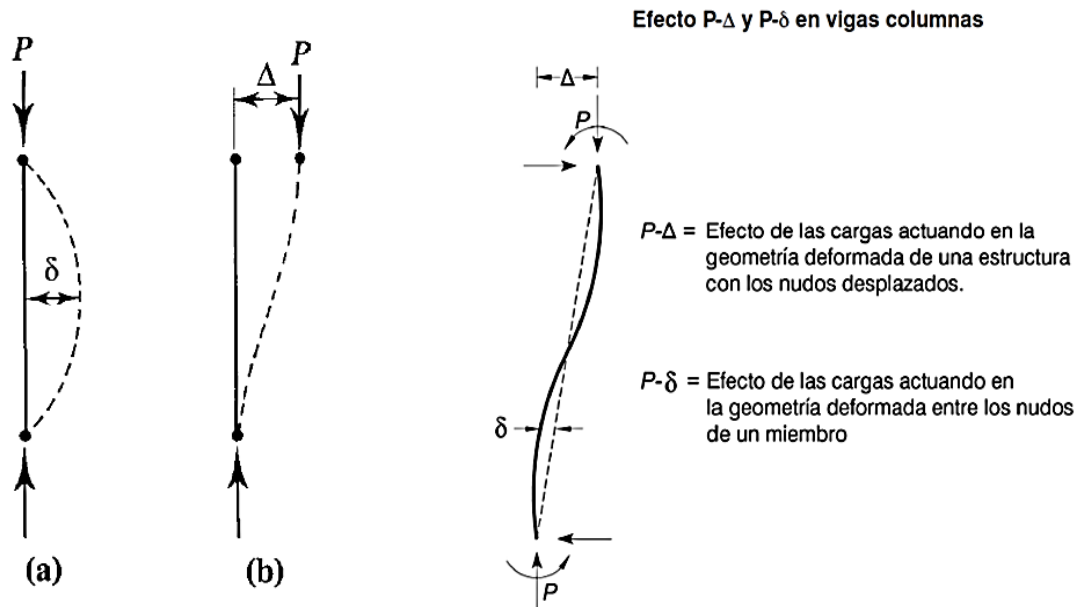


Figura 111: Efectos de segundo orden  $P-\delta$  y  $P-\Delta$  en vigas - columnas

Fuente: Elaboración propia

El momento de segundo orden  $P-\delta$  se presenta en un miembro a flexocompresión (viga - columna) que está restringido contra el desplazamiento lateral y el momento de segundo orden máximo es  $P\delta$ , que se suma al momento máximo de primer orden dentro del miembro que resulta de las cargas de flexión (cargas transversales o momentos de extremo del miembro) para obtener el momento total en el miembro. Pero sin conocer la deflexión no podemos calcular el momento de segundo orden máximo  $P\delta$ , ya que este problema no es lineal por lo tanto tampoco obtener el momento total en el miembro. Entonces, para aproximar este efecto se utiliza un factor de amplificación,  $B1$  dado en el análisis aproximado de segundo orden.

El momento de segundo orden  $P-\Delta$  se presenta en un miembro a flexocompresión (viga - columna) que no está restringido contra el desplazamiento lateral y el momento de segundo orden máximo es  $P\Delta$ , que se suma al momento máximo de primer orden dentro del miembro que resulta de las cargas de flexión (cargas transversales o momentos de extremo del miembro) para obtener el momento total

en el miembro. Entonces, para aproximar este efecto se utiliza un factor de amplificación,  $B_2$  dado en el *análisis aproximado de segundo orden*.

Entonces la resistencia requerida (o resistencia última para LRFD) para flexión en miembros a flexocompresión (*vigas - columnas*), debe ser determinada como sigue:

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

Donde:

- $M_r$  = resistencia requerida (o resistencia última para LRFD) para flexión de segundo orden usando las combinaciones LRFD, ( $M_r = M_u$ ; para LRFD). Debe calcularse para cada eje principal (X y Y) donde haya momento. Con el valor de  $M_r$  se entra a las fórmulas de interacción que se verán más adelante.
- $M_{nt}$  = momento máximo de primer orden usando las combinaciones LRFD, al suponer que no ocurre desplazamiento lateral o ladeo, esté el marco realmente arriostrado o no (el subíndice “*nt*” significa “no traslación”).  $M_{nt}$  será un momento con carga factorizada para LRFD. Debe calcularse para cada eje principal (X y Y) donde haya momento.
- $M_{lt}$  = momento máximo de primer orden usando las combinaciones LRFD, originado por desplazamiento lateral o ladeo (el subíndice “*lt*” significa “traslación lateral”). Este momento puede ser causado por cargas laterales o por cargas de gravedad no balanceadas. Las cargas de gravedad pueden producir un desplazamiento lateral si el marco es asimétrico o si las cargas de gravedad están asimétricamente colocadas.  $M_{lt}$  será cero si el marco está arriostrado.  $M_{lt}$  será un momento con carga factorizada para LRFD. Debe calcularse para cada eje principal (X y Y) donde haya momento.
- $B_1$  = factor de amplificación para los momentos que ocurren en el miembro cuando este está arriostrado contra desplazamiento lateral (*momento de*

*segundo orden P -  $\delta$* ). Debe calcularse para cada eje principal (X y Y) donde haya momento.

- $B_2$  = factor de amplificación para los momentos que resultan por desplazamiento lateral (*momento de segundo orden P -  $\Delta$* ). Debe calcularse para cada eje principal (X y Y) donde haya momento.

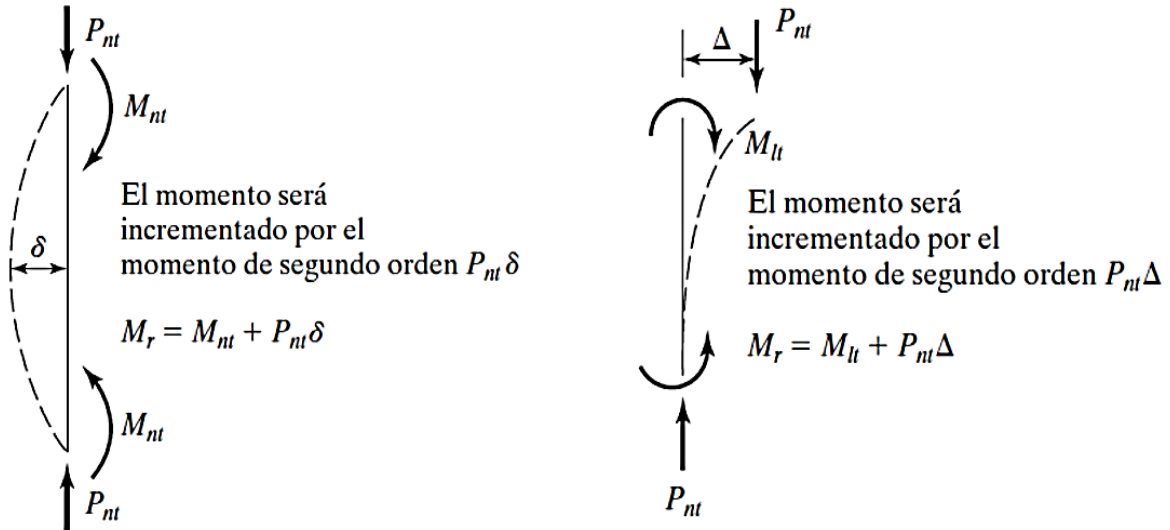
La resistencia requerida (o resistencia última para LRFD) para compresión axial en miembros a flexocompresión (*vigas - columnas*), debe tener en cuenta los *efectos de segundo orden* debido a que se afecta por la geometría desplazada de la estructura durante la carga. En consecuencia no tiene nada ver con el desplazamiento del miembro (*efectos P -  $\delta$* ) pero si con el desplazamiento del nudo (*efectos P -  $\Delta$* ). Por lo tanto, se debe determinar como sigue:

$$Pr = Pnt + B_2 Plt$$

Donde:

- $Pr$  = resistencia requerida (o resistencia última para LRFD) para compresión axial de segundo orden usando las combinaciones LRFD, ( $Pr = Pu$  ; *para LRFD*). Con el valor de  $Pr$  se entra a las fórmulas de interacción que se verán más adelante.
- $Pnt$  = fuerza axial de primer orden usando las combinaciones LRFD, correspondiente a la condición arriostrada, cuando en la estructura no hay desplazamiento lateral (el subíndice “*nt*” significa “no traslación”).  $Pnt$  será una carga axial factorizada para LRFD.

- $P_{lt}$  = fuerza axial de primer orden usando las combinaciones LRFD, correspondiente a la condición de desplazamiento lateral o ladeo, originado solo por el desplazamiento lateral de la estructura (el subíndice “ $lt$ ” significa “traslación lateral”).  $P_{lt}$  será una carga axial factorizada para LRFD.



$M_{nt} + P_{nt} \delta$  se reemplaza por  $B_1 M_{nt}$

$M_{lt} + P_{nt} \Delta$  se reemplaza por  $B_2 M_{lt}$

Figura 112: Momentos requeridos incrementados por los efectos de segundo orden en vigas - columnas

Fuente: (MCCORMAC y CSERNAK, 2012)

### Marcos contraventeados y marcos no contraventeados:

De acuerdo a SEGUI (2013), se da a conocer la siguiente teoría:

En estructuras de marcos arriostrados o contraventeados y no arriostrados o no contraventeados, se presentan los *momentos de segundo orden*  $P - \delta$  y  $P - \Delta$  y sus amplificadores  $B_1$  y  $B_2$  respectivamente *del análisis aproximado de segundo orden*, de la siguiente manera:

*Marcos contraventeados , solo momento  $P - \delta$  y amplificador  $B1$*

*y*

*Marcos no contraventeados , momentos  $P - \delta$  y  $P - \Delta$  y amplificadores  $B1$  y  $B2$*

*Marcos arriostrados o contraventeados.* Los miembros a flexocompresión (*vigas - columnas*) que pertenecen a este tipo de estructuras solo presentan *momentos de segundo orden  $P - \delta$* , debido a que el miembro esta arriostrado contra desplazamiento lateral, es decir, uno de los extremos no puede trasladarse con respecto al otro. Entonces, se deberá usar el factor de amplificación *B1* dado por la siguiente expresión:

$$B1 = \frac{Cm}{1 - \frac{\alpha Pr}{Pe1}} \geq 1; \alpha = 1.0 \text{ (para LRFD)}$$

Donde:

- $Cm$  = coeficiente que supone un marco sin desplazamiento lateral (aplica solo a la condición arriostrada). Se tiene que calcular para el eje en flexión.
- $Pr = Pnt + Plt$  (sin amplificar por  $B2$ ),  $Pr = Pu$  ; para LRFD.
- $Pe1$  = resistencia a pandeo elástico del elemento en el plano de flexión o para el eje en flexión calculada suponiendo que no hay desplazamiento de nudos.

$$Pe1 = \frac{\pi^2 EI^*}{(K1 L)^2}$$

Donde:

- $EI^*$  = rigidez en flexión a ser usada en el análisis (para el método de diseño de análisis directo  $EI^* = 0.8 \tau b EI$  ; para los métodos de longitud efectiva y análisis de primer orden  $EI^* = EI$ ).

$$\tau_b = 1.0 ; \text{cuando } \frac{\alpha Pr}{P_y} \leq 0.5$$

$$\tau_b = 4 \left( \frac{\alpha Pr}{P_y} \right) \left( 1 - \frac{\alpha Pr}{P_y} \right) ; \text{cuando } \frac{\alpha Pr}{P_y} > 0.5$$

El factor de reducción de rigidez  $\tau_b$ ,  $Pr$  y  $P_y$  fueron vistos en el capítulo “Diseño de elementos en compresión” de la presente tesis. Se permite usar  $\tau_b = 1.0$  si una pequeña carga ficticia adicional es incluida para tomar en cuenta la fuera de verticalidad inicial.

- $K_1$  = factor de longitud efectiva en el plano de flexión o para el eje en flexión, calculado en la hipótesis que no hay desplazamiento lateral en los extremos del miembro. Debe suponerse  $K_1 = 1$ , a menos que un valor más exacto sea calculado. El subíndice 1 corresponde a la condición arriostrada y el subíndice 2 corresponde a la condición no arriostrada.

Los valores de  $E$ ,  $I$  y  $L$  son los mismos vistos en el capítulo “Diseño de elementos en compresión” de la presente tesis. Tienen que calcularse para el eje en flexión.

El factor de amplificación  $B_1$  debe calcularse para el plano de flexión o para el eje en flexión en análisis. Además, se puede notar que  $B_1$  es similar al *factor de amplificación de momento* dado por el método de *amplificación de momento* ya que esté también se obtuvo para un miembro arriostrado contra desplazamiento lateral. La diferencia entre ambos se da por el coeficiente  $C_m$  que toma en cuenta la distribución de momento flexionante a lo largo del miembro. En consecuencia, para evaluar el coeficiente  $C_m$  se debe tener presente la *flexión de curvatura* que producen los momentos en el miembro. En conclusión, el momento máximo en un miembro a flexocompresión (*viga - columna*) depende de la distribución de momento flexionante a lo largo del miembro y esta distribución se toma por medio de coeficiente  $C_m$  aplicado al factor de amplificación  $B_1$ . **Ver figura 113**

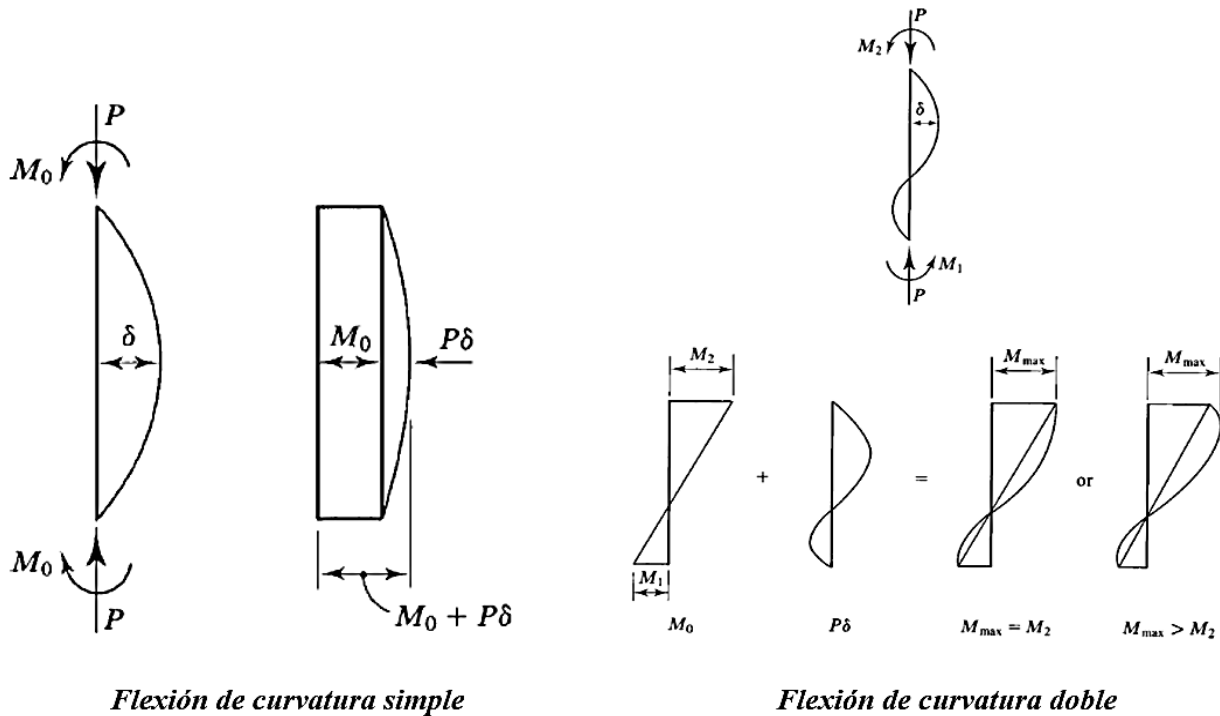


Figura 113: Flexión de curvatura simple y curvatura doble para el coeficiente “ $C_m$ ” en vigas - columnas

Fuente: (SEGUI, 2013)

El coeficiente  $C_m$  se aplica solo a la condición arriostrada. Hay dos categorías de miembros para analizar y evaluar el coeficiente  $C_m$ :

1. Para miembros sin cargas transversales actuando entre los extremos:

$$C_m = 0.6 - 0.4 \left( \frac{M_1}{M_2} \right)$$

Donde:

- $\frac{M_1}{M_2}$  = es la razón de los momentos flexionantes en los extremos del miembro.
- $M_1$  = es el momento de extremo menor en el valor absoluto.
- $M_2$  = es el momento de extremo mayor en el valor absoluto.

La razón es *positiva* para los miembros flexionados en *curvatura doble* (esto ocurre cuando  $M_1$  y  $M_2$  son ambos horarios o ambos antihorarios) y la razón es *negativa*

para los miembros flexionados en *curvatura simple* (esto ocurre cuando  $M_1$  es horario y  $M_2$  es antihorario o viceversa). Ver figura 114

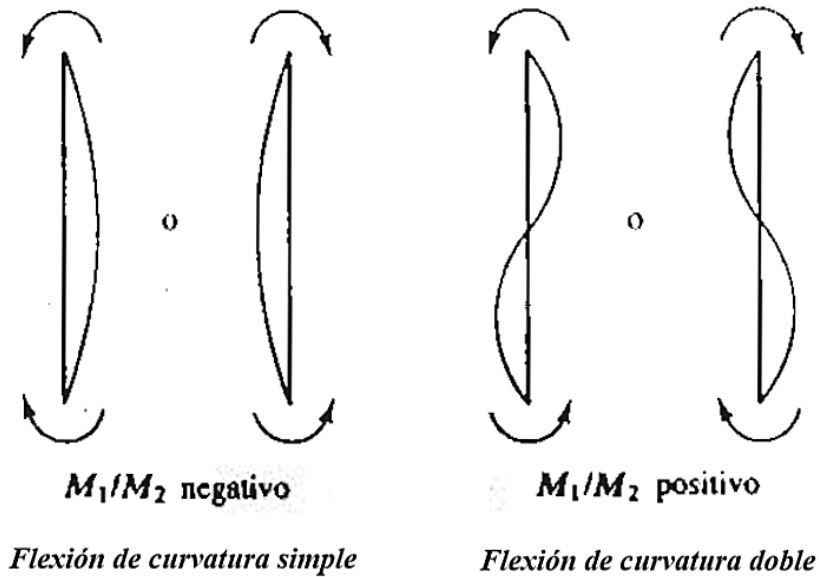


Figura 114: Razón positiva y negativa para vigas – columnas en flexión de curvatura simple y curvatura doble

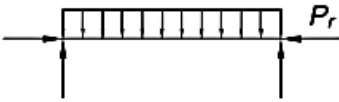
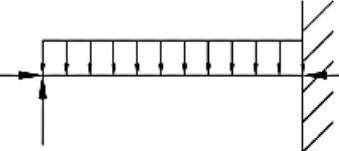
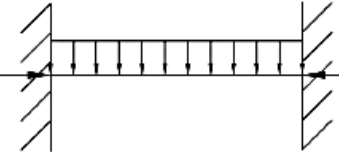
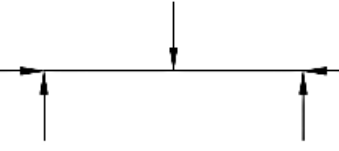
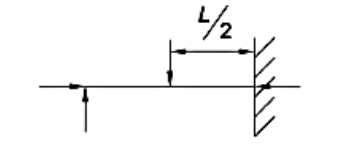
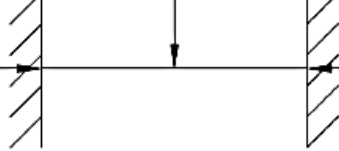
Fuente: (SEGUI, 2013)

2. Para miembros cargados transversalmente entre los extremos:  $C_m$  puede tomarse igual a 1.0 o determinarse mediante un procedimiento más exacto y  $C_m$  está dado como: Ver tabla 32

$$C_m = 1 + \psi \left( \frac{\alpha Pr}{Pe_1} \right)$$



Tabla 32: Factores de amplificación para el coeficiente “ $C_m$ ”

TABLA C-A-8.1. Factores de Amplificación $\Psi$ y $C_m$		
Case	$\Psi$	$C_m$
	0	1.0
	-0.4	$1 - 0.4 \frac{\alpha P_r}{P_{e1}}$
	-0.4	$1 - 0.4 \frac{\alpha P_r}{P_{e1}}$
	-0.2	$1 - 0.2 \frac{\alpha P_r}{P_{e1}}$
	-0.3	$1 - 0.3 \frac{\alpha P_r}{P_{e1}}$
	-0.2	$1 - 0.2 \frac{\alpha P_r}{P_{e1}}$

Fuente: (Comentario Esp. AISC – Tabla C-A-8.1, 2010)

La **figura 115**, muestra los casos donde aplica el coeficiente  $C_m$  y las dos categorías de miembros para evaluar este coeficiente  $C_m$ .

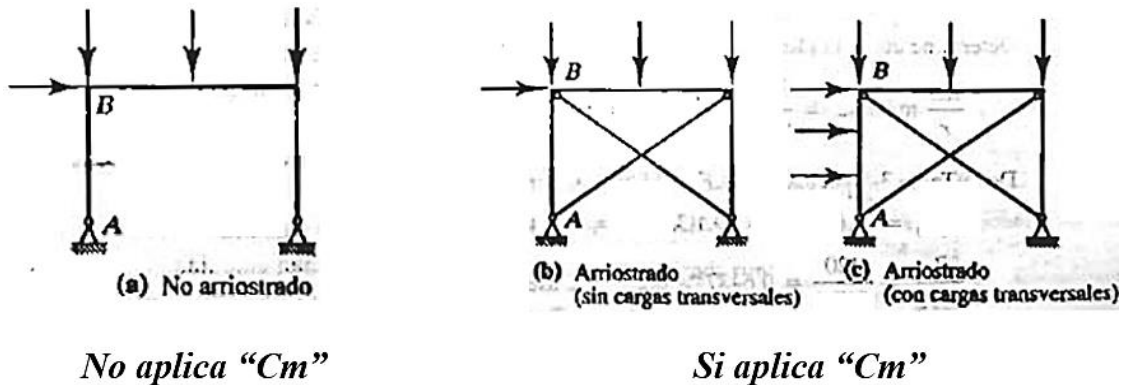


Figura 115: Casos donde aplica y no aplica el coeficiente “Cm” en vigas – columnas que pertenecen a marcos o pórticos

Fuente: (SEGUI, 2013)

Marcos no arriostrados o no contraventeados (también llamados marcos o pórticos rígidos). Los miembros a flexocompresión (vigas - columnas) que pertenecen a este tipo de estructuras presentan *momentos de segundo orden*  $P - \Delta$ , debido a que el miembro no está arriostrado contra desplazamiento lateral, es decir, cuyos extremos tienen libertad de trasladarse. Como el *momento primario máximo* resultante del desplazamiento lateral está casi en un extremo y al igual que el *momento secundario máximo*, entonces por lo regular son aditivos y no se requiere el coeficiente  $C_m$  en efecto puede tomarse  $C_m = 1$ . Entonces, se deberá usar el factor de amplificación  $B_2$  dado por la siguiente expresión: **Ver figura 116**

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{entrepiso}}{P_{e \text{ entrepiso}}}} \geq 1; \alpha = 1.0 \text{ (para LRFD)}$$

Donde:

- $P_{entrepiso}$  = suma de las cargas factorizadas para LRFD para todas las columnas en el piso bajo consideración o carga vertical total soportada por el piso bajo consideración empleando las combinaciones de carga LRFD,

incluyendo las cargas en las columnas que no sean parte del sistema resistente a cargas laterales.

- $P_e$  entrepiso = resistencia total a pandeo elástico del piso bajo consideración, en la dirección de traslación considerada, determinada mediante análisis al pandeo por desplazamiento lateral o según:

$$P_e \text{ entrepiso} = RM \frac{HL}{\Delta H}$$

Donde:

$$RM = 1 - 0.15 \left( \frac{Pmf}{P_{\text{entrepiso}}} \right)$$

- $Pmf$  = carga vertical total en columnas en el piso bajo consideración que son parte de marcos rígidos (para sistemas de marcos arriostrados igual a 0).
- $L$  = altura del piso bajo consideración
- $\Delta H$  = deriva o distorsión de entrepiso de primer orden del piso bajo consideración, en la dirección de traslación considerada debido a las cargas laterales, determinada empleando la rigidez requerida a ser usada en el análisis.
- $H$  = cortante del piso bajo consideración, en la dirección de traslación considerada, producido por las cargas laterales empleadas para calcular  $\Delta H$ .

El factor de amplificación  $B_2$  debe calcularse para la dirección de traslación considerada (en otras palabras para el plano de flexión o para el eje en flexión en análisis). Si no hay marcos rígidos en el piso,  $Pmf = 0$  y  $RM = 1.0$ , y si todas las columnas en el piso son miembros de marcos a momento,  $Pmf = P_{\text{entrepiso}}$  y  $RM = 0.85$ . La justificación del uso de la carga y resistencia total del piso es que  $B_2$  aplica marcos no arriostrados o no contraventeados y si va ocurrir desplazamiento lateral todas las columnas del piso deben desplazarse o ladearse simultáneamente.

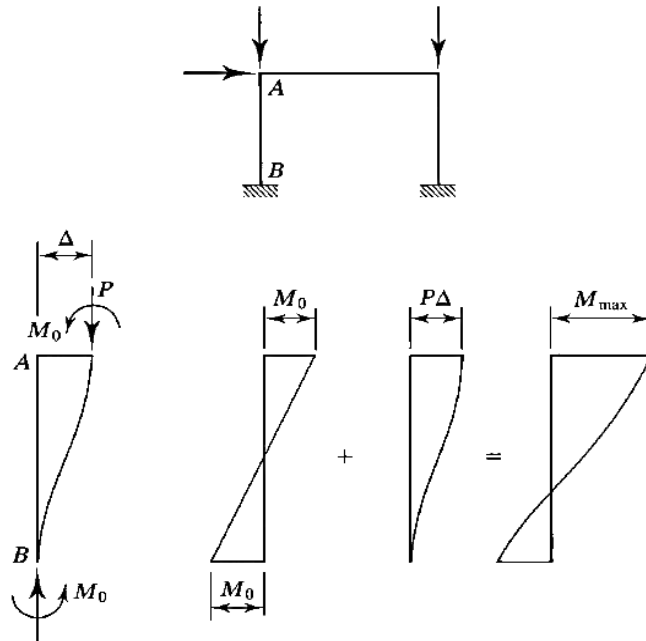


Figura 116: Momento de segundo orden  $P - \Delta$  en marcos no arriostrados

Fuente: (SEGUI, 2013)

En marcos no arriostrados o no contraventeados, además de *momentos de segundo orden  $P - \Delta$*  se presentan por concepto de superposición *momentos de segundo orden  $P - \delta$* . Existen dos casos para poder analizar esta situación:

1. Marcos no arriostrados o no contraventeados simétricos sometido a cargas de gravedad simétricamente distribuidas y a cargas laterales: **Ver figura 117**

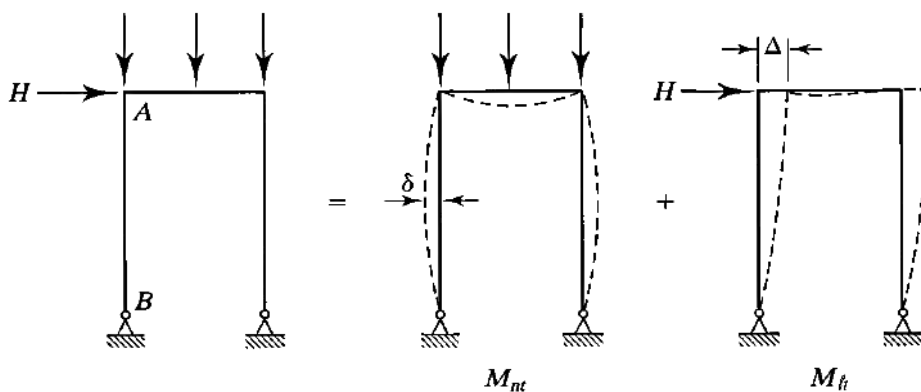


Figura 117: Momento de segundo orden  $P - \delta$  por cargas de gravedad simétricas y cargas laterales en marcos no arriostrados

Fuente: (SEGUI, 2013)

El momento  $M_{nt}$  se calcula solo al emplear las cargas de gravedad y como están simétricamente distribuidas, no es necesario ningún arriostamiento para prevenir el desplazamiento lateral. Este momento entonces se amplifica por  $B_1$  para tomar en cuenta el *momento de segundo orden*  $P - \delta$ . El momento  $M_{lt}$  correspondiente al desplazamiento lateral (causado por la carga horizontal), será amplificado por  $B_2$  para para tomar en cuenta el *momento de segundo orden*  $P - \Delta$ .

2. Marcos no arriostrados o no contraventeados asimétrico o sometido a cargas de gravedad asimétricamente distribuidas: **Ver figura 118**

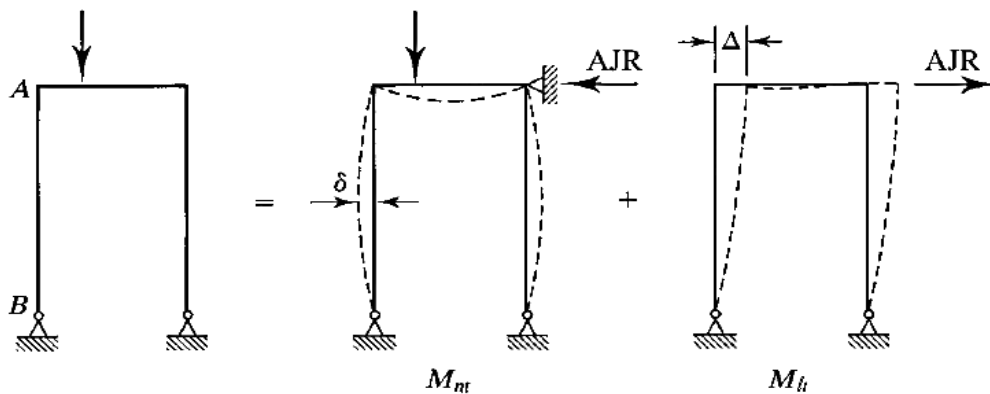


Figura 118: Momento de segundo orden  $P - \delta$  por cargas de gravedad asimétricas en marcos no arriostrados

Fuente: (SEGUI, 2013)

Debido a la distribución asimétrica de la carga de gravedad, habrá una pequeña cantidad de desplazamiento lateral. El momento  $M_{nt}$  se calcula al considerar que el marco está arriestrado (en este caso por un soporte horizontal ficticio, que se llama *restricción artificial del nudo* - RAN o AJR). Este momento entonces se amplifica por  $B_1$  para tomar en cuenta el *momento de segundo orden*  $P - \delta$ . Para calcular el momento  $M_{lt}$  por desplazamiento lateral (causado por la distribución asimétrica de la carga de gravedad), se retirará el soporte ficticio y una fuerza igual a la restricción artificial de nudo

pero opuesta se aplica al marco. En consecuencia será amplificado por  $B_2$  para para tomar en cuenta el *momento de segundo orden*  $P - \Delta$ . En casos como éste, el momento secundario  $P - \Delta$  será muy pequeño y  $Mlt$  puede ser despreciado.

### **Resistencia por flexión y compresión axial o flexocompresión:**

La especificación para edificios de acero (“Specification For Structural Steel Buildings”) – ANSI/ AISC 360-10 en el capítulo H “Diseño de Miembros para Solicitaciones Combinadas y Torsión”, la cual se traduce en nuestra norma E.090 de estructuras metálicas en el capítulo 8 “Diseño de Elementos Sujetos a Fuerzas Combinadas y Torsión”, abarca el diseño de elementos sujetos a carga axial y flexión respecto a uno o dos ejes, con o sin torsión, y elementos sujetos solo a torsión.

Para la presente tesis solo se aplicara la sección H1, el H1.1, de “La Especificación del AISC”, la cual es el capítulo 8.1, el 8.1.1, de la norma E.090, para obtener las fórmulas de interacción para miembros a flexión y compresión axial o flexocompresión, debido a que solo tendremos ese caso ya que solo usaremos como miembros a flexocompresión (*vigas - columnas*) que en realidad son las columnas perfiles I estándar laminados en caliente doblemente simétricos.

**Miembros con simetría doble y simple solicitados a flexión y compresión.** La interacción de flexión y compresión en elementos con simetría doble, están dadas por las siguientes fórmulas de interacción para flexocompresión biaxial con respecto a los dos ejes principales de una sección de perfil I (X y Y):

$$\text{Cuando } \frac{Pr}{P_c} \geq 0.2 \Rightarrow \frac{Pr}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{Mr_x}{M_{cx}} + \frac{Mr_y}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\text{Cuando } \frac{Pr}{P_c} < 0.2 \Rightarrow \frac{Pr}{2P_c} + \left( \frac{Mr_x}{M_{cx}} + \frac{Mr_y}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

Para método LRFD:

$$\text{Cuando } \frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.2 \Rightarrow \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

$$\text{Cuando } \frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.2 \Rightarrow \frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

Donde:

- $P_r = P_u$  = resistencia requerida (o resistencia última para LRFD) para compresión axial, usando las combinaciones LRFD.
- $P_c = \phi_c P_n$  = resistencia disponible (o resistencia de diseño para LRFD) para compresión axial, determinada de acuerdo al capítulo “Diseño de elementos en compresión” de la presente tesis.
- $M_r = M_u$  = resistencia requerida (o resistencia última para LRFD) para flexión, usando las combinaciones LRFD.
- $M_c = \phi_b M_n$  = resistencia disponible (o resistencia de diseño para LRFD) para flexión, determinada de acuerdo al capítulo “Diseño de elementos en flexión” de la presente tesis.
- $x$  = subíndice que indica flexión en torno al eje fuerte.
- $y$  = subíndice que indica flexión en torno al eje débil.

El manual del AISC, contiene una variedad de tablas que permiten optimizar los procedimientos de cálculo para obtener algunos valores dados en las tablas, lo cual es útil en el diseño de elementos a flexocompresión (*vigas - columnas*). En el manual del AISC, la parte 6 “Diseño de Miembros Sujetos a Fuerzas Combinadas”, tabla 6-1 “Combined Flexure and Axial Force W-Shapes”, se muestran los valores de  $p$ ,  $b_x$  y  $b_y$ , (coeficientes para flexión y fuerza axial combinada, donde  $p = \frac{1}{P_c}$ ;  $b_x = \frac{8}{9M_{cx}}$  y  $b_y = \frac{8}{9M_{cy}}$ ) para diferentes perfiles I de acero solo para  $F_y = 50$  ksi.

### 2.2.3.5.6 Diseño de elementos en tensión o tracción (arriostres o contraventeos)

Según VINNAKOTA (2006), los miembros a tensión son elementos estructurales que están sujetas a fuerzas axiales directas, que tienden a alargar el miembro. Un miembro cargado en tensión axial, se sujeta a esfuerzos normales de tensión uniformes, en todas las secciones transversales a lo largo de su longitud.

Según SEGUI (2013), los miembros en tensión se definen como elementos estructurales sometidos a fuerzas axiales en tensión. Ellos se usan en varios tipos de estructuras entre ellos miembros de armaduras, arriostramientos para edificios, etc. Puede usarse cualquier configuración de sección transversal, ya que para cualquier material, el único factor que determina la resistencia es el área transversal. Según ZAPATA (1991), se denominan miembros en tracción axial a los elementos de las estructuras en los cuales se generan esfuerzos internos que evitan que se separen los extremos cuando están sometidos a una fuerza axial. No tienen problemas de estabilidad interna, como columnas a compresión axial o flexocompresión, o con vigas a flexión, que puedan pandear (los miembros a tracción no sufren de pandeo). Permiten aprovechar los máximos valores de la capacidad del acero en su resistencia. Sin embargo, en ellos las conexiones son muy importantes.



*Figura 119: Miembro estructural sometido a fuerzas de tensión*

Fuente: Elaboración propia

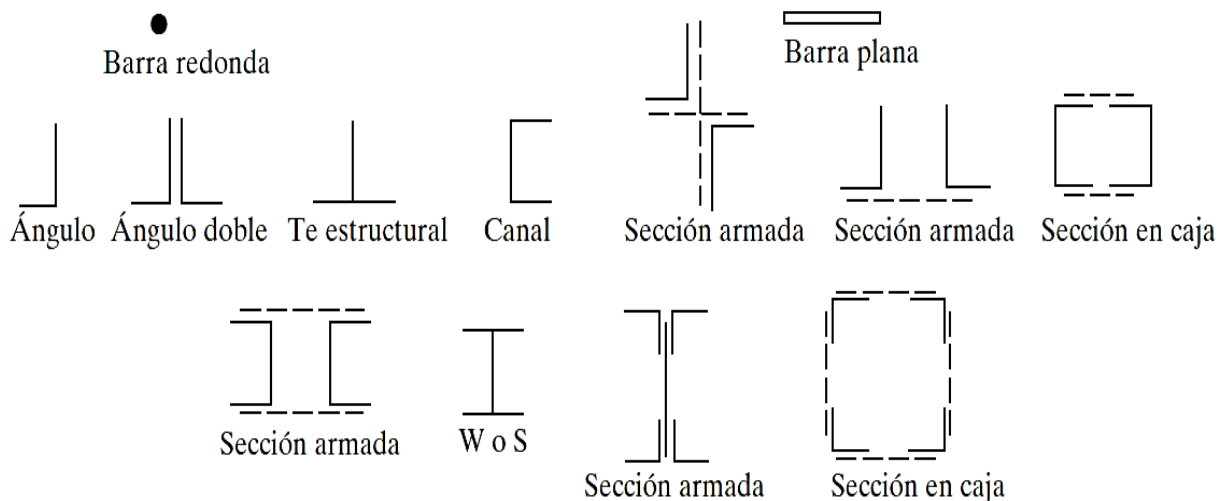
#### **Perfiles usados como miembros en tensión:**

VINNAKOTA (2006), cualquier perfil de acero disponible se puede utilizar como un miembro en tensión. La elección de la sección a utilizar está regida, en gran medida,



por el tipo de conexión de extremo utilizada para conectar el miembro al resto de la estructura. Lo ideal es que la conexión de extremo este diseñada de manera que la fuerza de tensión se aplique al miembro en forma concéntrica. En las estructuras soldadas, por lo general, las conexiones a los miembros adyacentes se pueden hacer directamente por traslape o a tope. Sin embargo, en las estructuras empernadas, por lo general cada conexión requiere de una placa de unión.

MCCORMAC y CSERNAK (2012), la selección de un perfil para usarse como miembro a tensión es uno de los problemas más sencillos, debido a que no hay peligro de que el miembro se pandee y depende del proyectista.



*Figura 120: Diferentes secciones de acero utilizadas como miembros en tensión*

Fuente: (MCCORMAC y CSERNAK, 2012)

Puede ser que la carga axial de tensión que soporta un miembro sea tan grande, que un simple perfil laminado podría no aportar el área requerida. En tal caso se podría optar por secciones armadas consistente en varios elementos o perfiles laminados para satisfacer los requerimientos.

#### **Esfuerzos de tensión en miembros estructurales:**

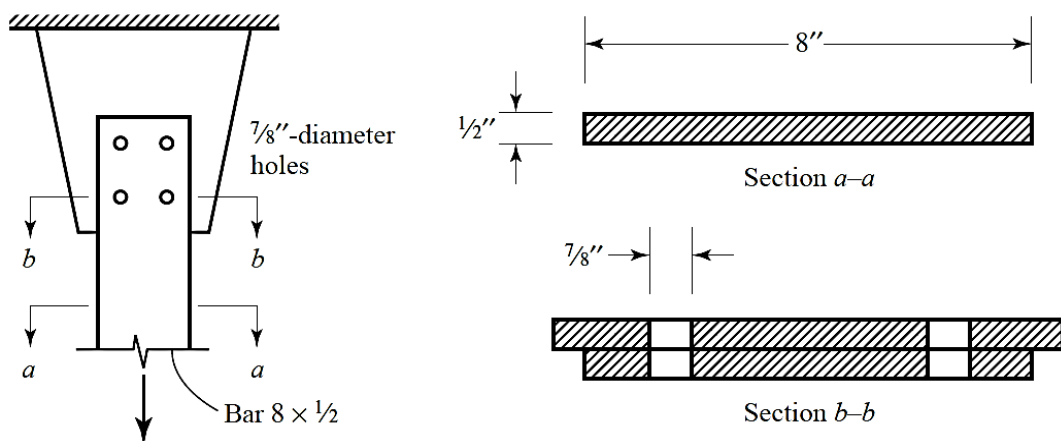
De acuerdo a VINNAKOTA (2006), SEGUI (2013), MCCORMAC y CSERNAK (2012) y ZAPATA (1991), se da a conocer la siguiente teoría:

El esfuerzo en un miembro axialmente cargado en tensión está dado por:

$$f = \frac{P}{A}$$

Dónde: “ $f$ ” es el esfuerzo de tensión; “ $P$ ” es la magnitud de la carga axial y “ $A$ ” es el área total de la sección transversal del miembro en tensión normal a la carga, también se le conoce como “ $A_g$ ”.

El esfuerzo de tensión tal como está dado por la expresión es exacto siempre que la sección transversal en consideración no sea adyacente al punto de aplicación de la carga, donde la distribución del esfuerzo no es uniforme (en otras palabras se da cuando a lo largo del miembro hay variaciones en la sección transversal, por lo tanto el esfuerzo en tensión no es uniforme en toda la longitud). **Ver figura 121**



*Figura 121: Sección A-A y B-B en un miembro sometido a fuerzas de tensión*

Fuente: (SEGUI, 2013)

Si el área de la sección de un miembro en tensión varía a lo largo de su longitud, el esfuerzo es una función de la sección particular bajo consideración (Ej. Sección a-a y b-b). Esto es porque la presencia de agujeros reduce la sección trasversal en una cantidad igual al área suprimida por los agujeros. Los miembros a tensión son a menudo conectados en sus extremos con pernos. En la **figura 121**, el miembro a

tensión, una barra de  $\frac{1}{2}'' \times 8''$  (espesor x ancho), está conectado a una *placa de nudo* o *cartela*, un elemento de conexión cuyo propósito es transferir la carga del miembro a un soporte o a otro miembro. El área de la barra en la sección a-a es  $\left(\frac{1}{2} \text{ in} \times 8 \text{ in}\right) = 4 \text{ in}^2$ , pero el área de la barra en la sección b-b es solo  $4 \text{ in} - 2\left(\frac{1}{2} \text{ in} \times \frac{7}{8} \text{ in}\right) = 3.13 \text{ in}^2$ , por la presencia de dos agujeros en esa sección y estará sometido a un esfuerzo mayor. Al área reducida se le llama *área neta* o *sección neta* y al área no reducida es el *área total* o *área bruta*.

*Para carga axial  $P \Rightarrow A$  mayor área  $A(\uparrow)$ ; menor esfuerzo  $f(\downarrow)$*

*y viceversa*

*Para carga axial  $P \Rightarrow A$  menor área  $A(\downarrow)$ ; mayor esfuerzo  $f(\uparrow)$*

El problema típico de diseño es seleccionar un miembro con área transversal suficiente para resistir las cargas. Para ello el problema gira en torno a la revisión del miembro, donde la resistencia es calculada y comparada con la carga, en general el diseño es un proceso de tanteos para elegir un perfil que cumpla las solicitaciones.

#### **Estados límite de resistencia de miembros en tensión:**

De acuerdo a VINNAKOTA (2006), SEGUI (2013) y ZAPATA (1991), se da a conocer la siguiente teoría:

Generalmente, los miembros en tensión se conectan en sus extremos a *placas de unión* o *cartelas* por medio de pernos o por soldaduras. Cuando se utilizan conexiones empernadas, el área de la sección transversal del miembro se reduce debido a la presencia de los agujeros para los pernos. En cambio en conexiones soldadas no ocurre esta reducción del área de la sección transversal del miembro.

**Ver figura 122**

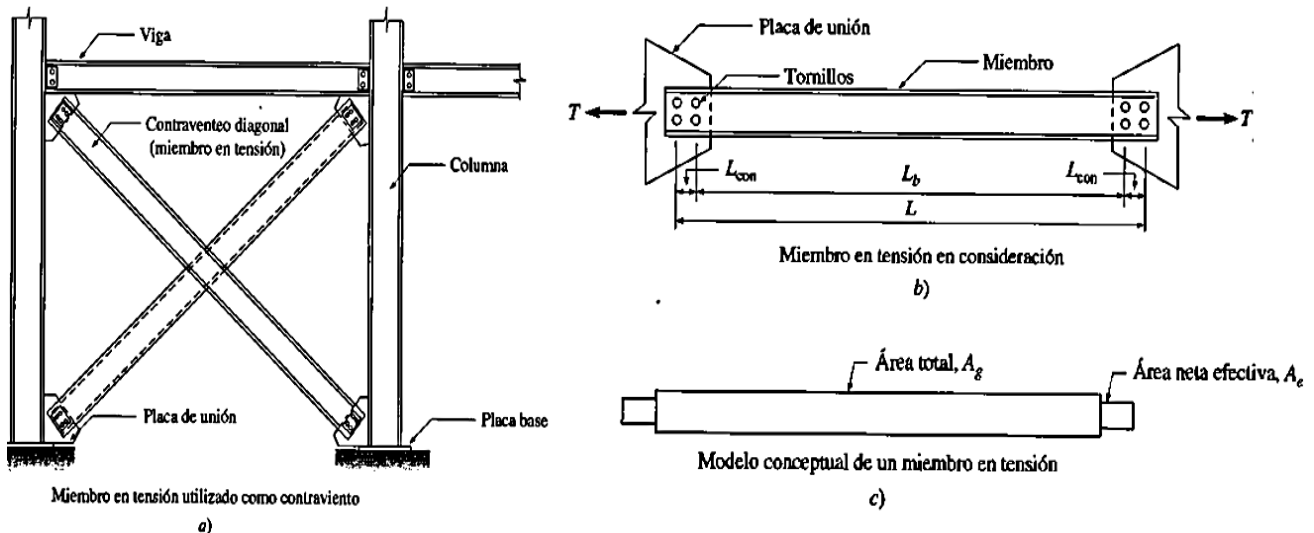


Figura 122: Miembro de perfil de acero a tensión utilizado como contraviento

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

Por lo tanto, un miembro en tensión conectado por sus extremos a placas mediante pernos o soldaduras puede tratarse y visualizarse de manera conceptual como compuesto de dos segmentos: **Ver figura 122**

1. El cuerpo del miembro de longitud  $L_b$  entre las conexiones de los extremos tiene un área de sección transversal igual al área total del miembro,  $A_g$ , es decir, se le puede llamar como la longitud total del miembro con sección o *área total*  $A$  o  $A_g$ . (esta definición se verá más adelante en el presente capítulo)
2. La longitud conectada (dos pequeñas porciones en cada extremo del miembro de longitud  $L_{con}$ ) en que el área de la sección transversal es menor que el área total. Al área reducida de la sección transversal se le refiere como *área neta efectiva*  $A_e$  (esta definición se verá más adelante en el presente capítulo). La reducción es el resultado de la presencia de agujeros de los pernos, las concentraciones de esfuerzos y cualquier ineficiencia en la conexión que pudiera resultar si solo algunos de los elementos de la sección transversal del miembro están en realidad sujetos a la *placa de unión* o

*cartela*. A la longitud conectada en los extremos se le puede llamar como la longitud sobre la que se aplica la sección o *área neta efectiva*  $A_e$ .

Por lo tanto, un miembro en tensión puede fallar al alcanzarse en él uno de dos estados límites de resistencia: el *estado límite de fluencia* (deformación excesiva en el miembro), esto se da en el área total  $A$  o  $A_g$  de la sección, es decir fuera de la zona de las conexiones y el *estado límite de fractura* (fractura o ruptura del miembro), que se da en el *área neta efectiva*  $A_e$  de la sección, es decir en la zona de las conexiones. **Ver figura 123**

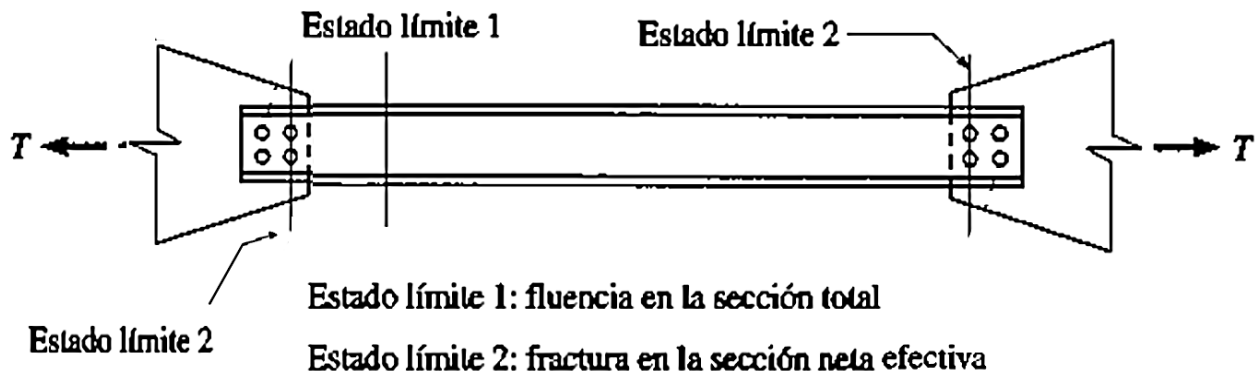


Figura 123: Estados límites para un miembro de acero sometido a cargas de tensión

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

**Estado límite de fluencia.** Un miembro de acero dúctil, sin agujeros para pernos y con carga a tensión axial puede resistir una fuerza mayor que la carga de fluencia (la carga de fluencia es el producto del área de la sección transversal por el esfuerzo de fluencia del acero,  $P_y = A_g F_y$ ) sin fracturarse, gracias al endurecimiento por deformación del material. Sin embargo, las grandes elongaciones o deformaciones resultantes debidas a la fluencia sin control del miembro pueden provocar fallas en los miembros adyacentes y pueden precipitar la falla del sistema estructural del cual es parte. Entonces, la *fluencia en la sección total* constituye un estado límite de resistencia y el objetivo para prevenir una deformación excesiva, iniciada por fluencia,

es limitar la elongación o deformación excesiva del miembro. Por lo tanto, la carga  $P$  sobre la sección o *área total*  $A$  o  $A_g$  debe ser suficientemente pequeña para que el esfuerzo  $f$  sobre la sección total sea menor que el esfuerzo de fluencia  $F_y$ .

$$\text{Se debe cumplir : } \frac{P}{A} < F_y = f < F_y \Rightarrow P < F_y A = P < P_y ; \text{ donde } A = A_g$$

**Estado límite de fractura.** En un miembro de acero dúctil, con agujeros para pernos y con carga a tensión axial, debido a que la longitud sobre la que se aplica el *área neta efectiva*  $A_e$  (producto de los agujeros) de un miembro es despreciable con relación a la longitud total del miembro con *área total*  $A$  o  $A_g$ , la fluencia de la sección neta efectiva no constituye un modo de falla. La longitud corta de la sección neta efectiva solo produce pequeñas elongaciones tolerables hasta que los esfuerzos alcanzan el esfuerzo de tensión último del material  $F_u$ . Por lo tanto, antes de que ocurra la fluencia en la longitud total del miembro con sección o *área total*  $A$  o  $A_g$ , la región de la conexión en el extremo, es decir, la longitud donde aplica el *área neta efectiva*  $A_e$  (producto de los agujeros) del mismo puede experimentar un endurecimiento por deformación, y puede ser que la fractura ocurra en esta región o longitud. De ahí que la *fractura en la sección neta efectiva* constituye otro estado límite de resistencia y el objetivo para prevenir la fractura es que la carga  $P$  sobre la sección o *área neta efectiva*  $A_e$  no debe ser tan grande para que el esfuerzo  $f$  sobre la sección neta efectiva sea menor que el esfuerzo de tensión último  $F_u$ .

$$\text{Se debe cumplir : } \frac{P}{A_e} < F_u = f < F_u \Rightarrow P < F_u A_e$$

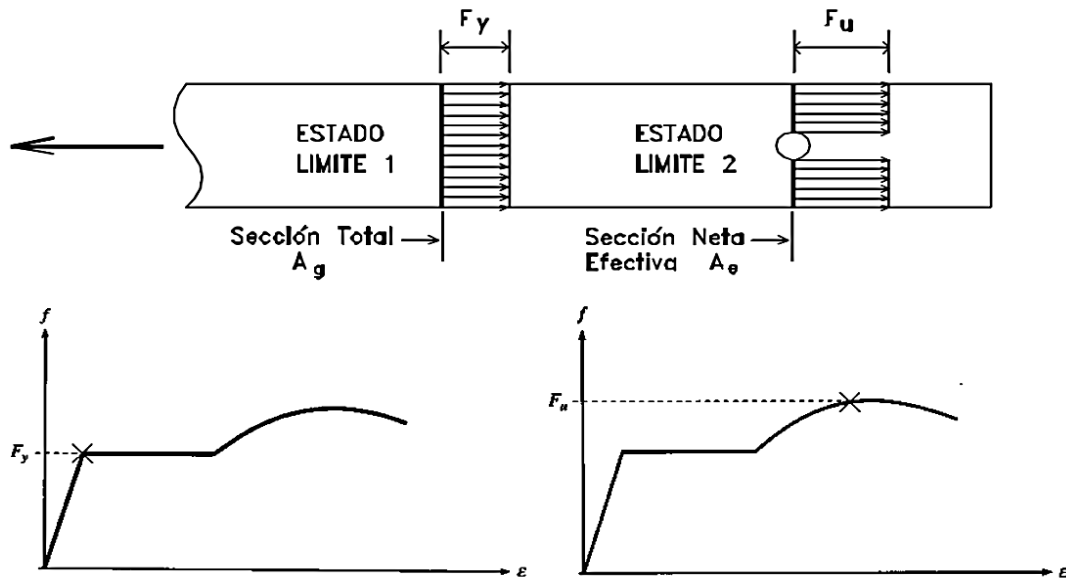


Figura 124: Estado límite de fluencia y estado límite de fractura

Fuente: Elaboración propia

Para analizar ambos estados límites de resistencia (fluencia y fractura) vistos para miembros en tensión, se debe tener presente que para ambos estados límites lo que gobierna para que sea estado límite es la deformación o elongación mayor del miembro para evitar falla del sistema estructural y no la primera fluencia del miembro.

Por lo tanto, se puede empezar analizar de la siguiente manera:

- La fluencia ocurre primero en la longitud sobre la que se aplica la sección o *área neta efectiva*  $A_e$  que en la longitud total del miembro con sección o *área total*  $A$  o  $A_g$ . Esto se debe a que en un miembro el *área neta efectiva*  $A_e$  es menor *área total*  $A$  o  $A_g$ , y en consecuencia ante una carga  $P$  en tensión el esfuerzo de tensión  $f$  será mayor en el *área neta efectiva*  $A_e$  que en *área total*  $A$  o  $A_g$ . Por lo tanto, la fluencia ocurrirá primero en la sección donde el esfuerzo sea mayor.
- La deformación o elongación será generalmente más pequeña en la longitud sobre la que se aplica la sección o *área neta efectiva*  $A_e$  que en la longitud

total del miembro con sección o *área total*  $A$  o  $A_g$ . Esto se debe a que la deformación o alargamiento total por carga a tensión axial es un producto de la longitud y la deformación unitaria  $\Delta = \varepsilon L$  (que es una función del esfuerzo, ver curva esfuerzo – deformación unitaria), en consecuencia como la longitud sobre la que se aplica la sección o *área neta efectiva*  $A_e$  existe en una longitud relativamente pequeña comparada con la longitud total del miembro con sección o *área total*  $A$  o  $A_g$ , la deformación o elongación será mucho menor.

Debido a que la deformación o elongación mayor del miembro y no la primera fluencia del miembro es lo que gobierna como estado límite. La prioridad es controlar las deformaciones o elongaciones del miembro, para ello debido a que la mayor parte del miembro es la longitud total del miembro con sección o *área total*  $A$  o  $A_g$  al alcanzarse el esfuerzo de fluencia  $F_y$  sobre el *área total*  $A$  o  $A_g$  se generara un alargamiento total mayor y para prevenir esta deformación excesiva se debe limitar el esfuerzo al esfuerzo de fluencia  $F_y$  y aparece el *estado límite de fluencia en la sección o área total*  $A$  o  $A_g$  o conocido simplemente como *estado límite de fluencia*.

Por otro lado, debido a que la longitud sobre la que se aplica la sección o *área neta efectiva*  $A_e$  es relativamente pequeña la deformación puede ser despreciable por lo tanto fluencia no es un estado límite de importancia, y se puede esperar que llegue al esfuerzo último de tensión  $F_u$  sin deformaciones apreciables. Pero como aquí se alcanza primero la fluencia, antes de que ocurra la fluencia de la longitud total del miembro con sección o *área total*  $A$  o  $A_g$ , la longitud sobre la que se aplica la sección o *área neta efectiva*  $A_e$  puede alcanzar el esfuerzo de tensión último  $F_u$  y fallar por fractura y aparece el *estado límite de fractura en la sección o área neta efectiva*  $A_e$  o conocido simplemente como *estado límite de fractura*.

Por lo tanto, el menor valor de ambos estados límites de resistencia vistos será el que gobierne el diseño de miembros a tensión.



$$\min[\text{estado limite de fluencia ; estado limite de fractura}]$$

**Área total  $A_g$ , área neta  $A_n$  y área neta efectiva  $A_e$  en miembros a tensión:**

De acuerdo a VINNAKOTA (2006), SEGUI (2013), MCCORMAC y CSERNAK (2012) y ZAPATA (1991), se da a conocer la siguiente teoría:

En miembros a tensión se debe definir bien los términos de área total  $A_g$ , área neta  $A_n$  y área neta efectiva  $A_e$ , para poder utilizar correctamente en el diseño de acuerdo a los estados límites de resistencia vistos. Se pueden definir entonces como:

**Área total ( $A_g$ ).** Se le conoce también como *área bruta* y es el área total de la sección transversal de un miembro cualquiera. El manual AISC, proporciona las áreas totales  $A_g$  (simbolizado en el manual como  $A$ ) para diferentes perfiles laminado en caliente. En la sección B4.3a de la “Especificación del AISC”, se define el *área bruta  $A_g$*  como el área total de la sección transversal. Además, en el capítulo 2.1 de la norma E.090, se define el área bruta  $A_g$  como la suma de los productos del espesor por el ancho total de cada componente o elemento rectangular que conforma la sección transversal (*por ejemplo la sección transversal de una placa solo tiene un componente o elemento rectangular a diferencia de la sección transversal de un perfil I que tiene dos componentes o elementos rectangulares los patines y el alma, que en realidad son tres componentes o elementos rectangulares considerando los dos patines más el alma*). Ver **figura 125**. Para secciones transversales que no se pueden conformar de componentes o elementos rectangulares considerar su área total  $A_g$ .

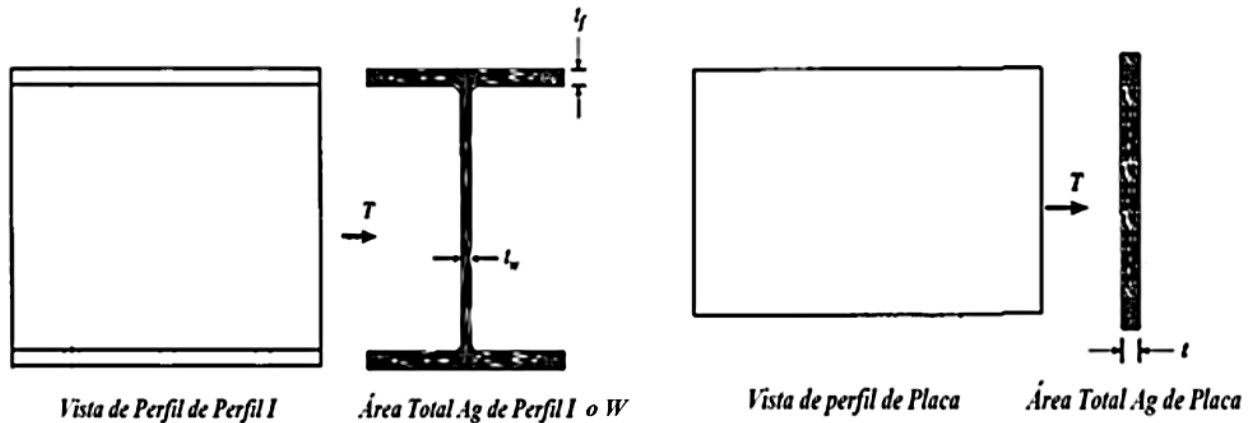


Figura 125: Área total ( $A_g$ ) de un perfil de acero de patín ancho (I o W) y de una placa de acero

Fuente: Elaboración propia

**Área neta ( $A_n$ ).** Si la conexión de extremo de un miembro en tensión se va a realizar por medio de pernos, entonces debe retirarse material de la sección transversal para formar los agujeros para los pernos. Solo una parte del área total del miembro soportara la carga. A esta área remanente se le denomina *área neta del miembro*. Se puede escribir como:

$$A_n = A_g - \text{Área perdida debido a los agujeros para los tornillos}$$

En el caso de conexiones soldadas no hay pérdida de área en la sección transversal, por lo tanto no procede el concepto del área neta  $A_n$  en conexiones soldadas.

$$A_n = A_g$$

En la sección B4.3b de la “Especificación del AISC”, la cual es el capítulo 2.2 de la norma E.090, se define el área neta  $A_n$  de un elemento como la suma de los productos del espesor por el ancho neto para cada componente o elemento rectangular que conforma la sección transversal (*explicado en la definición anterior*).

Por lo tanto, podría expresarse de la siguiente manera: **Ver figura 126**

$$A_n = \sum_{i=1}^{ne} W_{ni} \times t_i$$
$$W_{ni} = W_{gi} - \sum ni \, de$$

Donde:

- $A_n$  = área neta de la sección transversal de un miembro.
- $ne$  = número de componentes o elementos rectangulares que conforman la sección transversal.
- $i$  = número del componente o elemento rectangular que conforma la sección transversal.
- $W_{ni}$  = ancho neto del componente o elemento rectangular  $i$ .
- $t_i$  = espesor del componente o elemento rectangular  $i$ .
- $W_{gi}$  = ancho total del componente o elemento rectangular  $i$ .
- $ni$  = número de agujeros en el componente o elemento rectangular  $i$ .
- $de$  = diámetro del agujero (depende del diámetro de perno y la **tabla 33**).

Para secciones transversales que no se pueden conformar de componentes o elementos rectangulares considerar su área neta  $A_n$ , el descuento del área de los agujeros del área total  $A_g$ . La “Especificación del AISC” y la norma E.090, para elementos sin agujeros consideran el área neta  $A_n$  igual al área total  $A_g$ .

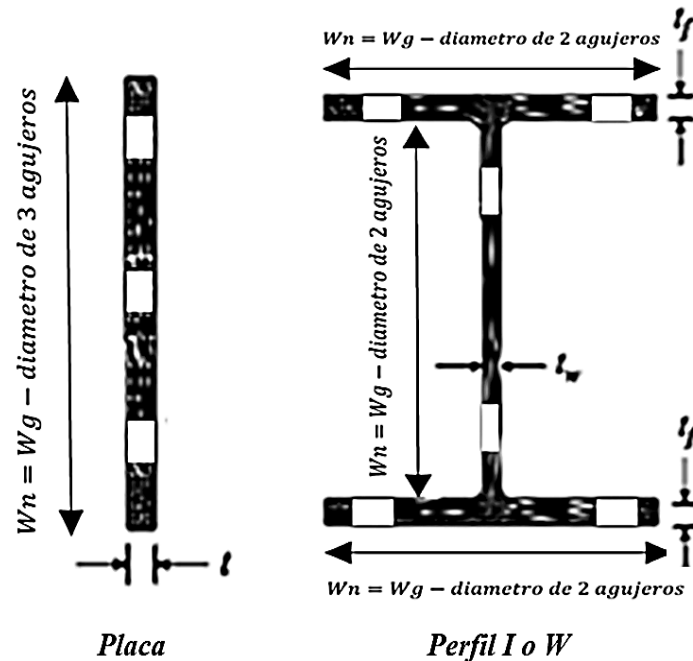


Figura 126: Área neta ( $A_n$ ) de un perfil de acero de patín ancho (I o W) y de una placa de acero

Fuente: Elaboración propia

La cantidad exacta de área por reducir del área total  $A_g$  para tomar en cuenta la presencia de agujeros para pernos depende del procedimiento de fabricación. La práctica usual es taladrar o punzonar agujeros estándar con un diámetro  $\frac{1}{16}$  in mayor que el diámetro correspondiente al perno (tornillo, conector o sujetador). Cuando se seguía esta práctica, se suponía que el punzonado de un agujero dañaba o destruía  $\frac{1}{16}$  in más del diámetro del agujero. Como resultado, el diámetro del agujero era  $\frac{1}{8}$  in mayor que el diámetro del perno. El análisis descrito es concordante según la “Especificación del AISC” y la norma E.090, debido a que para el cálculo del área neta  $A_n$  para tensión y corte, el ancho de un agujero para perno se tomará como  $\frac{1}{16}$  in  $\approx 0.2$  cm (2 mm) mayor que la dimensión nominal del agujero (siendo el diámetro nominal del agujero, el diámetro nominal de perforación, el cual se da en la **tabla 33** ya considerando los procesos de taladrar o punzonar y que para agujeros estándar es  $\frac{1}{16}$  in mayor al diámetro del perno).

Se puede encontrar detalles relativos a los agujeros estándar, extragrandes y alargados en el capítulo J “Diseño de Conexiones”, en el J3.2, de la “Especificación del AISC” que se encuentra en el capítulo 10 “Diseño de Conexiones” de la norma E.090, en el 10.3.2. Los valores de la dimensión nominal de agujeros se encuentran en la tabla J3.3 de la especificación del AISC y en la norma E.090 en la tabla 10.3.3.

**Ver tabla 33**

*Tabla 33: Dimensiones nominales de agujeros para pernos*

<b>TABLA 10.3.3</b>				
<b>Dimensión Nominal de Agujeros, pulg</b>				
	<b>Dimensiones por tipo de Agujero</b>			
<b>Diámetro Perno, pulg</b>	<b>Estándar (Dia.)</b>	<b>Agrandado (Dia.)</b>	<b>Ranura Corta (Ancho x Largo)</b>	<b>Ranura Larga (Ancho x Largo)</b>
1/2	9/16	5/8	9/16 x 11/16	9/16 x 1 1/4
5/8	11/16	13/16	11/16 x 7/8	11/16 x 1 9/16
3/4	13/16	15/16	13/16 x 1	13/16 x 1 7/8
7/8	15/16	1 1/16	15/16 x 1 1/8	15/16 x 2 3/16
1	1 1/16	1 1/4	1 1/16 x 1 5/16	1 1/16 x 2 1/2
≥ 1 1/8	$d + 1/16$	$d + 5/16$	$(d + 1/16) \times (d + 3/8)$	$(d + 1/16) \times (2,5 \times d)$

Fuente: (E.090 – Tabla 10.3.3, 2016)

Por lo tanto, el ancho de un agujero para perno, se puede expresar como:

$$\text{Ancho cualquier tipo de agujero} = \text{dimensiones Tabla 10.3.3} + \frac{1}{16} \text{ in}$$

$$\text{Ancho agujero estandar} = \text{diametro perno} + \frac{1}{8} \text{ in}$$

Área neta  $A_n$  para arreglos con pernos sin alternar. El patrón más simple de conector para una conexión de extremo de un miembro a tensión, es uno en que los pernos no se encuentran escalonados en la dirección longitudinal (es decir se tiene un arreglo repetitivo). Por ello, cada sección transversal a través de los agujeros, perpendicular al eje longitudinal del miembro contiene el mismo número y arreglo de

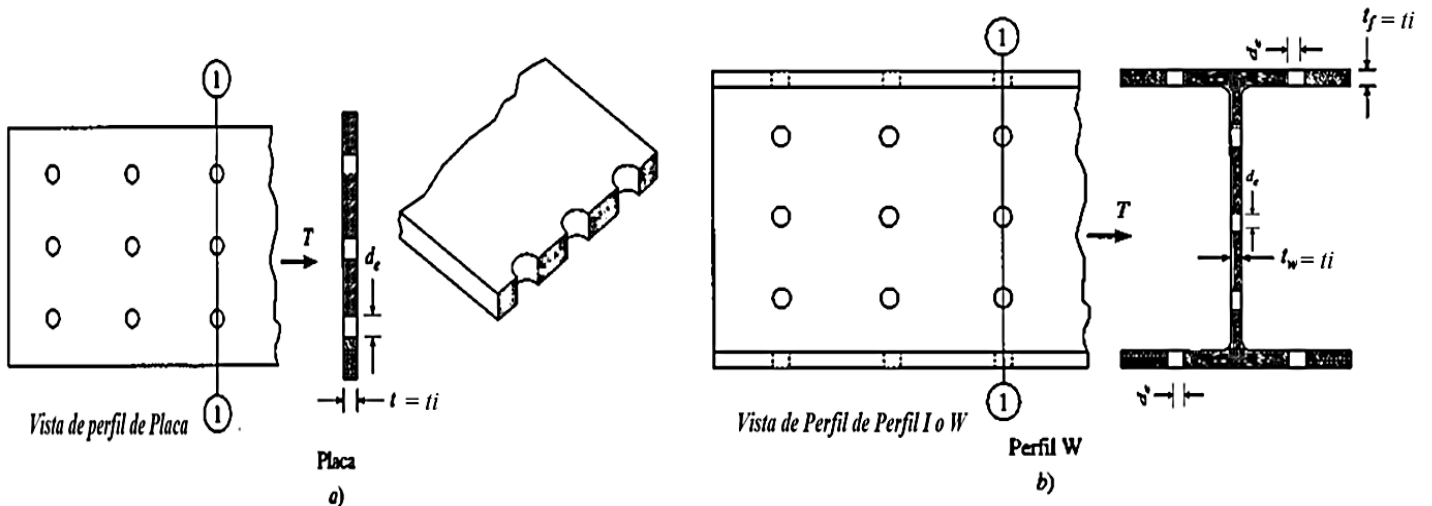
agujeros. Cuando dicho miembro se sujeta a tensión, intuitivamente se espera que la trayectoria crítica a lo largo de la cual ocurre la fractura del miembro sea la primera sección transversal que pasa por los agujeros de los pernos. Por lo general, el área neta  $A_n$  de un miembro en tensión con un *arreglo repetitivo* de agujeros para pernos se obtiene al deducir del área total  $A_g$  del miembro las áreas rectangulares de las secciones transversales perdidas debido a los agujeros para los pernos, y se expresa así: **Ver figura 127**

$$A_n = A_g - \sum_{i=1}^{n_e} n_i d_i t_i$$

Donde:

- $A_n$  = área neta con *arreglo repetitivo* en la sección crítica.
- $A_g$  = área total de la sección transversal del miembro.
- $n_e$  = número de elementos rectangulares que conforman la sección transversal, pero solo los elementos que presentan agujeros para pernos.
- $i$  = número del elemento rectangular que conforma la sección transversal, el cual presenta agujeros para pernos.
- $n_i$  = número de agujeros para pernos en el elemento rectangular  $i$ .
- $d_i$  = diámetro del agujero para perno (depende del diámetro de perno y las expresiones para calcular el ancho de un agujero para perno, ya mencionados) y puede ser distinto para los diferentes elementos rectangulares  $i$ .
- $t_i$  = espesor del elemento rectangular  $i$ .
- $n_i d_i t_i$  = área perdida debido a los agujeros para pernos en el elemento rectangular  $i$ .

- $\sum_{i=1}^{ne} ni \text{ de } ti =$  sumatoria de las áreas perdidas debido a los agujeros para pernos en todos los elementos rectangulares que conforman la sección transversal, que presentan agujeros para pernos.



*Tiene solo 1 elemento rectangular en su sección transversal, que presenta 3 agujeros para tornillos*

*Tiene 3 elementos rectangulares en su sección transversal (2 patines + 1 alma) que presentan agujeros para tornillos, en cada patín hay 2 agujeros y en el alma hay 3 agujeros*

Figura 127: Área neta para arreglo repetitivo de agujeros para pernos

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

Por lo tanto, en la **figura 127**, al tenerse un *arreglo repetitivo* la sección crítica de falla en ambos casos es la sección 1-1. El área neta  $An$  para la placa es el área total  $Ag$  menos el área de la sección trasversal perdida debido a los tres agujeros para pernos  $3 \times de \times t$ . Por otro lado, para el perfil I o W el área neta  $An$  se obtiene al restar al área total  $Ag$  cuatro agujeros para pernos en los patines (dos agujeros en cada patín)  $4 \times de \times tf$  y tres agujeros para pernos en el alma  $3 \times de \times tw$ .

La expresión dada para calcular el área neta  $An$  para un *arreglo repetitivo* es similar o se podría decir que es igual a la expresión deducida para calcular el área neta  $An$  según La "Especificación del AISC" y la norma E.090 (ya que esta expresión es en realidad para un *arreglo repetitivo*), solo se diferencian por los términos que se usan en cada uno y la forma como esta dada la expresión. Ambas expresiones son

generales debido a que toman en cuenta desde el caso más simple como el de la sección transversal de una placa, ángulos, hasta secciones transversales que tienen elementos rectangulares con espesores distintos como perfiles I, C, etc.

*Área neta  $A_n$  para arreglos con pernos alternados.* Si una conexión de un miembro en tensión se hace con pernos, el área neta  $A_n$  se maximizara o será mayor si estos se colocan en una sola línea o hilera (es decir en una sola línea paralela al eje longitudinal del miembro o un agujero por cada sección transversal perpendicular al eje longitudinal del miembro) a comparación que si colocaran en más de una línea o hilera. Pero como algunas veces, las limitaciones de espacio en la conexión de extremo o geometría de la conexión, ver **figura 128**, requieren que se use más de una línea o hilera. En estos casos al tener más de una línea o hilera, para reducir que el área neta  $A_n$  de la sección transversal se minimice o sea menor (o en otras palabras para obtener un sección con un área neta  $A_n$  más grande), frecuentemente es conveniente arreglar los pernos según un patrón alternado (o escalonar los agujeros) en dirección longitudinal, con el fin de tener en cualquier sección el máximo de área neta  $A_n$  para resistir la carga. **Ver figura 128**

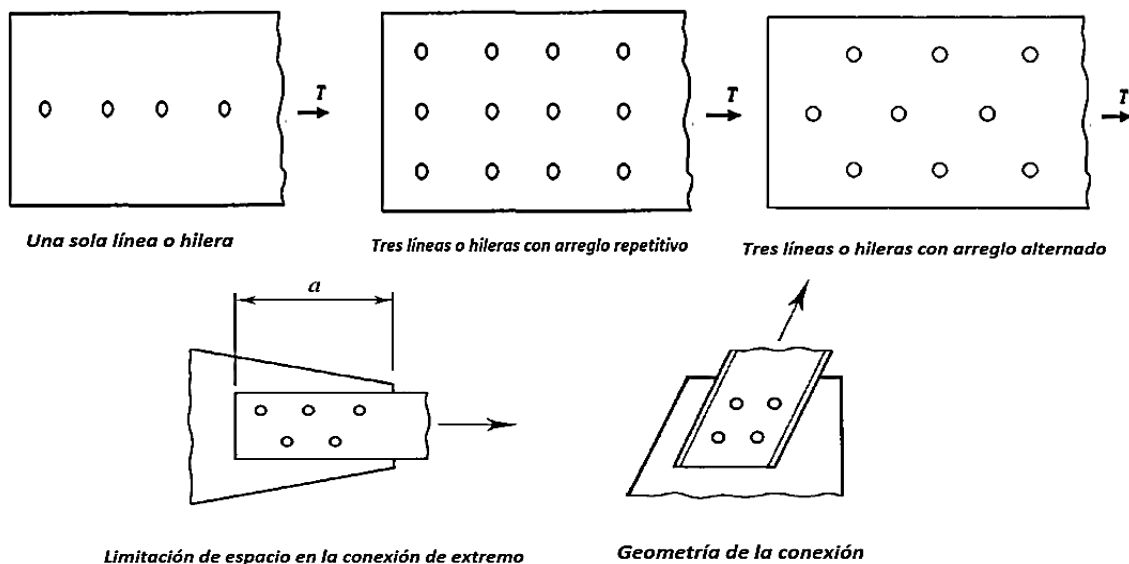


Figura 128: Varios arreglos de agujeros para pernos

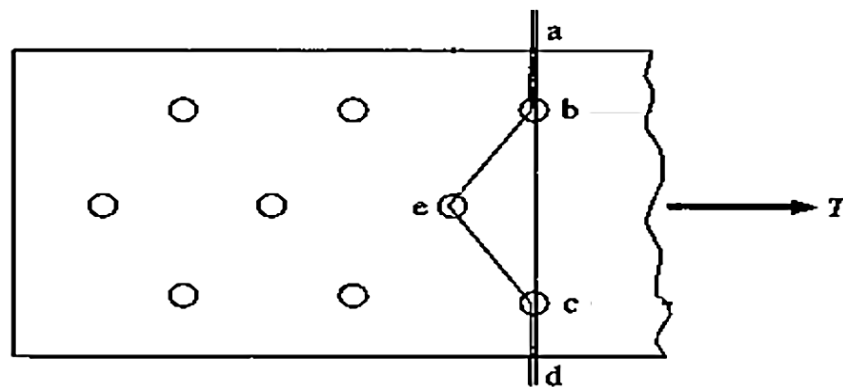
Fuente: Elaboración propia



En la **figura 128**, se puede apreciar que cuando se tienen *agujeros o pernos alternados* el área neta  $A_n$  se aprovecha mejor debido a que se tiene mayor área neta  $A_n$  a diferencia que cuando se tiene *arreglo repetitivo*.

Cuando se escalonan los agujeros para pernos y la cantidad de alternación es suficientemente pequeña, la sección a lo largo de la cual ocurre la fractura del miembro, es decir la trayectoria crítica, ya no es obvia (como cuando se tiene un *arreglo repetitivo* y solo falla transversalmente) y deben considerarse varias posibles trayectorias de falla debido a que la influencia de un agujero excéntrico puede ser sentida por una sección transversal cercana, y es entonces posible una fractura a lo largo de una trayectoria inclinada o en zigzag. En tales casos, la relación  $(f = \frac{P}{A})$  no es aplicable y los esfuerzos sobre los segmentos inclinados o diagonales son una combinación de esfuerzos de tensión y cortante, en lugar de solo tensión simple. **Ver**

**figura 129**



**Posibles trayectorias de falla**

*Trayectoria transversal a-b-c-d (pasa por 2 agujeros y ningún segmento inclinado)*

*Trayectoria en zigzag a-b-e-c-d (pasa por 3 agujeros y 2 segmentos inclinados b-e y e-c que presentan esfuerzos de tensión y corte)*

*Figura 129: Posibles trayectorias de falla en un arreglo alternado*

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

Cálculos rigurosos para arreglos alternados de pernos son muy complejos, ya que deben incluir teorías de fallas apropiadas para los estados de esfuerzos combinados.

COCHRANE (1992), presentó un método empírico sencillo para calcular el área neta  $A_n$  para placas con *agujeros o pernos alternados*. Para ello propuso que al momento de calcular el ancho neto, se debe deducir el área correspondiente a un agujero alternado y utilizar un diámetro reducido  $d'$ , dado por:

$$d' = de - \frac{s^2}{4g}$$

$$W_n = W_g - \sum d'$$

$$W_n = W_g - \sum \left( de - \frac{s^2}{4g} \right)$$

$$W_n = W_g - \sum de + \sum \frac{s^2}{4g}$$

La “Especificación del AISC” y la norma E.090, usa esta misma aproximación, pero en una forma algo diferente. Debido a que sugieren que para una cadena de agujeros que se extienden en una diagonal o una línea en zigzag, el ancho neto se debe obtener deduciendo del ancho total la suma de las dimensiones de los agujeros para toda la cadena, y sumando para cada cambio en zigzag en la cadena la cantidad  $\left(\frac{s^2}{4g}\right)$ . Se tiene entonces en forma general:

$$W_{ni} = W_{gi} - \sum n_i de + \sum \frac{s^2}{4g}$$

$$A_n = \sum_{i=1}^{ne} W_{ni} \times t_i$$

Donde:

- $s$  = espaciamiento longitudinal centro a centro entre dos agujeros consecutivos, conocido también como *paso*.
- $g$  = espaciamiento transversal centro a centro entre dos líneas de agujeros, conocido también como *gramil*.

Un procedimiento general mejor descrito y más práctico para calcular el área neta  $A_n$  de un miembro en tensión con *agujeros o pernos alternados*, consiste en calcular el área total  $A_g$  del miembro y restar las áreas de los agujeros de los elementos rectangulares de las secciones transversales por donde pase la trayectoria de falla. Después se hace una corrección y se agrega la cantidad dada por la expresión  $\left(\frac{s^2}{4g}\right) t_j$  para cada segmento diagonal en la trayectoria de falla. Se expresa así: **Ver figura**

**130**

$$A_n = A_g - \sum_{i=1}^{ne} n_i de t_i + \sum_{j=1}^{nd} \frac{s^2_j}{4g_j} t_j$$

Donde:

- $A_n$  = área neta con *agujeros o pernos alternados* a lo largo de la posible trayectoria de falla.
- $A_g$  = área total de la sección transversal del miembro.
- $ne$  = número de elementos rectangulares que conforman la sección transversal, pero solo los elementos que presentan agujeros para pernos.
- $i$  = número del elemento rectangular que conforma la sección transversal, el cual presenta agujeros para pernos.
- $n_i$  = número de agujeros para pernos en el elemento rectangular  $i$  a lo largo de la posible trayectoria de falla.
- $de$  = diámetro del agujero para perno (depende del diámetro de perno y las expresiones para calcular el ancho de un agujero para perno, ya mencionados) y puede ser distinto para los diferentes elementos rectangulares  $i$ .
- $t_i$  = espesor del elemento rectangular  $i$ .

- $ni\ de\ ti$  = área perdida debido a los agujeros para pernos en el elemento rectangular  $i$  a lo largo de la posible trayectoria de falla.
- $\sum_{i=1}^{ne} ni\ de\ ti$  = sumatoria de las áreas perdidas debido a los agujeros para pernos en todos los elementos rectangulares que conforman la sección transversal, que presentan agujeros para pernos a lo largo de la posible trayectoria de falla.
- $nd$  = número de espacios de gramil con un segmento diagonal a lo largo de la posible trayectoria de falla.
- $j$  = número de segmento diagonal a lo largo de la posible trayectoria de falla.
- $sj$  = espaciamiento longitudinal de cualquier par de agujeros consecutivos en la trayectoria de falla o *paso escalonado* para el  $j$ -ésimo segmento diagonal.
- $gj$  = espaciamiento transversal cualquier par de agujeros consecutivos en la trayectoria de falla o *gramil* para el  $j$ -ésimo segmento diagonal.
- $tj$  = espesor del elemento rectangular  $i$  que corresponde al  $j$ -ésimo segmento diagonal. En caso de un segmento en diagonal va de un elemento rectangular  $i$  a otro con diferente espesor, será el espesor promedio de ambos.

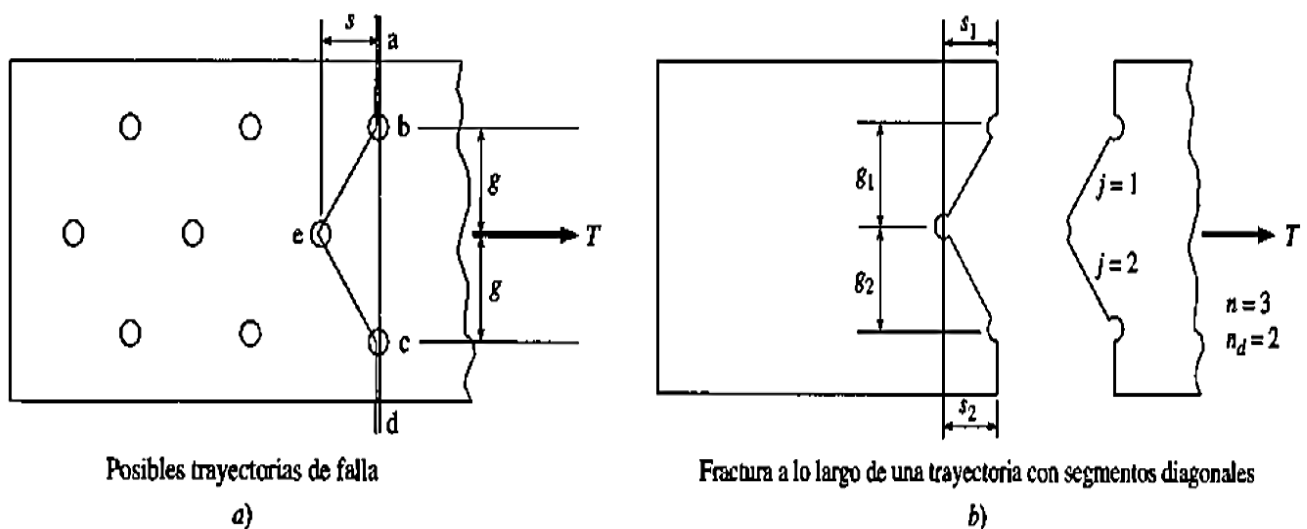


Figura 130: Área neta para arreglo repetitivo de agujeros para pernos

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

La expresión dada para calcular el área neta  $A_n$  con *agujeros o pernos alternados* y la expresión según la “Especificación del AISC” y la norma E.090 deducida para calcular el área neta  $A_n$  también con *agujeros o pernos alternados*. Ambas expresiones son generales debido a que toman en cuenta desde el caso más simple como el de la sección transversal de una placa, ángulos, hasta secciones transversales que tienen elementos rectangulares con espesores distintos como perfiles I, C, etc.

En la **figura 130**, se muestra que la trayectoria a-b-c-d con dos agujeros, tiene un área neta  $A_n$  mayor que la trayectoria en zigzag a-b-e-c-d por tener tres agujeros, pero también el área se incrementa debido a los segmentos inclinados (debido a que al tener esfuerzos de tensión y corte se usa un diámetro reducido, que ordenando en otros términos la expresión se vuelve una cantidad aditiva, se vio anteriormente). Se puede deducir también que la resistencia a lo largo de la trayectoria a-b-e-c-d se encuentra en algún punto entre la resistencia obtenida al utilizar un área neta  $A_n$  calculada al sustraer tres agujeros del área transversal de la sección transversal con *arreglo repetitivo*, y el valor obtenido al eliminar dos agujeros de la sección transversal correspondiente a la trayectoria a-b-c-d. En conclusión, cuando es concebible más de un patrón o trayectoria de falla, todas las posibilidades deben ser investigadas y la que tenga el área neta  $A_n$  menor define la trayectoria crítica y el área neta  $A_n$  del miembro.

Para secciones transversales con *agujeros o pernos alternados* en la cual las posibles trayectorias de falla están presentes y escalonadas en más de un elemento rectangular de la sección transversal, y si además los espesores no son los mismos (así por ejemplo para un perfil cualquiera que tenga patines y alma, si un segmento diagonal va del agujero de un patín a un agujero del alma el espesor cambia en la intersección del patín y del alma). Para calcular el espesor  $t_j$  de los segmentos inclinados se debe tomar el promedio de los espesores de los elementos

rectangulares de la sección transversal (así por ejemplo para un perfil cualquiera que tenga patines y alma, si un segmento diagonal va del agujero de un patín a un agujero del alma se debe tomar el promedio de los espesores del patín y del alma). Además, para el cálculo de los gramiles  $g$  de los segmentos inclinados se puede visualizar mejor *desdoblando* las secciones transversales en la forma de una placa desdoblada. La **figura 131**, muestra el cálculo de los gramiles  $g$  para algunas secciones de perfiles laminados en caliente.

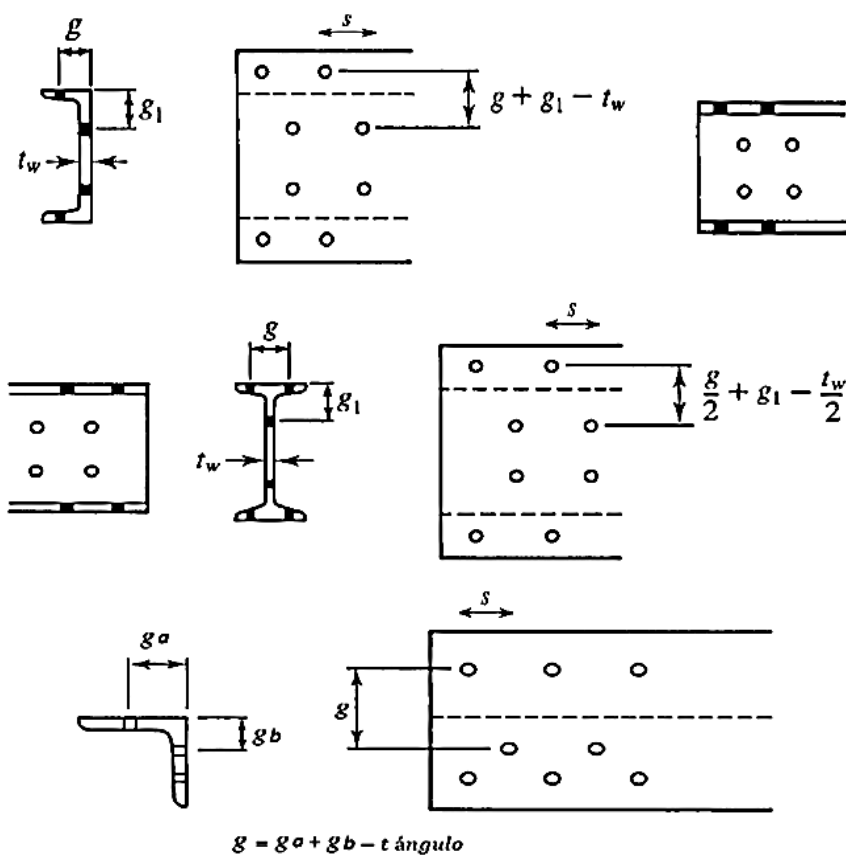


Figura 131: Gramiles ( $g$ ) para algunas secciones de perfiles laminados en caliente

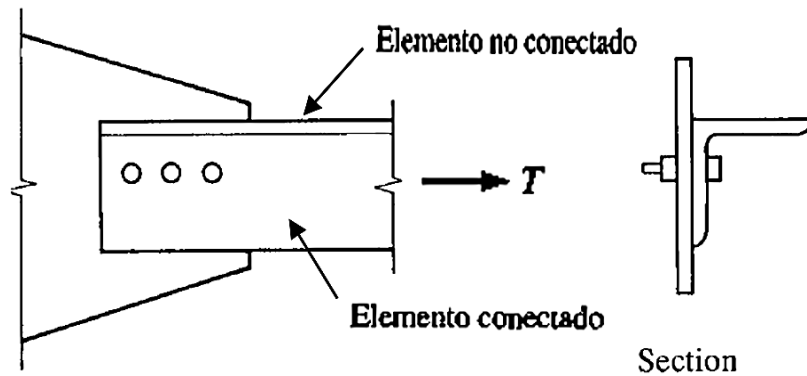
Fuente: (SEGUI, 2013)

En resumen, para calcular el área neta  $A_n$  de un miembro en tensión con un *arreglo repetitivo* se basa en la sección crítica (aunque podría tomarse cualquier sección ya que todos los patrones son iguales). Pero se debe tener cuidado cuando se usa perfiles que están conformados por elementos rectangulares ubicados en posiciones

diferentes, y además con espesores diferentes (por ejemplo los perfiles I y C tienen sus alas y almas perpendiculares entre sí, y además tienen espesores diferentes). Para ello se debe descomponer en elementos rectangulares (podría decirse descomponerse en placas, ya que las placas tienen formas rectangulares) para visualizar mejor los agujeros reducidos para un *arreglo repetitivo* y calcularse el área neta  $A_n$ .

Para calcular el área neta  $A_n$  de un miembro en tensión con *agujeros o pernos alternados* se basa en el patrón o trayectoria de falla con el área neta  $A_n$  menor. También se debe tener cuidado cuando se usa perfiles que están conformados por elementos rectangulares ubicados en posiciones diferentes, y además con espesores diferentes (ya mencionados anteriormente). Por lo tanto, también se debe descomponer en elementos rectangulares o en formas de placas, no solo para visualizar mejor los agujeros reducidos para *agujeros o pernos alternados* y calcularse el área neta  $A_n$ , sino también para calcular los gramiles y los espesores de los segmentos inclinados.

**Área neta efectiva ( $A_e$ ).** De los varios factores que influyen en el desempeño de un miembro en tensión, el más importante es la manera en que él es conectado. Una conexión casi siempre debilita al miembro y la medida de su influencia se llama *eficiencia de la junta*. Este factor es función de la ductilidad del material, del espaciamiento entre conectores, de la concentración de esfuerzos en los agujeros, del procedimiento de fabricación y de un fenómeno conocido como *retraso de cortante*. Todos contribuyen a reducir la efectividad del miembro, pero el *retraso de cortante* es el más importante. El retraso de cortante se presenta cuando algunos elementos de la sección transversal no están conectados, por lo tanto el elemento conectado resulta sobrecargado y la parte no conectada no queda plenamente esforzada. Alargando la región conectada reducirá este efecto. **Ver figura 132**



***Solo una parte de la sección está conectada a la placa de nudo o cartela***

*Figura 132: Perfil de un miembro a tensión conectado parcialmente en una conexión de placa de nudo o cartela*

Fuente: (SEGUI, 2013)

La investigación de MUNSE y CHESSON (1963), sugiere que el *retraso del cortante* y el debilitamiento del miembro por las razones ya mencionadas, sea tomado en cuenta usando un *coeficiente o factor de reducción U*, es decir usando un área neta reducida o efectiva  $A_e$ . En conclusión el área neta efectiva  $A_e$  del miembro es la parte del área neta  $A_n$  de un miembro en tensión que participa de manera efectiva en la transferencia de la fuerza. Esto se expresa así entonces:

$$A_e = A_n U$$

Donde:

- $A_e$  = área neta efectiva de un miembro en tensión.
- $U$  = coeficiente o factor de reducción.
- $A_n$  = área neta del miembro en tensión.

El concepto de área neta efectiva  $A_e$  es aplicable a ambos tipos de conexiones:

- Para conexiones empernadas, el área neta efectiva  $A_e$  es:  $A_e = A_n U$
- Para conexiones soldadas, el área neta efectiva  $A_e$  es:  $A_e = A_g U$



Donde las reglas para determinar el coeficiente o factor de reducción  $U$ , se dividen en cinco categorías:

1. *Para cualquier tipo de miembro a tensión excepto placas y HSS redondos con ( $l \geq 1.3D$ ).*

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$$

Donde:

- $\bar{x}$  = distancia del centroide del área conectada al plano de la conexión.
- $l$  = longitud de la conexión en la dirección de la carga.

Si un miembro tiene dos planos simétricamente localizados de conexión,  $\bar{x}$  se mide desde el centroide de la mitad del área más cercana. La **figura 133**, ilustra  $\bar{x}$  para varios tipos de conexiones y varias secciones transversales.

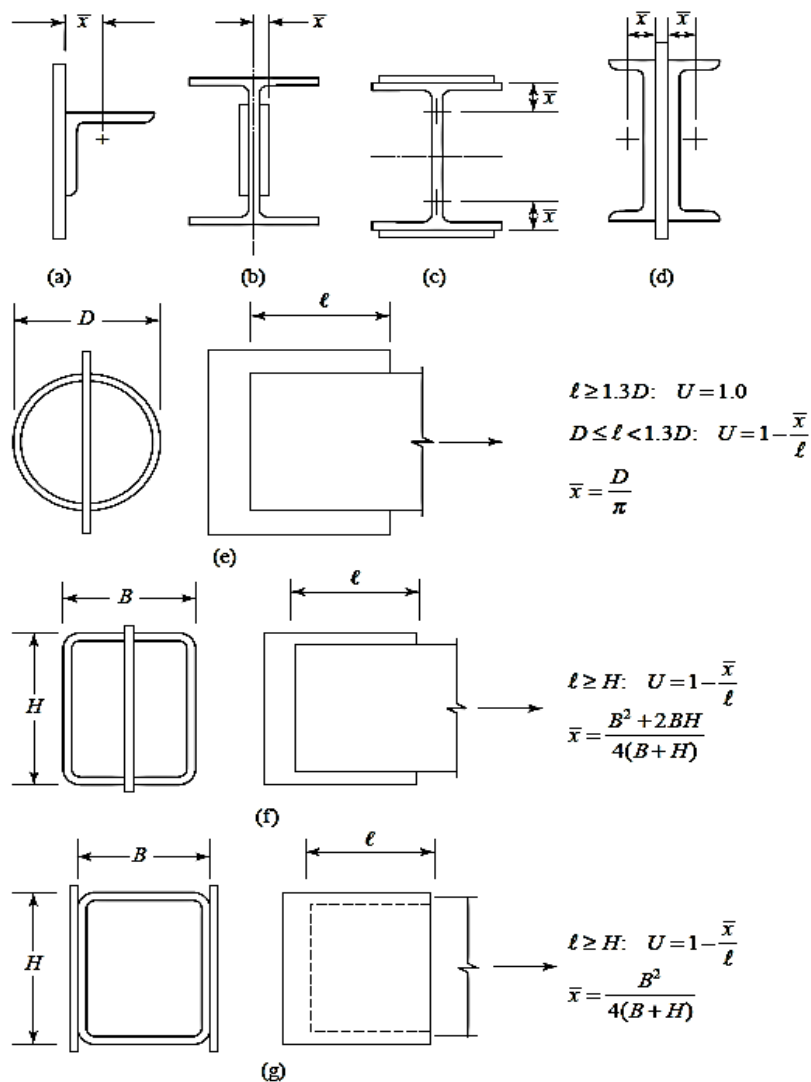


Figura 133: Coeficiente o factor de reducción "U" para varios perfiles de acero

Fuente: (SEGUI, 2013)

La longitud "l" es longitud de la conexión en la dirección de la carga. Para conexiones emperradas, ella se mide desde el centro del perno en un extremo de la conexión al centro del perno en el otro extremo. Para soldaduras, ella se mide desde un extremo de la conexión al otro. Si se tienen segmentos de longitudes diferentes en la dirección de la carga, se usa la longitud promedio. **Ver figura 134**

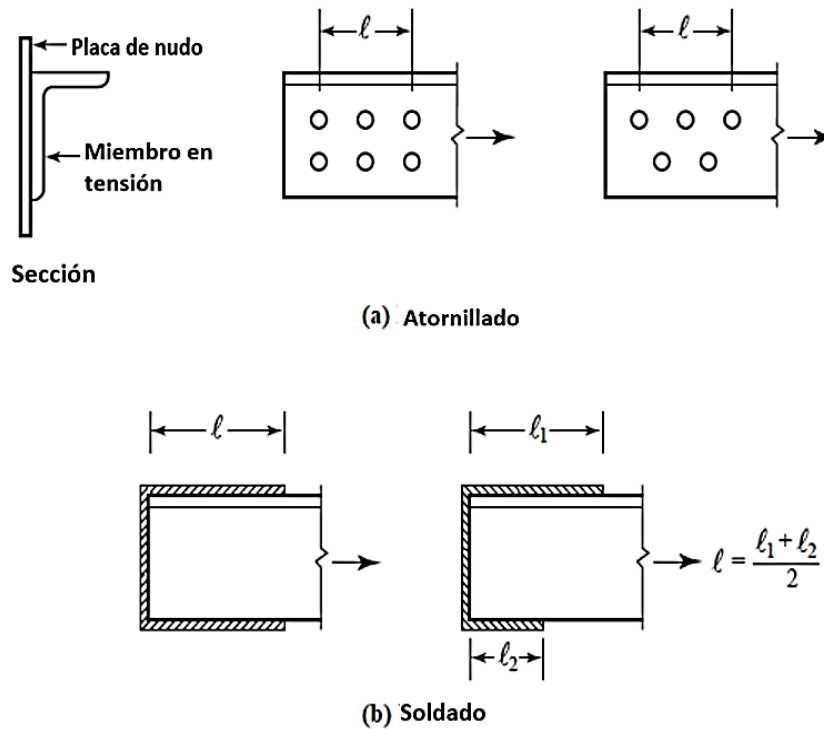


Figura 134: Longitud "l" en conexiones emperradas y conexiones soldadas

Fuente: (SEGUI, 2013)

2. *Placas*. En general,  $U = 1.0$  para placas, ya que la sección transversal tiene solo un elemento y está conectado. Hay una excepción para placas soldadas, si el miembro está conectado con soldaduras longitudinales a cada lado, sin soldadura transversal (como la **figura 135**), se aplican los siguientes valores:

$$\text{Para } l \geq 2w \Rightarrow U = 1.0$$

$$\text{Para } 1.5w \leq l < 2w \Rightarrow U = 0.87$$

$$\text{Para } w \leq l < 1.5w \Rightarrow U = 0.75$$

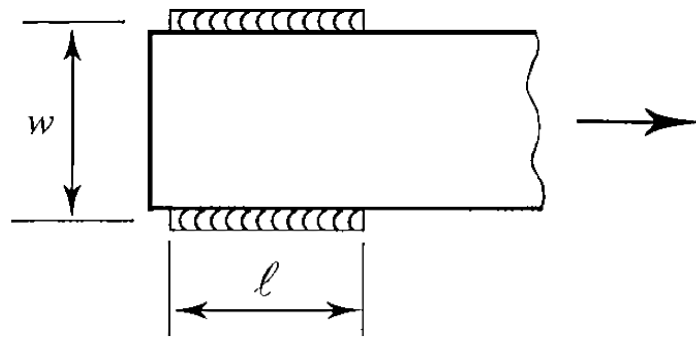


Figura 135: Placa de acero soldada longitudinalmente en ambos lados sin utilizar soldadura transversal

Fuente: (SEGUI, 2013)

3. HSS redondos con ( $l \geq 1.3D$ ).

$$U = 1.0$$

4. Alternativas a la expresión  $(1 - \frac{\bar{x}}{l})$  para ángulos simples y dobles. Los siguientes valores pueden ser usados en lugar de la expresión  $(1 - \frac{\bar{x}}{l})$ : **Ver**

**figura 136**

Para cuatro o más conectores en la dirección de la carga  $\Rightarrow U = 0.80$

Para tres conectores en la dirección de la carga  $\Rightarrow U = 0.60$

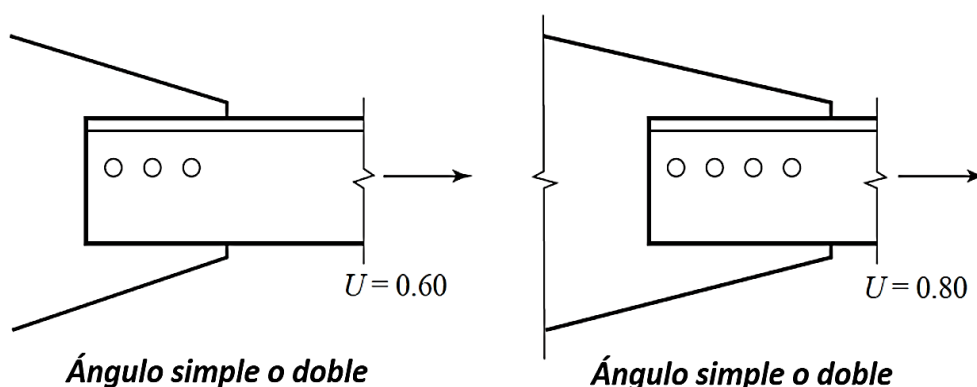


Figura 136: Coeficiente o factor de reducción "U" para ángulos simples y dobles

Fuente: (SEGUI, 2013)

5. Alternativas a la expresión  $\left(1 - \frac{\bar{x}}{l}\right)$  para W, M, S, HP, o formas de Tees cortadas de esos perfiles. Si se satisfacen las siguientes condiciones, los valores correspondientes se utilizar en lugar de la expresión  $\left(1 - \frac{\bar{x}}{l}\right)$ : **Ver figura 137**

- Conectado a través del ala con tres o más conectores en la dirección de la carga, con un ancho ( $bf$ ) de al menos  $\frac{2}{3}$  del peralte ( $d$ ):

$$bf \geq \frac{2}{3}d \Rightarrow U = 0.9$$

- Conectado a través del ala con tres o más conectores en la dirección de la carga, con un ancho ( $bf$ ) menos de  $\frac{2}{3}$  del peralte ( $d$ ):

$$bf < \frac{2}{3}d \Rightarrow U = 0.85$$

- Conectado a través del alma con cuatro o más conectores en la dirección de la carga:

$$U = 0.70$$

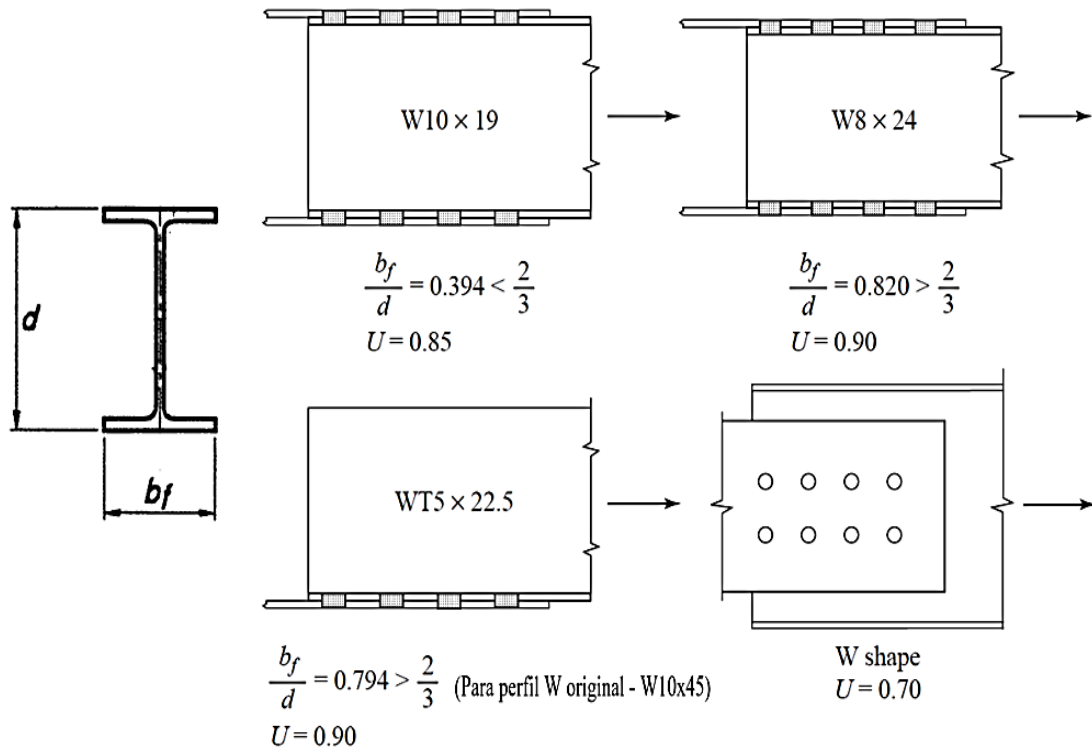


Figura 137: Coeficiente o factor de reducción “U” para perfiles W, M, S, HP, o Tees

Fuente: (SEGUI, 2013)

Si un miembro en tensión está conectado solo por soldaduras transversales,  $U = 1.0$ , y  $A_n$  es el área del elemento conectado. Conexiones solo por soldaduras transversales no son comunes. La diferencia entre soldadura longitudinal y transversal se puede apreciar en la **figura 138**

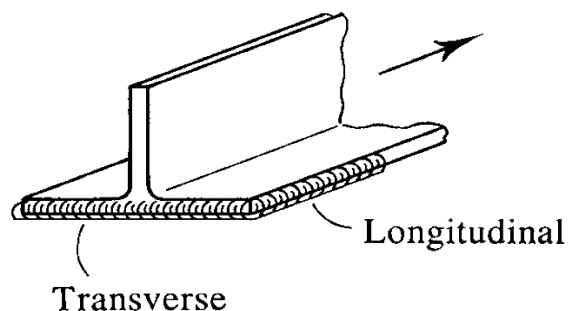


Figura 138: Soldadura longitudinal y soldadura transversal en un perfil de acero

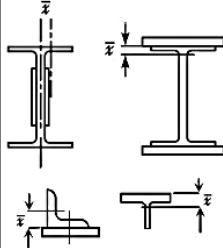
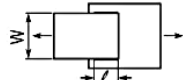
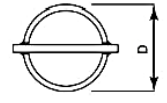
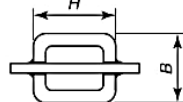
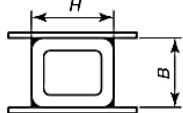
Fuente: (SEGUI, 2013)

En la sección D3 de la “Especificación del AISC”, la cual es el capítulo 2.3 y 4.3 de la norma E.090, se define como determinar el área neta efectiva  $A_e$  de un miembro o elemento (es el mismo concepto que se vio anteriormente). Donde el coeficiente o factor de reducción  $U$  (le llaman también *factor de retraso de cortante*), es determinado como se muestra en la tabla D3.1 de la especificación del AISC y en la norma E.090 en la tabla 2.3.1. **Ver tabla 34**

Tabla 34: Factor de reducción “U” para conexiones de elementos en tracción o tensión

TABLA 2.3.1

FACTOR U PARA CONEXIONES DE ELEMENTOS EN TRACCIÓN

Caso	Descripción del Elemento		Factor U	Ejemplo
1	Todos los elementos en tracción donde la carga es transmitida directamente a cada uno de los componentes de la sección por conectores o soldaduras (excepto en los casos 4,5,6)		$U = 1,0$	----
2	Todos los elementos en tracción, excepto las planchas y tubos, donde la carga es transmitida solo a algunos de los componentes de la sección por conectores o soldaduras (alternativamente, el caso 7 puede ser utilizado para perfiles W, M, S y HP. Para ángulos se puede usar el caso 8).		$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$	
3	Todos los elementos en tracción donde la carga es transmitida por soldaduras transversales a solo algunos componentes de la sección.		$U = 1,0$ y $A_n = \text{Área de elementos conectados directamente}$	----
4	Planchas donde la carga de tracción es transmitida solamente por soldaduras longitudinales.		$l \geq 2w \dots U = 1,0$ $2w > l \geq 1,5w \dots U = 0,87$ $1,5w > l \geq w \dots U = 0,75$	
5	Tubos redondos con solo una plancha de empalme concéntrica.		$l \geq 1,3 D \dots U = 1,0$ $D \leq l < 1,3 D \dots U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{D}{\pi}$	
6	Tubo Rectangular	Con sólo una plancha de empalme concéntrica.	$l \geq H \dots U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{B^2 - 2BH}{4(B + H)}$	
		Con dos planchas de empalme concéntricas.	$l \geq H \dots U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B + H)}$	
7	Perfiles W, M, S o HP, o T cortados de estos perfiles (Si U es calculado según caso 2, se permite utilizar el mayor valor)	Con ala conectada con 3 o más conectores por línea en la dirección de carga.	$b_f \geq \frac{2}{3} d \dots U = 0,9$ $b_f < \frac{2}{3} d \dots U = 0,85$	----
		Con ala conectada con 4 o más conectores por línea en la dirección de carga.	$U = 0,70$	----
8	Ángulos simples o dobles (si U es calculado según caso 2, se permite utilizar el mayor valor)	Con 4 o más conectores por línea en la dirección de carga.	$U = 0,80$	----
		Con 3 conectores por línea en la dirección de carga (con menos de 3 conectores usar el caso 2)	$U = 0,60$	----

$l$  = Longitud de conexión;  $w$  = ancho plancha;  $\bar{x}$  = excentricidad de conexión;  $B$  = ancho total del tubo rectangular, medido a 90° respecto al plano de conexión;  $H$  = altura total del tubo rectangular, medido en el plano de conexión.

Fuente: (E.090 – Tabla 2.3.1, 2016)



Según la “Especificación del AISC” y la norma E.090, hay algunos valores límites para el área neta efectiva  $A_e$ :

- Para placas o planchas de empalme empernadas,  $A_e = A_n \leq 0.85A_g$ . Este límite es un requerimiento en el capítulo J “Diseño de Conexiones” de la “Especificación del AISC” que se encuentra en el capítulo 10 “Diseño de Conexiones” de la norma E.090.
- Para secciones transversales abiertas de perfiles como ( $W$ ,  $M$ ,  $S$ ,  $C$ ,  $HP$ ,  $WT$ , y  $ST$ ) y ángulos simples o dobles, el valor del factor  $U$  no necesita ser menor que la razón entre el área bruta de los elementos conectados y el área bruta del elemento. Esto no se aplica a las secciones cerradas, como las tubulares o HSS; ni a las placas o planchas.

#### **Bloque de cortante o bloque de corte:**

De acuerdo a VINNAKOTA (2006) y SEGUI (2013), se da a conocer la siguiente teoría:

La ruptura por *bloque de cortante* es un modo de falla (es un *estado límite de resistencia*) para ciertas configuraciones de conexiones, en el cual uno o más bloques del material en el extremo del miembro en tensión pueden desgarrarse, o puede ocurrir también en la *placa de nudo o cartela*. Por lo general, tales bloques tienen forma rectangular cuando los pernos tienen *arreglo repetitivo*, y se encuentran limitados por las líneas centrales de los agujeros de los pernos. En el caso de conexiones soldadas, los bloques están limitados por los centros de línea de las soldaduras de filete. La resistencia al *bloque cortante* se puede definir como la suma de la resistencia a cortante proporcionada por los lados del bloque paralelo a la fuerza de tensión, y la resistencia a la tensión provista por los lados del bloque perpendicular a la carga.

Este tema no se trata explícitamente en el capítulo D de la “Especificación del AISC” la cual es el capítulo 4 de la norma E.090. Debido a que los criterios de diseño para la resistencia a *bloqueo cortante* se dan en el capítulo J “Diseño de Conexiones”, en el J4.3, de la “Especificación del AISC” que se encuentra en el capítulo 10 “Diseño de Conexiones” de la norma E.090, en el 10.4.3.

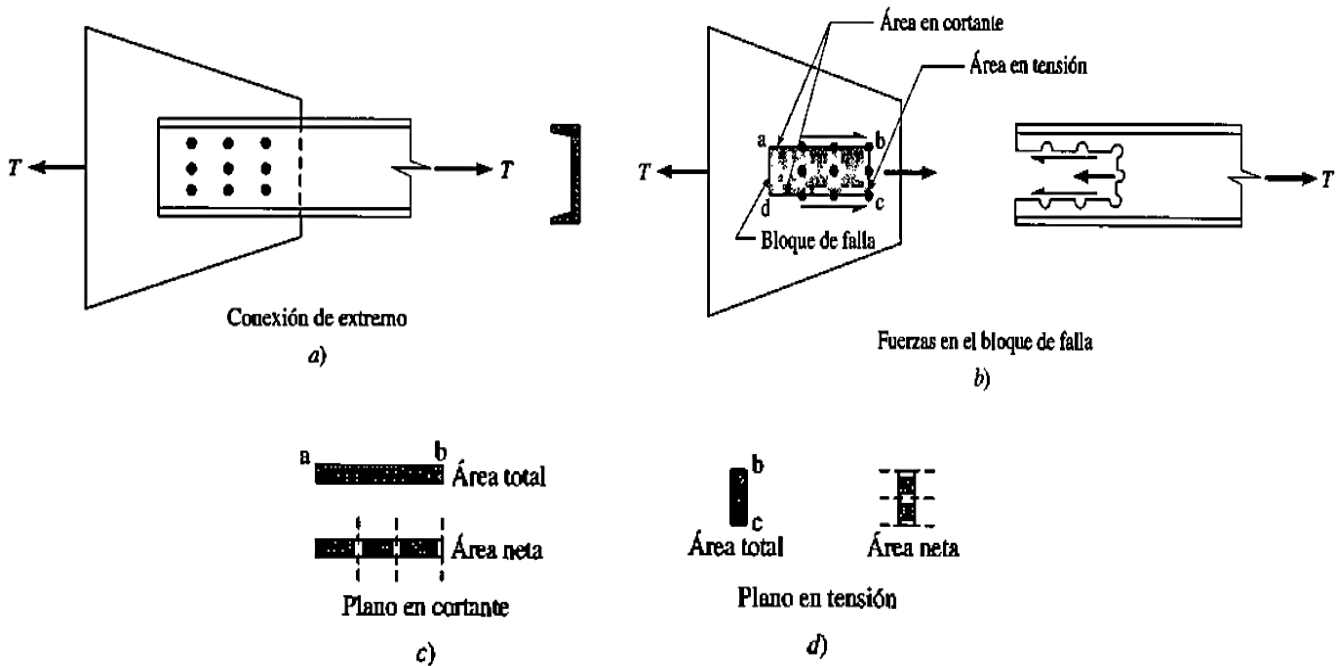


Figura 139: Falla por bloque de cortante en conexiones de miembros a tensión

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

La **figura 139**, muestra el caso de falla de un bloque simple en el alma de un miembro con sección de canal. Aquí el bloque rectangular sombreado *abcd* tendería a desgarrarse y fallar por cortante a lo largo de las secciones o superficies longitudinales *ab* y *cd* (*plano en cortante*), y tendería a desgarrarse y fallar por tensión sobre la sección o superficie transversal *bc* (*plano en tensión*). La falla por *bloqueo cortante* ocurre cuando se transmiten grandes fuerzas de tensión a través de materiales relativamente delgados y longitudes cortas de conexión. Por lo tanto, deben verificarse las conexiones detalladas que utiliza relativamente pocos pernos de gran diámetro y valores mínimos especificados para el paso de los pernos,

distancia al extremo, y gramil para obtener una resistencia adecuada al *bloque de cortante*.

La explicación para la falla por *bloque de cortante* entre los dos planos perpendiculares entre sí, *plano en cortante* y *plano en tensión*, es la siguiente: Cuando una carga de tensión aplicada a una conexión particular se incrementa, la resistencia a la fractura de la sección o superficie más débil (*plano más débil*) estará próxima. Ese plano no fallara entonces porque está restringido por la sección o superficie más fuerte (*plano más fuerte*). La carga puede incrementarse hasta que se alcance la resistencia a la fractura del *plano más fuerte* y en ese instante el *plano más débil* está fluyendo. Entonces la resistencia total de la conexión es igual a la resistencia por fractura del *plano más fuerte* más la resistencia por fluencia del *plano más débil*. (Entonces no es razonable sumar la resistencia por fractura de un plano a la resistencia por fractura del otro plano para determinar la resistencia por *bloque de cortante* de un miembro específico).

Se debe tener presente que *el bloque de cortante es un fenómeno o falla de desgarramiento o fractura fundamentalmente y no un fenómeno o falla de fluencia*, es por ello que la resistencia principal a una falla de *bloque de cortante* es el área más grande entre cortante y tensión, es decir una falla por *bloque de cortante* no puede ocurrir hasta que se fracture el área más grande entre ambos y por lo tanto es lógico suponer que la otra área menor entre ambos ha fluido. Por lo tanto, el área más grande entre cortante y tensión es la que permite que el *bloque de cortante* se desgarre del miembro, el área más pequeña no podrá permitir que el *bloque de cortante* se desgarre del miembro debido a que estará restringido por el área más grande. Es por ello que se tiene que esperar que el área más grande se fracture para que ocurra el *bloque de cortante*. **Ver figura 140**

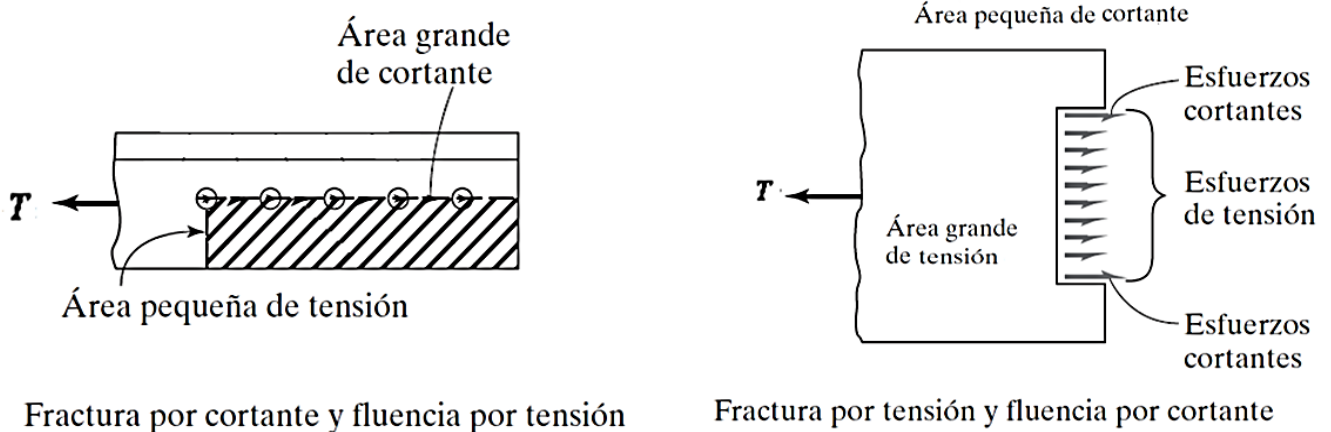


Figura 140: Análisis de los estados límites de fluencia y fractura en la falla de bloque de cortante

Fuente: (MCCORMAC y CSERNAK, 2012)

En la **figura 140**, se puede apreciar que en donde el área de cortante es grande y el área de tensión es pequeña, la resistencia principal a una falla del *bloque de cortante* es el cortante y no la tensión (es decir una falla por *bloque de cortante* no puede ocurrir hasta que se fracture el área a cortante). Entonces la “Especificación del AISC” considera que es lógico suponer que cuando ocurre una fractura por cortante en esta zona con alta capacidad de corte, la pequeña área en tensión ya ha fluido. También se puede apreciar que en donde el área de tensión es grande y el área de cortante es pequeña, la “Especificación del AISC” considera que la resistencia principal a una falla del *bloque de cortante* será la tensión y no el cortante (es decir una falla por *bloque de cortante* no puede ocurrir hasta que se fracture el área a tensión), y en ese momento es lógico suponer que el área a cortante ha fluido. La **figura 141**, muestra algunos otros ejemplos adicionales del modo de falla por *bloque de cortante* en miembros en tensión emperrados y soldados.

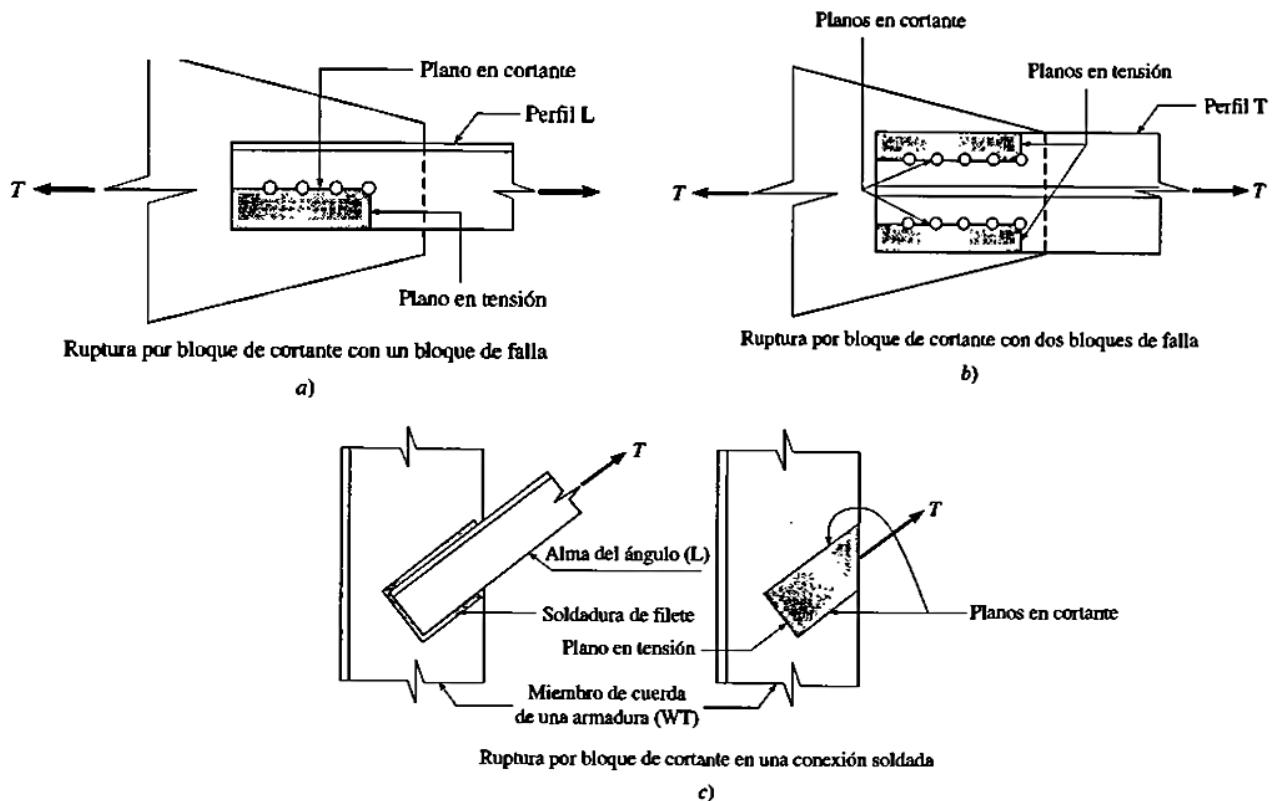


Figura 141: Modos de falla por bloque de cortante en conexiones empernadas y soldadas de miembros a tensión

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

La resistencia de los miembros en tensión no siempre está controlada por los estados límite de fluencia a la tensión, la fractura a la tensión, o por la resistencia de los pernos o las soldaduras con que se conectan. En lugar de ello, puede estar controlada por la resistencia del *estado límite de fractura de su bloque de cortante*. Según la "Especificación del AISC" y la norma E.090, asumen que la falla ocurre por fractura en el área de corte y fractura en el área de tensión. Ambas secciones o superficies contribuyen a la resistencia total, y la resistencia al *bloque de cortante* será la suma de las resistencias de las dos secciones o superficies. El esfuerzo cortante de fractura se toma como el 60% del esfuerzo último de tensión, entonces la resistencia nominal en cortante es  $0.6 F_u A_{nv}$  y la resistencia nominal en tensión

es  $F_u Ant$ , esto da una resistencia nominal  $R_n$  para el estado *límite de fractura de bloque de cortante*:

$$R_n = 0.6 F_u Anv + F_u Ant$$

Además, la “Especificación del AISC” y la norma E.090, limitan la resistencia nominal en cortante  $0.6 F_u Anv$  a  $0.6 F_y Agv$  y se agrega un factor de reducción  $U_{bs}$  a la resistencia nominal en tensión  $F_u Ant$  para tomar en cuenta el esfuerzo no uniforme de tensión para algunas conexiones.

La especificación para edificios de acero (“Specification For Structural Steel Buildings”) – ANSI/ AISC 360-10 en el capítulo J “Diseño de Conexiones” en el, J4.3, la cual se traduce en nuestra norma E.090 de estructuras metálicas en el capítulo 10 “Diseño de Conexiones” en el, 10.4.3, da la resistencia nominal  $R_n$  para el *estado límite de fractura de bloque de cortante* a lo largo de una línea o líneas de falla por corte y una línea de falla perpendicular por tracción y debe tomarse como:

$$R_n = 0.6 F_u Anv + U_{bs} F_u Ant \leq 0.60 F_y Agv + U_{bs} F_u Ant$$

Donde:

- $Anv$  = área neta a lo largo de la superficie o superficies sujetas a cortante.
- $Ant$  = área neta a lo largo de la superficie sujeta a tensión o tracción.
- $Agv$  = área bruta o total a lo largo de la superficie o superficies sujetas a cortante.
- $F_u$  = esfuerzo último de tensión especificado del tipo de acero utilizado.
- $F_y$  = esfuerzo de fluencia mínimo especificado del tipo de acero utilizado.

- $U_{bs}$  = factor de reducción para tomar en cuenta el esfuerzo no uniforme de tensión. ( $U_{bs} = 1.0$  cuando el esfuerzo de tensión es uniforme como el caso de ángulos, placas de nudo o cartelas, y la mayoría de conexiones de vigas), por otro lado ( $U_{bs} = 0.5$  cuando el esfuerzo de tensión no es uniforme). **Ver figura 142**

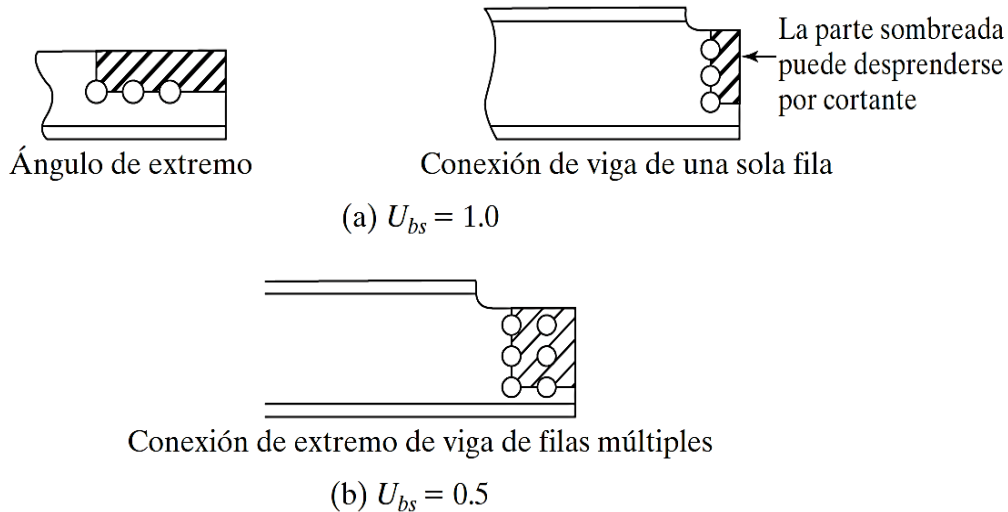


Figura 142: Factos de reducción para tomar en cuenta el esfuerzo no uniforme de tensión “ $U_{bs}$ ”

Fuente: (MCCORMAC y CSERNAK, 2012)

La sección J1 de “La Especificación del AISC”, la cual es el capítulo 10.1 de la norma E.090, da la resistencia de diseño de las conexiones  $\phi R_n$  (diseño por el método LRFD), la cual en este caso es para el estado límite de fractura de bloque de cortante, y debe cumplir:

$$P_u \leq \phi R_n ; \text{ donde } \phi = 0.75 \text{ (LRFD) y } P_u = \text{Carga. max ultimo factorizado}$$

Dónde:  $\phi R_n$  = resistencia de diseño por fractura de bloque de cortante del perfil de acero, para el método LRFD,  $\phi = 0.75$  (factor de resistencia para fractura de bloque de cortante, para el método LRFD) y  $P_u$  = resistencia ultima por tensión o tracción del perfil de acero, para el método LRFD.

**Resistencia por tensión o tracción axial:**

La especificación para edificios de acero (“Specification For Structural Steel Buildings”) – ANSI/ AISC 360-10 en el capítulo D “Diseño de Miembros en Tracción”, la cual se traduce en nuestra norma E.090 de estructuras metálicas en el capítulo 4 “Diseño de Elementos en Tracción”, abarca el diseño de elementos sujetos a tracción axial causados por fuerzas estáticas a través del eje que pasa por su centro de gravedad.

La sección D1 de “La Especificación del AISC”, la cual figura en el capítulo 4.1 de la norma E.090, menciona que no existen límites de esbeltez para elementos en tracción. Pero sugiere que para elementos diseñados en tracción, la *relación de esbeltez*  $\frac{L}{r}$  preferiblemente no debe exceder de 300, es decir  $\left(\frac{L}{r} \leq 300\right)$ , no aplica a varillas o colgadores en tracción. Este límite está basado en el juicio profesional y consideraciones económicas prácticas, facilidad de manejo y seguridad requeridos de manera tal de minimizar daños inadvertidos durante la fabricación, el transporte y montaje.

Para la presente tesis solo se aplicara la sección D2 de “La Especificación del AISC”, la cual se traduce en el capítulo 4.2 de la norma E.090, para determinar la resistencia nominal por tracción  $P_n$ , para los estados límites de *fluencia del área total* y *fractura del área neta efectiva*.

**Resistencia en tracción.** Para elementos sujetos a tracción. La resistencia nominal por tracción  $P_n$ , de acuerdo a los estados límites de fluencia en tracción en el área bruta (*estado límite de fluencia del área total*) y rotura en tracción en el área neta de la sección (*estado límite de fractura del área neta efectiva*), están dados por:

- a) Para el estado límite de fluencia en tracción en el área bruta (*estado límite de fluencia del área total*):

$$P_n = F_y A_g$$



- b) Para el estado límite de rotura en tracción en el área neta (*estado límite de fractura del área neta efectiva*):

$$P_n = F_u A_e$$

Donde:

- $A_g$  = área bruta o total del elemento.
- $A_e$  = área neta efectiva.
- $F_y$  = esfuerzo de fluencia mínimo especificado del tipo de acero utilizado.
- $F_u$  = resistencia a la tracción mínima o esfuerzo último de tensión mínimo especificado del tipo de acero utilizado.

La sección D2 de “La Especificación del AISC”, la cual es el capítulo 4.2 de la norma E.090, da la resistencia de diseño por tracción  $\phi_t P_n$  (diseño por el método LRFD), la cual debe ser el menor valor obtenido de acuerdo a los estados límites de fluencia en tracción en el área bruta (*estado límite de fluencia del área total*) y rotura en tracción en el área neta de la sección (*estado límite de fractura del área neta efectiva*):

- a) Para el estado límite de fluencia en tracción en el área bruta (*estado límite de fluencia del área total*):

$$\phi_t P_n = 0.90 F_y A_g ; \text{ donde } \phi_t = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

- b) Para el estado límite de rotura en tracción en el área neta (*estado límite de fractura del área neta efectiva*):

$$\phi_t P_n = 0.75 F_u A_e ; \text{ donde } \phi_t = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

La más pequeña de ambas es la resistencia de diseño por tensión o tracción del miembro  $\phi_t P_n$  (diseño por el método LRFD), y debe cumplir:

$$P_u \leq \phi_t P_n ; \text{ donde } P_u = \text{Carga. max ultimo factorizado}$$

Dónde:  $\phi t P_n$  = resistencia de diseño por tensión o tracción del perfil de acero, para el método LRFD,  $\phi = 0.90$  ó  $0.75$  (factor de resistencia para tensión o tracción, para el método LRFD) y  $P_u$  = resistencia última por tensión o tracción del perfil de acero, para el método LRFD.

El manual del AISC, contiene una variedad de tablas que permiten optimizar los procedimientos de cálculo para obtener algunos valores dados en las tablas, lo cual es útil en el diseño de elementos en compresión. En el manual del AISC, la parte 1 “Propiedades y Dimensiones”, tabla 1-1 “W-Shapes Dimensions”, se encuentran los valores de  $I$  y  $r$  tanto para el eje X-X como para el eje Y-Y, además los valores de las áreas  $A_g$  para diferentes perfiles I de acero. Todos estos valores mencionados fueron vistos anteriormente dentro de este capítulo de la presente tesis.

### **2.2.3.5.7 Diseño de elementos compuestos (viga compuesta intermedia o viguetas)**

“En el ámbito de la ingeniería civil, el término “construcción compuesta” se aplica, en general, para indicar el uso de dos o más materiales distintos, los que se combinan de manera tal que el material resultante presenta un mejor comportamiento que el de los componentes individuales. Sin embargo, el mismo término se usa frecuentemente para el caso particular de miembros construidos con acero estructural y hormigón. Con el mismo significado, se emplean también las denominaciones de “construcción mixta” o “construcción híbrida” (CRISAFULLI, 2014 pág. 14).

“La estructura compuesta es básicamente el hacer uso de materiales diversos para la formación de un elemento el cual responderá satisfactoriamente a diversos fenómenos que lo afecten, y cumplir con las cargas y deformaciones para las cuales ha sido diseñado. La composición más común es la del Acero – Concreto...” (ACERO - DECK, 2005 pág. 29).

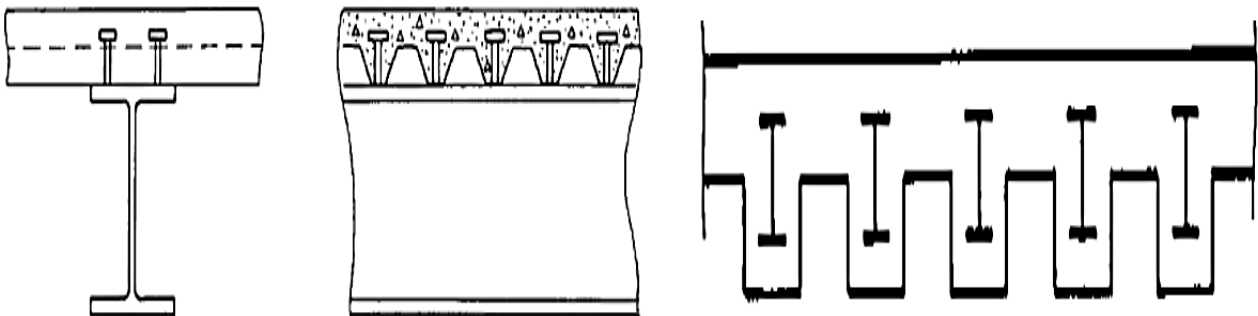
“La construcción compuesta emplea a los miembros estructurales formados de dos materiales: acero estructural y concreto reforzado. Estrictamente hablando, cualquier miembro formado por dos o más materiales es compuesto...” (SEGUI, 2013 pág. 593).

Cuando se utiliza el sistema de Steel deck o placa colaborante (conocido en Perú como Acero deck), la placa colaborante actuara como refuerzo en tracción. Por lo tanto, sería una sección compuesta formada por acero estructural y concreto armado. Esto se debe al uso de conectores de corte para garantizar la acción compuesta.

“Este comportamiento unificado es posible solo si el deslizamiento horizontal entre las dos componentes es impedido. Esto se puede lograrse si la fuerza cortante horizontal en la interfaz es resistida por los dispositivos de conexión, conocidos como conectores de cortante. Esos dispositivos (pueden ser conectores de cabeza o

pernos de cabeza redonda, acero de refuerzo en espiral, o longitudes cortas de canales pequeñas)...” (SEGUI, 2013 pág. 593).

En sistemas de edificaciones y puentes por lo general se usan vigas y columnas compuestas, en el proyecto de la tesis en mención solo se hará el enfoque al diseño de vigas compuestas debido a que solo se realizara el diseño de estas, ya que las columnas serán de acero estructural tipo W. Las vigas compuestas pueden asumir varias formas: Las primeras versiones consistían en vigas embebidas en concreto esto se hacía para proteger al acero estructural del fuego, pero actualmente hay métodos más ligeros y económicos para proteger contra el fuego por lo que las vigas embebidas son rara vez usados (por lo caro que resulta), en vez de ello el comportamiento compuesto se logra al conectar la viga de acero a la losa de concreto reforzado (en caso del uso de Steel deck o placa colaborante solo sería concreto) que ella soporta, de manera que las dos partes actúen como una unidad y esto se logra con el uso de los conectores de corte (se sueldan a la viga). La **figura 143**, muestra los tipos de vigas compuestas.



*Figura 143: Tipos de vigas compuestas*

Fuente: (SEGUI, 2013)

“...Los tipos principales de miembros compuestos son: miembros compuestos embebidos, miembros compuestos rellenos, vigas compuestas con conectores de corte y las losas compuestas.” (CRISAFULLI, 2014 pág. 16).

### **Ventajas de la construcción compuesta:**

- “La principal ventaja de la construcción compuesta radica en la adecuada combinación del acero y hormigón de modo de compensar la baja resistencia a tracción del hormigón y evitar o minimizar los problemas de inestabilidad del acero (pandeo lateral torsional). El trabajo conjunto entre ambos materiales (comportamiento compuesto) permite aumentar no solo la resistencia de los miembros sino también su rigidez.” (CRISAFULLI, 2014 pág. 15).
- “Además de las ventajas estructurales, se pueden obtener beneficios arquitectónicos y funcionales, por ejemplo, losas de espesor reducido, vanos de vigas más largos, etc. Adicionalmente, el hormigón contribuye a mejorar la resistencia al fuego de los miembros compuestos.” (CRISAFULLI, 2014 pág. 15).
- “Otra ventaja interesante de la construcción con miembros compuestos es que permite agilizar el proceso constructivo, en comparación con una construcción de hormigón convencional.” (CRISAFULLI, 2014 pág. 15).
- “...Las vigas de acero y las losas de concreto, unidas formando un elemento compuesto, en ocasiones pueden llegar a soportar un aumento en la carga del 33 al 50 por ciento o más de lo que las vigas de acero podrían soportar trabajando por separado.” (MCCORMAC y CSERNAK, 2012 pág. 562).

### **Ancho efectivo del patín (b o be):**

De acuerdo a SEGUI (2013) y ZAPATA (1991), se da a conocer la siguiente teoría:

La especificación para edificios de acero (“Specification For Structural Steel Buildings”) – ANSI/ AISC 360-10 en el capítulo I “Diseño de Miembros Compuestos” en el, I3.1a, la cual se traduce en nuestra norma E.090 de estructuras metálicas en el capítulo 9 “Diseño de Elementos Compuestos” en el, 9.3.1a, requiere que el ancho

efectivo de la losa de piso a cada lado del eje longitudinal de la viga se tome como la más pequeña de las siguientes cantidades:

- (1) Un octavo de la luz de la viga, medida centro a centro de los apoyos;
- (2) Un medio de la distancia al eje de la viga adyacente; o
- (3) La distancia al borde de la losa, aplicable solo a las vigas de borde.

En resumen para las vigas interiores de piso, el ancho efectivo total será la menor de las siguientes cantidades: un cuarto de la luz de la viga o la separación entre los centros de las vigas adyacentes (se supone que las vigas están espaciadas de manera uniforme).

#### **Construcción apuntalada y no apuntalada:**

- **Cuando no se usa apuntalamiento y antes que el concreto haya endurecido:** En el, I3.1b, de la especificación del AISC, la cual se traduce en nuestra norma E.090 en el, 9.3.1b, especifica que la sección del acero sola debe tener la resistencia suficiente para soportar todas las cargas aplicadas antes que el concreto alcance el 75 % de su resistencia especificada  $F_c$  (debido a que antes que el concreto haya endurecido, todavía no hay acción compuesta). La resistencia de diseño en flexión de la sección de acero será calculada de acuerdo al capítulo “Diseño de miembros a flexión” de la presente tesis (la cual se guía en el capítulo F “Diseño de Miembros en Flexión” del “Specification For Structural Steel Buildings” – ANSI/ AISC 360-10, que se traduce a nuestra norma E.090 de estructuras metálicas en el capítulo 6 “Diseño de Elementos en Flexión”).

Dependerá de su diseño, la cimbra para la losa de concreto puede o no proporcionar un soporte lateral para la viga de acero. Si no lo proporciona la longitud  $L_b$  debe tomarse en cuenta y el pandeo lateral torsional puede gobernar la resistencia por flexión.

- **Cuando no se usa apuntalamiento y después que el concreto haya endurecido:** Debe la viga compuesta resistir todas las cargas antes y después de que el concreto haya endurecido (debido a que después que el concreto haya endurecido, ya existe acción compuesta). Después de que el concreto haya endurecido, está proporciona suficiente soporte lateral al patín en compresión de la viga de acero.
- **Cuando se usa apuntalamiento:** Solo la viga compuesta tiene que ser considerada, y el perfil de acero solo se requiere que soporte más que su peso propio.

### Resistencia por flexión:

De acuerdo a SEGUI (2013), se da a conocer la siguiente teoría:

En la mayoría de casos, la resistencia nominal por flexión  $M_n$  se alcanzara cuando toda la sección transversal de acero fluya y el concreto sea aplastado en compresión. La distribución correspondiente de los esfuerzos sobre la sección compuesta se llama **distribución plástica del esfuerzo** y la línea neutra que divide la tracción de la compresión en el rango plástico se llama **Eje neutro plástico (ENP)**. La especificación para edificios de acero (“Specification For Structural Steel Buildings”) – ANSI/ AISC 360-10 en el capítulo I “Diseño de Miembros Compuestos” en el, I3.2a, la cual se traduce en nuestra norma E.090 de estructuras metálicas en el capítulo 9 “Diseño de Elementos Compuestos” en el, 9.3.2a, da la resistencia de diseño por flexión para momento positivo (zona en compresión),  $\phi_b M_n$  (LRFD), que debe ser determinado por el estado límite de fluencia tal como sigue:

1. Para perfiles con almas compactas, es decir con  $\frac{h}{tw} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ,  $M_n$  debe ser determinado a partir de la distribución de esfuerzos plásticos en la sección compuesta para el estado límite de fluencia (momento plástico).

2. Para con  $\frac{h}{tw} \geq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ,  $Mn$  debe de ser determinado por la distribución de esfuerzos elásticos correspondiente a la primera fluencia del acero para el estado límite de fluencia (momento de fluencia).
3. Para el método LRFD, la resistencia de diseño por flexión es  $\phi b Mn$ , donde  $\phi b = 0.90$  (factor de resistencia para flexión).

Todos los perfiles W, M y S tabulados en el manual del AISC tienen almas compactas (para flexión) para  $F_y \leq 50 \text{ ksi}$ , entonces la primera condición gobernara para todas las vigas compuestas excepto aquellas secciones armadas de acero. La resistencia de diseño para momento negativo (zona en compresión) lo da la especificación I.3.2b, la cual se traduce en nuestra norma E.090 como 9.3.2b, pero no haremos uso de ella en esta tesis debido a que solo tendremos momentos positivos (zona en compresión) para una viga compuesta simplemente apoyada (viga intermedia de piso) mas no tendremos vigas compuestas continuas la cuales sí presentan momentos negativos (zona en compresión), excepto en la losa compuesta, la cual el diseño se da más atrás de la presente tesis.

***“En el diseño en acero estructural los momentos positivos y negativos, se le conoce a la zona en compresión y no a la zona en tracción como en el diseño en concreto armado (es una convención según el criterio de diseño según el tipo de material).”***

Cuando una viga compuesta ha alcanzado el estado límite plástico, los esfuerzos se distribuyen en algunas de estas tres formas, ver **figura 144**, en donde el esfuerzo en el concreto se presenta como un esfuerzo uniforme de compresión de  $0.85 F'_c$ , el cual se extiende desde la parte superior de la losa hasta una profundidad “**a**” que puede ser igual o menos al espesor de la losa esta distribución es conocida como la **distribución equivalente de esfuerzos de Whitney**, en cambio el acero si presenta un esfuerzo uniforme de tensión total,  $F_y$ , es decir cuando una viga compuesta



alcanza el estado límite plástico (estado límite último o de resistencia - LRFD), el acero muestra una distribución correspondiente a una fluencia total en tensión y el concreto muestra una distribución parcial en compresión del  $0.85 F'c$ .

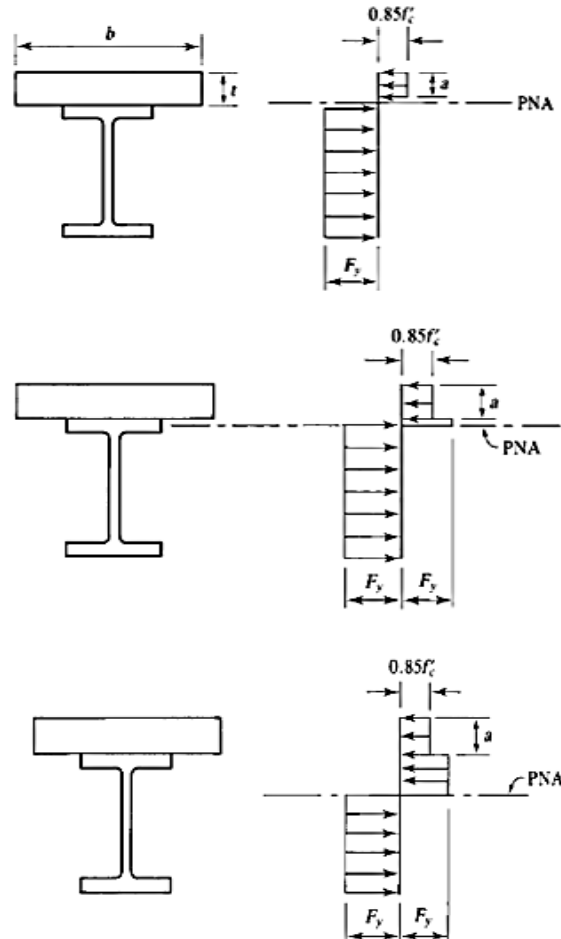


Figura 144: Formas de distribución de los esfuerzos en una viga compuesta una vez alcanzado el estado límite plástico

Fuente: (SEGUI, 2013)

En los 3 casos mostrados en la **figura 144**, muestra la ubicación del Eje neutro Plástico (ENP) en distintos lugares de la sección compuesta: en la losa de concreto, en el ala del perfil o en el alma del perfil, todo ello dependerá de las características de la sección compuesta (es decir del perfil de acero y de la losa de concreto), además dependerá si la sección compuesta presenta suficientes conectores de corte para prevenir el deslizamiento y garantizar un comportamiento compuesto. Para cada caso mostrado, se debe calcular la resultante de compresión y de tracción

dependiendo de la ubicación del eje neutro plástico (arriba del ENP se da la compresión y abajo del ENP se da la tracción), las cuales deben de ser iguales en magnitud pero con sentido opuesto, y multiplicados por el brazo de palanca entre ambas forman un par de momento, y su magnitud vendría a ser **la capacidad por momento nominal,  $M_n$** , de la sección compuesta. El estado límite de resistencia que gobernara para la sección compuesta después de que el concreto cure, será el estado límite de fluencia, debido a que no habrá pandeo local (si el alma del perfil es compacta) ni habrá pandeo lateral torsional (debido a la acción compuesta del perfil de acero a la losa de concreto, el cual lo restringirá).

Debido a que la fuerza cortante horizontal en la interfaz entre el concreto y el acero (por transmitirse entre el concreto y el acero),  **$V_h$** , es igual a la fuerza de compresión en el concreto. Para ubicarnos que caso del ENP gobierna, debemos calcular la menor de las resultantes de compresión en el concreto.

1.  $A_s F_y$
2.  $0.85 F'_c A_c$
3.  $\Sigma Q_n$

Donde:

$A_s$  = área transversal del perfil de acero en in<sup>2</sup>;  $A_c$  = área de concreto (espesor de losa (t in) x ancho efectivo del patín (b o  $b_e$  in)) en in<sup>2</sup>;  $\Sigma Q_n$  = resistencia total por cortante de los conectores de cortante o suma de resistencias nominales en corte de los conectores, entre el punto de máximo momento positivo y el punto de momento cero, en Kip;  $F_y$  = esfuerzo de fluencia del acero en ksi;  $F'_c$  = resistencia a la compresión del concreto en ksi.

***(Estas unidades se deben convertir al Sistema Internacional S.I, al momento de realizarlos cálculos, para estar acorde al RNE).***

Cuando  **$A_s F_y$**  gobierna el acero se emplea plenamente y el ENP está en la losa (no es necesario todo el peralte de la losa), cuando  **$0.85 F'_c A_c$**  gobierna el concreto se

emplea plenamente y el ENP está el perfil del acero (se usa todo el peralte de la losa), ambos casos ocurre cuando se garantiza comportamiento compuesto total por acción de los conectores de corte. Caso contrario cuando gobierna  $\Sigma Q_n$  existe menos conectores de corte que los requeridos, lo que origina un comportamiento compuesto parcial. Teniendo claro los casos de ubicación del ENP, para el caso más común donde se asume que esté se ubica en la losa de concreto, **el momento o resistencia nominal,  $M_n$ , a flexión** será: **Ver figura 145**

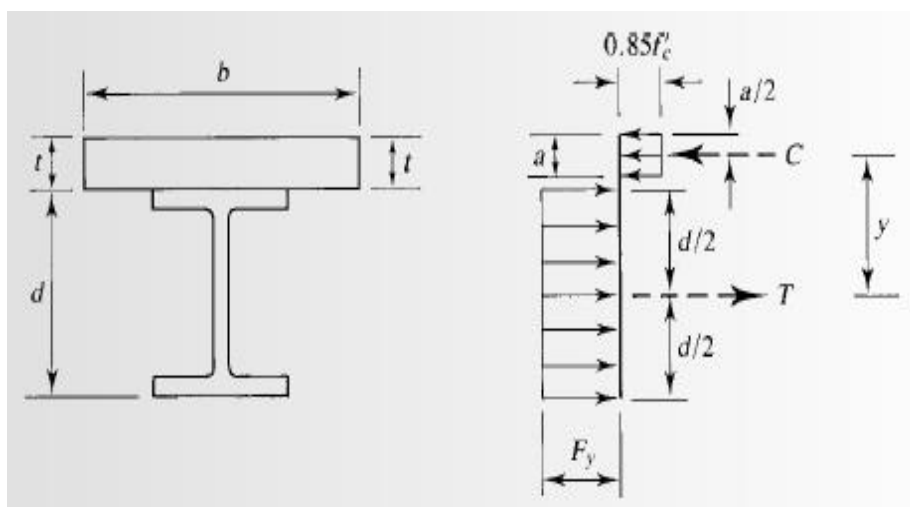


Figura 145: Resultante de las fuerzas de tensión y de las fuerzas de compresión en una viga compuesta

Fuente: (SEGUI, 2013)

Asumimos que el ENP se encuentra en la losa (caso más común), además podemos observar de la **figura 145**:

$$C = T; C = 0.85 F'c . a . be; T = As . Fy; \Rightarrow 0.85 F'c . a . be = As . Fy$$

Despejando "a" (profundidad del bloque de esfuerzos en compresión del concreto), este valor "a" puede ser menor o igual ( $\leq$ ) al espesor de la losa "t":

$$a = \frac{As . Fy}{0.85 F'c . be}$$

El par de momentos generados por las resultantes de compresión y tracción por la distancia “y” entre ambos; donde d = peralte del perfil de acero:

$$M_n = C \cdot y = T \cdot y = (0.85 F'_c \cdot a \cdot b e) \cdot y = (A_s \cdot F_y) \cdot y ; \text{ donde } : y = \frac{d}{2} + t + \frac{a}{2}$$

Cuando el ENP se encuentra en la losa de concreto el momento nominal por flexión,  $M_n$ , es el obtenido. La resistencia de diseño por flexión para el estado límite de fluencia (es el estado límite de resistencia que gobierna),  $\phi_b M_n$ , (diseño por el método LRFD), debe cumplir:

$$M_u \leq \phi_b M_n ; \text{ donde } \phi_b = 0.90 \text{ (LRFD) y } M_u = \text{Mom. max ultimo factorizado}$$

Dónde:  $\phi_b M_n$  = resistencia de diseño por flexión de la sección compuesta, para el método LRFD,  $\phi_b = 0.90$  (factor de resistencia para flexión, para el método LRFD) y  $M_u$  = resistencia ultima por flexión de la sección compuesta, para el método LRFD.

#### **Resistencia por cortante:**

La especificación del AISC en el, I4.2, la cual se traduce en nuestra norma E.090 en el, 9.4.2, requiere conservadoramente que todo el cortante de la viga compuesta sea resistido por el alma del perfil de acero, es decir se debe satisfacer:

$$V_u \leq \phi_v V_n ; \text{ donde } \phi_v = 1.00 \text{ (LRFD) y } V_u = \text{cortan. max ultimo factorizado}$$

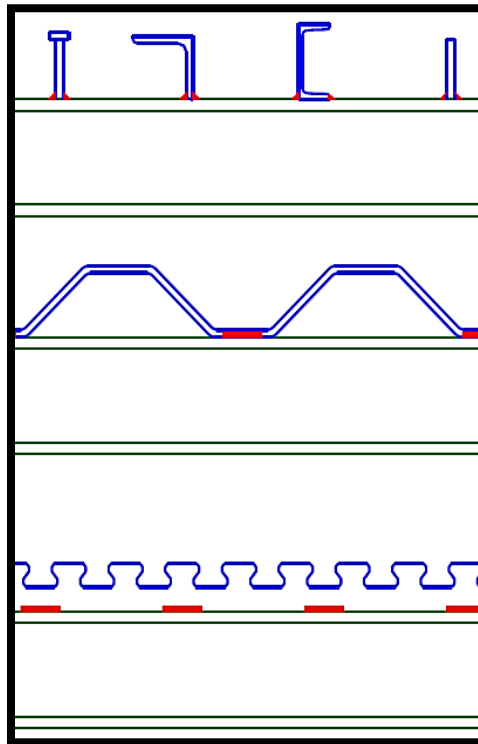
Dónde:  $\phi_v V_n$  = resistencia de diseño por cortante del perfil de acero, para el método LRFD,  $\phi_v = 1.00$  (factor de resistencia para cortante, para el método LRFD) y  $V_u$  = resistencia ultima por cortante del perfil de acero, para el método LRFD.

Así se determina la resistencia por cortante en el capítulo “Diseño de elementos en flexión” de la presente tesis (la cual se guía en el capítulo G “Diseño de Miembros en Corte” del “Specification For Structural Steel Buildings” – ANSI/ AISC 360-10, que se traduce a nuestra norma E.090 de estructuras metálicas en el capítulo 7 “Diseño de Elementos en Corte”).

### Conectores de cortante:

De acuerdo a SEGUI (2013), se da a conocer la siguiente teoría:

“El desarrollo del comportamiento compuesto requiere que los dos materiales trabajen en forma integral mediante elementos que los vinculen o conecten, dado que la adherencia entre el hormigón y los elementos de acero con superficie lisa (perfiles, chapas, etc.) es prácticamente nula. Es por ello que se han desarrollado e implementado distintos tipos de conectores de corte, los que usualmente se sueldan a los elementos de acero que están en contacto con el hormigón.” (CRISAFULLI, 2014 pág. 15). La **figura 146**, muestra los distintos tipos de conectores de corte.



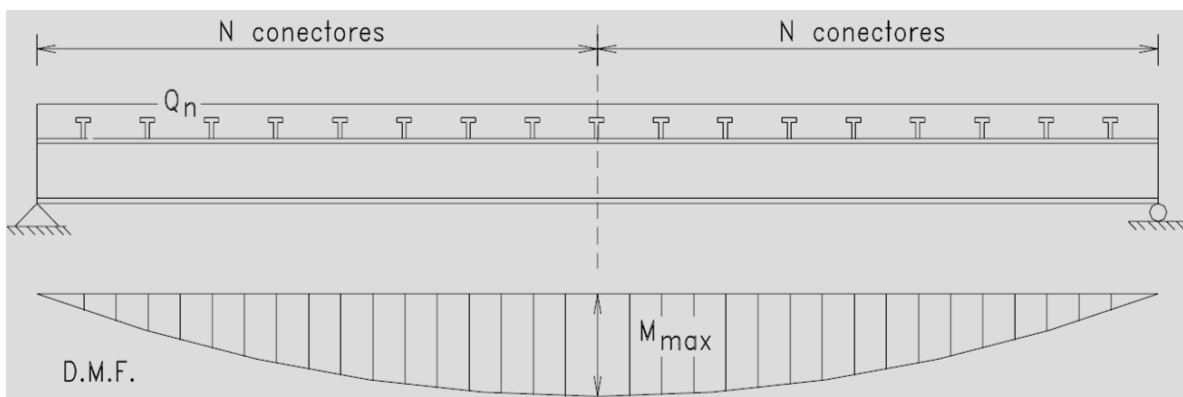
*Figura 146: Tipos de conectores de cortante*

Fuente: (CRISAFULLI, 2014)

Según la especificación del AISC en el, I3.2d, la cual se traduce en nuestra norma E.090 en el, 9.3.2d, el corte horizontal total en la interface entre la viga de acero y la losa de concreto debe suponerse que es transferido por los conectores de corte. Para

la acción compuesta con concreto sujeto a compresión por flexión, el corte horizontal nominal transferido entre la losa de concreto y la viga de acero por conectores de corte,  $V'$ , entre el punto de máximo momento positivo y el punto de momento cero debe ser determinado como el menor valor de acuerdo a los estados límites de aplastamiento del concreto ( $V' = 0.85 F'c A_c$ ), fluencia en tracción de la sección de acero ( $V' = F_y A_s$ ), o la resistencia en corte de los conectores de corte ( $V' = \sum Q_n$ ). En conclusión la fuerza cortante horizontal por transmitirse entre el concreto y el acero,  $V'$ , es igual a la fuerza de compresión "C" en el concreto, la cual es la menor de las resultantes ya tratadas anteriormente. Si gobierna las dos primeras se tendrá un comportamiento compuesto total y si gobierna la tercera se tendrá un comportamiento compuesto parcial. Para el 1er caso, el número de conectores de cortante requeridos entre los puntos de momento nulo y momento máximo es:

$$N1 = \frac{V'}{Q_n}$$



*Figura 147: Número de conectores de cortante requeridos entre los puntos de momento nulo y momento máximo*

Fuente: (ZAPATA, 1991)

Donde:

$N1$  = número de conectores entre el momento máximo y momento cero, los cuales deben espaciarse uniformemente (para una viga simplemente apoyada y

uniformemente cargada 2N1 serán necesarios y estar espaciados uniformemente en toda la luz de la viga);  $Q_n$  = resistencia nominal por cortante de un conector, la especificación del AISC en el, 18.2a, la cual se traduce en nuestra norma E.090 en el, 9.8.2a, da la resistencia nominal en corte de los pernos con cabeza, embebido en una losa maciza de concreto o en una losa compuesta con placa colaborante como:

$$Q_n = 0.5 \cdot A_s a \sqrt{f'_c \cdot E_c} \leq R_g \cdot R_p \cdot A_s a \cdot F_u$$

$A_s a$  = área de la sección transversal del perno con cabeza en in<sup>2</sup>;  $E_c$  = módulo de elasticidad del concreto en ksi (**ver norma E.060 de concreto armado**);  $R_g$  = es un coeficiente que se usa para considerar el efecto de grupo de los conectores, ver **tabla 35**;  $R_p$  = es el efecto de posición de los conectores, ver **tabla 35**;  $F_u$  = es la resistencia mínima en tracción de un conector de corte en ksi, (para conectores tipo perno de cabeza redonda en vigas compuestas,  $F_u = 65$  ksi (AWS, 2008)).

***(Estas unidades se deben convertir al Sistema Internacional S.I, al momento de realizarlos cálculos, para estar acorde al RNE).***

Tabla 35: Valores de  $R_g$  y  $R_p$  para distintas condiciones de orientación de los nervios de la placa colaborante respecto al perfil de acero

**Tabla N° 9.8.2a**  
Valores de  $R_g$  y  $R_p$  para varios casos

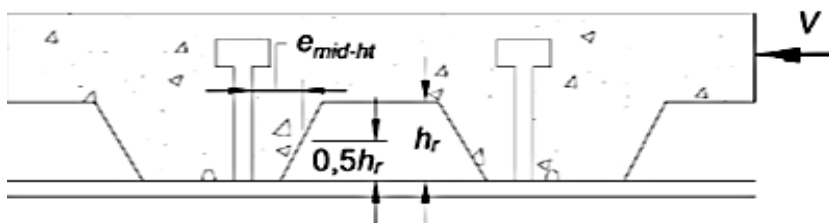
Condición	$R_g$	$R_p$
Losa maciza, sin plancha colaborante	1.0	0.75
Plancha colaborante con el nervio orientado paralelamente al perfil de acero		
$\frac{w_r}{h_r} \geq 1,5$	1.0	0.75
$\frac{w_r}{h_r} < 1,5$	0.85**	0.75
Plancha colaborante con el nervio orientado perpendicularmente al perfil de acero		
Número de pernos con cabeza ocupando el mismo nervio		
1	1.0	0.6 <sup>+</sup>
2	0.85	0.6 <sup>+</sup>
3 o más	0.7	0.6 <sup>+</sup>

$h_r$  = altura nominal del nervio

$w_r$  = ancho promedio del nervio o ensanche de concreto (como se define en el numeral 9.3.2c)

\*\* Para un perno con cabeza individual

+ Este valor puede aumentar a 0.75 cuando  $e_{mid-hr} \geq 50$  mm



Fuente: (E.090 – Tabla 9.8.2a, 2016)

La especificación del AISC en el, I8.1, I8.2, y I8.2d la cual se traduce en nuestra norma E.090 en el, 9.8.1, 9.8.2, y 9.8.2d, da los siguientes requisitos para diversos conectores de cabeza:

- Diámetro máximo de conector = 2.5 x espesor del patín del perfil de acero ( $t_f$ )
- Longitud mínima de conector = 4 x diámetro de conector



- Espaciamiento longitudinal mínimo (centro a centro entre conectores) = 6 x diámetro de conector
- Espaciamiento longitudinal máximo (centro a centro entre conectores) = 8 x espesor de losa de concreto  $\leq 36''$
- Espaciamiento transversal mínimo (centro a centro entre conectores) = 4 x diámetro de conector
- Recubrimiento mínimo en la dirección perpendicular a la fuerza cortante,  $V'$ , = 1", (no hay recubrimiento mínimo vertical, excepto se use Steel deck)
- Distancia mínima del centro del conector al borde libre en la dirección de la fuerza cortante,  $V'$ , = 8" para concreto de peso normal y 10" para peso ligero

El código estructural AWS (The AWS Structural Code (AWS, 2008)) del American Welding Society – Sociedad Americana de Soldadura (AWS) lista los diámetros de conectores estándar de 1/2", 5/8", 3/4", 7/8" y 1". Estos diámetros con las longitudes mínimas prescritas por el AISC, conseguimos los tamaños comunes de los conectores de 1/2 x 2, 5/8 x 2 1/2, 3/4 x 3, 7/8 x 3 1/2 y 1 x 4 (pero pueden usarse conectores más largos).

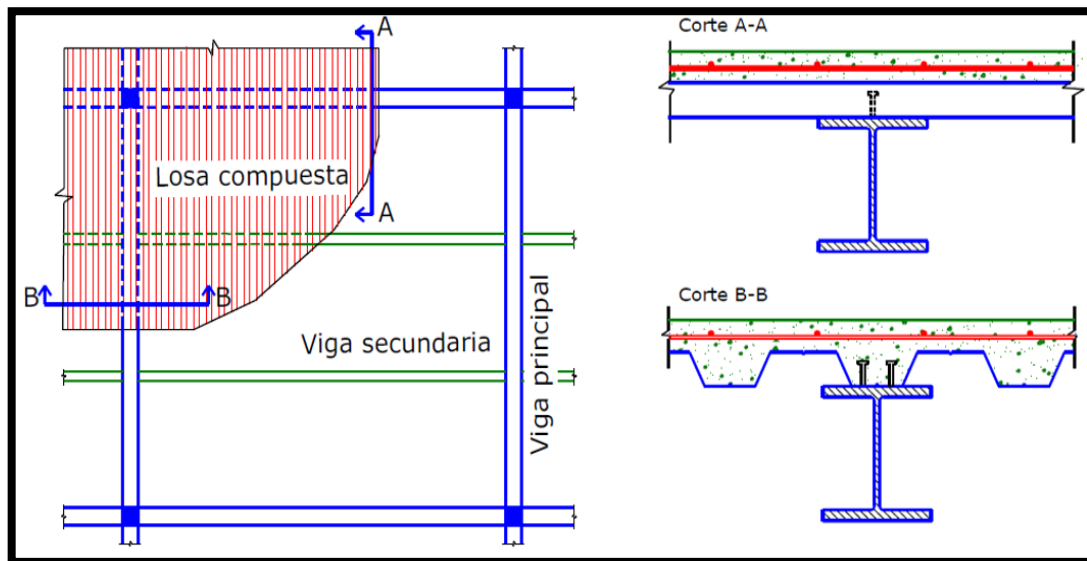
### **Vigas compuestas con placas colaborantes de acero (Steel Deck):**

De acuerdo a SEGUI (2013), se da a conocer la siguiente teoría:

Según la especificación del AISC en el, I3.2c, la cual se traduce en nuestra norma E.090 en el, 9.3.2c, el diseño o el análisis de las vigas compuestas con placa colaborante o Steel Deck, es el mismo que para las losas de espesor uniforme siguiendo todos los requerimientos tratados anteriormente, con las siguientes excepciones:

1. El concreto en los nervios de la placa colaborante, es decir, por debajo de la parte superior de la cubierta (altura de nervio ( $hr$ )), se desprecia cuando los nervios de la placa colaborante son perpendiculares a la viga (especificación

AISC I3.2c (2) – norma E.090 9.3.2c (2)). Cuando los nervios de la placa colaborante son paralelas a la viga, el concreto puede incluirse en la determinación de las propiedades de la sección y debe incluirse en el cálculo de “**Ac**” (especificación AISC I3.2c (3) – norma E.090 9.3.2c (3)). La **figura 148**, muestra la orientación de los nervios de la placa colaborante.



*Figura 148: Orientación de los nervios de la placa colaborante (corte A-A Y B-B)*

Fuente: (CRISAFULLI, 2014)

El corte A-A muestra los nervios de la placa colaborante de acero perpendiculares a la viga secundaria, mientras que el corte B-B muestra los nervios de la placa colaborante de acero paralelos a la viga principal. La mayoría de las vigas compuestas con placa colaborante, son vigas de piso con los nervios de la placa orientada perpendicular a la viga.

2. El comportamiento compuesto total no será, por lo regular, posible. La razón es que la separación entre los conectores de cortante está limitada por la separación entre los nervios y no puede usarse siempre el número exacto de conectores requeridos para un comportamiento compuesto total, es decir lo

que se tiene es un comportamiento compuesto parcial (también puede usarse sin placa colaborante de acero).

La acción compuesta parcial existe cuando no se tienen los suficientes conectores de cortante para prevenir por completo el deslizamiento entre el concreto y el acero. Ni la resistencia total de concreto ni la del acero pueden desarrollarse y lo que gobierna es la fuerza máxima transmitida a través de la interfaz entre el acero y el concreto, la cual corresponde a la resistencia de los conectores de cortante,  $\Sigma Q_n$ , debido a que en este caso será la menor de las resultantes de compresión en el concreto.

Con una acción compuesta parcial, el ENP cae por lo común dentro de la sección de acero, pero los principios básicos son los mismos. Siempre que una viga con acción compuesta total tenga una capacidad en exceso, lo que es casi siempre el caso, el diseño puede afinarse al eliminar algunos de los conectores de cortante, creándose así una viga parcialmente compuesta. En una acción compuesta parcial la resistencia del acero no será desarrollada de manera plena y requerirá un perfil mayor que para el caso de una acción compuesta total. Sin embargo, se requerirán menos conectores de corte, lo que en el análisis económico se debe tomar en cuenta. La especificación del AISC en el, I3.2c, la cual se traduce en nuestra norma E.090 en el, 9.3.2c, da los siguientes requisitos para una viga compuesta con placa colaborante:

- Altura máxima de nervio ( $hr$ ) = 3"
- Ancho mínimo promedio de nervio ( $wr$ ) = 2", pero el valor de  $wr$  usado en los cálculos no excederá el ancho libre en la parte superior de la cubierta
- Diámetro máximo de conector = 3/4", este requisito para placa colaborante de acero es en adición al diámetro máximo usual de 2.5 ( $tf$ )
- Altura mínima de conector arriba de la parte superior de la placa colaborante = 1 1/2"

- Recubrimiento mínimo arriba de conector = 1/2"
- Espesor mínimo de la losa arriba de la parte superior de la cubierta = 2"
- La placa colaborante debe estar unida al patín de la viga a intervalos no mayores de 18", ya sea por los conectores o las soldaduras de punto, esto con el fin de resistir el levantamiento

### **Deflexiones en vigas compuestas:**

De acuerdo a SEGUI (2013), se da a conocer la siguiente teoría:

Debido al gran momento de inercia de la sección transformada, las deflexiones en un estado límite de servicio, en vigas compuestas son menores que en las vigas no compuestas. Sin embargo, este gran momento de inercia se da después que la losa de concreto ha endurecido. Las deflexiones causadas por las cargas aplicadas antes de que el concreto cure deben calcularse con el momento de inercia del perfil de acero. Existe un problema cuando la viga está sometida a una carga sostenida como el peso de tabiquería después de que el concreto ha endurecido. En las regiones de momento positivo el concreto estará en compresión continuamente y estará sometido a un fenómeno conocido como **flujo plástico (creep)**. El efecto del **creep** en la viga compuesta es incrementar la curvatura y por tanto la deflexión vertical, la deflexión a largo plazo sólo puede ser estimada, el procedimiento usual es utilizar un área reducida de concreto en la sección transformada para obtener un menor momento de inercia y una mayor deflexión (el área reducida se calcula usando  $2n$  o  $3n$  en vez de la razón  $n$ ).

Sin embargo, para edificios comunes, estos incrementos causados por el **creep** no se consideran importantes en una viga compuesta promedio. Por lo tanto, la deflexión causada por el flujo plástico no es tratada por la especificación del AISC ni la norma E.090. Usar el momento de inercia transformado para calcular las deflexiones en una viga compuesta tiende a subestimar la real deflexión. El comentario de la

especificación para edificios de acero – ANSI/ AISC 360-10 (Commentary To The Specification), compensa ello recomendando un método para estimar la deflexión por contracción, el cual se basa en calcular el momento de inercia transformado reducido por uno de estos dos métodos:

1. Reducir el momento de inercia calculado en 25%.
2. Usar un momento de inercia del límite inferior,  $ILB$ , que es una subestimación conservadora del momento de inercia elástico.

Una simplificación hecha para el cálculo de  $ILB$  es que solo una parte del concreto se utiliza para calcular el área transformada, solo la parte del concreto utilizada en la resistencia a el momento de flexión se considera eficaz. La fuerza del concreto es “ $C$ ”, y el área de concreto correspondiente en la sección transformada ( $A_c$ ) es:

$$A_c = \frac{C}{\text{esfuerzo en area transformada}} = \frac{C}{F_y}$$

### 2.2.3.5.8 Diseño de conexiones

Según VINNAKOTA (2006), una conexión se define como el agregado de las partes componentes usadas para unir miembros, e incluye *elementos afectados* (como patines de columna, almas y patines de vigas), *elementos de conexión* (como placas de unión o cartelas, placas, ángulos y tees) y *conectores* (como tornillos o pernos, soldaduras y pasadores). En las estructuras de acero, las conexiones deben transmitir fuerzas de los extremos de los miembros, conformadas por fuerzas axiales (tensión o compresión), momentos flexionantes, fuerzas cortantes o momentos de torsión, que se aplican de manera individual o combinada.

“Una conexión se define, entonces, como la unión de dos o más elementos estructurales, ya sea para dar una extensión a los mismos u obtener nudos que produzcan un comportamiento deseado para la estructura.” (ZAPATA, 1991 pág. 301).

#### **Tipos de construcciones en acero:**

De acuerdo a VINNAKOTA (2006), SEGUI (2013), MCCORMAC y CSERNAK (2012) y ZAPATA (1991), se da a conocer la siguiente teoría:

Todas las conexiones proporcionan cierta restricción a la rotación de los extremos conectados del miembro. Con base en el grado de restricción proporcionada en los nudos, las conexiones de viga a columna pueden clasificarse como: *conexiones simples* (conocido también como *de cortante simple*) y *conexiones de momento* (se permite dos tipos, denominadas  *rígida o completamente restringidas FR* y *semirrígida o parcialmente restringidas PR*). **Ver figura 149**

- *Conexiones rígidas o conexiones de momento, completamente restringidas (FR)*. Según la sección B3.6b (a) de la “Especificación del AISC”, se le conoce como *conexiones de momento, completamente restringidas (FR)* y en la sección 1.2.2 de la norma E.090, se le conoce como *construcción Tipo 1*,

también se le conoce comúnmente como *pórtico* o *marco rígido* (*pórtico* o *marco continuo*). Las conexiones al ser rígidas en este tipo de construcciones, transmiten momentos con una rotación despreciable entre los miembros conectados. En el análisis de la estructura se puede suponer que la conexión no permite la rotación relativa. Una conexión rígida o FR, deberá tener suficiente resistencia y rigidez para mantener virtualmente casi sin cambio el ángulo original entre los miembros que se conectan o intersecan bajo la carga de diseño en los estados límites resistentes.

- *Conexiones de cortante simple o conexiones simples*. Según la sección B3.6a de la “Especificación del AISC”, se le conoce como *conexiones simples* y en la sección 1.2.2 de la norma E.090, se le conoce como *construcción Tipo 2*, también se le conoce comúnmente como *pórtico* o *marco simple* (*pórtico* o *marco no restringido*). Las conexiones al ser de cortante simple en este tipo de construcciones, transmiten momentos de magnitud despreciable entre los miembros conectados. En el análisis de la estructura se puede suponer que la conexión permite la rotación relativa de los miembros que conectan (es decir proporcionan cero restricción rotacional).
- *Conexiones rígidas o conexiones de momento, parcialmente restringidas (PR)*. Según la sección B3.6b (b) de la “Especificación del AISC”, se le conoce como *conexiones de momento, parcialmente restringidas (PR)* y en la sección 1.2.2 de la norma E.090, se le conoce como *construcción Tipo 3*, también se le conoce comúnmente como *pórtico* o *marco semirrígido* (*pórtico* o *marco parcialmente restringido*). Las conexiones al ser semirrígidas en este tipo de construcciones, transmiten momentos pero la rotación entre los miembros conectados no es despreciable. En el análisis de la estructura, la relación fuerza deformación de la conexión debe ser incluida. Una conexión semirrígida o PR, tiene una capacidad confiable y conocida, de grado

intermedio, entre la rigidez de las conexiones rígidas y la flexibilidad de las conexiones de cortante simple (es decir poseen cierta capacidad conocida de rotación, que se encuentra entre la conexión rígida del *tipo 1* y la conexión simple del *tipo 2*).

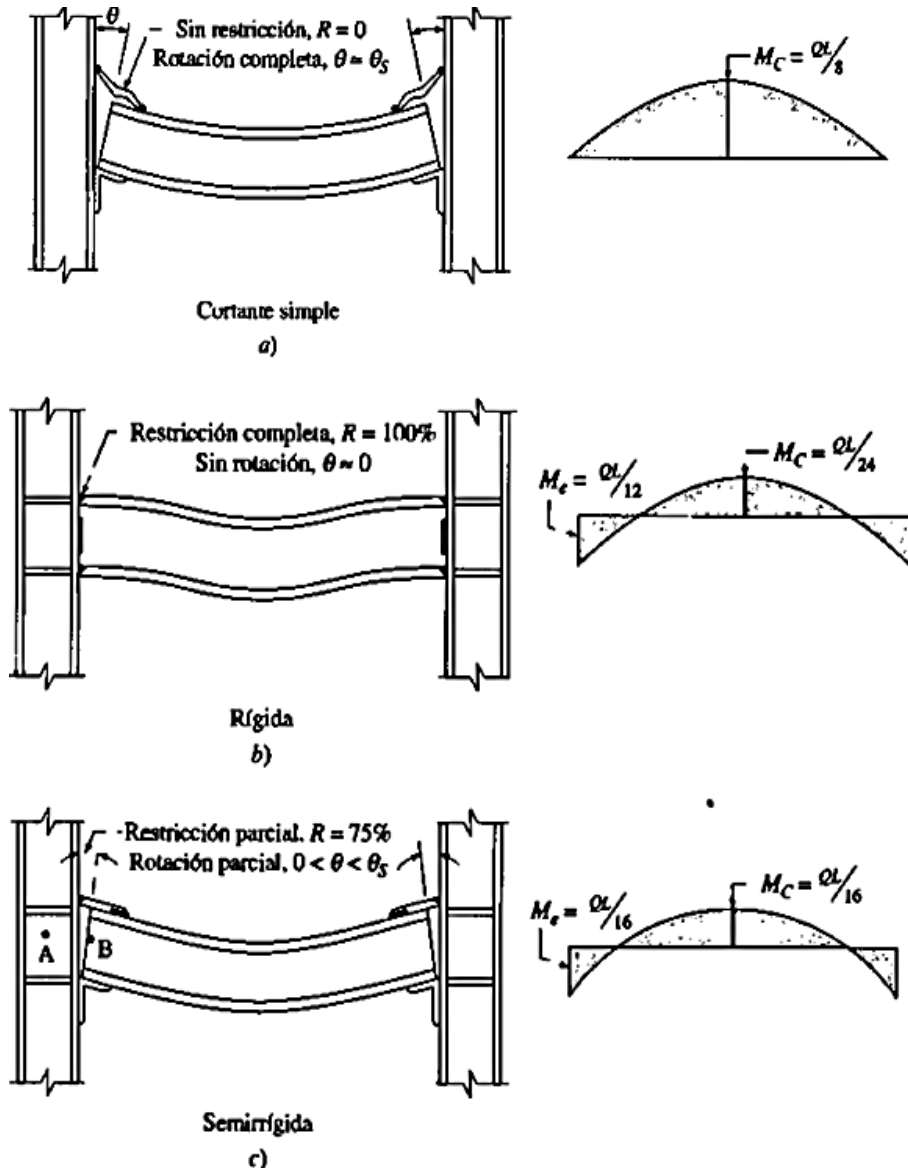


Figura 149: Tipos de conexiones viga – columna en función al grado de restricción a la rotación en los nudos

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

Las conexiones rígidas se diseñan para desarrollar resistencia completa a cortante y a momento flexionante. Las conexiones de cortante simple se diseñan para transferir sólo cortante, al suponer que no hay momento flexionante en la conexión. Las



conexiones semirrígidas se diseñan para resistir el cortante y momentos cuyos valores son intermedios entre los valores para conexiones simples y totalmente rígidas.

El comportamiento completamente simple y el completamente rígido son, por supuesto, condiciones ideales a las que sólo se puede tener una aproximación (nunca se alcanzan). En la práctica, es necesario aceptar algo menos que lo ideal, porque las conexiones estructurales reales tienen comportamientos que varían en un rango amplio, entre el de las conexiones de cortante simple y el de las completamente rígidas (es decir se podría suponer que en realidad todas las conexiones son parcialmente restringidas, en mayor o menor grado). **Ver figura 150**

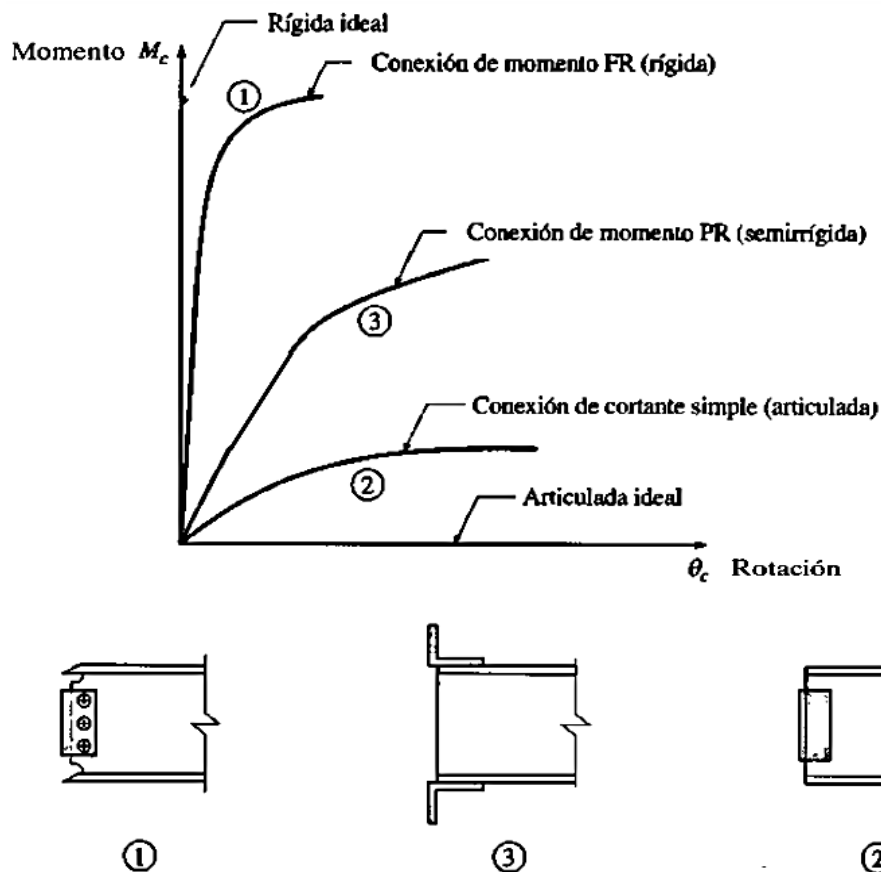


Figura 150: Diagrama momento – rotación ( $M_c - \theta_c$ ) para los 3 tipos de conexiones viga - columna

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

La **figura 150**, muestra el *diagrama momento - rotación* ( $M_c - \theta_c$ ) para los tres tipos de conexiones vistos. La grafica *momento - rotación* de una viga simplemente apoyada (extremos articulados) coincide con el eje de  $\theta_c$ , puesto que  $M_c$  es cero para cualquier rotación. De igual manera la gráfica de una viga perfectamente empotrada coincide con el eje de  $M_c$ , porque no hay rotación en ningún momento. Las características *momento - rotación* de una conexión dependen de muchos parámetros físicos, como el tipo de conexión, el tamaño de los ángulos, las placas de extremo, las placas superiores e inferiores, el gramil de la posición de los pernos, la rigidez de su conexión, etc. Por lo tanto, los *diagramas momento - rotación* ( $M_c - \theta_c$ ) solo pueden obtenerse de manera experimental. Para comprender mejor los distintos tipos de conexiones, se puede aplicar el criterio llamado “*método viga - línea*”, para poder comparar lo que se llama grado de restricción en relación a la variación de la rotación con el momento. **Ver figura 151**

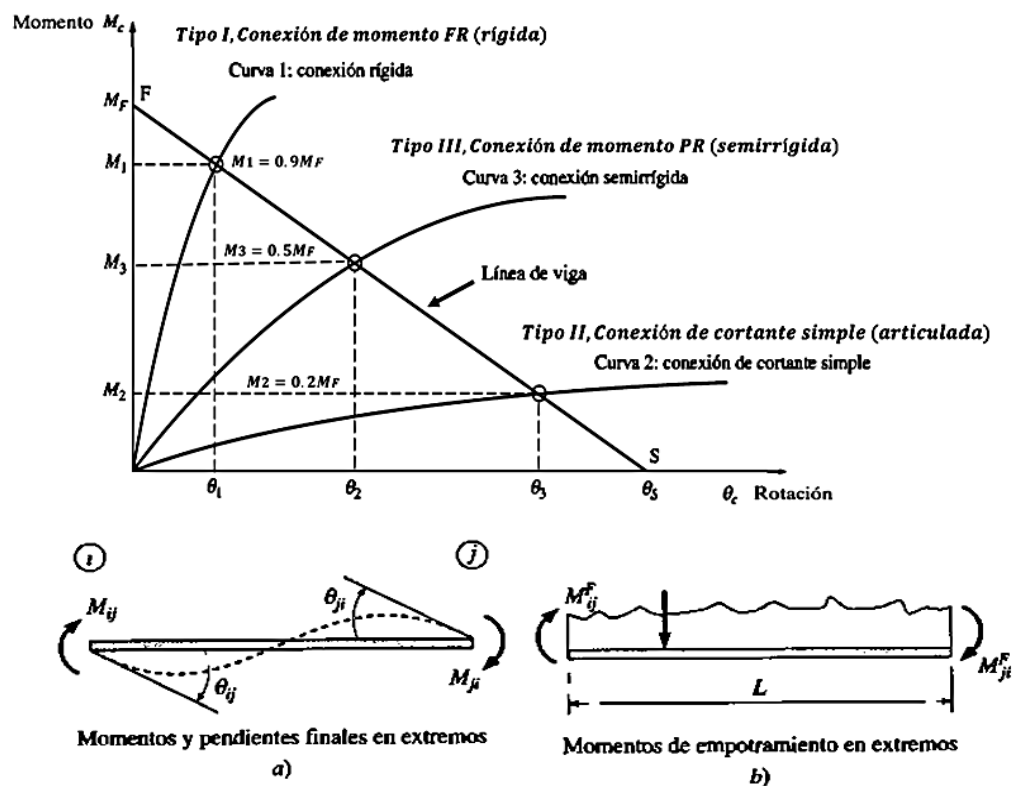


Figura 151: Grado de restricción en relación a la variación de la rotación por el “*método viga - línea*”

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

En la **figura 151**, la línea recta *FS* representa la *línea de viga*, entre el punto *F* (viga rígidamente empotrada, sin rotación, y momento de extremo o de empotramiento *MF*) y el punto *S* (viga simplemente apoyada, rotación de extremo  $\theta_s$ , momento de extremo = 0). Por lo tanto, la pendiente de la línea de viga es la rigidez rotacional de la viga (rigidez *EI* y longitud *L*), sujeta a cargas simétricas. Si una curva *momento - rotación* de una conexión se grafica junto con la *línea de viga* de una viga y una carga seleccionada, habrá un punto de intersección donde la curva cruza con la *línea de viga*. Este punto define la cantidad del momento en el extremo de una viga para esa conexión y esa carga en particular, y la correspondiente rotación de extremo. En conclusión para los tres tipos de conexiones vistos, el grado o porcentaje de momento de extremo o de empotramiento *MF* (es decir, la rigidez de la conexión), es la siguiente:

- Para una *conexión de momento FR (rígida)*, la curva 1 representa las características *momento - rotación*, por lo tanto tienen una rigidez de conexión del 90% al 100% de *MF*, ( $M1 \geq 0.9MF$ ).
- Para una *conexión de cortante simple (articulada)*, la curva 2 representa las características *momento - rotación*, por lo tanto tienen una rigidez de conexión del 0% al 20% de *MF*, otros consideran del 5% al 20% de *MF*, ( $M2 \leq 0.2MF$ ).
- Para una *conexión de momento PR (semirrígida)*, la curva 3 representa las características *momento - rotación*, por lo tanto tienen una rigidez de conexión del 20% al 90% de *MF*, ( $0.2MF \leq M3 \leq 0.9MF$ ).

Según la sección 1.2.2 de la norma E.090, las construcciones de edificios del *tipo 2* o las construcciones que presentan *conexiones de cortante simple o conexiones simples*, deben cumplir:

- a) Las conexiones y los elementos conectados serán adecuados para resistir las cargas de gravedad como vigas simplemente apoyadas.

- b) Las conexiones y elementos conectados serán adecuados para resistir las cargas laterales.
- c) Las conexiones tendrán una adecuada capacidad de rotación inelástica que evite sobrecargar a los conectores o soldaduras frente a la acción combinada de fuerzas horizontales y de gravedad.

Además, según la norma E.090, las construcciones de edificios del *tipo 3* o las construcciones que presentan *conexión de momento PR (semirrígida)*, deben incluirse las características *fuerza - deformación* de la conexión. Las características de respuesta de una conexión semirrígida deben estar documentadas en la literatura técnica o deben establecerse por medios analíticos o experimentales.

En caso de vigas sujetas solo a carga verticales, las conexiones de cortante simple usadas para conexiones de viga a columna son suficientes para transferir fuerza, y son las más fáciles de fabricar y ensamblar. Por lo tanto, en edificios de acero, en que la resistencia a cargas laterales se obtiene mediante arriostramiento diagonal o muros de cortante, muchas (si no es que la mayor parte) de las conexiones serán de cortante simple. Pero en el caso de edificios de acero de altura moderada (de 10 a 15 pisos), tal vez sea más económico resistir fuerzas laterales mediante la flexión de vigas y columnas, que requieren conexiones de viga a columna resistentes a momento. Además, en edificios diseñados plásticamente, de cualquier altura, arriostrados o no, la redistribución inelástica de momentos es esencial para alcanzar la capacidad total del marco. Por lo tanto, las conexiones deben tener la capacidad de desarrollar los momentos plásticos resistentes de las vigas soportadas, y deben tener una capacidad sustancial de rotación inelástica.

#### **Conectores estructurales – Pernos**

De acuerdo a VINNAKOTA (2006), SEGUI (2013), MCCORMAC y CSERNAK (2012) y ZAPATA (1991), se da a conocer la siguiente teoría:

Existen varios tipos de pernos que pueden usarse para conectar los miembros de acero, los más usados son: los *pernos comunes u ordinarios (pernos sin tornear)*, cuya designación es *ASTM A307* y por otro lado se tienen los tradicionales *pernos de alta resistencia*, cuyas designaciones son *ASTM A325* y *ASTM A490* (los cuales están cubiertos en “La Especificación para Juntas o Uniones Estructurales usando Pernos de Alta Resistencia” (“Specification For Structural Joints Using High – Strength Bolts”) del Research Council on Structural Connections - Consejo de Investigación sobre Conexiones Estructurales (RCSC)). Se definen a continuación los tipos de pernos:

- *Pernos comunes ASTM A307*. Se fabrican con aceros al carbono con características de esfuerzos y deformaciones muy parecidas a las del acero A36. Según el manual del AISC, la parte 2 “Consideraciones Generales de Diseño”, tabla 2-6 “Applicable ASTM Specifications for Various Types of Structural Fasteners”, tienen un esfuerzo último de tensión  $F_u = 60$  ksi (4200 kg/cm<sup>2</sup>) y están disponibles en diámetros de  $\frac{1}{4}$ " a 4" en incrementos de  $\frac{1}{8}$ ". Se uso está permitido principalmente en estructuras ligeras sujetas a cargas estáticas y en miembros secundarios (tales como largueros, correas, arriostres de elementos, etc.), donde no sea importante el deslizamiento de las juntas, ni donde haya vibraciones.
- *Pernos de alta resistencia ASTM A325 y ASTM A490*. Se fabrican a base de aceros al carbono tratados o aleados que le dan características especiales para su resistencia, sobretodo en la rosca y tuerca. Los *pernos de alta resistencia* están agrupados de acuerdo con la resistencia del material así:

*Grupo A – ASTM A325, A325M, F1852, A354 Grado BC y A449*

*Grupo B – ASTM A490, A490M, F2280, A354 Grado BD*

El grupo A son hechos con acero al carbono tratado térmicamente y el grupo B es también es tratado térmicamente pero hechos con acero aleado (es por ellos que los pernos A490 tienen mayor resistencia y esfuerzo último de tensión  $F_u$  que los pernos A325). Los pernos de alta resistencia se usan para todo tipo de estructuras, desde edificios pequeños hasta rascacielos y puentes monumentales. Según el manual del AISC, la parte 2 “Consideraciones Generales de Diseño”, tabla 2-6 “Applicable ASTM Specifications for Various Types of Structural Fasteners”, el esfuerzo de tensión último  $F_u$  y los diámetros disponibles para los pernos de alta resistencia son: **Ver tabla 36**

*Tabla 36: Esfuerzo último ( $F_u$ ) y diámetros disponibles para pernos de alta resistencia*

<i>Pernos de alta resistencia</i>	<i>Esfuerzo último (<math>F_u</math>)</i>	<i>Diámetros disponibles y comerciales</i>	<i>Están en incrementos de <math>\frac{1}{8}</math>"</i>
<i>ASTM A325</i>	105 ksi	$1\frac{1}{8}"$ a $1\frac{1}{2}"$	
<i>ASTM A325</i>	120 ksi	$1\frac{1}{2}"$ a $1"$	
<i>ASTM A490</i>	150 ksi	$1\frac{1}{4}"$ a $1\frac{1}{2}"$	

Fuente: Elaboración propia

En la **figura 152** y la **tabla 37**, se pueden ver las dimensiones del perno, la rosca y la tuerca de los *pernos de alta resistencia ASTM A325 y ASTM A490*.

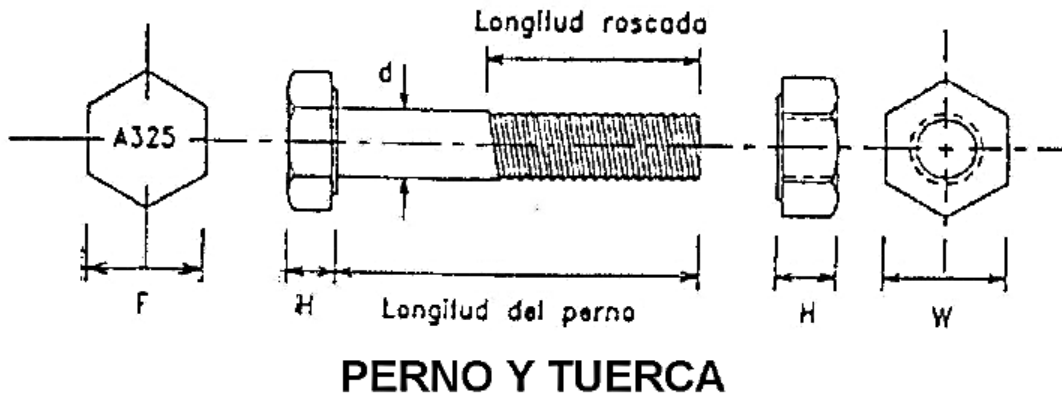


Figura 152: Nomenclatura de las dimensiones del perno y la tuerca

Fuente: (RODRÍGUEZ, 2011)

Tabla 37: Dimensiones de los pernos de alta resistencia A325 y A490

DIMENSIONES DE PERNOS A325 Y A490						
Diámetro (in)	Área (cm <sup>2</sup> )	Dimensiones del Perno(in)			Dimensiones de la Tuerca (in)	
		Ancho F	Alto H	Largo Rosca	Ancho W	Alto H
1/2	1.27	7/8	5/16	1	7/8	31/64
5/8	1.98	1-1/16	25/64	1-1/4	1-1/16	39/64
3/4	2.85	1-1/4	15/32	1-3/8	1-1/4	47/64
7/8	3.88	1-7/16	35/64	1-1/2	1-7/16	55/64
1	5.07	1-5/8	39/64	1-3/4	1-5/8	63/64
1-1/8	6.41	1-13/16	11/16	2	1-13/16	1-7/64
1-1/4	7.79	2	25/32	2	2	1-7/32
1-3/8	9.58	2-3/16	27/32	2-1/4	2-3/16	1-11/32
1-1/2	11.40	2-3/8	15/16	2-1/4	2-3/8	1-15/16

Fuente: (RODRÍGUEZ, 2011)

Los *pernos comunes* ASTM A307 difieren de los *pernos de alta resistencia* ASTM A325 y ASTM A490 no solo en las propiedades materiales y resistencia, sino también en que en los *pernos comunes* no se toma en cuenta la fuerza de apriete resultante del apriete de los pernos. Por otro lado, los *pernos de alta resistencia* se pueden instalar apretándose hasta alcanzar esfuerzos muy altos de tensión (es decir se aprietan hasta producir una predecible tensión en el perno), de manera que las partes

conectadas quedan fuertemente afianzadas entre la tuerca del perno y su cabeza, lo que permite que las cargas se transfieran principalmente por fricción. Los remaches dejaron de usarse debido a que las tensiones resultantes no son suficientemente grandes para mantenerlos en posición durante la aplicación de cargas de impacto o vibratorias (debido a que se aflojan, vibran y a la larga tienen que reemplazarse), incluso los *pernos comunes* que son adecuados para muchas aplicaciones, se utilizan raramente en la actualidad.

El usual proceso de selección de los *pernos de alta resistencia* es determinar el número de pernos del grupo A (o *ASTM A325*) que se necesitan en una conexión, y si muchos pernos son requeridos usar los pernos del grupo B (o *ASTM A490*). Debido a que los pernos *ASTM A490* son más caros que los pernos *ASTM A325*, pero, por lo regular se requiere un número menor de ellos.

### **Soldaduras**

De acuerdo a VINNAKOTA (2006), SEGUI (2013), MCCORMAC y CSERNAK (2012) y ZAPATA (1991), se da a conocer la siguiente teoría:

La soldadura estructural es un proceso por medio del cual las partes por conectarse o las partes metálicas se unen mediante el calentamiento (o fundición) de sus superficies a un estado plástico o fluido, permitiendo que las partes fluyan y se unan (con o sin la adición de otro metal fundido a la junta o unión). La fuente de calor es la energía eléctrica que produce el arco eléctrico, por lo que se le denomina *soldadura de arco*. Esta energía eléctrica se usa para calentar el *electrodo* hasta alcanzar el estado líquido, y luego depositarlo como relleno sobre las superficies de contacto entre las dos o más partes metálicas que se quieren unir o conectarse. Además, en este proceso se funde simultáneamente una parte del metal base (es decir las partes metálicas que se quieren unir) en la superficie de separación, y, al enfriarse, las partes metálicas de acero estructural y el metal de aportación se entremezclan y



desarrollaran una continuidad del material en la junta o unión. Dos procesos de soldaduras son los más conocidos: *soldadura con arco metálico protegido (SMAW)* y *soldadura con arco metálico sumergido (SAW)*. La denominación de los mismos está relacionada a la forma como se funde el *electrodo* para formar material de relleno del cordón.

- *Soldadura con arco metálico protegido (SMAW)*. La corriente forma un arco a través de una abertura entre el *electrodo* y el metal base, que, al calentar las partes conectadas deposita parte del *electrodo* en el metal base fundido. El *electrodo* se mueve a lo largo de la junta y un cordón de soldadura es depositado. Este proceso es realizado normalmente a mano y es usado universalmente para soldaduras de campo. **Ver figura 153**

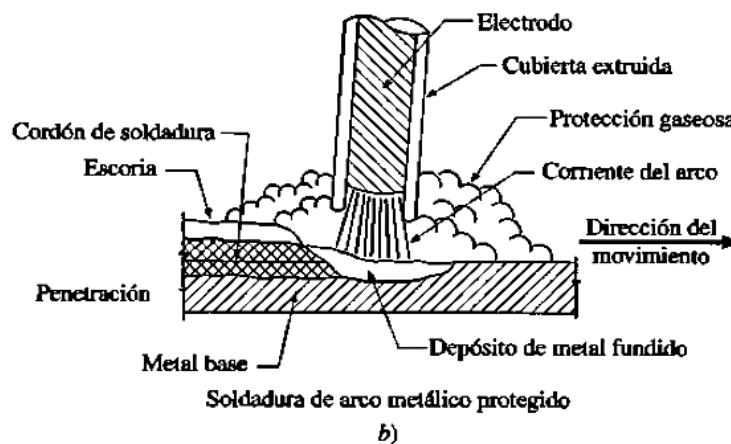
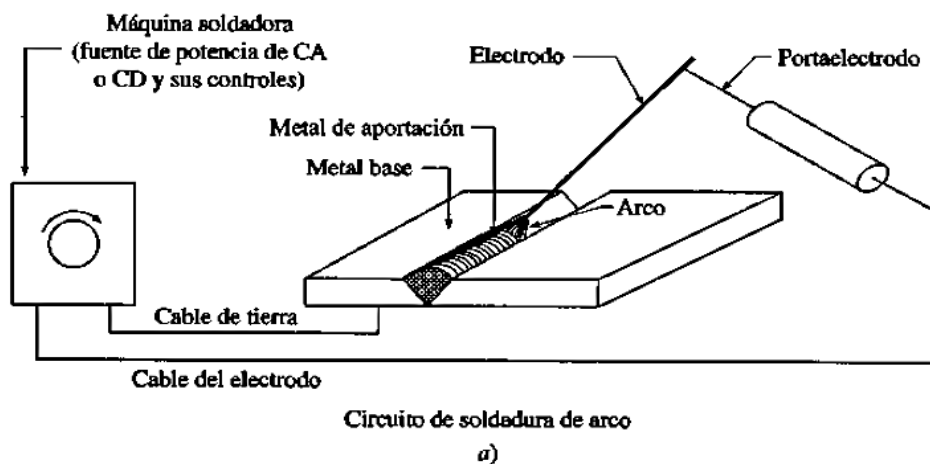
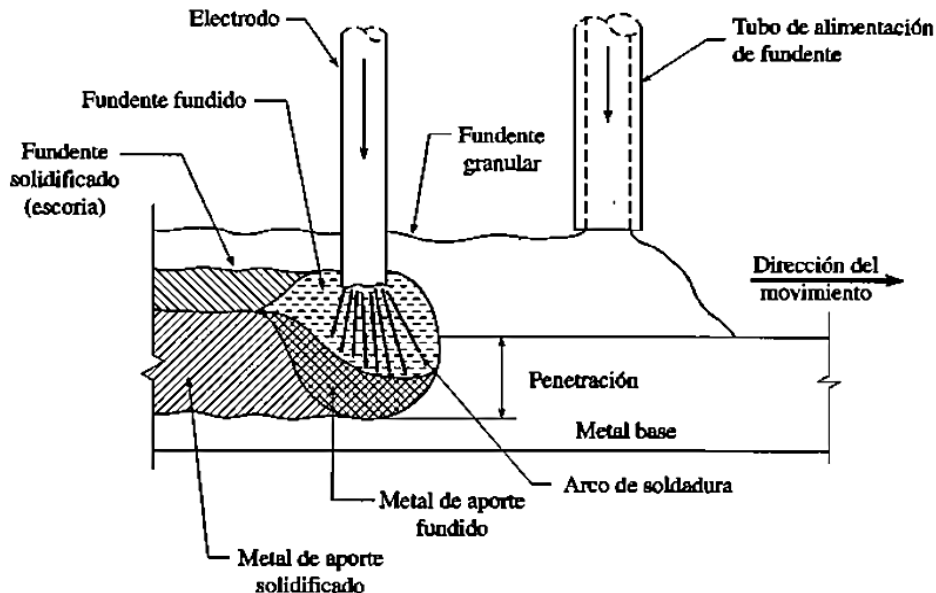


Figura 153: Soldadura con arco metálico protegido (SMAW)

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

- *Soldadura con arco metálico sumergido (SAW)*. El extremo del electrodo y el arco quedan sumergidos en un fundente granular que se funde y forma una protección gaseosa. Es el principal proceso para soldadura de taller (el proceso es automático o semiautomático). **Ver figura 154**



### Proceso de soldadura de arco sumergido

Figura 154: Soldadura con arco metálico sumergido (SAW)

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

El código de soldadura estructural (Structural Welding Code (AWS, 2010)) de la American Welding Society – Sociedad Americana de Soldadura (AWS), es el estándar generalmente reconocido para soldar y se usa para diseñar las soldaduras en edificios. Este código acepta cuatro procesos de soldado precalificados (*precalificado implica que los procesos son aceptables sin necesidad de pruebas sobre su calidad*), y son:

- 1) Soldadura con arco metálico protegido (SMAW).
- 2) Soldadura con arco metálico sumergido (SAW).
- 3) Soldadura de arco metálico con gas (GMAW).

4) Soldadura de arco con núcleo fundente (FCAW).

El proceso de soldadura con arco metálico protegido (SMAW) es el usual que se aplica para soldadura manual, mientras que los otros tres son procesos de taller, es decir, generalmente automáticos o semiautomáticos.

**Electrodos de soldadura.** Son las varillas o alambres utilizados para realizar la soldadura. El tipo de electrodo usado afecta las propiedades de la soldadura, como la resistencia, ductilidad y resistencia a la corrosión. Se dispone de una variedad de *electrodos* de manera que se puede hacer un ajuste apropiado de la resistencia y características metalúrgicas del metal base con el material de la soldadura. Estos *electrodos* deben cumplir con las especificaciones del código AWS, y la designación estándar del *electrodo* de metal de relleno para la soldadura por arco metálico protegido (SMAW), según el código AWS, es el siguiente:

*EABXX*

Donde:

- *E* = denota “*Electrodo*”.
- *AB* = resistencia del *electrodo*, se define como la resistencia o el esfuerzo de tensión último del metal de soldadura (es decir del material del *electrodo* de soldadura), denotado por *FEXX*, está en *ksi*. Esta nomenclatura *AB* puede ser de dos o tres dígitos (debido a que se dispone valores de resistencia o esfuerzo de tensión último *FEXX* de: 60, 70, 80, 90, 100, 110 y 120 *ksi*).
- *XX* = denominación o designación típica que identifica el tipo de corriente (continua o alterna) o la posición de soldado (plana, horizontal, vertical y sobrecabeza). También se le conoce como “tipo de recubrimiento”.

Como la resistencia o el esfuerzo de tensión último del metal de soldadura *FEXX* es el factor más importante para el ingeniero estructural, los dos últimos dígitos son por

lo regular, representados por XX. Por lo tanto, las designaciones típicas para los *electrodos* estarían dados de la siguiente manera:

$(E60XX, E70XX, E80XX, E90XX, E100XX, E110XX, E120XX)$

*o simplemente*

$(E60, E70, E80, E90, E100, E110, E120)$

*Por ejemplo: E70XX o E70*, es un *electrodo* con una resistencia o esfuerzo de tensión último  $F_{EXX}$  de 70 *ksi*. Los *electrodos* deben seleccionarse de manera que concuerden con el metal base (es decir las partes metálicas que se quieren unir). Para los grados de acero más utilizados, usualmente solo dos *electrodos* tienen que ser considerados:

*Emplear electrodos E70XX  $\Rightarrow$  Aceros con  $F_y < 60$  Ksi*

*Emplear electrodos E80XX  $\Rightarrow$  Aceros con  $F_y = 60$  Ksi  $\wedge$   $F_y = 65$  Ksi*

**Tipos de soldaduras estructurales.** Las soldaduras utilizadas para el acero estructural se clasifican de acuerdo con la forma de su sección transversal, como *soldadura de filete*, *soldadura de ranura*, *soldadura de tapón* y *soldadura de muesca*. Los dos tipos principales de soldaduras son las *soldaduras de filete* (utilizado aproximadamente en un 80% de las veces) y las *soldaduras de ranura* (utilizado aproximadamente en un 15% de las veces). Las *soldaduras de tapón* y *de muesca* no son comunes en el trabajo estructural (utilizado aproximadamente en un 5% de las veces). **Ver figura 155**

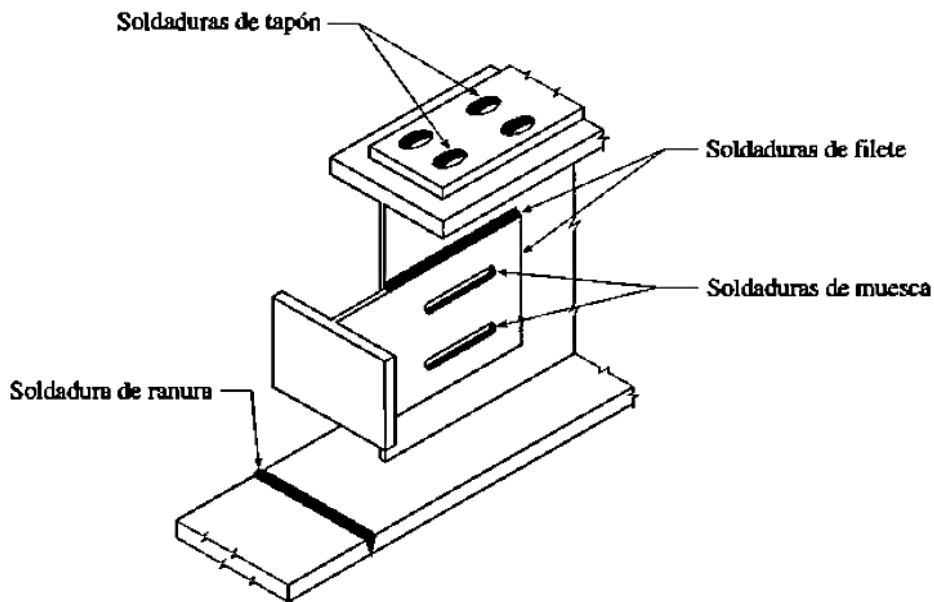


Figura 155: Tipos de soldaduras estructurales

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

- *Soldadura de filete.* En teoría tienen una sección triangular y unen dos superficies aproximadamente en ángulos rectos, formados por el traslape o intersección de partes de miembros estructurales. Son las más utilizadas frecuentemente, además son las más económicas y las más fáciles de ejecutar en especial en el sitio de obra. Por ejemplo, las *soldaduras de filete* se pueden encontrar en uniones traslapadas, en tee (T) y de esquina. **Ver figura 156**

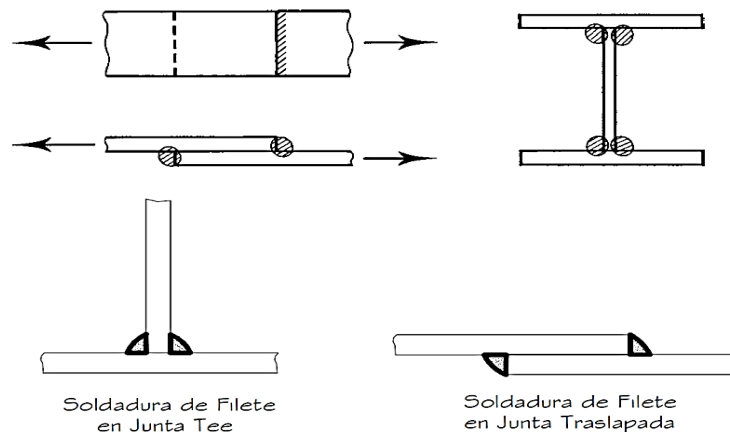


Figura 156: Soldaduras de filete

Fuente: Elaboración propia

El diseño y análisis de las *soldaduras de filete* se basan en la suposición de que la sección transversal de una *soldadura de filete* típica es un triángulo rectángulo a 45°. El *tamaño de una soldadura de filete* se le define como tamaño de pierna  $w$  (es decir es la longitud de uno de los lados iguales o “catetos” de la sección transversal idealizada como triángulo rectángulo). Cualquier refuerzo (material agregado fuera de la “hipotenusa” el triángulo) o penetración son despreciados. Los tamaños estándar de las *soldaduras de filete* se especifican en incrementos de  $\frac{1}{16}$ ". Aunque una longitud de *soldadura de filete* puede cargarse en cualquier dirección en cortante, compresión o tensión, las pruebas han demostrado que es más débil en cortante y siempre se supone la falla de esta manera (cuando sea práctico usar *soldadura de filete* es conveniente arreglar las conexiones de modo que estén sujetas únicamente a esfuerzos de corte, y no a la combinación de corte y tensión, o corte y compresión). Específicamente, se supone que la falla ocurre por cortante sobre un plano a través de *la garganta de la soldadura*. Para las *soldaduras de filete* hechas con el proceso de soldadura con arco metálico protegido (SMAW), *la garganta de la soldadura* es la distancia perpendicular de la esquina o raíz de la soldadura a la hipotenusa y es igual a 0.707 veces el tamaño de la soldadura o tamaño de pierna  $w$ , es decir  $0.707w$ . **Ver figura**

**157**

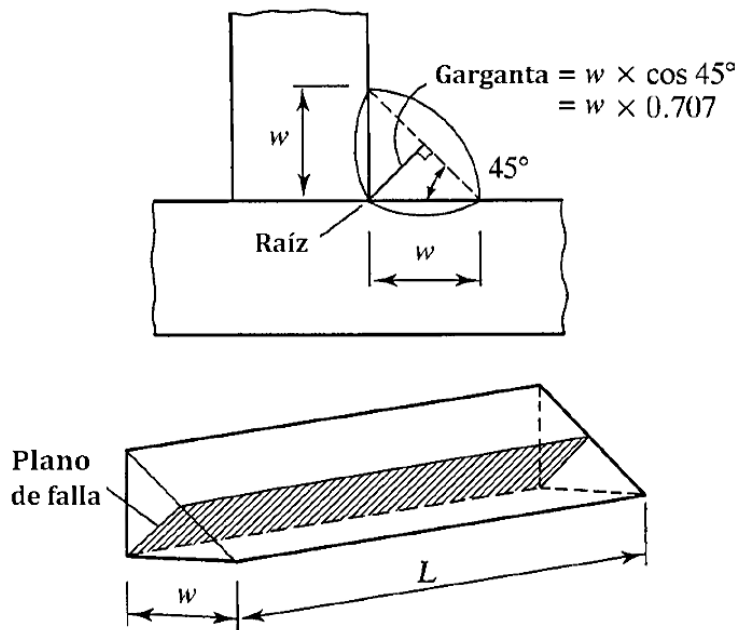


Figura 157: Sección transversal típica de una soldadura de filete

Fuente: (SEGUI, 2013)

Se debe tener presente que la resistencia de la *soldadura de filete* está en proporción directa al tamaño de la *garganta*, y por lo tanto del tamaño de la soldadura o tamaño de pierna  $w$ . Se sabe que el espesor efectivo de la *garganta* para una soldadura hecha con el proceso de soldadura con arco metálico sumergido (SAW) es mayor que para el proceso de soldadura con arco metálico protegido (SMAW). Para realizar los cálculos de la presente tesis conservadoramente se utilizara el proceso de soldadura con arco metálico protegido (SMAW). **Ver figura 158**

A mayor tamaño  $w(\uparrow)$ , *garganta*( $\uparrow$ ), *metal depositado*( $\uparrow$ ), *costo*( $\uparrow$ ) y *resistencia*( $\uparrow$ )

y *viceversa*

A menor tamaño  $w(\downarrow)$ , *garganta*( $\downarrow$ ), *metal depositado*( $\downarrow$ ), *costo*( $\downarrow$ ) y *resistencia*( $\downarrow$ )

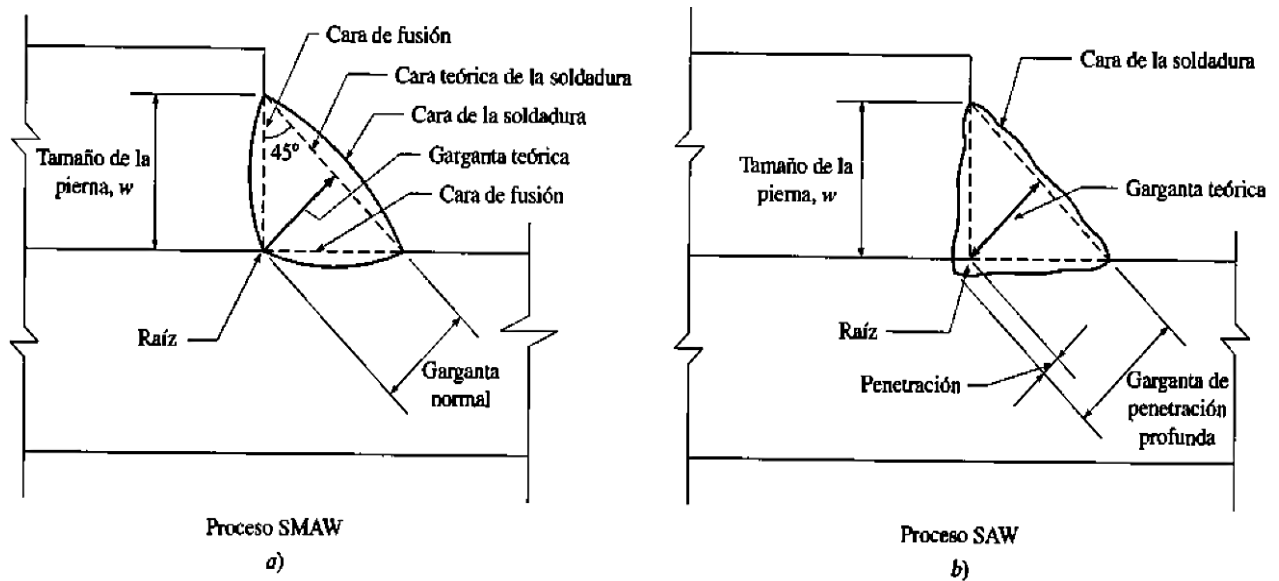


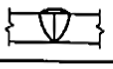

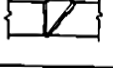







Figura 158: Tamaño de garganta de una soldadura de filete mediante los procesos SMAW y SAW

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

Se recomienda con frecuencia especificar una soldadura larga y angosta en lugar de una soldadura gruesa y corta, más costosa, en la medida posible.

- **Soldadura de ranura.** Son soldaduras que se depositan en una ranura, abertura o separación entre extremos, bordes o superficies adyacentes de dos partes a unir. Por lo general, se utilizan para unir dos placas que descansan sobre el mismo plano (conexión, unión o junta a tope), pero también se utilizan en conexiones o uniones en tee o en esquina. En la mayoría de casos, una o dos de las partes conectadas tendrán bordes biselados, llamados *bordes preparados*, con formas apropiadas para facilitar el soldado. Con base en la forma dada a los bordes a soldar, las *soldaduras de ranura* se clasifican en *cuadradas*, *biseladas*, *en V*, *en J* y *en U*. Además, estas soldaduras pueden ser *penetración completa* o *penetración parcial*. Por lo general, las *soldaduras de ranura* son más costosas que las *soldaduras de filete* debido al costo de la preparación de los bordes. **Ver figura 159**



	Preparación del borde	Simple	Doble
R a n u r a	Cuadrada		
	Bisel		
	V		
	J		
	U		

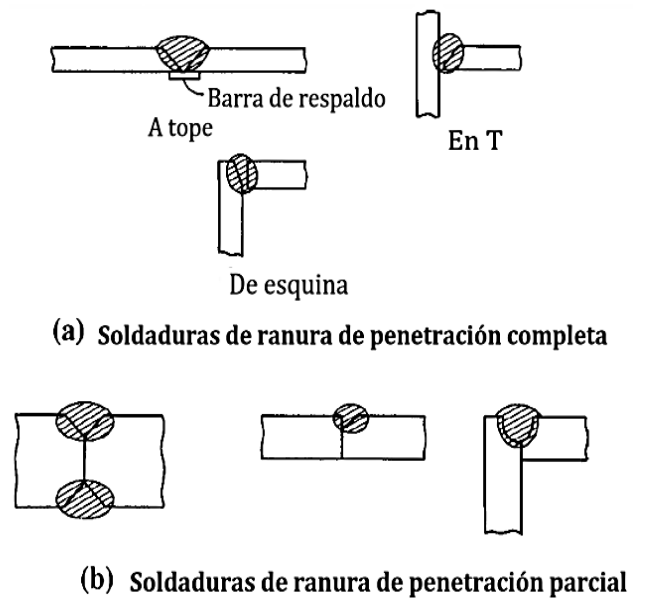


Figura 159: Soldaduras de ranura

Fuente: Elaboración propia

- Soldadura de tapón y de muesca.** Se efectúan al depositar metal de aporte en aberturas circulares o ranuradas formadas en uno o los dos miembros a unir. Las aberturas se pueden rellenar en forma parcial o completa dependiendo del espesor de la placa. Las *soldaduras de tapón y de muesca* se utilizan para transmitir cortante en conexiones traslapadas y por lo general se usan para ganar resistencia adicional cuando no existe suficiente espacio para colocar la longitud necesaria de *soldadura de filete*. **Ver figura 160**

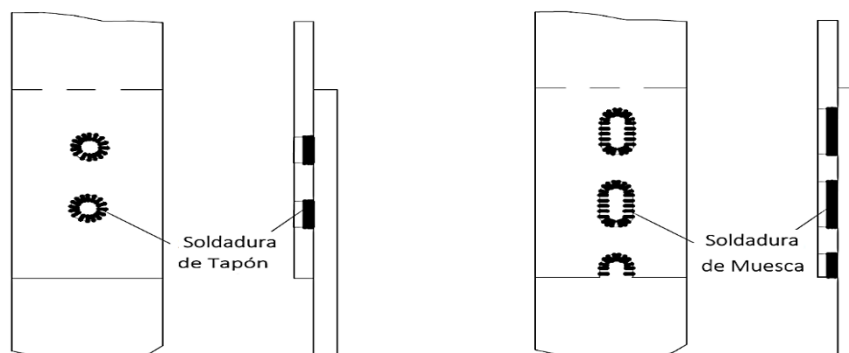


Figura 160: Soldaduras de tapón y muesca

Fuente: (RODRÍGUEZ, 2011)

**Posiciones de soldado.** La posición del *electrodo* con relación a la conexión durante el soldado afecta la facilidad para su ejecución, el tamaño del *electrodo* elegido, la corriente requerida y el espesor de cada capa de soldadura, depositada en soldaduras de pasadas múltiples. Estas posiciones de soldado son: *plana*, *horizontal*, *vertical* y *sobre cabeza*. Ver figura 161

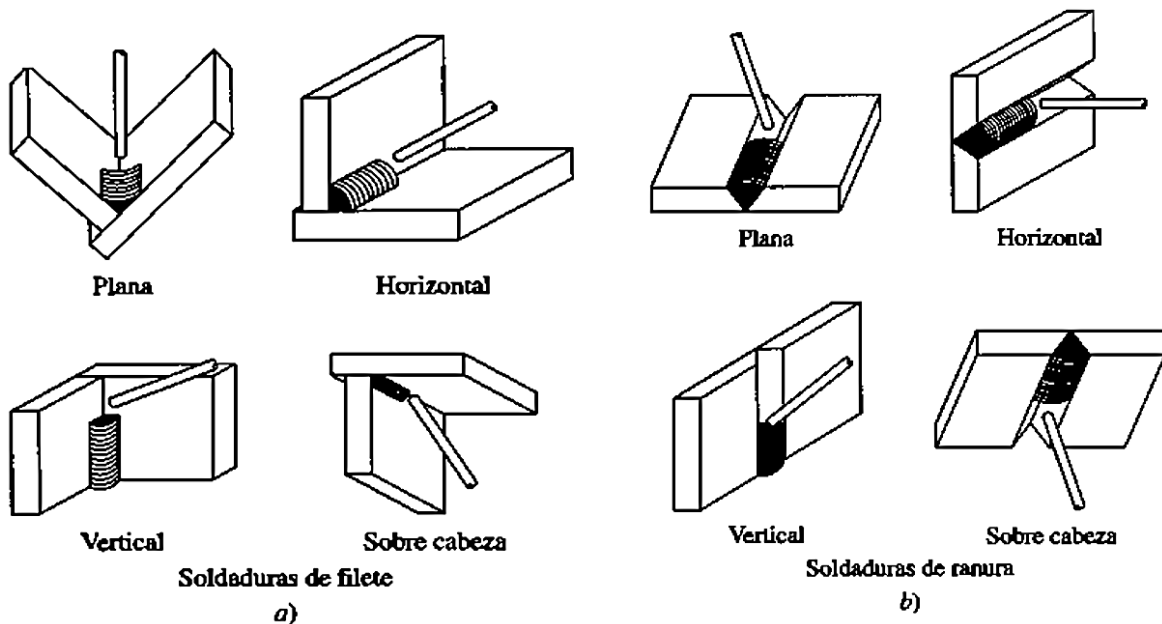


Figura 161: Posiciones de soldado

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

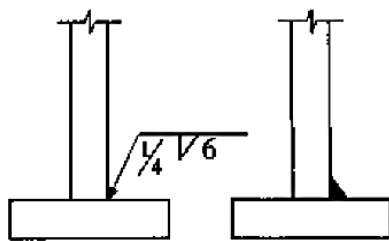
**Símbolos de la soldadura.** La Sociedad Americana de Soldadura - American Welding Society (AWS) ha estandarizado un sistema de símbolos para soldadura. El uso de este sistema en los planos de diseño y de taller asegura que se transmitan las instrucciones correctas para realizar la soldadura, del diseñador al fabricante y al soldador, sin ambigüedad y de manera concisa. En el manual del AISC, la parte 8 “Consideraciones de Diseño para Soldaduras”, tabla 8-2 “Prequalified Welded Joints”, se muestra los símbolos básicos de soldaduras. Ver tabla 38

Tabla 38: Símbolos básicos de soldadura según el AWS

Juntas soldadas precalificadas									
Símbolos básicos de soldadura									
Posterior	Filete	Tapón o ranura	Ranura o a tope						
			Cuadrado	V	Bisel	U	J	Ensanchamiento en V	Ensanchamiento de bisel
Símbolos suplementarios de soldadura									
Respaldo	Espaciado	Soldadura todo alrededor	Soldadura de campo	Contorno		Véase AWS A2.4 para otros símbolos básicos y complementarios de soldadura			
				Al ras	Convexo				
Posición estándar de los elementos de un símbolo de soldadura									
<p>Los elementos en esta área quedan como se indica cuando se invierten la cola y la flecha.</p> <p>La flecha conecta la línea de referencia al lado de la junta con flecha. Use un quiebre como en A o B para indicar que la flecha apunta al miembro ranurado en las juntas con bisel o con bisel y J.</p>									
<p><b>Nota:</b></p> <p>Tamaño, símbolo de la soldadura, longitud y espaciamiento deben leerse en ese orden de izquierda a derecha sobre la línea de referencia. Ni la orientación de la línea de referencia ni la posición de la flecha alteran esta regla. El lado perpendicular de los símbolos <math>\Delta</math>, <math>V</math>, <math>U</math>, <math>J</math>, debe estar a la izquierda.</p> <p>Las dimensiones de las soldaduras de filete deben mostrarse tanto en el lado con la flecha como en otro lado.</p> <p>Los símbolos se aplican entre cambios bruscos en la dirección de la soldadura, a menos que se muestre el símbolo de "todo alrededor" o se indique algo diferente.</p> <p>Estos símbolos no se refieren explícitamente al caso de ocurrencia frecuente en las estructuras, en donde material duplicado (por ejemplo, atiesadores) se localiza en el lado posterior de una placa de nudo o alma. Los fabricantes han adoptado la siguiente convención de estructuras: cuando en la lista de embarque del material en detalle se detecte la existencia de un miembro en el lado alejado, así como en el lado cercano, la soldadura mostrada para el claro cercano se duplicará para el lado alejado.</p>									

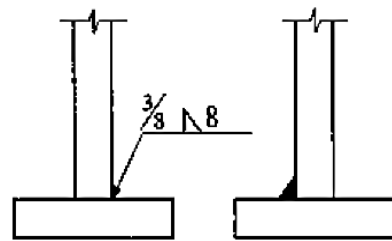
Fuente: (MCCORMAC Y CSERNAK, 2012)

El símbolo básico es una línea horizontal (línea de referencia) que contiene la información sobre el tipo, tamaño y longitud de la soldadura con una flecha inclinada que señala hacia la soldadura. Un triángulo rectángulo con un cateto vertical a la izquierda se emplea para indicar una *soldadura de filete*. Si el símbolo para el tipo de soldadura está debajo de la línea de referencia, la soldadura está sobre el lado de la flecha de la junta o unión, es decir, sobre la parte de la junta que toca la flecha. Si el símbolo está arriba de la línea, la soldadura está sobre el otro lado de la junta o unión, que puede estar o no oculta en el dibujo. Los números sobre la línea de referencia, de izquierda a derecha, son el tamaño y la longitud de la soldadura (deben mostrarse siempre en ese orden). Un círculo en el quiebre de la línea de referencia es una instrucción relativa a soldar alrededor de toda la junta o unión. Finalmente, una bandera colocada en el quiebre de la línea de referencia indica una soldadura de campo. **Ver figura 162**



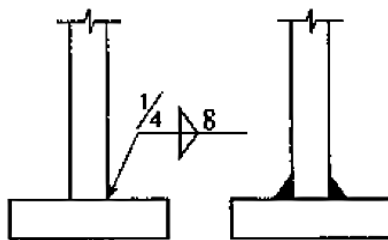
Soldadura de filete de  $\frac{1}{4}$  de pulg, 6 pulg de largo, en el lado cercano (lado de la flecha)

a)



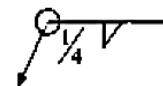
Soldadura de filete de  $\frac{3}{8}$  de pulg, 8 pulg de largo, en el lado lejano

b)



Soldadura de filete de  $\frac{1}{4}$  de pulg, 8 pulg de largo, en ambos lados

c)



Soldadura de filete de  $\frac{1}{4}$  de pulg a todo alrededor de la unión

d)

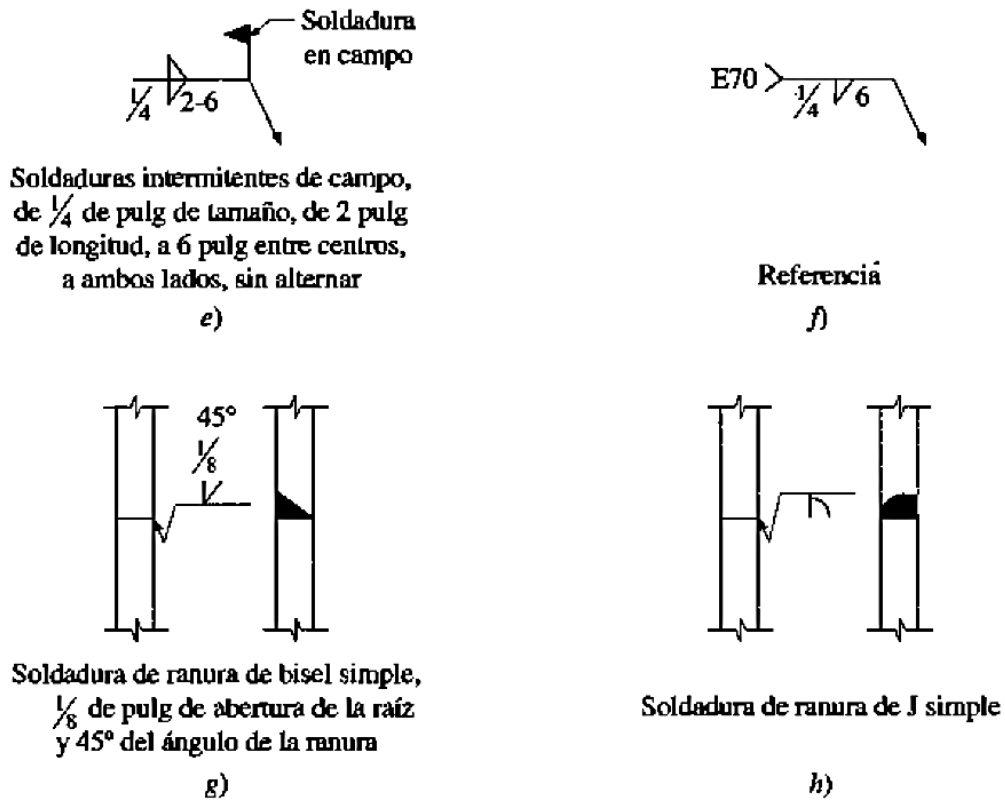


Figura 162: Ejemplos de simbología para referenciar las soldaduras estructurales

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

### Conexiones emperradas

De acuerdo a VINNAKOTA (2006), SEGUI (2013), MCCORMAC y CSERNAK (2012) y ZAPATA (1991), se da a conocer la siguiente teoría:

**Tipos de juntas o uniones en pernos.** El comportamiento de una conexión emperrada depende de la manera en que estén apretados los pernos y de las condiciones de la superficie de contacto. Una conexión con pernos se clasifica como: *conexiones tipo aplastamiento (conocido también como juntas tipo contacto)* y *conexiones tipo deslizamiento crítico (conocido también como juntas tipo fricción)*:

- *Conexiones tipo aplastamiento (junta tipo contacto).* Se dan cuando se ajustan los pernos ligeramente, sin preocuparse de los deslizamientos entre las piezas en las conexiones (los pernos entran en contacto con los huecos). Es decir en una *conexión tipo aplastamiento*, el deslizamiento es aceptable, y

el cortante y el aplastamiento en realidad ocurren. En este caso no se pretende tener un ajuste más allá de lo que se consigue con una llave de boca y el procedimiento de instalación es el convencional. Los *pernos comunes ASTM A307* se utilizan solo en las *conexiones tipo aplastamiento*.

- *Conexiones tipo deslizamiento crítico (junta tipo fricción)*. Se dan cuando se ajustan los pernos se ajustan fuertemente, lo que une las piezas de tal forma que se puede decir que no hay deslizamiento en la junta o unión. Es decir una *conexión tipo deslizamiento crítico* es una en la que no se permite el deslizamiento (la fuerza de fricción no debe ser excedida). Para que ocurra esto, los pernos deben apretarse más allá de la condición de apriete al contacto para obtener el *pretensado mínimo* (es decir deben estar plenamente tensionados o el ajuste de los pernos debe desarrollar una fuerza de engrape). Los *pernos de alta resistencia ASTM A325 y ASTM A490* se utilizan en las *conexiones tipo deslizamiento crítico*, y estos para que alcancen grandes tensiones son instalados mediante los siguientes procedimientos según el Consejo de Investigación sobre Conexiones Estructurales - Research Council on Structural Connections (RCSC):

1. Método del giro de la tuerca
2. Apriete con llave calibrada
3. Pernos de diseño alternado
4. Indicadores directos de tensión

La tabla J3.1 de la especificación del AISC la cual se traduce en la norma E.090 en la tabla 10.3.1, muestra la pretensión mínima de *pernos de alta resistencia ASTM A325 y ASTM A490*. **Ver tabla 39**

Tabla 39: Pretensión mínima para pernos de alta resistencia

TABLA 10.3.1 Pretensión Mínima de Pernos, KN*		
Diámetro Perno, pulg.	Grupo A (ej. Pernos A325)	Grupo B (ej. Pernos A490)
$\frac{1}{2}$	53	67
$\frac{5}{8}$	84	106
$\frac{3}{4}$	125	158
$\frac{7}{8}$	173	217
1	226	285
$1 \frac{1}{8}$	250	359
$1 \frac{1}{4}$	317	456
$1 \frac{3}{8}$	378	544
$1 \frac{1}{2}$	459	662

\* Igual a 0,70 veces la resistencia mínima a la tracción de los pernos, tal como lo especifican las Especificaciones ASTM para pernos A325 y A490 con hilo UNC.

Fuente: (E.090 – Tabla 10.3.1, 2016)

En algunos tipos de estructuras, sobretodo en puentes, las cargas sobre las conexiones pueden sufrir muchos ciclos de inversión de esfuerzos. En tales casos, la fatiga (fluctuaciones constantes de carga) de los pernos puede volverse crítica si se permite que la conexión se deslice con cada inversión y es, entonces, aconsejable usar una *conexión tipo deslizamiento crítico* con el objeto de asegurar un ajuste completo. Aunque las *conexiones tipo deslizamiento crítico*, teóricamente, no están sometidas al cortante y al aplastamiento, dichas conexiones deben tener suficiente resistencia por cortante y aplastamiento en el caso que una sobrecarga pueda generar un deslizamiento. La **figura 163**, muestra ambos *tipos de juntas o uniones en pernos*.

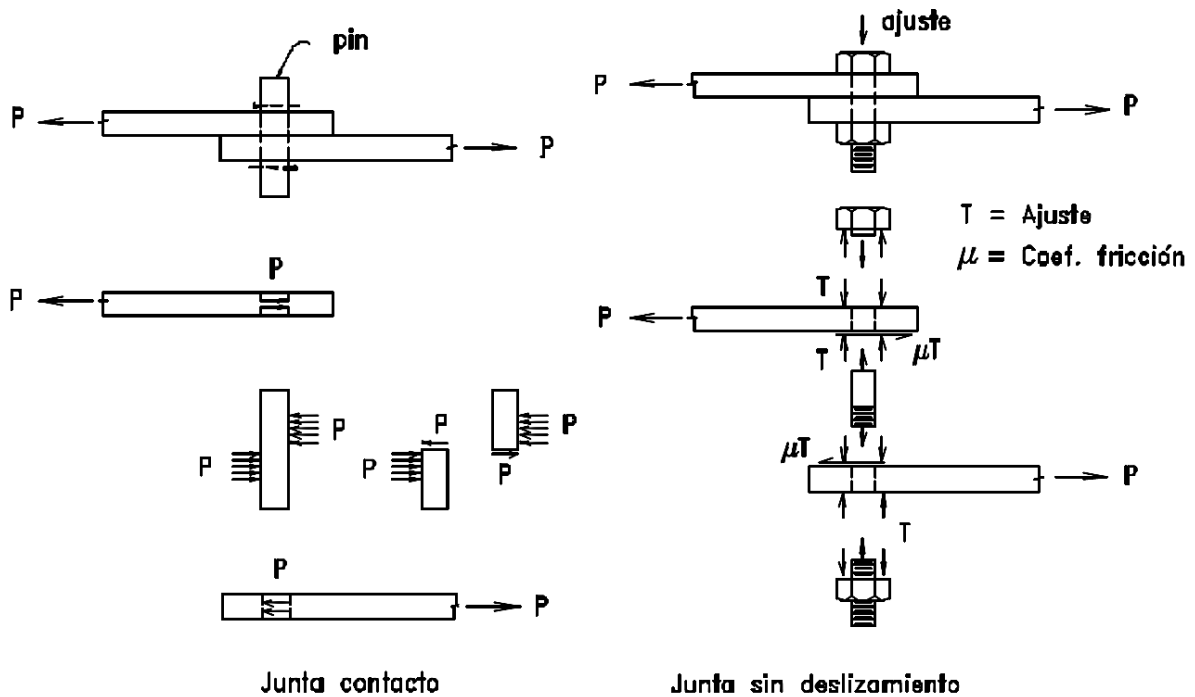


Figura 163: Conexiones tipo aplastamiento (junta contacto) y tipo deslizamiento crítico (junta fricción)

Fuente: (ZAPATA, 1991)

**Casos de cargas en pernos.** Existen tres esfuerzos que actúan en cualquier punto en una superficie de la sección transversal del perno, el esfuerzo normal y los dos esfuerzos cortantes ortogonales. Así, el esfuerzo resultante sobre un perno estructural se traduce a una fuerza de tensión  $Bt$  ( $\approx Bzz$ ) que actúa a lo largo de eje del perno y/o una fuerza cortante  $Bv$  ( $\approx \sqrt{Bzx^2 + Bzy^2}$ ) que actúa en ángulos rectos en el eje del perno (como el tipo de conexiones emperradas que se utilizan en las estructuras de acero, son todas placas unidas en contacto una con otra y la relación longitud a diámetro del perno es pequeña, los momentos de torsión y de flexión resultantes en las secciones transversales de los pernos son iguales a cero o insignificantes). Dependiendo de la(s) fuerza(s) resultantes que actúan sobre un perno debido a cargas externas, éste puede clasificarse como un *perno solo a cortante*, un *perno solo a tensión*, o un *perno sujeto a cortante y tensión combinados*.

Ver figura 164



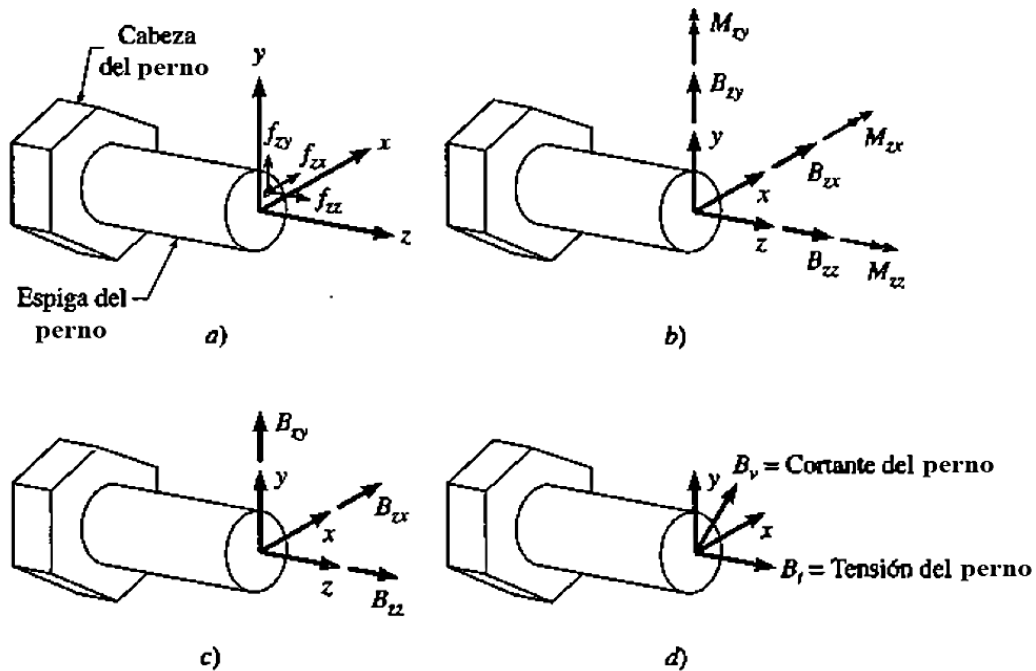


Figura 164: Casos de cargas en pernos

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

**Modos de falla y estados límite en una conexión emperrada.** Existen dos amplias categorías de fallas en las conexiones emperradas: la falla de las partes unidas y la falla del perno. Algunos posibles *estados límite de resistencia* o modos de falla que puedan controlar la resistencia de una conexión emperrada son: **Ver figura 165**

- Falla por cortante del perno.
- Falla por tensión del perno.
- Falla por flexión del perno.
- Falla por aplastamiento del perno.
- Fractura por tensión de los elementos conectados.
- Fluencia por tensión de los elementos conectados.
- Falla por aplastamiento de los elementos conectados.
- Desgarramiento por cortante de los elementos conectados.

- Deslizamiento de los elementos conectados, etc.

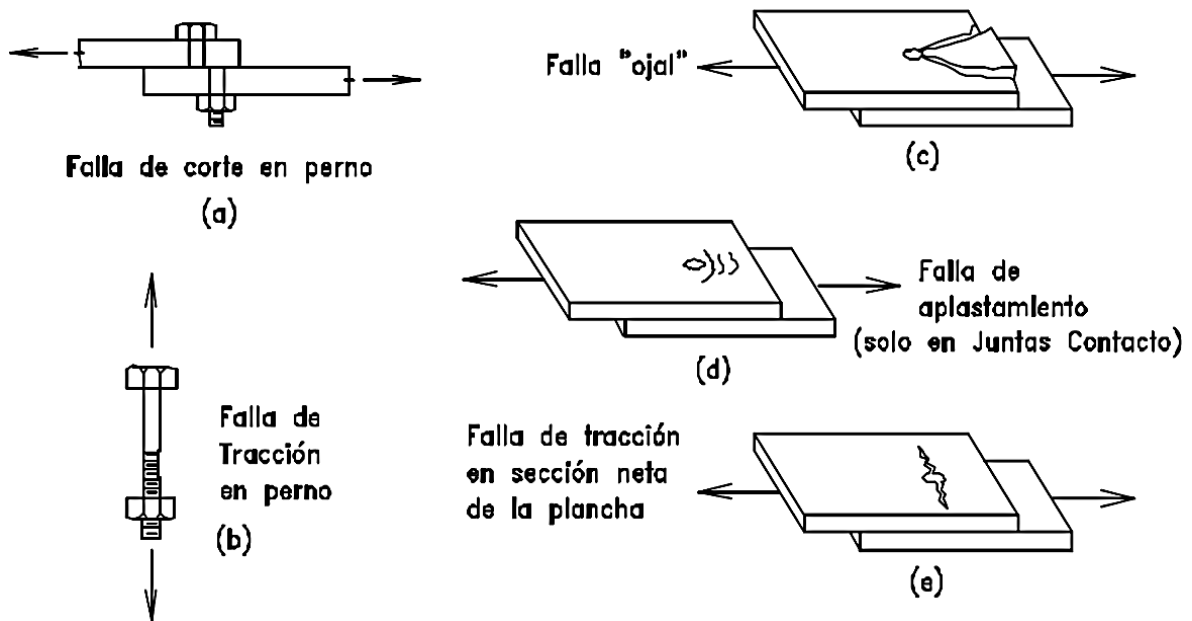


Figura 165: Modos de falla en una conexión emperrada

Fuente: (ZAPATA, 1991)

**Resistencia en cortante de pernos comunes y pernos de alta resistencia.**

Existen dos tipos de conexiones emperradas sometidos a fuerza cortante: las uniones o juntas traslapadas y las uniones o juntas a tope. En una conexión traslapada, los dos elementos a conectar se traslapan una sobre la otra y se unen mediante una o más filas de pernos, con uno o más pernos en cada fila. En una conexión a tope, los dos elementos a unir se unen mediante un tercer elemento (pueden ser cubre - placas) que se emperna a los elementos a unir (también se pueden usar una o más filas de pernos, con uno o más pernos en cada fila). La **figura 166**, muestra estos dos tipos de conexiones emperradas sometidos a fuerza cortante.

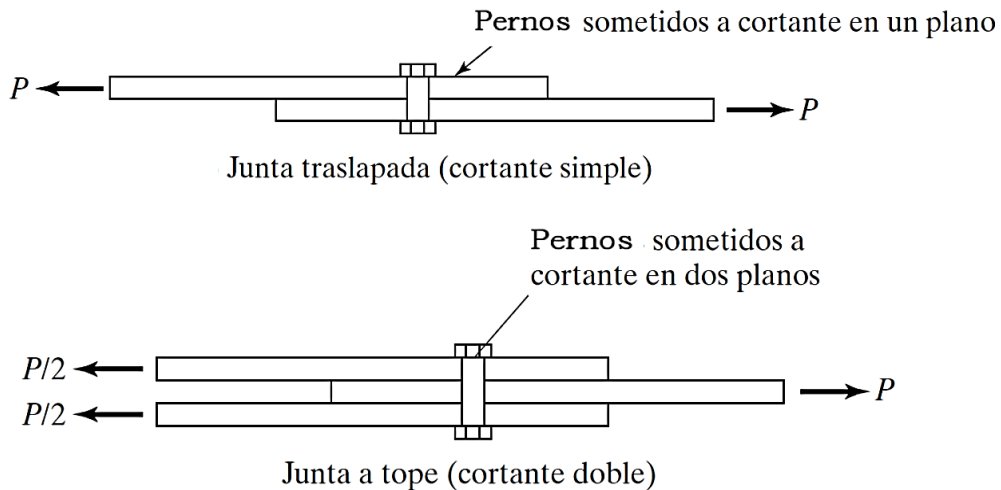


Figura 166: Junta traslapada y junta a tope en conexiones empernadas

Fuente: (MCCORMAC y CSERNAK, 2012)

Cuando un perno está sujeto a fuerzas transversales con respecto a su eje longitudinal, se generan esfuerzos cortantes en la sección transversal del perno. El esfuerzo cortante promedio  $f_v$  en un perno cualquiera, ya sea un *perno común* o un *perno de alta resistencia*, está dado por:

$$f_v = \frac{P}{A} = \frac{P}{\frac{\pi d^2}{4}}$$

Dónde: “ $f_v$ ” es el esfuerzo de cortante promedio, “ $P$ ” es la carga que actúa sobre un perno individual, “ $A$ ” es el área de la sección transversal del perno y “ $d$ ” es el diámetro del perno. Por lo tanto, la carga puede escribirse como:

$$P = f_v A$$

Estas expresiones dadas, son válidas cuando el cortante en el perno se da solo en un *plano de corte* como en el caso de una *conexión traslapada*, y se le conoce como *cortante simple*. En el caso de una *conexión a tope* el cortante en el perno se da en dos o más *planos de corte* (la adición de material al espesor de la conexión, incrementará el número de los *planos de corte* y reducirá la carga sobre cada plano, pero incrementará la longitud del perno y podría someterlo a flexión). Cuando el

cortante en el perno se da en dos *planos de corte* se le conoce como *cortante doble* (así sucesivamente dependiendo del número de *planos de corte*), cada área transversal está sometida a la mitad de la carga total, es decir, dos secciones transversales son efectivas para resistir la carga total. El esfuerzo cortante promedio  $f_v$ , se da entonces como: **Ver figura 167**

$$f_v = \frac{P}{2A} = \frac{P}{2 \left( \frac{\pi d^2}{4} \right)}$$

Por lo tanto, la carga puede escribirse como:

$$P = 2f_v A$$

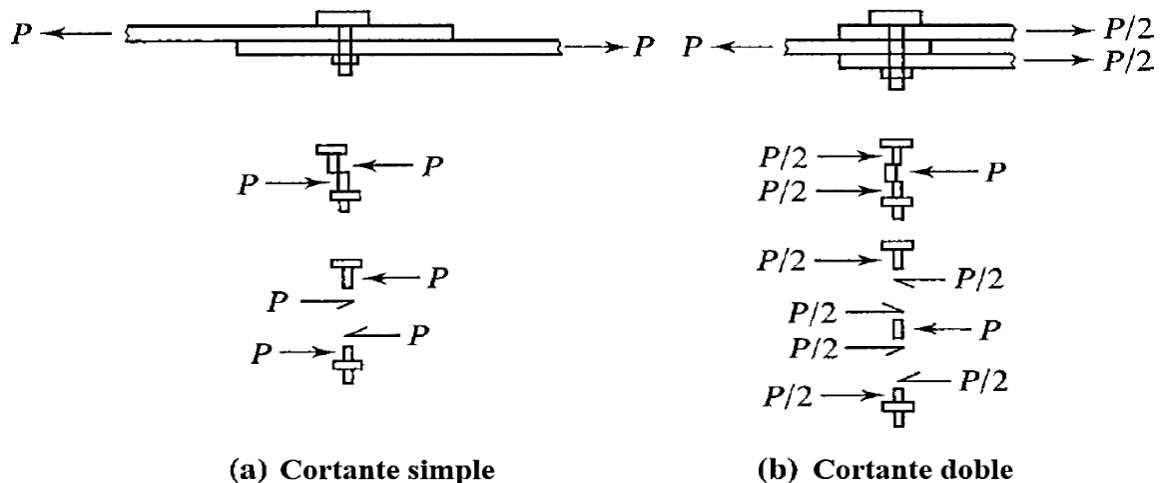


Figura 167: Cortante simple y cortante doble en conexiones empernadas

Fuente: (SEGUI, 2013)

La tabla J3.2 de la especificación del AISC la cual se traduce en la norma E.090 en la tabla 10.3.2, muestra la resistencia nominal en tensión o tracción  $F_{nt}$  y la resistencia nominal en corte en *conexiones tipo aplastamiento*  $F_{nv}$  de pernos comunes ASTM A307 y perno de alta resistencia ASTM A325 y ASTM A490. **Ver tabla 40**

Tabla 40: Resistencia nominal de los conectores y las partes roscadas

<b>TABLA 10.3.2</b>		
<b>Resistencia Nominal de Conectores y Partes Roscadas MPa</b>		
Descripción de los Conectores	Resistencia Nominal en Tracción, $F_{nt}$ , MPa <sup>[a]</sup>	Resistencia Nominal en Corte en Conexiones de Aplastamiento, $F_{nv}$ , MPa <sup>[b]</sup>
Pernos A307	310	188 <sup>[c][d]</sup>
Pernos del Grupo A (ej. A325), cuando la rosca está incluida en el plano de corte	620	372
Pernos del Grupo A (ej. A325), cuando la rosca está excluida del plano de corte	620	457
Pernos del Grupo B (ej. A490), cuando la rosca está incluida en el plano de corte	780	457
Pernos del Grupo B (ej. A490), cuando la rosca está excluida del plano de corte	780	579
Partes roscadas que cumplen los requisitos del numeral 1.3.4, cuando la rosca está incluida en el plano de corte	$0,75F_u$	$0,45F_u$
Partes roscadas que cumplen los requisitos del numeral 1.3.4, cuando la rosca está excluida del plano de corte	$0,75F_u$	$0,563F_u$
<p><sup>[a]</sup> Para pernos de alta resistencia sujetos a fatiga por cargas de tracción, ver Numeral 2.10.</p> <p><sup>[b]</sup> Para conexiones en los extremos cargados con un patrón de conectores con una longitud mayor a 965 mm, <math>F_{nv}</math> debe ser reducido a un 83,3 % de los valores tabulados. La longitud del patrón de conectores es la máxima distancia paralela a la línea de fuerzas entre la línea central de los pernos que conectan dos partes con una superficie de contacto.</p> <p><sup>[c]</sup> Para pernos A307 los valores tabulados deben ser reducidos en 1 % por cada 2 mm sobre 5 diámetros de longitud en el agarre.</p> <p><sup>[d]</sup> Rosca permitida en los planos de corte.</p>		

Fuente: (E.090 – Tabla 10.3.2, 2016)

A diferencia de los *pernos comunes* A307, la resistencia por cortante de los *pernos de alta resistencia* A325 y A490 depende de si las roscas están en un plano de corte. La **tabla 40**, hace referencia a dos tipos de casos para *pernos de alta resistencia* A325 y A490, se refiere a las roscas en un plano de cortante como “*no excluidas de los planos de corte*” (se les denomina a veces conexión tipo “N”, y un perno de este

tipo puede denotarse como perno A325 - N o A490 - N), y se alude a las roscas no en un plano de corte como “*excluidas de los planos de corte*” (se les denomina a veces conexión tipo “X”, y un perno de este tipo puede denotarse como perno A325 - X o A490 - X). **Ver figura 168**

A veces es posible determinar de antemano si las roscas de los pernos estarán en el *plano de corte*, lo cual puede depender de qué lado de la conexión se instala el perno. Cuando no se sabe si las roscas del perno están en el *plano de corte*, asumir que si están en el *plano de corte* y usar la menor resistencia al cortante (ya que cuando las roscas están en el plano de corte tienen menor resistencia que cuando no están en el plano de corte, por lo tanto es más conservador).

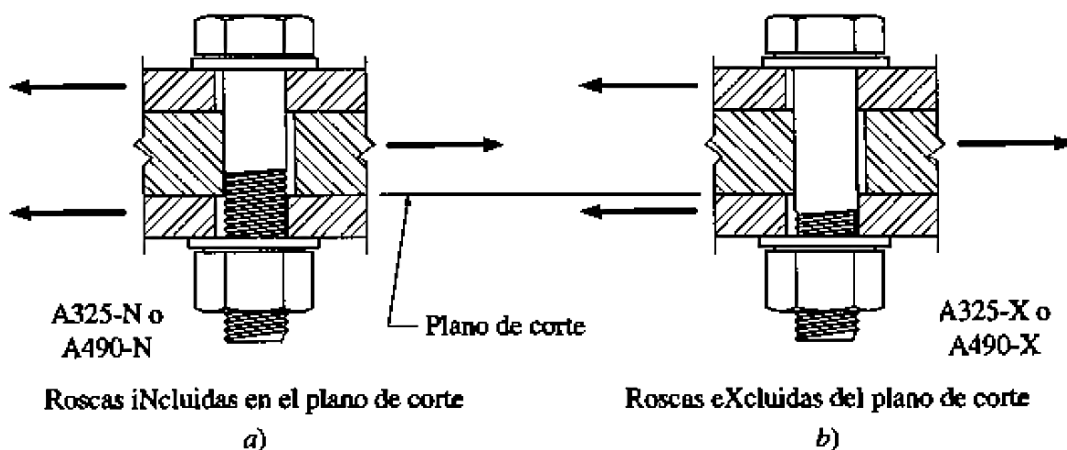


Figura 168: Roscas incluidas en el plano de corte y roscas excluidas del plano de corte

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

Según la especificación para edificios de acero (“Specification For Structural Steel Buildings”) – ANSI/ AISC 360-10 en el capítulo J “Diseño de Conexiones”, en el J3.6, la cual se traduce en nuestra norma E.090 de estructuras metálicas en el capítulo 10 “Diseño de Conexiones”, en el 10.3.6, da la resistencia nominal en corte  $R_n$  y la resistencia de diseño en corte  $\phi R_n$  para *pernos de alta resistencia* (también es válido para *pernos comunes*). Para el estado límite de resistencia de rotura en corte para un perno,  $R_n$  está dado por:

$$R_n = F_{nv} A_b$$

Donde:

- $F_{nv}$  = esfuerzo de corte nominal del perno. **Según tabla 40**
- $A_b$  = área bruta o total no roscada nominal del perno (es decir el área transversal de la parte no roscada del perno, conocida como *área nominal del perno*).

La **tabla 41**, muestra un resumen de  $R_n$  para *pernos comunes A307* y *pernos de alta resistencia A325 y A490*. ( $F_{nv}$  está en ksi).

*Tabla 41: Resistencia nominal por cortante en ksi*

Sujetador	Resistencia nominal por cortante $R_n = F_{nv} A_b$
A307	$27A_b$
Group A	
<b>A325, roscas en el plano de corte</b>	$54A_b$
<b>A325, roscas no en el plano de corte</b>	$68A_b$
Group B	
<b>A490, roscas en el plano de corte</b>	$68A_b$
<b>A490, roscas no en el plano de corte</b>	$84A_b$

Fuente: (SEGUI, 2013)

Para el estado límite de resistencia de rotura en corte para un perno,  $\phi R_n$  (diseño por el método LRFD), está dado por:

$$\phi R_n = 0.75 F_{nv} A_b ; \text{ donde } \phi = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

**Resistencia en tracción o tensión de pernos comunes y pernos de alta resistencia.** Según la especificación para edificios de acero (“Specification For Structural Steel Buildings”) – ANSI/ AISC 360-10 en el capítulo J “Diseño de Conexiones”, en el J3.6, la cual se traduce en nuestra norma E.090 de estructuras metálicas en el capítulo 10 “Diseño de Conexiones”, en el 10.3.6, da la resistencia

nominal en tracción o tensión  $Rn$  y la resistencia de diseño en tracción o tensión  $\phi Rn$  para *pernos de alta resistencia* (también es válido para *pernos comunes*). Para el estado límite de resistencia de rotura en tracción o tensión para un perno,  $Rn$  está dado por:

$$Rn = Fnt Ab$$

Donde:

- $Fnt$  = esfuerzo de tracción o tensión nominal del perno. **Según tabla 40**
- $Ab$  = área bruta o total no roscada nominal del perno (es decir el área transversal de la parte no roscada del perno, conocida como *área nominal del perno*).

Para el estado límite de resistencia de rotura en tracción o tensión para un perno,  $\phi Rn$  (diseño por el método LRFD), está dado por:

$$\phi Rn = 0.75 Fnt Ab ; \text{ donde } \phi = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

***Resistencia al aplastamiento en agujeros de pernos en las partes conectadas.***

Esto ocurre en *conexiones tipo aplastamiento (junta tipo contacto)*, se da cuando el agujero es ligeramente más grande que el perno y este se supone colocado sueltamente en el agujero, el contacto entre el perno y las partes conectadas o a unir existirá sobre aproximadamente, la mitad de la circunferencia del perno cuando se aplique una carga. Lo cual genera aplastamiento en los agujeros para pernos de las partes conectadas o a unir. **Ver figura 169**



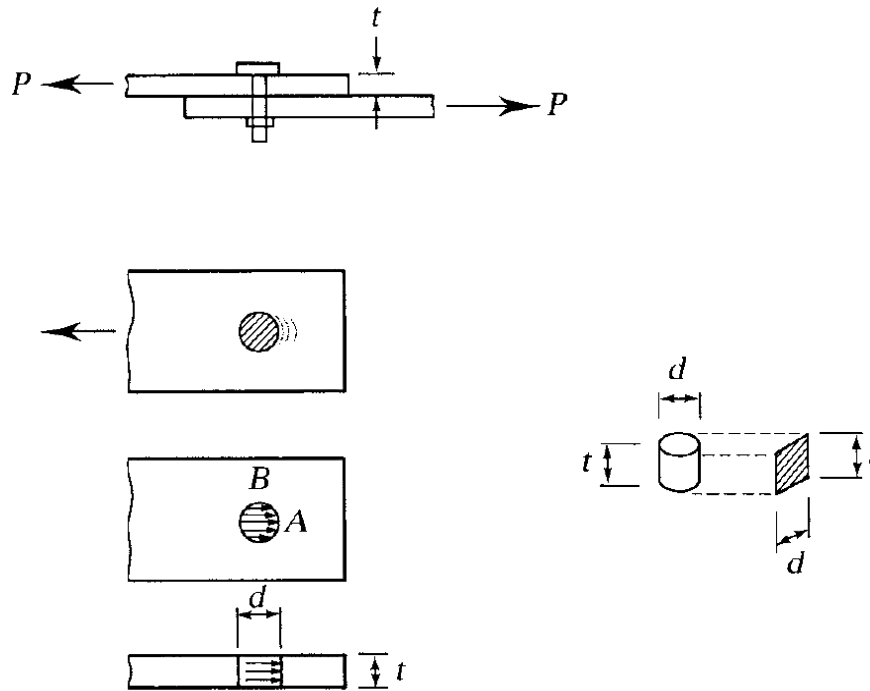


Figura 169: Aplastamiento en los agujeros de los pernos en las partes conectadas

Fuente: (SEGUI, 2013)

En la **figura 169**, el *esfuerzo de aplastamiento* variara desde un máximo en A a cero en B; por simplicidad, se emplea un *esfuerzo promedio de aplastamiento*, calculado como la fuerza aplicada dividida entre el área proyectada de contacto (área sometida a aplastamiento). Por lo tanto, el *esfuerzo promedio de aplastamiento* en los agujeros para pernos de las partes conectadas o a unir, está dado por:

$$fp = \frac{P}{A} = \frac{P}{(d \times t)}$$

Dónde: “*fp*” es el esfuerzo promedio de aplastamiento, “*P*” es la fuerza o carga aplicada al perno, “*A*” es el área proyectada de contacto o área sometida a aplastamiento, “*d*” es el diámetro el perno y “*t*” es el espesor de la parte conectada o a unir sometida a aplastamiento (*el aplastamiento se analiza cada parte a conectar o a unir por separado*). La carga de aplastamiento, puede escribirse como:

$$P = fp A = fp (d \times t)$$

El problema de aplastamiento puede complicarse por la presencia de un perno cercano o la proximidad de un borde en la dirección de la carga (ya sea en cualquiera de las partes a conectar o a unir). La separación entre pernos y las distancias de los bordes (los cuales se verán más adelante en la presente tesis) tendrán un efecto sobre la resistencia por aplastamiento. **Ver figura 170**

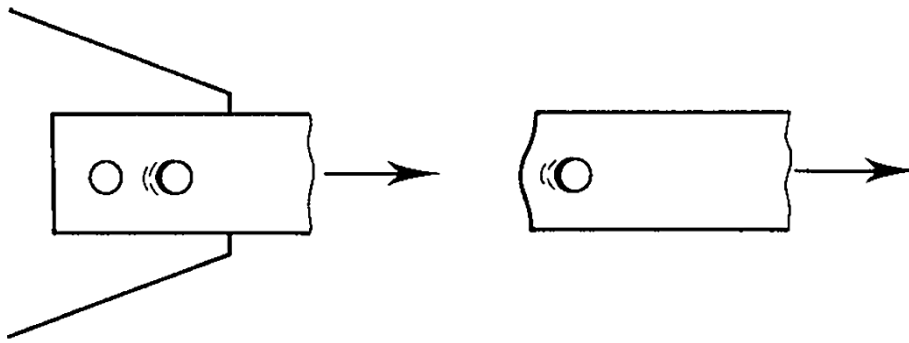


Figura 170: Aplastamiento del agujero de un perno próximo al borde de las partes conectadas

Fuente: (SEGUI, 2013)

La resistencia por aplastamiento es independiente del tipo de perno, porque el *esfuerzo promedio de aplastamiento* es sobre la parte conectada y no sobre el perno. Por esta razón, la resistencia por aplastamiento, así como los requisitos por espaciamiento o separación, que son también independientes del tipo de perno, serán considerados antes que la resistencia a cortante y tracción o tensión de los pernos. Un posible modo de falla, que resulta de un aplastamiento excesivo es el *desgarramiento cortante* que ocurre en el extremo de un elemento conectado. **Ver figura 171**

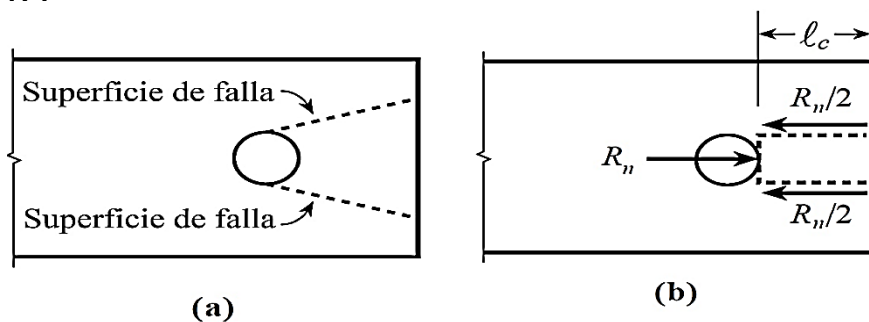


Figura 171: Superficie de falla debido al aplastamiento del agujero de un perno

Fuente: (SEGUI, 2013)

En la **figura 171**, se observa que la superficie de falla se idealiza en una longitud “ $lc$ ”, y la carga de falla sobre una de las dos superficies es igual al esfuerzo por fractura cortante multiplicado por el área cortante, es decir:

$$\frac{Rn}{2} = 0.6 Fu lc t$$

La resistencia total para las dos superficies es:

$$Rn = 2(0.6 Fu lc t) = 1.2 Fu lc t$$

Según la especificación para edificios de acero (“Specification For Structural Steel Buildings”) – ANSI/ AISC 360-10 en el capítulo J “Diseño de Conexiones”, en el J3.10, la cual se traduce en nuestra norma E.090 de estructuras metálicas en el capítulo 10 “Diseño de Conexiones”, en el 10.3.10, da la resistencia nominal en aplastamiento  $Rn$  y la resistencia de diseño en aplastamiento  $\phi Rn$  en agujeros de pernos. Para el estado límite de resistencia de aplastamiento para un agujero de perno, considerando que para la presente tesis, la deformación si será una consideración de diseño (es decir que el alargamiento de un agujero es  $\leq \frac{1}{4}$ ”) y se usaran pernos para las conexiones con agujeros estándar (con agujeros  $\frac{1}{16}$ ” mayores que el diámetro del perno),  $Rn$  estará dado por la siguiente expresión:

$$Rn = 1.2 lc t Fu \leq 2.4 d t Fu$$

Esta expresión se interpreta así:

*Cuando:  $1.2 lc t Fu < 2.4 d t Fu \Rightarrow$  usar:  $1.2 lc t Fu$*

*y viceversa*

*Cuando:  $1.2 lc t Fu > 2.4 d t Fu \Rightarrow$  usar:  $2.4 d t Fu$*

Donde:

- $F_u$  = esfuerzo último de tensión especificado del tipo de acero utilizado de la parte conectada o a unir (no del perno).
- $l_c$  = distancia libre, en la dirección paralela de la fuerza o carga aplicada, entre el borde del agujero del perno al borde del agujero adyacente o al borde del material (es decir de la parte conectada). **Ver figura 172**
- $d$  = diámetro nominal del perno (no el diámetro del agujero).
- $t$  = espesor del material o de la parte conectada.

Para el estado límite de resistencia de aplastamiento en agujeros de pernos,  $\phi R_n$  (diseño por el método LRFD), está dado por:

$$\phi R_n = 0.75 R_n ; \text{ donde } \phi = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

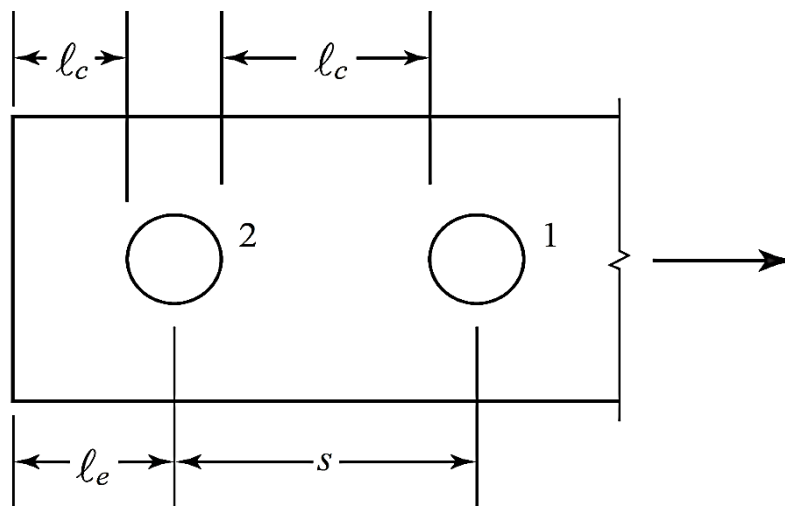


Figura 172: Valores " $l_c$ ", " $l_e$ " y " $s$ " para el estado límite de aplastamiento en agujeros de pernos

Fuente: (SEGUI, 2013)

La **figura 172**, ilustra la distancia " $l_c$ " para ambos agujeros. Además, la carga de aplastamiento para estos, está sobre el lado izquierdo de cada agujero. La resistencia para el perno 1 se calcula entonces con " $l_c$ " medida al borde del perno 2 y la resistencia del perno 2 se calcula con " $l_c$ " medida al borde de la parte conectado o a unir.

Para los pernos de borde usar  $\Rightarrow lc = le - \frac{h}{2}$

y

Para los pernos adyacentes usar  $\Rightarrow lc = s - h$

Donde:

- $le$  = distancia del borde al centro del agujero.
- $s$  = espaciamiento centro a centro entre agujeros.
- $h$  = diámetro de agujero.

Al momento de calcular la distancia “ $lc$ ”, usar el diámetro real del agujero (el cual es  $\frac{1}{16}$ ” mayor que el diámetro del perno para agujeros estándar), y no agregar  $\frac{1}{16}$ ” como lo requiere la “Especificación AISC” y la norma E.090 (vistos anteriormente en la presente tesis, para calcular el área neta  $A_n$  para tensión y cortante). En otras palabras, en el cálculo de “ $lc$ ” para agujeros estándar usar un diámetro de agujero de:

$$h = d + \frac{1}{16}''$$

No usar en el cálculo de “ $lc$ ” para agujeros estándar un diámetro de agujero de:

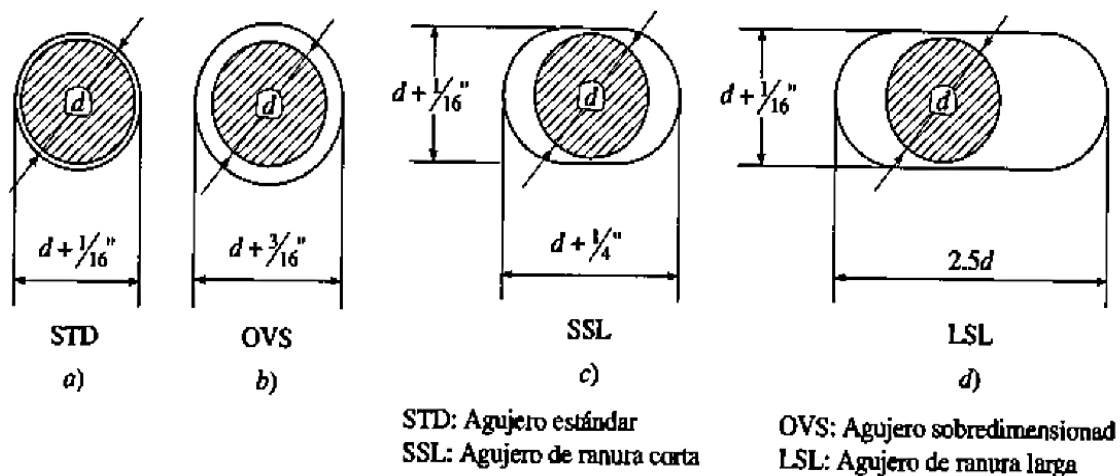
$$h = d + \frac{1}{8}''$$

Para otros tipos de agujeros, las dimensiones reales de los agujeros (conocido como dimensiones nominales de agujeros se pueden consultar en la **tabla 42**).

Según la “Especificación AISC” y la norma E.090, la resistencia al aplastamiento debe ser tomada como la suma de las resistencias al aplastamiento de los pernos individuales. Además, la resistencia al aplastamiento debe ser revisada tanto para

las conexiones de tipo aplastamiento como para las conexiones de deslizamiento crítico.

**Tamaño de los agujeros, requisitos de espaciamiento y distancias a bordes para pernos.** En primer lugar, daremos a conocer los tipos y tamaños de agujeros para pernos, existen cuatro tipos de agujeros para pernos: los agujeros de tamaño estándar (STD), los agujeros sobredimensionados o agrandados (OVS), los agujeros de ranura corta (SSL) y los agujeros de ranura larga (LSL). Ver figura 173



Nota: Los tamaños dados son para  $d = \frac{5}{8}''$ ,  $\frac{3}{4}''$  y  $\frac{7}{8}''$

Figura 173: Tipos y tamaños de agujeros para pernos

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

La sección J3.2 de la "Especificación del AISC", que se traduce en el capítulo 10.3.2 de la norma E.090, detalla el tamaño y uso de los agujeros para pernos. Ahí también se proporcionan las tablas de dimensiones nominales de agujeros para los distintos tipos de agujeros según el diámetro del perno. Se proporciona una tabla para dimensiones nominales en pulgadas (tabla J3.3 de la especificación del AISC y en la norma E.090 en la tabla 10.3.3), y otra tabla con la misma información para dimensiones nominales en milímetros (tabla J3.3M de la especificación del AISC y

en la norma E.090 en la tabla 10.3.3M). Para la presente tesis usaremos la tabla con dimensiones en pulgadas. **Ver tabla 42**

*Tabla 42: Dimensión nominal de agujeros para pernos*

<b>TABLA 10.3.3</b>				
<b>Dimensión Nominal de Agujeros, pulg</b>				
<b>Dimensiones por tipo de Agujero</b>				
<b>Diámetro Perno, pulg</b>	<b>Estándar (Dia.)</b>	<b>Agrandado (Dia.)</b>	<b>Ranura Corta (Ancho x Largo)</b>	<b>Ranura Larga (Ancho x Largo)</b>
$\frac{1}{2}$	$\frac{9}{16}$	$\frac{5}{8}$	$\frac{9}{16} \times \frac{11}{16}$	$\frac{9}{16} \times 1\frac{1}{4}$
$\frac{5}{8}$	$\frac{11}{16}$	$\frac{13}{16}$	$\frac{11}{16} \times \frac{7}{8}$	$\frac{11}{16} \times 1\frac{9}{16}$
$\frac{3}{4}$	$\frac{13}{16}$	$\frac{15}{16}$	$\frac{13}{16} \times 1$	$\frac{13}{16} \times 1\frac{7}{8}$
$\frac{7}{8}$	$\frac{15}{16}$	$1\frac{1}{16}$	$\frac{15}{16} \times 1\frac{1}{8}$	$\frac{15}{16} \times 2\frac{3}{16}$
<b>1</b>	$1\frac{1}{16}$	$1\frac{1}{4}$	$1\frac{1}{16} \times 1\frac{5}{16}$	$1\frac{1}{16} \times 2\frac{1}{2}$
$\geq 1\frac{1}{8}$	$d + \frac{1}{16}$	$d + \frac{5}{16}$	$(d + \frac{1}{16}) \times (d + \frac{3}{8})$	$(d + \frac{1}{16}) \times (2,5 \times d)$

Fuente: (E.090 – Tabla 10.3.3, 2016)

La sección J3.3 de la “Especificación del AISC”, que se traduce en el capítulo 10.3.3 de la norma E.090, requiere que para mantener ciertas distancias libres entre las tuercas de los pernos y proporcionar espacio para las llaves de su instalación, la separación centro a centro de los pernos “s” (en cualquier dirección) para cualquier tipo de agujero, debe cumplir: **Ver figura 174**

$$s \geq 2\frac{2}{3}d ; \text{donde } d = \text{diámetro nominal del perno}$$

*de preferencia*

$$s \geq 3d ; \text{donde } d = \text{diámetro nominal del perno}$$

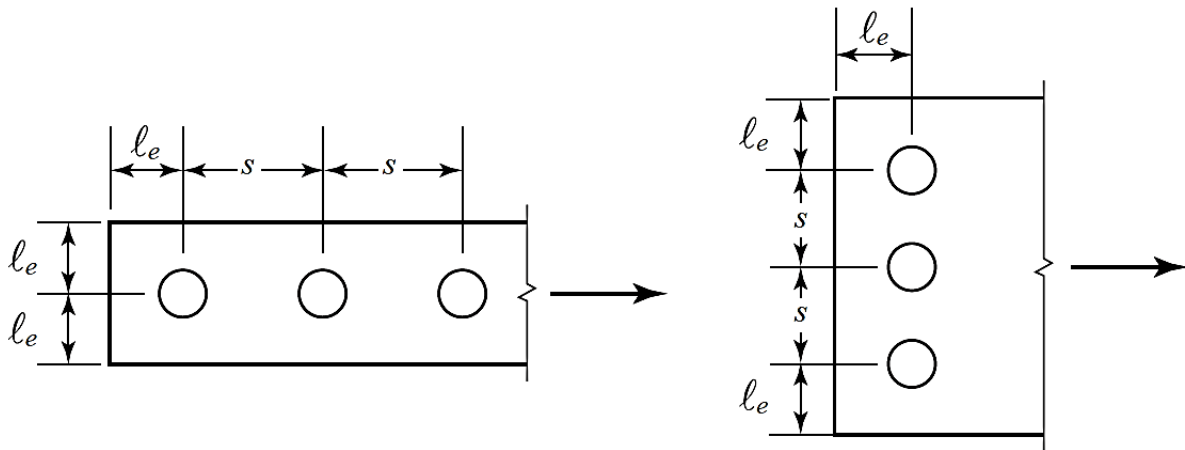


Figura 174: Separación centro a centro de los pernos “s” y distancias a borde “le”

Fuente: (SEGUI, 2013)

La sección J3.4 de la “Especificación del AISC”, que se traduce en el capítulo 10.3.4 de la norma E.090, brinda las distancias mínimas a bordes “le” (en cualquier dirección), medidas desde el centro del agujero hasta el borde de una parte conectada en cualquier dirección (ver **figura 174**). Estas distancias mínimas a bordes están plasmadas en la tabla J3.4 de la especificación del AISC y en la norma E.090 en la tabla 10.3.4, las cuales están en función del tamaño del perno y para agujeros estándar. **Ver tabla 43**

Tabla 43: Distancias mínimas al borde

<b>TABLA 10.3.4</b>	
<b>Distancia Mínima al Borde<sup>[a]</sup>, pulg, desde el Centro del</b>	
<b>Agujero Estándar<sup>[b]</sup> hasta el Borde de la Parte Conectada</b>	
<b>Diámetro Perno (pulg)</b>	<b>Distancia Mínima al Borde</b>
$\frac{1}{2}$	$\frac{3}{4}$
$\frac{5}{8}$	$\frac{7}{8}$
$\frac{3}{4}$	1
$\frac{7}{8}$	$1 \frac{1}{8}$
1	$1 \frac{1}{4}$
$1 \frac{1}{8}$	$1 \frac{1}{2}$
$1 \frac{1}{4}$	$1 \frac{5}{8}$
Sobre $1 \frac{1}{4}$	$1 \frac{1}{4} \times d$

<sup>[a]</sup> De ser necesario, se permite utilizar distancias de borde menores siempre que se satisfagan las disposiciones del numeral 10.3.10 y de 10.4, sin embargo distancias al borde menores que un diámetro del perno no son permitidas sin aprobación del ingeniero estructural responsable del diseño.

<sup>[b]</sup> Para agujeros agrandados y ranurados, ver la Tabla 10.3.5.

Fuente: (E.090 – Tabla 10.3.4, 2016)



Por lo tanto, la distancia mínima a borde “ $le$ ” debe cumplir:

$$le \geq \text{valor de la Tabla 10.3.4}$$

La sección J3.5 de la “Especificación del AISC”, que se traduce en el capítulo 10.3.5 de la norma E.090, especifica la distancia máxima desde el centro de cualquier perno hasta el borde más cercano de las partes en contacto debe ser 12 veces el espesor de la parte conectada bajo consideración, pero no debe exceder de 150 mm. Además, especifica que el espaciamiento longitudinal de los pernos entre elementos consistentes de una plancha y un perfil o dos planchas en contacto continuo debe ser:

- Para elementos pintados o sin pintar no sujetos a corrosión, el espaciamiento no debe exceder de 24 veces el espesor de la plancha más delgada o 300 mm.
- Para elementos sin pintar de acero resistente a la intemperie sometido a la corrosión atmosférica, el espaciamiento no debe exceder de 14 veces el espesor de la plancha más delgada o 180 mm.

**Resistencia de pernos de alta resistencia en conexiones tipo deslizamiento crítico (juntas tipo fricción).** En un *perno de alta resistencia* cuando una tuerca gira y avanza a lo largo de las roscas de un perno, las partes conectadas sufren compresión y el perno se alarga (la fuerza total en compresión que actúa sobre la parte conectada es numéricamente igual a la tensión en el perno  $T$ ). Si se aplica una fuerza  $P$  externa, se desarrolla una fuerza de fricción entre las partes conectadas. El valor máximo posible de esta fuerza es: **Ver figura 175**

$$F = \mu N ; \text{ donde } N = T \wedge F = P$$

Dónde: “ $F$ ” es la fuerza de fricción entre las partes conectadas, “ $\mu$ ” es el coeficiente de fricción estática entre las partes conectadas (este valor depende de la condición

de la superficie del acero, por ejemplo, si está pintada u oxidada), “ $N$ ” es la fuerza normal en compresión que actúa sobre las superficies internas.

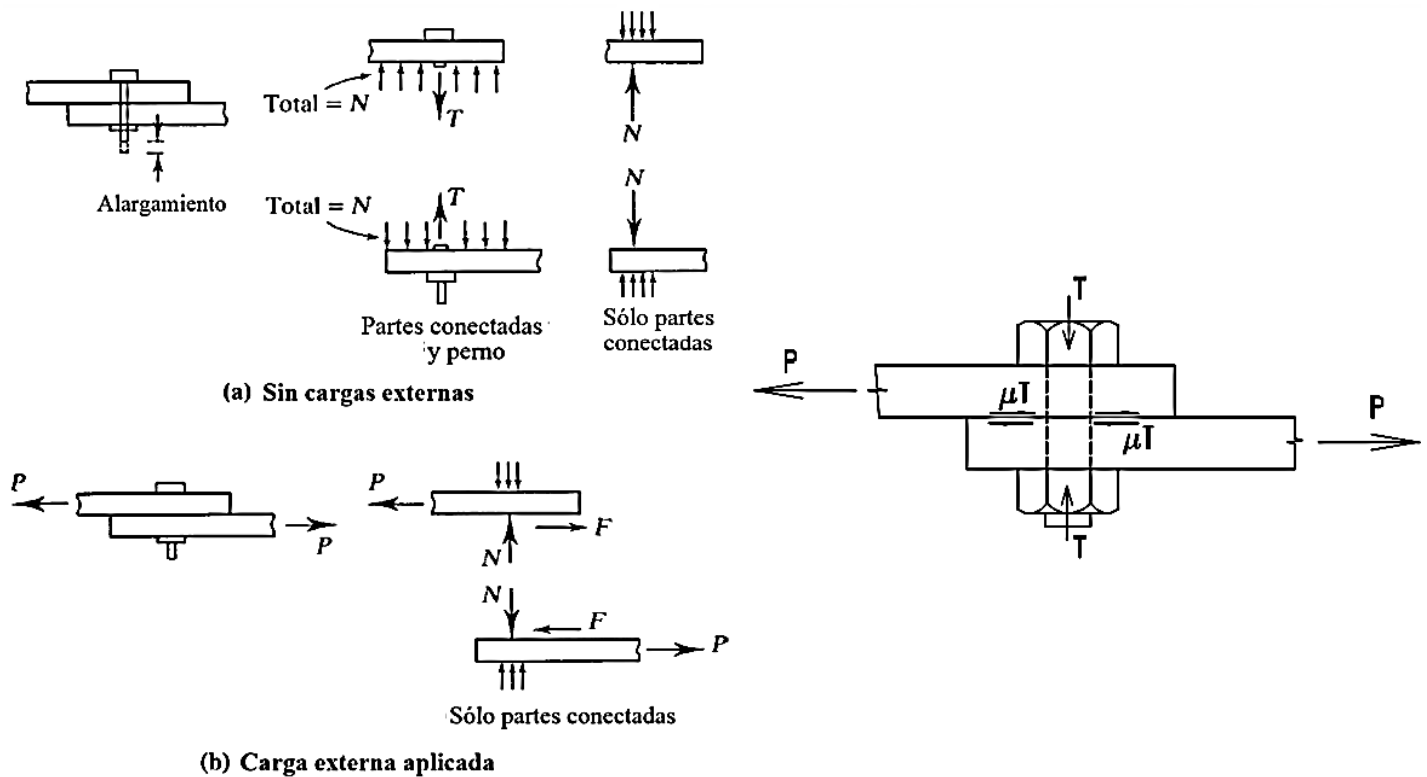


Figura 175: Fuerza de fricción entre las partes conectadas

Fuente: Elaboración propia

En otras palabras, cuando los *pernos de alta resistencia* están tensionados plenamente o se tensan por completo, las partes conectadas quedan abrazadas fuertemente entre sí. El resultado es una considerable resistencia al deslizamiento en la superficie de contacto. Esta resistencia es igual a la fuerza al apretar multiplicada por el coeficiente de fricción (ya se interpretó en la expresión mostrada). Cada perno en la conexión es, entonces, capaz de resistir una carga  $P = F$ . En tanto que esta fuerza de fricción  $F$  no se exceda, *no habrá aplastamiento entre las partes conectadas o cortante en los pernos* (caso contrario si habrá y deberá revisarse, aunque exista o no exista siempre debe revisarse). Si  $P > F$  y se presenta un deslizamiento, se tendrá entonces a la fuerza cortante y al aplastamiento que

afectaran a la capacidad de la conexión. Por lo tanto, el comportamiento se puede expresar como:

*Si:  $P < F \Rightarrow$  no habra deslizamiento, no aplastamiento y no cortante*

*y viceversa*

*Si:  $P > F \Rightarrow$  si habra deslizamiento, si aplastamiento y si cortante*

Pueden diseñarse conexiones emperradas con pernos de alta resistencia tales que se impida el deslizamiento, ya sea para el estado límite de servicio o para el estado límite de resistencia (aunque impedir el deslizamiento es, esencialmente, un requisito de servicio). Por conformidad, es más conveniente usar cargas factorizadas para el diseño. Las conexiones tipo deslizamiento crítico deberán usarse solamente si el ingeniero estructural piensa que el deslizamiento va a afectar en forma adversa a la condición de servicio de una estructura, es decir el deslizamiento puede causar una distorsión excesiva de la estructura o una reducción de la resistencia o de la estabilidad, aun si es adecuada la resistencia de la conexión (*para la presente tesis las conexiones emperradas se realizaran del tipo deslizamiento crítico, debido a que la estructura estará sometido a fuerzas dinámicas que generaran vibraciones*).

Según la especificación para edificios de acero (“Specification For Structural Steel Buildings”) – ANSI/ AISC 360-10 en el capítulo J “Diseño de Conexiones”, en el J3.8, la cual se traduce en nuestra norma E.090 de estructuras metálicas en el capítulo 10 “Diseño de Conexiones”, en el 10.3.8, especifica que las conexiones de deslizamiento crítico deben ser diseñadas para prevenir el deslizamiento y para los estados límites de conexiones tipo aplastamiento, además da la resistencia nominal para deslizamiento crítico  $R_n$  y la resistencia de diseño para deslizamiento crítico  $\phi R_n$  para *pernos de alta resistencia*. Para el estado límite de resistencia de deslizamiento crítico para un perno,  $R_n$  está dado por:

$$R_n = \mu D_u h_f T_b n_s$$

Donde:

- $\mu$  = coeficiente promedio de deslizamiento para superficies clase A o B (coeficiente de fricción estática),  $\mu = 0.30$  para superficies Clase A (superficies de acero limpias sin pintar o superficies con recubrimiento clase A, conservadoramente se usa este valor por ser el menor coeficiente de deslizamiento asignado),  $\mu = 0.50$  para superficies clase B (superficies de acero sin pintar o superficies con recubrimiento clase B).
- $D_u = 1.13$ ; multiplicador que refleja la relación entre la pretensión media del perno instalado y la pretensión mínima especificada del perno; el uso de otros valores deber ser aprobados y justificado por el ingeniero estructural.
- $h_f$  = factor para planchas de relleno,  $h_f = 1.00$  cuando no hay planchas de relleno o cuando se han agregado pernos para distribuir las cargas en las planchas de relleno,  $h_f = 1.00$  cuando no se han agregado pernos para distribuir la carga en las planchas de relleno (para una plancha de relleno entre las partes conectadas),  $h_f = 0.85$  cuando no se han agregado pernos para distribuir las cargas en las planchas de relleno (para dos o más planchas de relleno entre las partes conectadas). Como no usaremos planchas de relleno en ninguna conexión utilizaremos  $h_f = 1.00$ .
- $T_b$  = tracción o tensión mínima del perno entregada en la **tabla 39**.
- $n_s$  = número de planos de deslizamiento requeridos para permitir que la conexión se deslice (es decir, número de *planos de corte*).

Para el estado límite de resistencia de deslizamiento crítico para un perno, considerando que para la presente tesis se usaran pernos para las conexiones con agujeros estándar,  $\phi R_n$  (diseño por el método LRFD), está dado por:

$$\phi R_n = 1.00 \mu D_u h_f T_b n_s ; \text{ donde } \phi = 1.00 \text{ (LRFD)}$$

Aunque las conexiones de deslizamiento crítico están diseñadas para no deslizarse, si se produce deslizamiento debido a una sobrecarga, los pernos deben ser capaces de resistir cortante y aplastamiento. La “Especificación AISC” y la norma E.090, requieren que el cortante y el aplastamiento deben revisarse en *conexiones tipo deslizamiento crítico*.

**Resistencia a la tracción o tensión y cortante combinados de pernos comunes y pernos de alta resistencia en conexiones tipo aplastamiento (juntas tipo contacto).** En la mayoría de situaciones en las que un perno está sometido a cortante y tensión, la conexión está *cargada excéntricamente* (una *conexión excéntrica* se da cuando la línea de acción de la fuerza en el miembro no pasa por el centro de gravedad de la conexión). Sin embargo, en algunas *conexiones simples o concéntricas* los pernos están en un estado de carga combinada de tracción o tensión y cortante (una *conexión simple o concéntrica* se da cuando la línea de acción de la fuerza en el miembro pasa por el centro de gravedad de la conexión). **Ver figura 176**

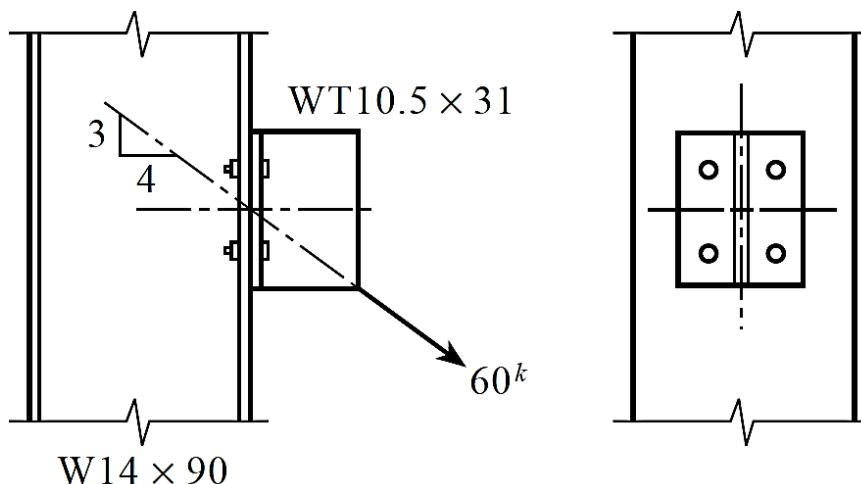


Figura 176: Fuerzas combinadas de tracción (o tensión) y cortante en pernos

Fuente: (SEGUI, 2013)

En la **figura 176**, al descomponer la carga o fuerza en diagonal, la componente vertical de la carga someterá los pernos a cortante y la componente horizontal de la carga generará tensión. Como la línea de acción de la carga actúa a través del centro de gravedad de la conexión, puede suponerse que cada perno toma una porción igual de cada componente.

Como en todos los otros casos de carga combinada, puede usarse el enfoque de una fórmula de interacción. Las resistencias por cortante y por tracción o tensión para pernos en *conexiones tipo aplastamiento* se basan en los resultados de pruebas y pueden tomarse de la curva elíptica de interacción mostrada en la **figura 177**. La ecuación de esta curva puede ser expresada en una forma general como:

$$\left( \frac{\text{resistencia requerida a tensión}}{\text{resistencia disponible a tensión}} \right)^2 + \left( \frac{\text{resistencia requerida a cortante}}{\text{resistencia disponible a cortante}} \right)^2 = 1.0$$

Estas resistencias, pueden expresarse como fuerzas o esfuerzos. Si se usan en términos de esfuerzos, la expresión estaría dado como:

$$\left( \frac{ft}{Ft} \right)^2 + \left( \frac{fv}{Fv} \right)^2 = 1.0$$

Donde:

- $ft$  = resistencia requerida a tensión (esfuerzo).
- $Ft$  = resistencia disponible a tensión (esfuerzo).
- $fv$  = resistencia requerida a cortante (esfuerzo).
- $Fv$  = resistencia disponible a cortante (esfuerzo).

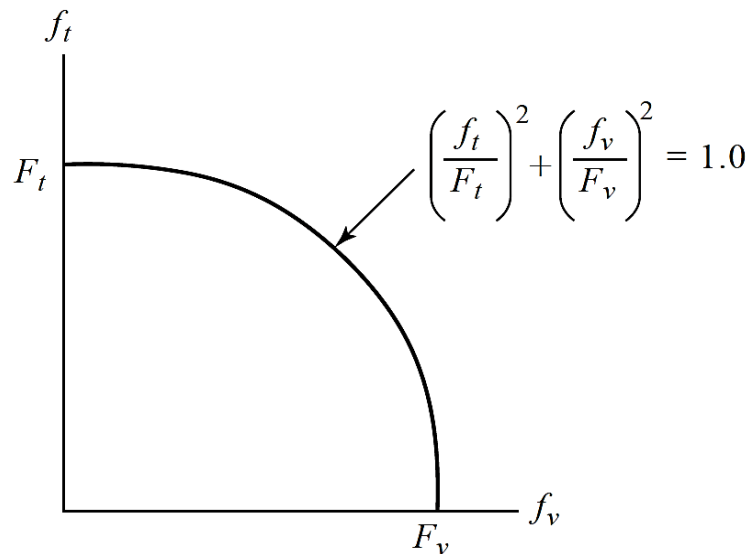


Figura 177: Curva elíptica de interacción para la resistencia a la fuerza combinada de tracción (o tensión) y cortante en pernos

Fuente: (SEGUI, 2013)

Una combinación aceptable de cortante y tensión es una que se encuentra debajo de esta curva. Este hecho conduce a la exigencia de que:

$$\left(\frac{ft}{Ft}\right)^2 + \left(\frac{fv}{Fv}\right)^2 \leq 1.0$$

La “Especificación AISC” y la norma E.090, se aproximan a la curva elíptica con tres segmentos de línea recta como se muestra en la **figura 178**. La ecuación de la recta con pendiente está dada por:

$$\left(\frac{ft}{Ft}\right)^2 + \left(\frac{fv}{Fv}\right)^2 = 1.3$$

Para evitar pasar por encima de la línea, la expresión debe estar dada por:

$$\left(\frac{ft}{Ft}\right)^2 + \left(\frac{fv}{Fv}\right)^2 \leq 1.3$$

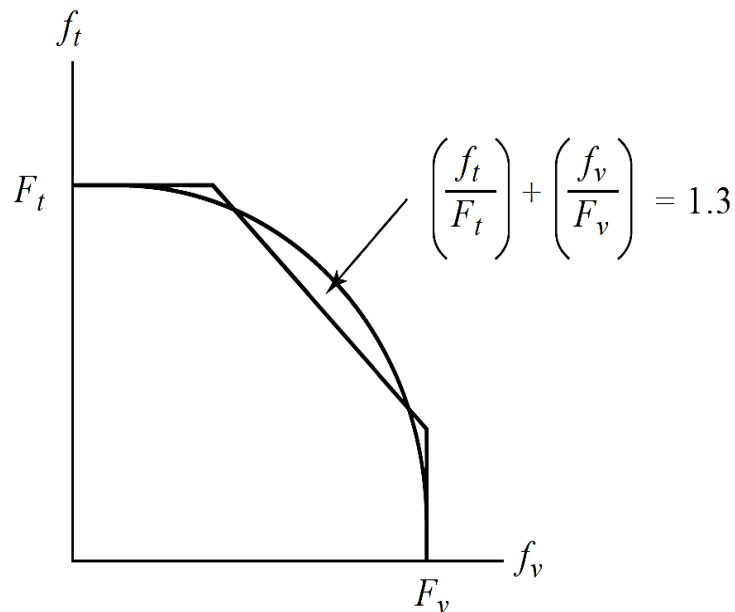


Figura 178: Ecuación de la recta con pendiente para la resistencia a la fuerza combinada de tracción (o tensión) y cortante en pernos

Fuente: (SEGUI, 2013)

Según la especificación para edificios de acero (“Specification For Structural Steel Buildings”) – ANSI/ AISC 360-10 en el capítulo J “Diseño de Conexiones”, en el J3.7, la cual se traduce en nuestra norma E.090 de estructuras metálicas en el capítulo 10 “Diseño de Conexiones”, en el 10.3.7, especifica que la resistencia de diseño en tracción de un perno sometido a una combinación de tracción y corte en una conexión de aplastamiento debe ser determinada con los estados límites de rotura en tracción y corte, y da la resistencia nominal para la combinación de tracción y corte en una conexión tipo aplastamiento  $R_n$  y la resistencia de diseño para la combinación de tracción y corte en una conexión tipo aplastamiento  $\phi R_n$  para *pernos de alta resistencia* (también es válido para *pernos comunes*). Para los estados límites de resistencia de rotura en tracción y en corte en conexiones de aplastamiento para un perno,  $R_n$  está dado por:

$$R_n = F'_t n t A_b$$

Donde:



- $F'nt$  = esfuerzo de tracción o tensión nominal del perno, modificado para incluir los esfuerzo de corte.

$$F'nt = 1.3 Fnt - \frac{Fnt}{\phi Fnv} frv \leq Fnt$$

- $Fnt$  = esfuerzo de tracción o tensión nominal del perno. **Según tabla 40**
- $Fnv$  = esfuerzo de corte nominal del perno. **Según tabla 40**
- $frv$  = esfuerzo requerido de corte.
- $Ab$  = área bruta o total no roscada nominal del perno (es decir el área transversal de la parte no roscada del perno, conocida como *área nominal del perno*).

Para los estados límites de resistencia de rotura en tracción y en corte en conexiones de aplastamiento para un perno,  $\phi Rn$  (diseño por el método LRFD), está dado por:

$$\phi Rn = 0.75 F'nt Ab ; \text{ donde } \phi = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

El esfuerzo de diseño en corte del conector  $\phi Fnv$  debe ser igual o mayor que el esfuerzo requerido por corte  $frv$ . Cuando el esfuerzo requerido tanto en corte o tracción ( $frv$  y  $fnt$  respectivamente), es menor o igual que el 30% del esfuerzo de diseño correspondiente ( $\phi Fnv$  y  $\phi Fnt$  respectivamente), los efectos de tensiones combinadas no necesitan ser investigados.

**Resistencia a la tracción o tensión y cortante combinados de pernos de alta resistencia en conexiones tipo deslizamiento crítico (juntas tipo fricción).** En conexiones tipo deslizamiento crítico sujetas tanto a cortante como a tracción o tensión, la interacción de cortante y tracción o tensión no necesitan investigarse. Sin embargo, el efecto de la fuerza de tensión aplicada es aliviar parte de la fuerza de apriete, reduciendo así la fuerza de fricción disponible. Para tomar en cuenta ello, la

“Especificación AISC” y la norma E.090, reducen la resistencia al deslizamiento crítico mediante la multiplicación por un factor  $k_{sc}$ .

Según la especificación para edificios de acero (“Specification For Structural Steel Buildings”) – ANSI/ AISC 360-10 en el capítulo J “Diseño de Conexiones”, en el J3.9, la cual se traduce en nuestra norma E.090 de estructuras metálicas en el capítulo 10 “Diseño de Conexiones”, en el 10.3.9, especifica que cuando una conexión de deslizamiento crítico está sujeta a una tracción aplicada disminuye la fuerza de ajuste neta, la resistencia disponible en deslizamiento crítico por perno (visto anteriormente en la presente tesis), debe ser multiplicada por el factor  $k_{sc}$ , dado por:

$$k_{sc} = 1 - \frac{T_u}{D_u T_b n_b}$$

Donde:

- $T_u$  = fuerza de tracción o tensión requerida o carga total factorizada a tracción o tensión en la conexión (método LRFD).
- $n_b$  = número de pernos que transmiten la tracción o tensión aplicada (es decir número de pernos en la conexión).
- $D_u = 1.13$ ; multiplicador que refleja la relación entre la pretensión media del perno instalado y la pretensión mínima especificada del perno; el uso de otros valores deber ser aprobados y justificado por el ingeniero estructural.
- $T_b$  = tracción o tensión mínima del perno entregada en la **tabla 39**.

### **Conexiones soldadas**

De acuerdo a VINNAKOTA (2006), SEGUI (2013), MCCORMAC y CSERNAK (2012) y ZAPATA (1991), se da a conocer la siguiente teoría:

**Tipos de juntas o uniones en soldaduras.** En las conexiones soldadas, la *unión* o *junta* es la parte de una superficie, común a los elementos a conectar. Existen cinco tipos básicos de conexiones soldadas, con base en la posición relativa de las placas a unir: *uniones traslapadas*, *uniones a tope*, *uniones en te*, *uniones de esquina* y *uniones de canto o borde*. Ver figura 179

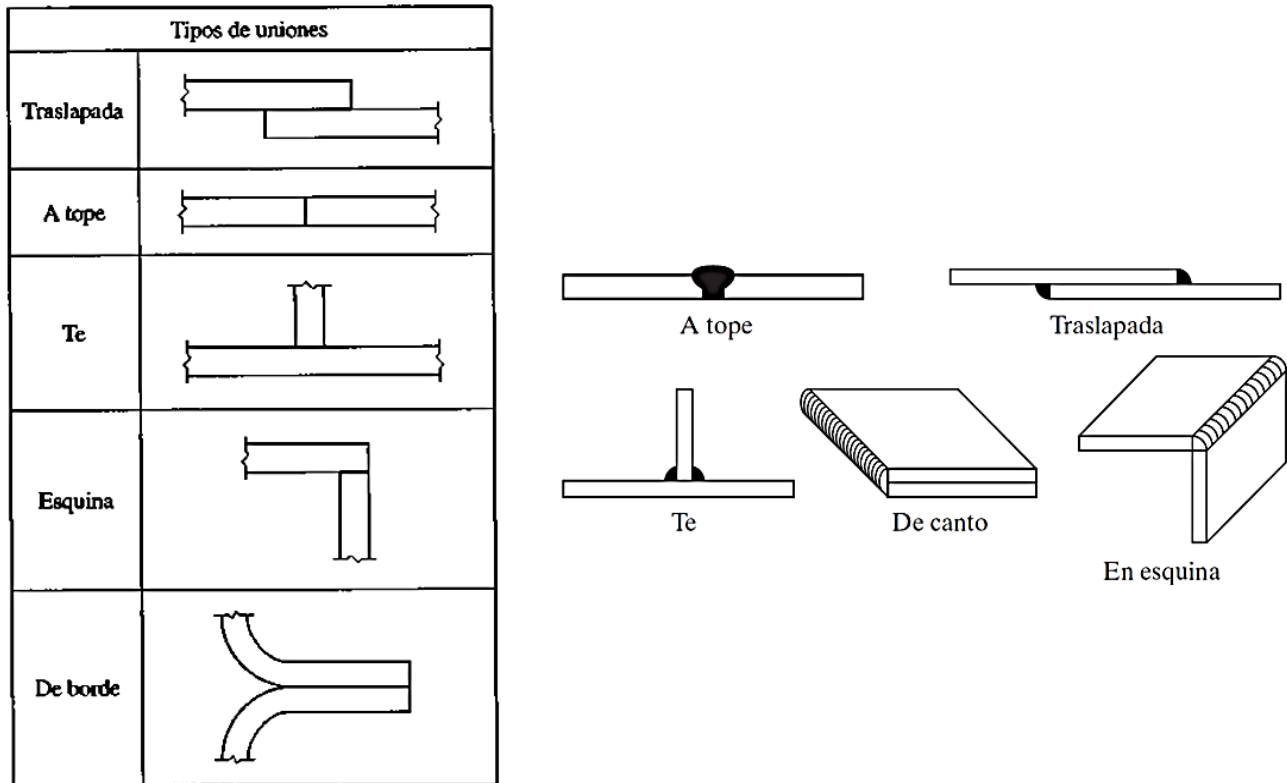


Figura 179: Tipos de juntas en conexiones soldadas

Fuente: Elaboración propia

- *Conexiones traslapadas.* En una *conexión traslapada*, las placas a conectar se traslapan una sobre la otra y se sueldan juntas, además sus bordes no requieren de ninguna preparación especial. En las uniones o juntas traslapadas solo se pueden utilizar las soldaduras de *filete*, *tapón* y *de muesca*.
- *Conexiones a tope.* Las *conexiones a tope* se utilizan para conectar miembros de estructuras que se alinean en el mismo plano y se unen a tope, aquí los

bordes si deben prepararse de forma especial. En las uniones o juntas a tope solo puede utilizarse la *soldadura de ranura*.

- *Conexiones en Te*. Las *conexiones en te* se utilizan para unir el extremo de una placa a la superficie de otra. Se utilizan para fabricar secciones compuestas y conectar miembros como placas soldadas colgantes, ménsulas y atiesadores a miembros principales. Se pueden utilizar *soldaduras de filete* o *de ranura*.
- *Conexiones en esquina*. Las *conexiones en esquina* se utilizan para fabricar secciones de caja rectangular, armadas a partir de placas. Por lo general se utilizan *soldaduras de ranura*.

**Especificaciones geométricas para soldaduras de ranura (o acanalada).** Para *soldaduras de ranura*, la sección J2.1a de la “Especificación del AISC”, que se traduce en el capítulo 10.2.1a de la norma E.090, especifica que el *área efectiva* de las *soldaduras de ranura* debe considerarse como la longitud de la soldadura multiplicada por el espesor de la garganta efectiva. Por lo tanto, el *área efectiva* de una *soldadura de ranura*, está dado por: **Ver figura 180**

$$A_{we} = L w$$

Donde:

- $A_{we}$  = área efectiva de la soldadura de ranura.
- $L$  = longitud efectiva de la soldadura de ranura.
- $w$  = espesor de la garganta efectiva de la soldadura de ranura.

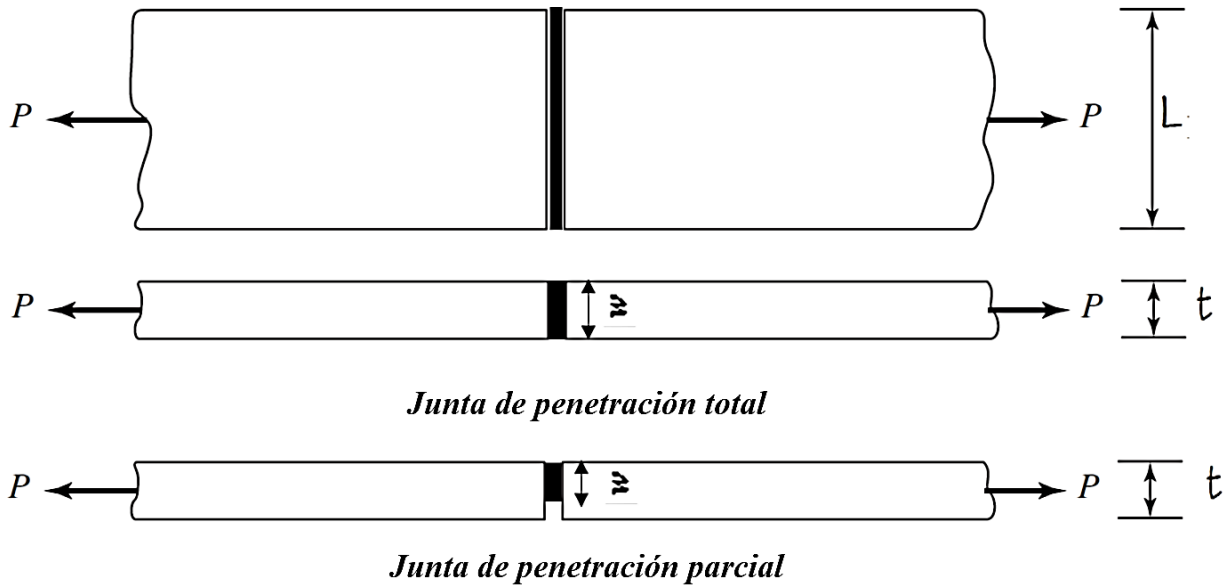


Figura 180: Junta de penetración total (CJP) y junta de penetración parcial (PJP) en soldaduras de ranura

Fuente: Elaboración propia

Se debe tener presente para el espesor de la garganta efectiva  $w$ :

- El espesor de la garganta efectiva de las soldaduras de ranura con *junta de penetración total* (CJP) debe ser el espesor de la parte más delgada a unir.

$$w = t$$

Dónde: “ $w$ ” es el espesor de la garganta efectiva de la soldadura de ranura y “ $t$ ” es el espesor de la parte unida más delgada.

- El espesor de la garganta efectiva de una soldadura de ranura con *junta de penetración parcial* (PJP) debe ser como se muestra en la tabla J2.1 de la especificación del AISC, que se traduce en la norma E.090 en la tabla 10.2.1.

**Ver tabla 44**

Tabla 44: Garganta efectiva de soldadura de ranura con (PJP)

<b>TABLA 10.2.1</b>			
<b>Garganta Efectiva de Soldaduras acanaladas Con Junta de Penetración Parcial</b>			
<b>Proceso de Soldadura</b>	<b>Posición de Soldadura F (plana), H (horizontal), V (vertical), OH (sobre cabeza)</b>	<b>Tipo de acanalado</b>	<b>Garganta Efectiva</b>
Arco metálico protegido (SMAW)	Todos	Junta en J o U 60° V	Profundidad de acanalado
Arco metálico con gas (GMAW) Arco con alambre tubular (FCAW)			
Arco sumergido (SAW)		F	
Arco metálico con gas (GMAW) Arco con alambre tubular (FCAW)	F, H	45° bisel	Profundidad de acanalado
Arco metálico protegido (SMAW)	Todos	45° bisel	Profundidad de acanalado menos 3 mm
Arco metálico con gas (GMAW)	V, OH		
Arco con alambre tubular (FCAW)			

Fuente: (E.090 – Tabla 10.2.1, 2016)

$w = \text{valor de la Tabla 10.2.1}$

La sección J2.1b de la “Especificación del AISC”, que se traduce en el capítulo 10.2.1b de la norma E.090, da limitaciones para el espesor mínimo de la garganta efectiva de una *soldadura de ranura de penetración parcial* la cual no debe ser menor que el tamaño requerido para transmitir las fuerzas calculadas ni menor que el tamaño mostrado en la tabla J2.3 de la especificación del AISC, que se traduce en la norma E.090 en la tabla 10.2.3. **Ver tabla 45** (las unidades de la tabla están en mm).

Tabla 45: Espesor mínimo de garganta efectiva de soldadura de ranura

<b>TABLA 10.2.3</b> <b>Espesor Mínimo de Garganta Efectiva de Soldaduras Acanaladas de Penetración Parcial</b>	
Espesor de material de la parte unida más delgada	Espesor mínimo de la garganta efectiva <sup>[a]</sup>
Hasta 6 inclusive	3
Sobre 6 a 13	5
Sobre 13 a 20	6
Sobre 20 a 40	8
Sobre 40 a 57	10
Sobre 57 a 150	13
Sobre 150	16

<sup>[a]</sup> Ver Tabla 10.2.1

Fuente: (E.090 – Tabla 10.2.3, 2016)

Por lo tanto,  $w_{mín}$  puede expresarse como:

$$w_{mín} \geq \text{tamaño requerido para transmitir fuerzas}$$

ademas debe ser

$$w_{mín} \geq \text{valor de la tabla 10.2.3}$$

**Especificaciones geométricas para soldaduras de filete.** Para soldaduras de filete, la sección J2.2a de la “Especificación del AISC”, que se traduce en el capítulo 10.2.2a de la norma E.090, específica que el *área efectiva* de las *soldaduras de filete* será la *longitud efectiva*  $L$  (es la distancia extremo a extremo de todo el filete, también se denota como  $Lw$ ) multiplicada por la garganta efectiva (visto anteriormente, que es el valor de  $0.707w$ ). La garganta efectiva de una *soldadura de filete* debe ser la menor distancia desde la raíz hasta la cara teórica de la soldadura. Por lo tanto, el *área efectiva* de una *soldadura de filete*, está dado por: **Ver figura 181**

$$A_{we} = 0.707w L \quad \text{ó} \quad A_{we} = t_e L ; \quad \text{donde: } t_e = 0.707w$$

Donde:

- $A_{we}$  = área efectiva de la soldadura de filete.
- $w$  = tamaño de la soldadura o tamaño de pierna.
- $L$  = longitud efectiva de la soldadura de filete, conocido también como  $L_w$ .
- $t_e$  = garganta efectiva o espesor efectivo de la garganta, de la soldadura de filete cuyo valor es  $0.707w$ .

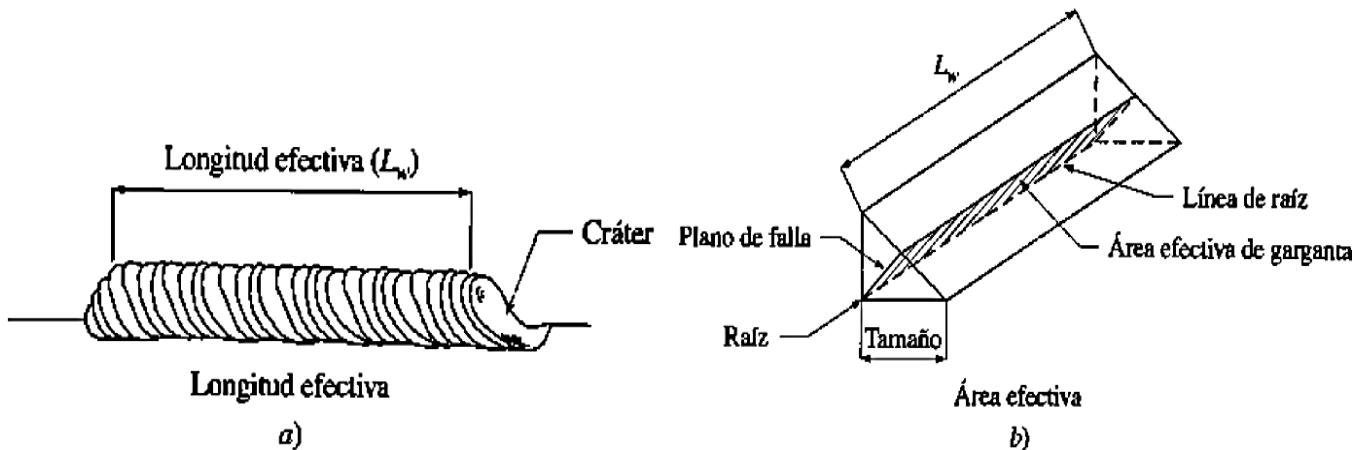


Figura 181: Longitud efectiva y área efectiva de una soldadura de filete

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

La sección J2.1b de la "Especificación del AISC", que se traduce en el capítulo 10.2.1b de la norma E.090, da limitaciones para el *tamaño mínimo*, *tamaño máximo*, *longitud mínima*, *longitud máxima*, etc. de las soldaduras de filete.

- *Tamaño mínimo de las soldaduras de filete ( $w$  mín)*. El valor del  $w$  mín no debe ser menor que el tamaño requerido para transmitir las fuerzas calculadas, ni menor que el tamaño que se muestra en la tabla J2.4 de la especificación del AISC, que se traduce en la norma E.090 en la tabla 10.2.4. **Ver tabla 46** (las unidades de la tabla están en mm).



Tabla 46: Tamaño mínimo de soldadura de filete

<b>TABLA 10.2.4</b>	
<b>Tamaño Mínimo de Soldadura de Filete</b>	
<b>Espesor de parte unida más delgada</b>	<b>Tamaño mínimo de Soldadura de filete<sup>[a]</sup></b>
Hasta 6 inclusive	3
Sobre 6 a 13	5
Sobre 13 a 20	6
Mayor que 20	8

<sup>[a]</sup> Dimensión del lado de la soldadura de filete. Se deben utilizar soldaduras de pasada simple.  
Nota: Ver el numeral 10.2.2.b para el tamaño máximo de soldaduras de filete.

Fuente: (E.090 – Tabla 10.2.4, 2016)

Por lo tanto,  $w$  mín puede expresarse como:

$w \text{ mín} \geq \text{tamaño requerido para transmitir fuerzas}$

*ademas debe ser*

$w \text{ mín} \geq \text{valor de la tabla 10.2.4}$

- **Tamaño máximo de las soldaduras de filete ( $w$  máx).** El valor de  $w$  máx será:

- a) A lo largo de bordes con material de espesor menor a  $\frac{1}{4}$ "  $\approx$  (6 mm), no deberá ser mayor que el espesor del material. Se puede expresar como:

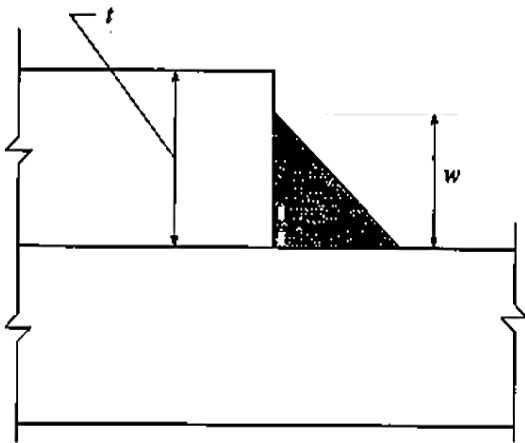
$$t \text{ de borde} < \frac{1}{4} \text{''} \Rightarrow w \text{ máx} = t$$

Dónde: " $t$ " es el espesor del material.

- b) A lo largo de bordes con material de espesor igual o mayor a  $\frac{1}{4}$ " (6 mm), no deberá ser mayor que el espesor del material menos  $\frac{1}{16}$ " (2 mm). Se puede expresar como:

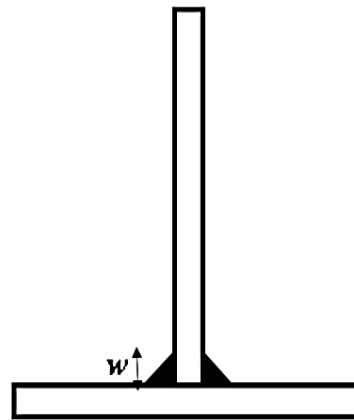
$$t \text{ de borde} \geq \frac{1}{4}'' \Rightarrow w \text{ máx} = t - \frac{1}{16}''$$

A menos que la soldadura tenga indicaciones especiales en los planos para obtener el espesor de toda la garganta. Además, para *soldaduras de filete* con distintos largos de borde (ver **figura 182**), no hay un tamaño máximo especificado  $w \text{ máx}$ . En estos casos, el  $w \text{ máx}$  que se utilizara en el cálculo de la resistencia será limitado por la resistencia a cortante del metal base (es decir, se utilizara el  $w \text{ máx}$  requerido para transmitir las fuerzas calculadas).



$w_{\text{mín}} \Rightarrow$  cumplir lo especificado

$w_{\text{máx}} \Rightarrow$  cumplir lo especificado, el borde esta muy cerca



$w_{\text{mín}} \Rightarrow$  cumplir lo especificado

$w_{\text{máx}} \Rightarrow$  no cumplir lo especificado, el borde esta muy lejos

Figura 182: Tamaño máximo y tamaño mínimo de las soldaduras de filete

Fuente: Elaboración propia

- *Longitud efectiva mínima de las soldaduras de filete ( $L \text{ mín}$ )*. La longitud efectiva mínima  $L \text{ mín}$  de las soldaduras de filete diseñadas sobre la base de resistencia no deberá ser menor a cuatro veces el tamaño nominal  $w$ , en caso contrario, se debe considerar que el tamaño efectivo de la soldadura  $w$  no exceda  $\frac{1}{4}$  de su longitud efectiva  $L$ . Se puede expresar como:

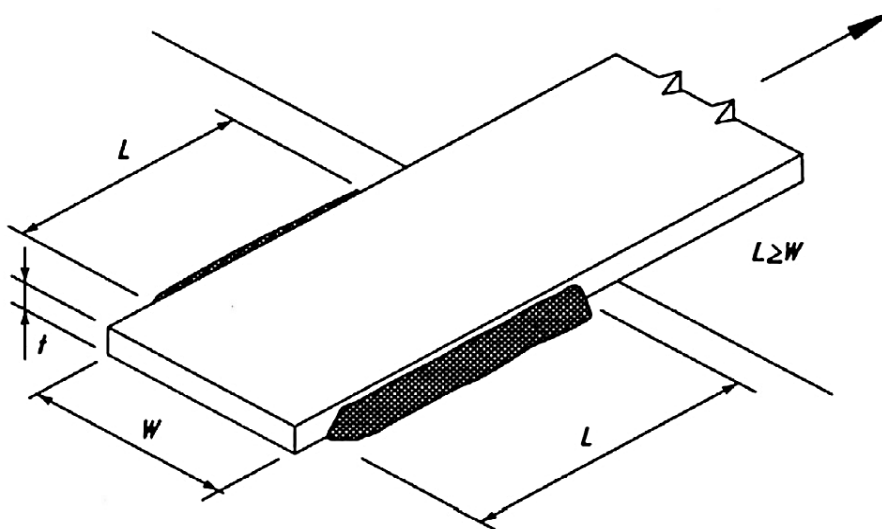
Se debe cumplir:  $L_{\text{mín}} \geq 4w$

$$\text{Si: } L_{\text{mín}} < 4w \Rightarrow w \leq \frac{1}{4}L$$

Dónde: “w” es el tamaño de la soldadura o tamaño de pierna.

Si se emplea sólo *soldadura de filetes longitudinales* en una conexión de extremo de una placa o barra en tracción, la longitud de cada filete longitudinal no deberá ser menor que la distancia perpendicular entre ellos, es decir se debe cumplir que  $L \geq W$ . Esta consideración se da para evitar el fenómeno de *retraso por cortante* (visto anteriormente en la presente tesis). **Ver figura**

**183**



*Figura 183: Longitud efectiva mínima de las soldaduras de filete*

Fuente: (Comentario Esp. AISC, 2010)

Dónde: “W” es la distancia perpendicular entre filetes de soldadura.

- *Longitud efectiva máxima de las soldaduras de filete (L máx).* No se impone un límite para *L máx*, pero para *soldaduras de filete* cargadas en el extremo con una longitud de hasta 100 veces el tamaño de la soldadura *w*, se permite tomar la longitud efectiva igual a la longitud real. Cuando la longitud de la

*soldadura de filete* cargada en el extremo excede 100 veces el tamaño de soldadura  $w$ , la longitud efectiva debe ser determinada multiplicando la longitud real por el factor de reducción,  $\beta$ , determinado como sigue:

$$\beta = 1.2 - 0.002 \frac{l}{w} \leq 1.0$$

Dónde: “ $w$ ” es el tamaño de la soldadura o tamaño de pierna y “ $l$ ” es la longitud real de la soldadura cargada en el extremo.

Cuando la longitud de la soldadura excede de 300 veces el tamaño de la soldadura,  $w$ , la longitud efectiva debe ser  $180w$ .

- *Soldaduras de filete intermitentes*. Una *soldadura de filete intermitente* es aquella en la que, longitudes uniformes relativamente cortas de *soldadura de filete*, se separan a espacios regulares (a diferencia de la *soldadura de filete continua*, la cual es corrida o continua). Se permite que se usen para transferir esfuerzos calculados a través de una junta o superficies en contacto y para unir componentes de elementos armados. La longitud de cualquier segmento de la *soldadura de filete intermitente* no debe ser menor de cuatro veces el tamaño de la soldadura  $w$ , con un mínimo de  $40 \text{ mm} \approx 1\frac{1}{2}''$ . Se puede expresar como: **Ver figura 184**

$$L \text{ soldadura intermitente} \geq 4w$$

$$L \text{ soldadura intermitente} \geq 40 \text{ mm o } 1\frac{1}{2}''$$

Dónde: “ $w$ ” es el tamaño de la soldadura o tamaño de pierna.

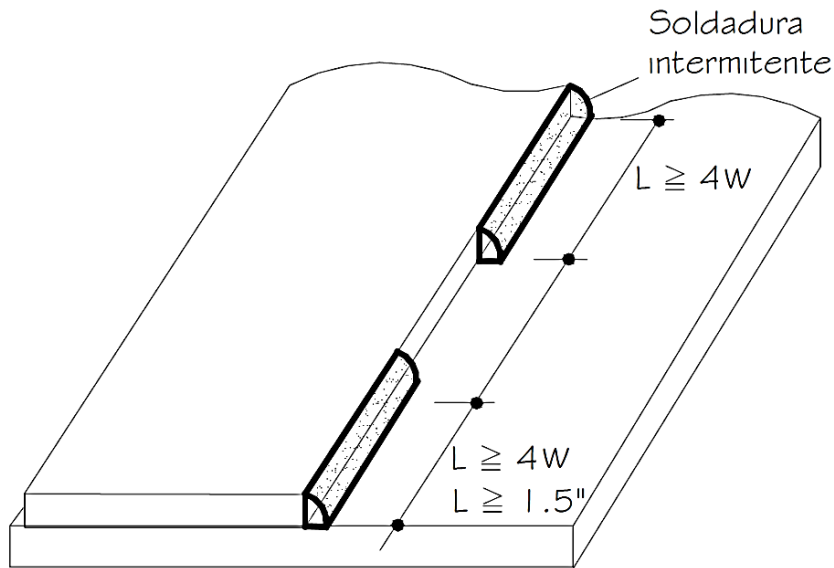


Figura 184: Soldaduras de filete intermitentes

Fuente: (RODRÍGUEZ, 2011)

- *Juntas traslapadas en soldaduras de filete.* En juntas traslapadas, la cantidad mínima de traslape (o *longitud de traslape*) debe ser cinco veces el espesor de la parte unida más delgada, pero no menos de 25 mm  $\approx$  1". Se puede expresar como: **Ver figura 185**

$L \text{ traslape} \geq 5t$

$L \text{ traslape} \geq 25 \text{ mm o } 1"$

Dónde: "t" es el espesor de la parte unida más delgada.

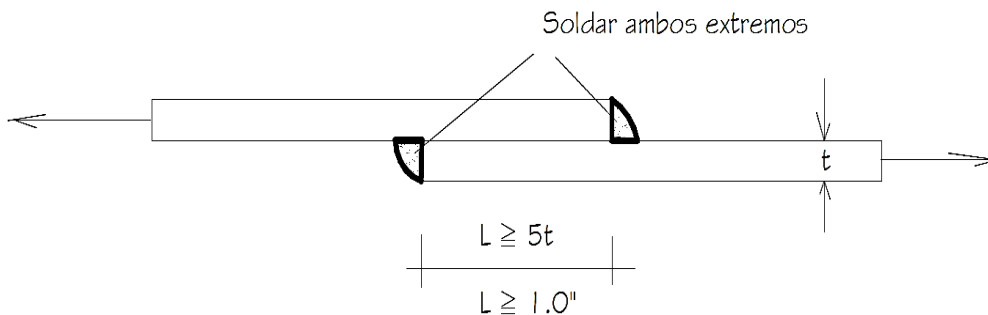


Figura 185: Longitud mínima de traslape en soldaduras de filete

Fuente: (RODRÍGUEZ, 2011)

- *Remates de extremo en soldaduras de filete.* Cuando una *soldadura de filete* se extiende hasta el extremo de un miembro, ella debe prolongarse alrededor de la esquina, (ver **figura 186**). La razón principal de esta prolongación, llamada *remate de extremo* o *marcos* es asegurar que el tamaño de la soldadura se mantenga en toda la longitud de la soldadura. Las especificaciones recientes no requieren *remates de extremo* (pero si permiten su uso durante el proceso de soldadura, excepto por algunas limitaciones dadas en las especificaciones), debido a que investigaciones actuales han demostrado que no son necesarios para desarrollar la capacidad de las conexiones.

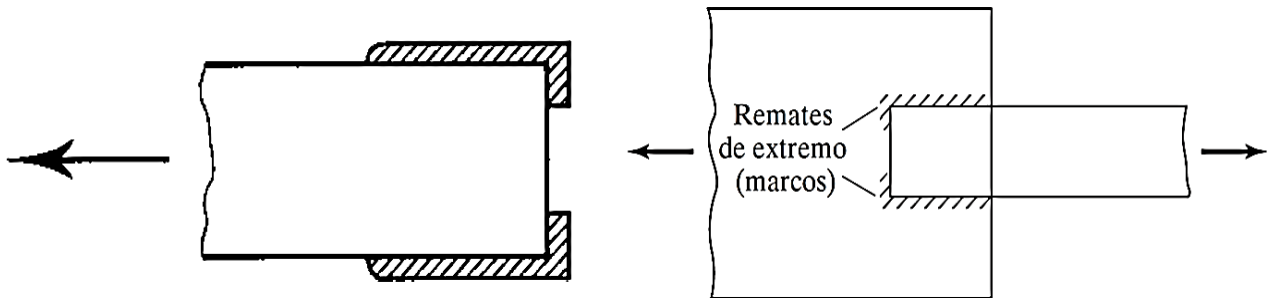


Figura 186: Remates de extremo en soldaduras de filete

Fuente: Elaboración propia

Por último, se deben tener presente las siguientes consideraciones para escoger el tamaño de la soldadura  $w$ , en las *soldaduras de filete*:

- Las soldaduras de filete más utilizadas aumentan de tamaño en  $\frac{1}{16}$ " entre  $\frac{1}{8}$ " a  $\frac{1}{2}$ ", y aumentan de tamaño en  $\frac{1}{8}$ " para tamaños mayores de  $\frac{1}{2}$ ".
- El tamaño de la soldadura práctica más pequeña es aproximadamente  $\frac{1}{8}$ ".
- El tamaño de la soldadura más económica es probablemente alrededor de  $\frac{5}{16}$ ".

- La soldadura de  $\frac{5}{16}$ " es de manera aproximada el tamaño más grande que se puede depositar en una sola pasada con el proceso SMAW, y el de  $\frac{1}{2}$ " con el proceso SAW (los pases múltiples incrementan el costo de la soldadura).
- En la práctica son favorables las soldaduras de tamaño de  $\frac{3}{16}$ ",  $\frac{1}{4}$ " y  $\frac{5}{16}$ ", porque se pueden hacer con una sola pasada del electrodo.

Los tamaños de soldadura  $w$  pequeñas son, en general, más baratas que las grandes. Además, para una capacidad de carga dada, aunque una soldadura pequeña debe hacerse más larga, una soldadura más grande y más corta en longitud requerirá más volumen de metal de soldadura y por lo tanto será más costosa. Reduciendo el volumen de metal de soldadura también se minimizará la acumulación del calor y los esfuerzos residuales.

**Especificaciones geométricas para soldaduras de tapón y de muesca.** Para *soldaduras de tapón y de muesca*, la sección J2.3a de la "Especificación del AISC", que se traduce en el capítulo 10.2.3a de la norma E.090, especifica que el *área efectiva de corte* de las *soldaduras de tapón y de muesca* debe ser considerada como el área nominal de la sección transversal del agujero o muesca en el plano de la superficie de contacto. Por lo tanto, el *área efectiva de corte* de una *soldadura de tapón y de muesca*, está dado por: **Ver figura 187**

$$\text{Soldadura de tapon: } A_{we} = \frac{\pi dpw^2}{4}$$

$$\text{Soldadura de muesca con extremos semicirculares: } A_{we} = (L_{sw} - 0.22d_{sw})d_{sw}$$

Donde:

- $A_{we}$  = área efectiva de corte de una *soldadura de tapón y de muesca*.
- $dpw$  = diámetro de la *soldadura de tapón*.
- $L_{sw}$  = longitud de la *muesca de una soldadura de muesca*.

- $d_{sw}$  = ancho de la muesca de una soldadura de muesca.

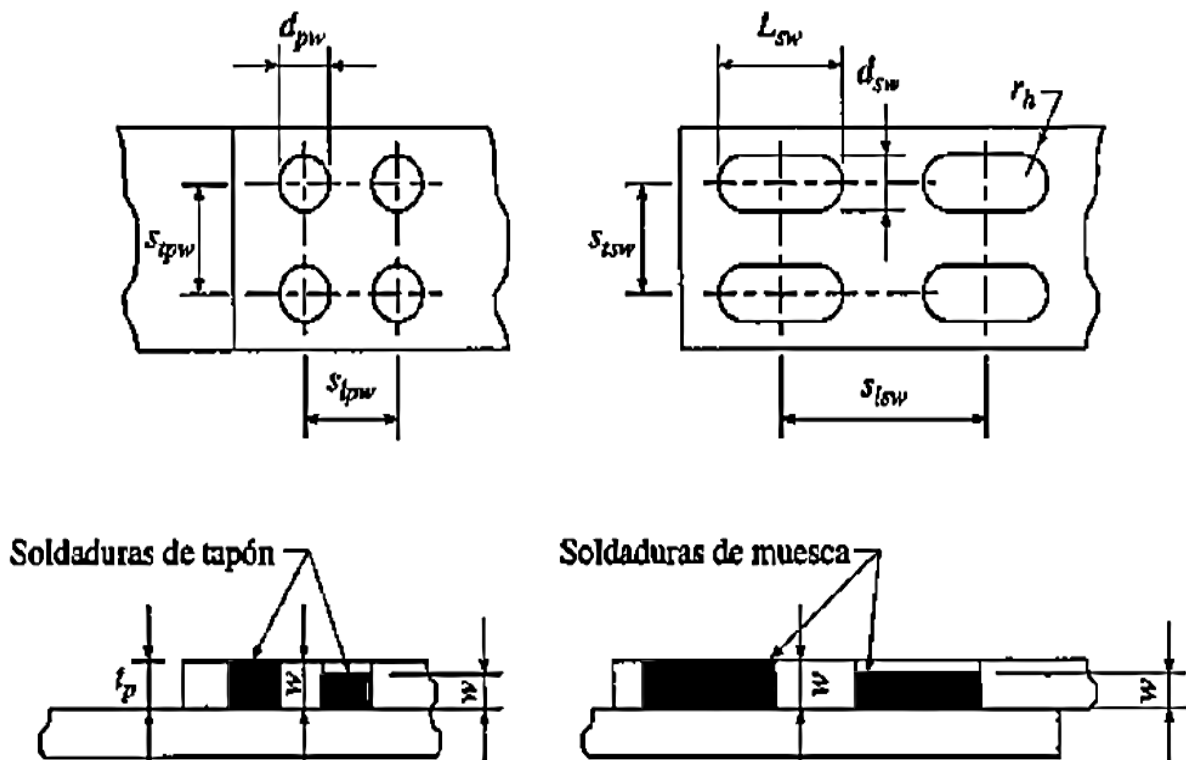


Figura 187: Valores geométricos en soldaduras de tapón y muesca

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

La sección J2.3b de la “Especificación del AISC”, que se traduce en el capítulo 10.2.3b de la norma E.090, da algunas limitaciones para las *soldaduras de tapón y muesca* como:

- *Diámetro de los agujeros de las soldaduras de tapón ( $d_{pw}$ )*. El valor de  $d_{pw}$  no debe ser menor que el espesor de la parte que lo contiene más  $8\text{ mm} \approx \frac{5}{16}$ " redondeado al siguiente  $\frac{1}{16}$ " valor impar (o redondeado al siguiente valor en milímetros mm, ya que los taladros estructurales se hacen con estos diámetros), ni mayor que el diámetro mínimo más  $3\text{ mm} \approx \frac{1}{8}$ " o  $2\frac{1}{4}$  veces el espesor de la soldadura. Se puede expresar como:



$$dpw \geq tp + 8 \text{ mm o } \frac{5}{16} \Rightarrow \text{redondeado al siguiente } \frac{1}{16} \text{'' impar}$$

$$dpw \leq 2\frac{1}{4}w \approx 2.25w$$

Dónde: “ $dpw$ ” es el diámetro de los agujeros de la soldadura de tapón, “ $tp$ ” es el espesor de la parte que contiene el agujero de la soldadura de tapón y “ $w$ ” es el espesor de la soldadura de tapón.

- *Espaciamiento mínimo centro a centro de soldaduras de tapón ( $stp_w$  y  $slp_w$ ).*

Los valores mínimos de  $stp_w$  (espaciamiento transversal) y  $slp_w$  (espaciamiento longitudinal), deben ser igual a cuatro veces el diámetro del agujero  $dpw$ . Se pueden expresar como:

$$stp_w \geq 4dpw$$

$$slp_w \geq 4dpw$$

Dónde: “ $stp_w$ ” es el espaciamento transversal de las soldaduras de tapón y “ $slp_w$ ” es el espaciamento longitudinal de las soldaduras de tapón.

- *Longitud y ancho de la soldadura de muesca ( $Lsw$  y  $dsw$ ).* El valor  $Lsw$  no debe exceder de 10 veces el espesor de la soldadura. El valor de  $dsw$  no debe ser menor que el espesor de la parte que lo contiene más  $8 \text{ mm} \approx \frac{5}{16} \text{''}$  redondeado al siguiente  $\frac{1}{16} \text{''}$  valor impar (o redondeado al siguiente valor en milímetros mm), y no debe ser mayor que  $2\frac{1}{4}$  veces el espesor de la soldadura. Los extremos de la muescas deben ser semicirculares o deben tener esquinas redondeadas con un radio  $rh$  no menor que el espesor de la parte que lo contiene. Se pueden expresar como:

$$L_{sw} \leq 10w$$

$$d_{sw} \geq t_p + 8 \text{ mm o } \frac{5}{16} \Rightarrow \text{redondeado al siguiente } \frac{1}{16} \text{ " impar}$$

$$d_{sw} \leq 2\frac{1}{4}w \approx 2.25w$$

$$r_h \geq t_p$$

Dónde: “ $L_{sw}$ ” es la longitud de la soldadura de muesca, “ $d_{sw}$ ” es el ancho de la soldadura de muesca, “ $t_p$ ” es el espesor de la parte que contiene el agujero de la soldadura de muesca, “ $w$ ” es el espesor de la soldadura de muesca y “ $r_h$ ” es el radio del agujero de la parte semicircular de la soldadura de muesca.

- *Espaciamiento mínimo centro a centro de soldaduras de muesca ( $st_{sw}$  y  $sl_{sw}$ ).* El valor mínimo de  $st_{sw}$  (espaciamiento transversal) debe ser cuatro veces el ancho de la muesca  $d_{sw}$  y el valor mínimo de  $sl_{sw}$  (espaciamiento longitudinal) debe ser dos veces la longitud de la muesca  $L_{sw}$ . Se pueden expresar como:

$$st_{sw} \geq 4d_{sw}$$

$$sl_{sw} \geq 2L_{sw}$$

Dónde: “ $st_{sw}$ ” es el espaciamento transversal de las soldaduras de muesca y “ $sl_{sw}$ ” es el espaciamento longitudinal de las soldaduras de muesca.

- *Espesor de las soldaduras de tapón y de muesca ( $w$ ).* El valor de  $w$  en un material de espesor de  $16 \text{ mm} \approx \frac{5}{8} \text{ "}$  o menos, debe ser igual al espesor del material. En materiales con espesores mayores a  $16 \text{ mm} \approx \frac{5}{8} \text{ "}$ , el espesor de la soldadura debe ser por lo menos la mitad del espesor del material pero no menor que  $16 \text{ mm} \approx \frac{5}{8} \text{ "}$ . Se puede expresar como:

$$\text{Si: } tp \leq 16 \text{ mm o } \frac{5}{8} \Rightarrow w = tp$$

$$\text{Si: } tp > 16 \text{ mm o } \frac{5}{8} \Rightarrow w \geq \frac{tp}{2} \text{ y } w \geq 16 \text{ mm o } \frac{5}{8}$$

Dónde: “ $tp$ ” es el espesor de la parte que contiene el agujero de la soldadura de muesca, “ $w$ ” es el espesor de la soldadura de muesca.

**Resistencia de las soldaduras.** Para poder analizar la resistencia de las soldaduras, se debe tener presente en qué dirección estarán cargadas las soldaduras. Por ejemplo, las *soldaduras de filete* con base al ángulo que se forma entre el eje de la soldadura y la línea de la fuerza aplicada pueden clasificarse como: *soldaduras longitudinales*, *soldaduras transversales* o *soldaduras inclinadas*. **Ver figura 188**

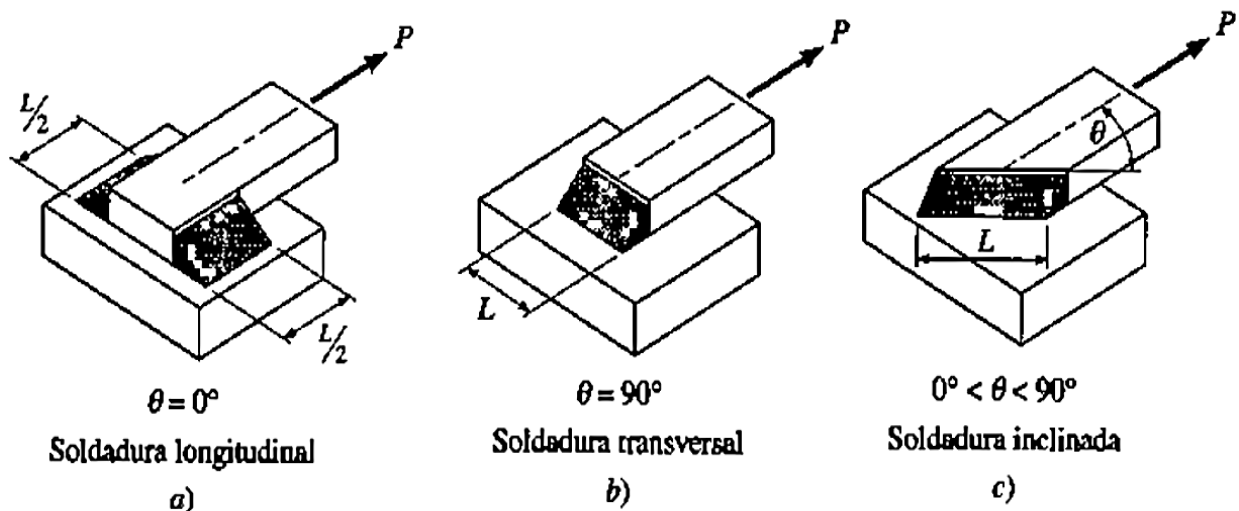


Figura 188: Tipos de soldaduras de filete en función a la dirección de la carga

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

Según la **figura 188**, las *soldaduras longitudinales* o *paralelas* tienen fuerzas aplicadas de forma paralela a su eje, las *soldaduras transversales* tienen fuerzas aplicadas de manera transversal o en ángulos rectos a sus ejes, y las otras soldaduras que no son los dos ya mencionadas se les llama *soldaduras inclinadas* u *oblicuas*. En el caso de las *soldaduras de filete longitudinales*, la garganta se ve

sujeta sólo a esfuerzos cortantes, y en caso de las *soldaduras de filete transversales*, la garganta se ve sujeta a esfuerzos tanto cortantes como de tensión (o de compresión). Algunas pruebas han demostrado que una *soldadura de filete transversal* es mucho más fuerte que una *soldadura de filete longitudinal* del mismo tamaño.

Según la especificación para edificios de acero (“Specification For Structural Steel Buildings”) – ANSI/ AISC 360-10 en el capítulo J “Diseño de Conexiones”, en el J2.4, la cual se traduce en nuestra norma E.090 de estructuras metálicas en el capítulo 10 “Diseño de Conexiones”, en el 10.2.4, da la resistencia nominal  $R_n$  y la resistencia de diseño  $\phi R_n$  para juntas soldadas. El valor de  $\phi R_n$  debe ser el menor valor entre la resistencia del material base determinada de acuerdo con los estados límites de resistencia de rotura en tracción, rotura en corte y la resistencia del metal de la soldadura determinada de acuerdo con el estado límite de resistencia de rotura. Estas resistencias nominales,  $R_n$ , se determinan como sigue:

- Para el metal base:

$$R_n = F_{nBM} A_{BM}$$

- Para el metal del electrodo:

$$R_n = F_{nw} A_{we}$$

Donde:

- $F_{nBM}$  = esfuerzo nominal del metal base.
- $A_{BM}$  = área de la sección transversal del metal base.
- $F_{nw}$  = esfuerzo nominal del metal del electrodo.
- $A_{we}$  = área efectiva de la soldadura.

Los valores y las limitaciones de  $\phi$ ,  $F_{nBM}$ ,  $ABM$ ,  $F_{nw}$  y  $A_{we}$  para los cuatro tipos de soldaduras vistos: *soldadura de ranura (o acanaladas)*, *soldadura de filete*, *soldadura de tapón* y *de muesca*, además el tipo de carga y dirección relativa al eje de cada tipo de soldadura, se muestran en la tabla J2.5 de la especificación del AISC, que se traduce en la norma E.090 en la tabla 10.2.5. **Ver tabla 47**

*Tabla 47: Resistencia de diseño de juntas soldadas*

<b>TABLA 10.2.5</b>					
<b>Resistencia de Diseño de Juntas Soldadas</b>					
Tipo de Carga y Dirección Relativa al Eje de Soldadura	Metal Pertinente	$\phi$	Esfuerzo Nominal ( $F_{nBM}$ o $F_{nw}$ )	Área Efectiva ( $ABM$ o $A_{we}$ )	Nivel de Resistencia Requerida del Metal de Aporte <sup>[a]</sup> <sup>[b]</sup>
<b>Soldaduras acanaladas de penetración total</b>					
<b>Tracción</b> Normal al eje soldadura	La resistencia de la junta es controlada por el metal base				Se debe usar metal de aporte compatible con el metal base. Para juntas T y de esquina sin remoción de soporte, se requiere de metal de aporte con tenacidad especificada. Ver el numeral 10.2.6
<b>Compresión</b> Normal al eje de soldadura	La resistencia de la junta es controlada por el metal base				Se permite metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que la del metal base.
<b>Tracción o Compresión</b> Paralelo al eje de soldadura	La tracción o compresión en partes unidas paralelas a una soldadura no necesitan ser consideradas en el diseño de esa soldadura				Se permite metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que la del metal base.
<b>Corte</b>	La resistencia de la junta es controlada por el metal base				Se debe usar metal de aporte compatible con el metal base. <sup>[c]</sup>



Soldaduras acanaladas de penetración parcial incluyendo soldaduras abocinadas, acanaladas en V y biseladas					
Tracción Normal al eje de la soldadura	Base	$\phi = 0,75$	$F_u$	Ver el numeral 10.4	
	Soldadura	$\phi = 0,80$	$0,60 F_{EXX}$	Ver el numeral 10.2.1a	
Compresión Columna a plancha de base y empalmes de columna diseñados según el numeral 10.1.4(1)	El esfuerzo de compresión no necesita ser considerado en el diseño de las soldaduras que unen las partes.				
Compresión Conexiones de los elementos diseñados por aplastamiento distintos a las columnas que se describen en el numeral 10.1.4(2)	Base	$\phi = 0,90$	$F_y$	Ver el numeral 10.4	
	Soldadura	$\phi = 0,80$	$0,60 F_{EXX}$	Ver el numeral 10.2.1a	
Compresión Conexiones no acabadas para aplastamiento	Base	$\phi = 0,90$	$F_y$	Ver el numeral 10.4	
	Soldadura	$\phi = 0,80$	$0,90 F_{EXX}$	Ver el numeral 10.2.1a	
Tracción o compresión Paralelo al eje de soldadura	La tracción o compresión en partes unidas paralelas a una soldadura no necesita ser considerada en el diseño de esa soldadura.				
Corte	Base	Gobernado por 10.4			
	Soldadura	$\phi = 0,75$	$0,60 F_{EXX}$	Ver el numeral 10.2.1a	

Se permite metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que la del metal de aporte compatible permitido.

TABLA 10.2.5 (continuación) Resistencia Disponible de Juntas Soldadas					
Tipo de Carga y Dirección Relativa al Eje de Soldadura	Metal Pertinente	$\phi$	Esfuerzo Nominal ( $F_{nBM}$ o $F_{mV}$ )	Área Efectiva ( $A_{BM}$ o $A_{mV}$ )	Nivel de Resistencia Requerida del Metal de Aporte <sup>[a]</sup> <sup>[b]</sup>
Soldaduras de filete incluyendo los filetes en agujeros y ranuras y juntas T sesgadas					
Corte	Base	Gobernado por 10.4			
	Soldadura	$\phi = 0,75$	$0,60 F_{EXX}$ <sup>[d]</sup>	Ver el numeral 10.2.2a	Se permite metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que la del metal de aporte compatible permitido.
Tracción o compresión Paralelo al eje de soldadura	La tracción o compresión en partes unidas paralelas a una soldadura no necesitan ser consideradas en el diseño de esa soldadura.				
Soldaduras de tapón y ranura					
Corte Paralelo a la superficie de contacto en la superficie del área de contacto	Base	Gobernado por 10.4			
	Soldadura	$\phi = 0,75$	$0,60 F_{EXX}$	Ver el numeral 10.2.3a	Se permite metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que la del metal de aporte compatible permitido.
<sup>[a]</sup> Para metal de soldadura compatible con metal base ver el numeral 3.3 de AWS D1.1/D1.1M <sup>[b]</sup> Se permite un metal de aporte con una resistencia un nivel mayor que el compatible con el metal base. <sup>[c]</sup> Metales de aporte con un nivel de resistencia menor que el compatible con metal base pueden usarse para soldaduras acanaladas entre las almas y alas de secciones armadas transfiriendo las cargas de corte, o en aplicaciones donde un alto grado de restricción es una preocupación. En estas aplicaciones la junta soldada debe detallarse y la soldadura debe diseñarse usando el espesor del material como la garganta efectiva, con $\phi = 0,80$ y la resistencia nominal igual a $0,60 F_{EXX}$ . <sup>[d]</sup> Alternativamente, se permiten las disposiciones del numeral 10.2.4(a) cuando se considera la compatibilidad de deformaciones en los distintos elementos de soldadura. Los numerales 10.2.4 (b) y (c) son aplicaciones especiales del numeral 10.2.4(a) que proveen la compatibilidad de deformación.					

Fuente: (E.090 – Tabla 10.2.5, 2016)

Para poder analizar la **tabla 47**, se tomara como análisis las *soldaduras de filete* las cuales son las más usadas en conexiones soldadas. Las *soldaduras de filete* se suponen que fallan en cortante, por lo tanto el esfuerzo cortante crítico  $f_v$ , está dado por la siguiente expresión:

$$f_v = \frac{P}{A_{we}} = \frac{P}{0.707 \times w \times L} = \frac{P}{t_e L}$$

Donde:

- $f_v$  = esfuerzo cortante crítico de la soldadura de filete.
- $P$  = carga o fuerza aplicada.
- $A_{we}$  = área efectiva de la soldadura de filete.
- $w$  = tamaño de la soldadura o tamaño de pierna.
- $L$  = longitud efectiva de la soldadura de filete, conocido también como  $L_w$ .
- $t_e$  = garganta efectiva o espesor efectivo de la garganta, de la soldadura de filete cuyo valor es  $0.707w$ .

Si se emplea el esfuerzo cortante último de la soldadura  $F_{nw}$ , la capacidad o resistencia nominal de carga a cortante para una *soldadura de filete*,  $R_n$ , puede escribirse como:

$$R_n = A_{we} F_{nw} = 0.707w L F_{nw}$$

Donde:

- $F_{nw}$  = esfuerzo cortante último para una soldadura de filete, el cual para una soldadura de filete es 0.60 veces la resistencia o el esfuerzo de tensión último del metal de soldadura (es decir del material del *electrodo* de soldadura), denotado por  $F_{EXX}$  (visto anteriormente en la presente tesis).

$$F_{nw} = 0.60 F_{EXX}$$

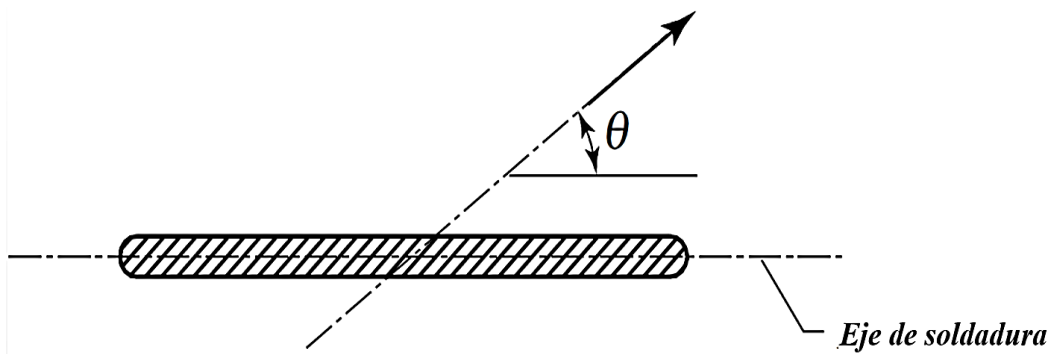
La sección J2.4a de la “Especificación del AISC”, que se traduce en el capítulo 10.2.4a de la norma E.090, presenta alternativamente la resistencia nominal a cortante,  $R_n$ , para una *soldadura de filete* tomando en cuenta la dirección de la carga, además debe estar cargada a través del centro de gravedad.

$$R_n = A_w e F_{nw} = 0.707 w L F_{nw}$$

Donde:

$$F_{nw} = 0.60 F_{EXX} (1.0 + 0.50 \text{sen}^{1.5} \theta)$$

- $\theta$  = ángulo de carga medido en grados, entre la dirección de la carga y el eje longitudinal de la soldadura. **Ver figura 189**



*Figura 189: Ángulo de carga “θ” entre la dirección de carga y el eje longitudinal de la soldadura*

Fuente: (SEGUI, 2013)

La **tabla 48**, muestra el valor de  $F_{nw}$  para varios valores de  $\theta$ . Si el eje de soldadura es paralelo a la carga (es decir para un  $\theta = 0^\circ$ ) es correcto el valor básico dado por  $F_{nw} = 0.60 F_{EXX}$ , pero cuando el eje de soldadura es perpendicular a la carga (es decir para un  $\theta = 90^\circ$ ) el valor de  $F_{nw}$  es 50% mayor.



Tabla 48: Valores de  $F_{nw}$  para diferentes ángulos de carga " $\theta$ "

Dirección de Carga ( $\theta$ )	$F_{nw} = 0.60F_{EXX} (1.0 + 0.50 \sin^{1.5}\theta)$
0°	$0.60F_{EXX} (1.0)$
15°	$0.60F_{EXX} (1.066)$
30°	$0.60F_{EXX} (1.177)$
45°	$0.60F_{EXX} (1.297)$
60°	$0.60F_{EXX} (1.403)$
75°	$0.60F_{EXX} (1.475)$
90°	$0.60F_{EXX} (1.5)$

Fuente: (SEGUI, 2013)

La sección J2.4c de la "Especificación del AISC", que se traduce en el capítulo 10.2.4c de la norma E.090, especifica que para *soldaduras de filete en conexiones simples o concéntricas* (se da cuando la línea de acción de la fuerza en el miembro pasa por el centro de gravedad de la conexión), con soldaduras que están orientados tanto longitudinal como transversalmente a la dirección de la carga aplicada, la resistencia combinada a cortante,  $R_n$ , del grupo de *soldaduras de filete* debe ser determinado como el mayor valor entre:

$$R_n = R_{nwl} + R_{nwt}$$

o

$$R_n = 0.85 R_{nwl} + 1.5 R_{nwt}$$

Donde:

- $R_{nwl}$  = resistencia nominal total de las soldaduras de filete cargadas longitudinalmente, determinadas según la **tabla 47** (utilizando el valor de  $F_{nw} = 0.60 F_{EXX}$ ).

- $R_{nwt}$  = resistencia nominal total de las soldaduras de filete cargadas transversalmente, determinadas según la **tabla 47** (utilizando el valor de  $F_{nw} = 0.60 F_{EXX}$ ).

La resistencia de diseño a cortante para una *soldadura de filete*,  $\phi R_n$  (diseño por el método LRFD), está dado por:

$$\phi R_n = 0.75 R_n ; \text{ donde } \phi = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

Un requisito adicional para las *soldaduras de filete* es que el cortante en el metal base no puede exceder la resistencia a cortante del metal base. Eso significa que no podemos usar una resistencia a cortante de una *soldadura de filete* mayor que la resistencia a cortante del metal base, entonces la resistencia a cortante del metal base es un límite superior en la resistencia a cortante de una *soldadura de filete*. **Ver**

**figura 190**

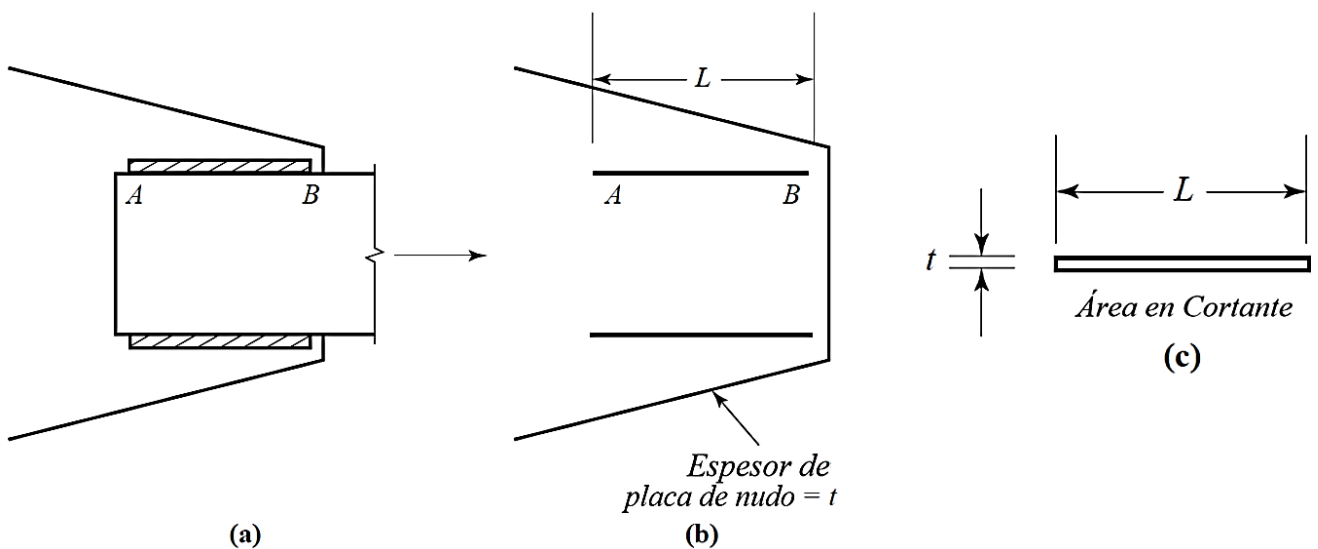


Figura 190: Área en cortante del metal base o de las partes conectadas

Fuente: (SEGUI, 2013)

En la **figura 190**, se puede apreciar que tanto la *placa de nudo o cartela* y el miembro a tensión están sujetas a corte (como se vio en *ruptura por bloque de cortante* de la

presente tesis), pero examinaremos el cortante en la *placa de nudo o cartela* adyacente a la *soldadura de filete AB*. El cortante ocurrirá a lo largo de la línea *AB* y un área de  $t \times L$  estará sujeta a cortante. Por lo tanto, la resistencia a cortante de la *soldadura de filete AB* no puede exceder la resistencia a cortante del metal base correspondiente a un área de  $t \times L$ .

La resistencia de los componentes en conexiones, incluidos elementos de conexiones tales como *placas de nudo o cartelas y elementos de los miembros*, se dan en la sección J4 de la “Especificación del AISC”, que se traduce en el capítulo 10.4 de la norma E.090. Para las *soldaduras de filete*, la resistencia nominal  $R_n$  y la resistencia de diseño  $\phi R_n$  a cortante del metal base están cubiertas en la sección J4.2 de la “Especificación del AISC”, que se traduce en el capítulo 10.4.2 de la norma E.090. El valor de  $\phi R_n$  debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia en corte y ruptura en corte. Estas resistencias nominales,  $R_n$ , se determinan como sigue:

- a) Para el estado límite de fluencia en corte del elemento:

$$R_n = 0.6 F_y A_{gv}$$

Donde:

- $0.6 F_y$  = esfuerzo cortante de fluencia, es igual y también puede expresarse como  $F_n B M$  = esfuerzo nominal del metal base.
- $A_{gv}$  = área bruta o total sujeta a corte, que es igual al producto de la longitud total de la *soldadura de filete* “ $L$ ” por el espesor del metal base “ $t$ ” (es decir de las partes conectadas, si las partes conectadas son del mismo tipo de acero el espesor que controlara será el menor). También puede expresarse como  $A_{BM}$  = área de la sección transversal del metal base.

- $F_y$  = esfuerzo de fluencia mínimo especificado del tipo de acero utilizado.

b) Para el estado límite de ruptura en corte del elemento:

$$R_n = 0.6 F_u A_{nv}$$

Donde:

- $0.6 F_u$  = esfuerzo cortante último, es igual y también puede expresarse como  $F_n B M$  = esfuerzo nominal del metal base.
- $A_{nv}$  = área neta sujeta a corte, que es igual al producto de la longitud total de la *soldadura de filete "L"* por el espesor del metal base " $t$ " (es decir de las partes conectadas, si las partes conectadas son del mismo tipo de acero el espesor que controlara será el menor). También puede expresarse como  $A B M$  = área de la sección transversal del metal base.
- $F_u$  = resistencia a la tracción mínima o esfuerzo último de tensión mínimo especificado del tipo de acero utilizado.

La resistencia de diseño a cortante para el metal base,  $\phi R_n$  (diseño por el método LRFD), está dado por:

a) Para el estado límite de fluencia en corte del elemento:

$$\phi R_n = 1.00 R_n ; \text{ donde } \phi = 1.00 \text{ (LRFD)}$$

b) Para el estado límite de ruptura en corte del elemento:

$$\phi R_n = 0.75 R_n ; \text{ donde } \phi = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

En conclusión, para *soldaduras de filete* el menor de estas dos resistencias de diseño gobernara el diseño de la conexión soldada:

1. Resistencia a cortante de la soldadura de filete o del material del electrodo:

$$\phi R_n = \phi A_w e F_{nw} = 0.75(0.707w L F_{nw})$$

2. Resistencia a cortante del metal base o partes conectadas:

$$\phi R_n = \min[1.00(0.6 F_y A_{gv}), 0.75(0.6 F_u A_{nv})]$$

Con frecuencia es más conveniente trabajar con la resistencia por *unidad de longitud de soldadura*, en tal caso  $L = 1$  y las resistencias de diseño de la *soldadura de filete* llegarían a expresarse así (de igual manera la menor de ambas gobernara el diseño de la conexión soldada):

1. Resistencia a cortante de la soldadura de filete o del material del electrodo:

$$\phi R_n = \phi A_w e F_{nw} = 0.75(0.707w F_{nw}) ; \text{para unidad de longitud}$$

2. Resistencia a cortante del metal base o partes conectadas:

$$\phi R_n = \min[1.00(0.6 F_y t), 0.75(0.6 F_u t)] ; \text{para unidad de longitud}$$

### **Conexiones concéntricas y excéntricas en conexiones empernadas y soldadas**

De acuerdo a VINNAKOTA (2006), SEGUI (2013), MCCORMAC y CSERNAK (2012) y ZAPATA (1991), se da a conocer la siguiente teoría:

Al considerar el comportamiento de los diferentes tipos de conexiones, en primera instancia es conveniente clasificarlas de acuerdo con el tipo de carga que soportaran los sujetadores (pernos) y las soldaduras. **Ver figura 191**

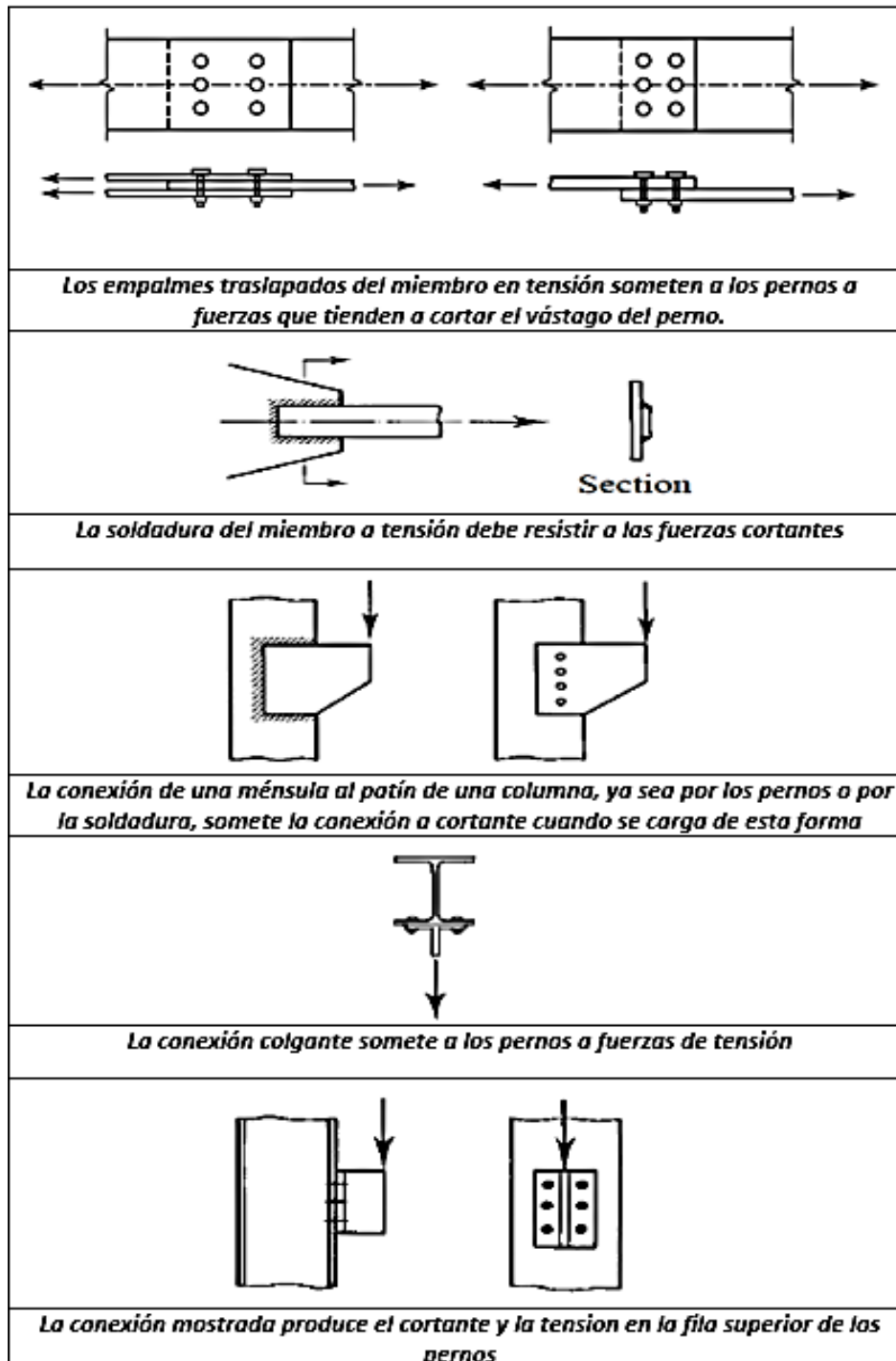


Figura 191: Distintos tipos de carga que soportan los pernos y las soldaduras en las conexiones

Fuente: (SEGUI, 2013)

La resistencia de un sujetador (perno) depende de si está sometido a cortante, a tensión o a ambos. En cambio las soldaduras son débiles en cortante, por lo que es

común que se suponga que fallan en cortante independientemente de la dirección de la carga.

Una vez que es determinada la fuerza por sujetador o la fuerza por unidad de longitud de soldadura, resulta simple evaluar lo adecuado de la conexión. Esta determinación es la base para las dos clasificaciones principales de las *conexiones empernadas* y *soldadas* en una segunda instancia. Estas dos clasificaciones principales son:

- *Conexiones concéntricas o simples*. La línea de acción de la fuerza resultante a ser resistida, pasa por el centro de gravedad de la conexión. **Ver figura 192**

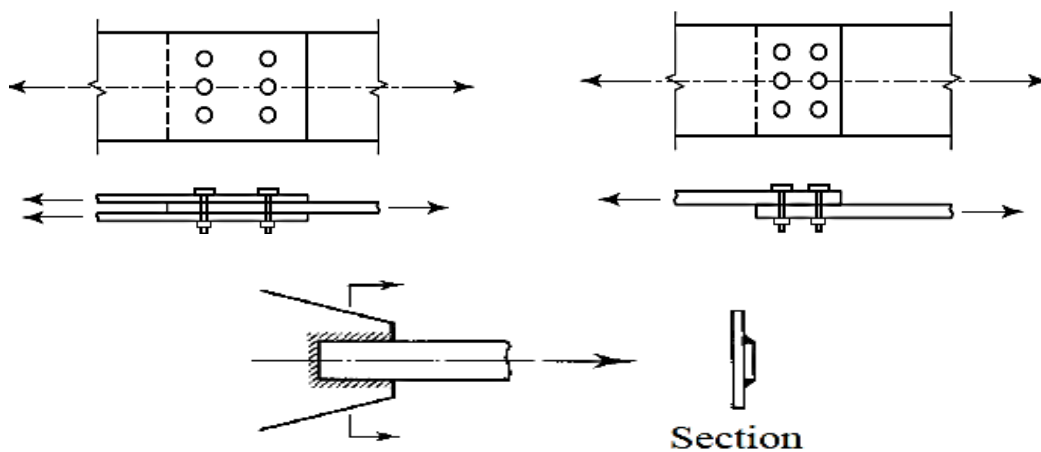


Figura 192: Conexiones concéntricas o simples

Fuente: (SEGUI, 2013)

- *Conexiones excéntricas*. La línea de acción de la carga no pasa por el centro de gravedad de la conexión. **Ver figura 193**

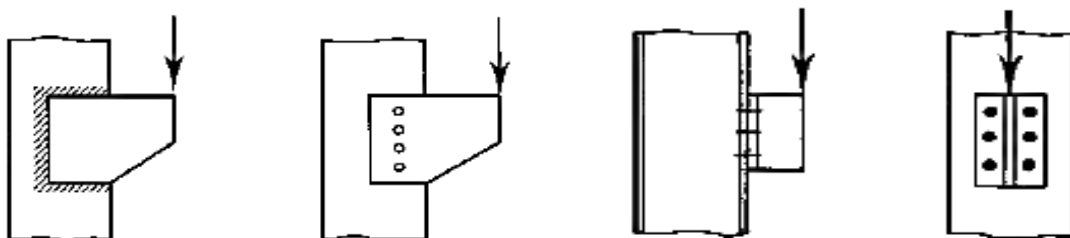


Figura 193: Conexiones excéntricas

Fuente: (SEGUI, 2013)

**Casos de cargas en juntas o conexiones.** Para analizar y evaluar las *conexiones concéntricas (o simples) y excéntricas*. Considérese un grupo de  $N$  pernos y sea  $A_{bi}$  el área de la sección transversal y  $(x_i', y_i')$  las coordenadas  $x, y$  del *iésimo* perno con respecto a un sistema arbitrario de coordenadas ortogonales  $x', y'$ . El área del grupo de pernos se considera como una sección transversal. Por lo tanto, las coordenadas  $\bar{x}', \bar{y}'$  del centro de gravedad  $G$  del grupo de pernos se determinan por el método de momentos usado para localizar el centro de gravedad en secciones compuestas, y pueden expresarse de la siguiente manera: **Ver figura 194**

$$\bar{x}' = \frac{\sum A_{bi} \cdot x_i'}{\sum A_{bi}} ; \bar{y}' = \frac{\sum A_{bi} \cdot y_i'}{\sum A_{bi}}$$

Se supondrá que todos los pernos del grupo tienen el mismo tamaño y están hechos del mismo material, situación que es común en la mayoría de edificios y puentes de acero estructural, por razones de economía. Por lo tanto, la expresión se simplifica:

$$\bar{x}' = \frac{\sum x_i'}{N} ; \bar{y}' = \frac{\sum y_i'}{N}$$

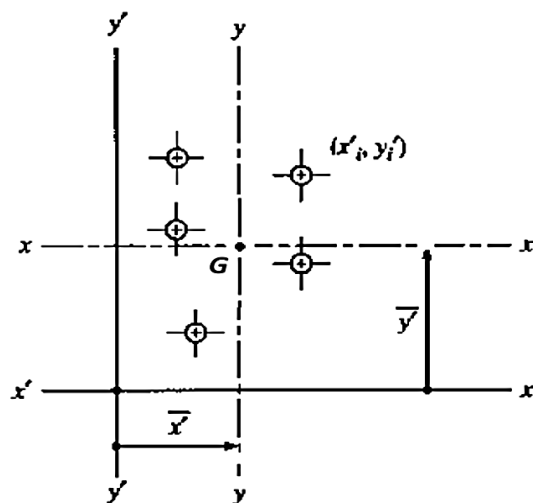


Figura 194: Centro de gravedad ( $G$ ) de un grupo de pernos respecto a un sistema de coordenadas ortogonales

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

Donde:



- $N$  = número de pernos de la conexión.
- $A_{bi}$  = área de la sección transversal del perno.
- $x_i', y_i'$  = coordenadas de los pernos con respecto a un punto de referencia o a un sistema coordenado ortogonal.
- $\bar{x}', \bar{y}'$  = coordenadas del centro de gravedad  $G$  del grupo de pernos.

Considérese un sistema de coordenadas espacial  $XYZ$ , los ejes  $X$  y  $Y$  caen en el plano de la conexión, mientras que el eje  $Z$  es normal a él. Además, el centro de gravedad  $G$  del grupo de pernos coincide con el punto de origen del sistema espacial  $XYZ$  y los ejes  $X$  y  $Y$  coinciden con los ejes principales del grupo de pernos. **Ver figura 195**

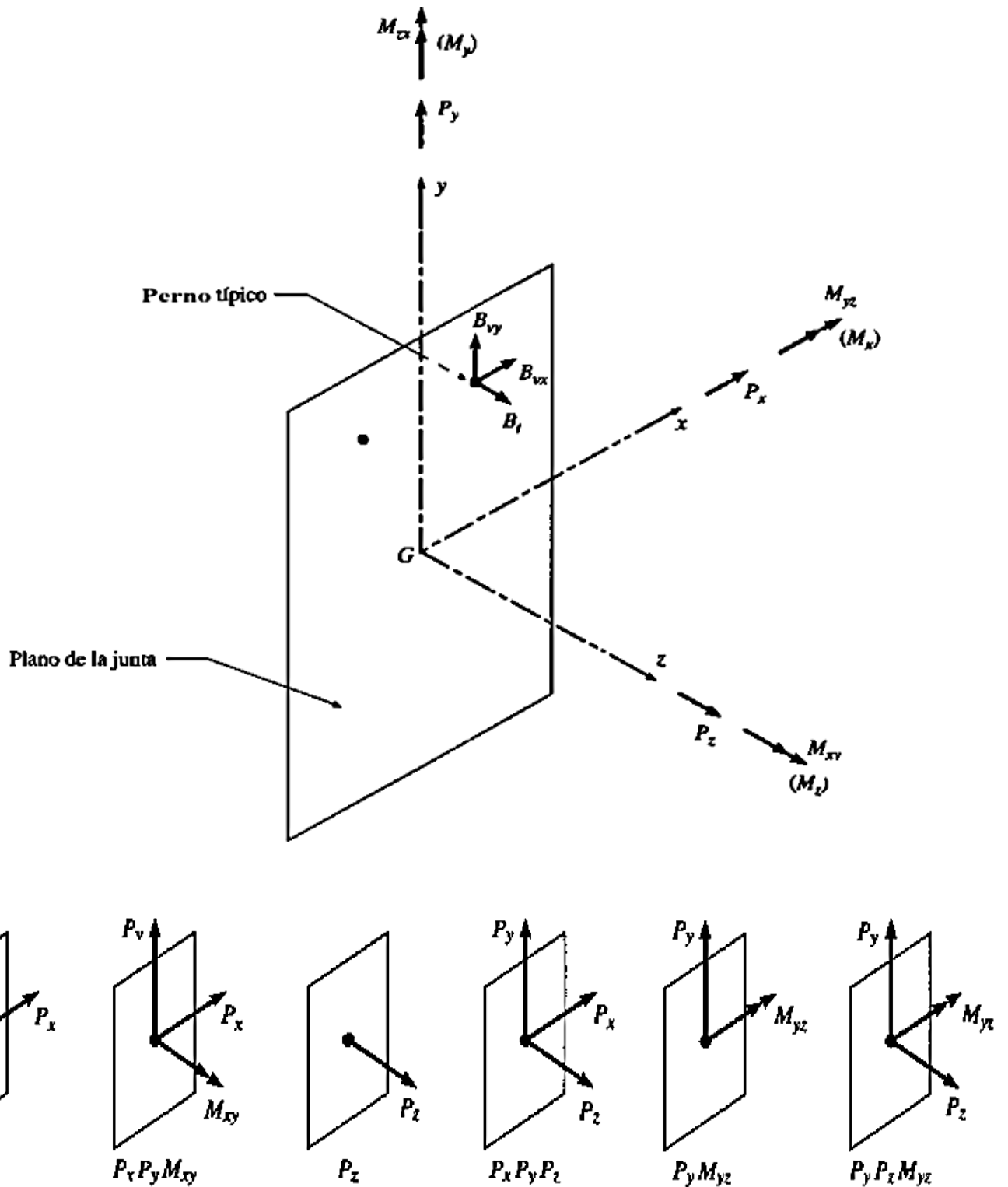


Figura 195: Casos de carga a las que pueden estar sujetas las juntas o conexiones

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

En la **figura 195**, se pueden apreciar los diversos casos de carga (o acciones) a las que pueden estar sujetas las juntas o conexiones, esto depende de la posición relativa de los miembros conectados y de las cargas transmitidas. En un marco tridimensional general, la carga en las juntas puede tener seis componentes: tres fuerzas y tres momentos. Los cuales se pueden denotar de la siguiente forma para la **figura 195**.

- $P_x, P_y$  = fuerzas cortantes o en el plano.
- $P_z$  = fuerza perpendicular ( $T$  tensión o  $C$  compresión).
- $M_{yz}, M_{zx}$  = momento de flexión ( $M_x, M_y$ ).
- $M_{xy}$  = momento de torsión ( $M_z$  o  $MT$ ).

Esta denotación facilita y permite la clasificación de cualquier junta o conexión en una estructura, aunque sea compleja. La carga más general en un perno típico está integrada por una fuerza de tensión  $B_t$  y una fuerza cortante  $B_v$  que tiene los componentes  $B_{vx}$  y  $B_{vy}$  en la dirección  $x$  y  $y$ , respectivamente (visto anteriormente en la presente tesis). A continuación se detallaran los casos de cargas en juntas o conexiones según la **figura 195**.

- a) *Caso de carga*  $[P_x, P_y]$ . Se da cuando la carga resultante en la junta o conexión se encuentra en el plano de la junta o conexión y su línea de acción pasa por el centroide del grupo de pernos. Las fuerzas cortantes en el plano  $P_x, P_y$  son los casos particulares para este caso de carga, y se consideran como *cargas cortantes directas o concéntricas (simples)* por que los pernos sólo están sujetos a fuerzas cortantes (de acuerdo a la configuración de la junta o conexión los pernos pueden estar en *cortante simple o doble*). Algunos ejemplos son las *uniones o juntas traslapadas conectadas con pernos en cortante simple* y las *uniones o juntas a tope conectadas con pernos en*

*cortante doble* (vistas anteriormente en la presente tesis), *conexiones de placa unión o nudo (cartelas) en miembros a tensión y empalmes con miembros a tensión. Ver figura 196*

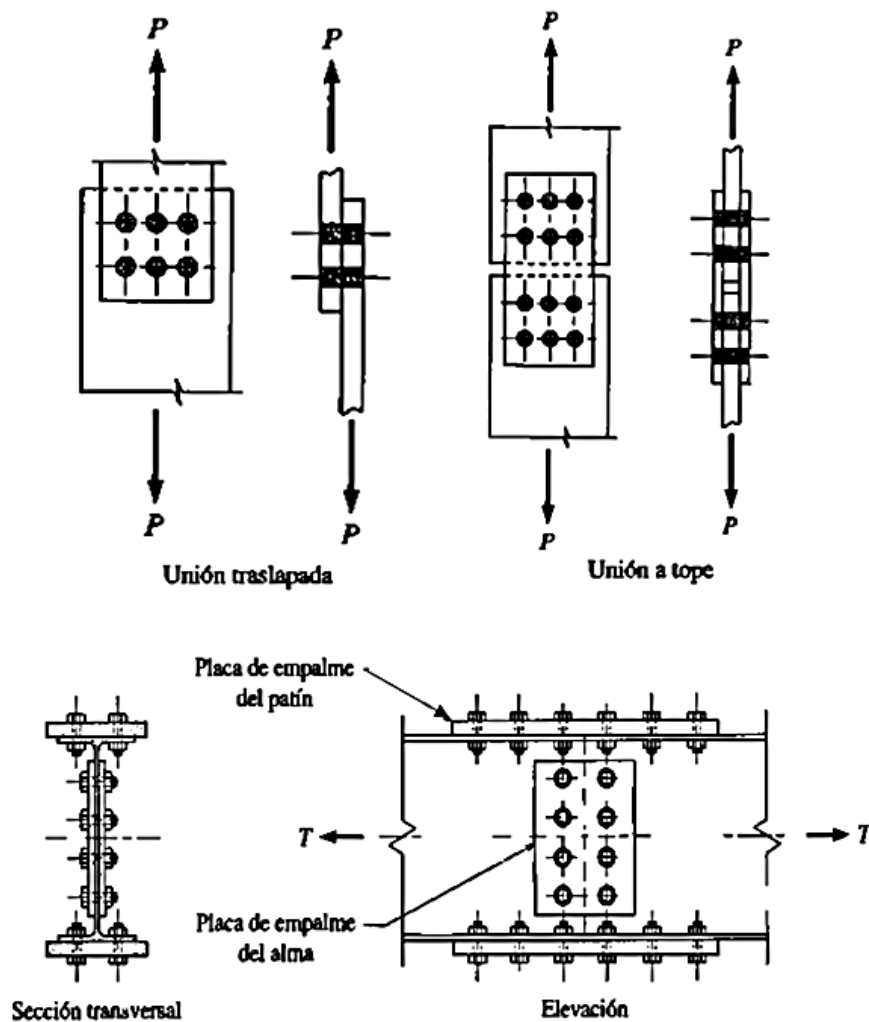


Figura 196: Ejemplos de conexiones con cargas cortantes directas o concéntricas

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

- b) *Caso de carga  $[P_x, P_y, M_{xy}]$ .* Se da cuando la carga resultante en la junta o conexión está en el plano de la junta o conexión, pero su línea de acción no pasa por el centroide del grupo de pernos. A este caso de carga se le denomina *carga cortante excéntrica*. Para analizar este caso de carga ver la **figura 197**.

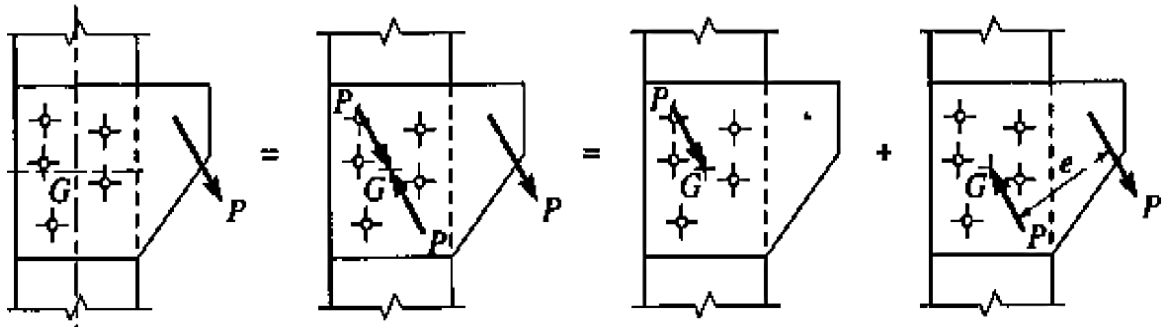
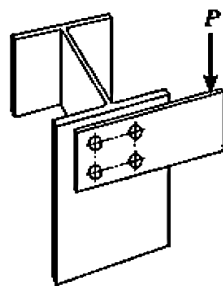


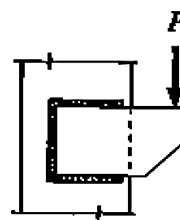
Figura 197: Cargas cortantes excéntricas

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

En la **figura 197**, se observa que a la carga excéntrica  $P$  se le agrega un par de fuerzas iguales en dirección opuesta y colineales de magnitud  $P$  al centroide del grupo de pernos. Por lo tanto, la carga excéntrica aplicada  $P$  es reemplazada con una carga central  $P$  más un momento de torsión  $MT = Pe$ . La carga central  $P$  podría resolverse a través de sus componentes en el plano  $P_x, P_y$  a lo largo de los ejes  $x$  y  $y$ , respectivamente. Los pernos sólo están, una vez más, sujetos a fuerzas de cortante (como se vio anteriormente en la presente tesis, los momentos en los pernos son cero o insignificantes). Algunos ejemplos son las *ménsulas de apoyo a patines de columna* (este tipo de carga de apoyo introduce momentos flexionantes respecto al eje menor de la columna). **Ver figura 198**



Conexión de ménsula



Conexión de ménsula

Figura 198: Ejemplos de conexiones con cargas cortantes excéntricas

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

- c) *Caso de carga  $[P_z]$* . Se da cuando la línea de acción de la carga resultante en la junta o conexión es perpendicular al plano de la junta o conexión y pasa por el centroide del grupo de pernos. Solo cuando el caso de carga  $P_z$  sea una fuerza de tensión, tendrá algún interés para el diseño de los pernos y se considera como *carga de tensión directa o concéntricas (simples)* por que los pernos solo están sujetos a fuerzas de tensión. Algunos ejemplos son las *conexiones de soporte colgante*. Ver figura 199

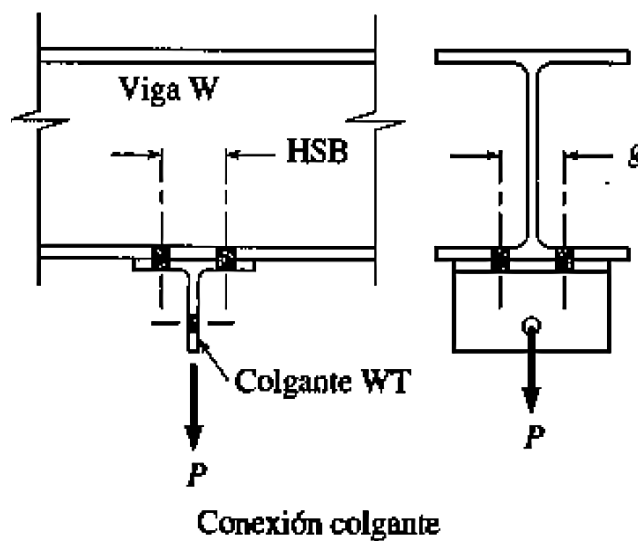


Figura 199: Ejemplos de conexiones con cargas de tensión directas o concéntricas

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

- d) *Caso de carga  $[P_x, P_y, P_z]$* . Se da cuando la línea de acción de la carga resultante en la junta o conexión pasa por el centroide del grupo de pernos pero está inclinada, en el plano de la junta o conexión, un ángulo entre  $0^\circ$  a  $90^\circ$ . Los casos particulares para este caso de carga son  $P_x, P_z$  o  $P_y, P_z$ , cuando la carga resultante de la carga inclinada está en el plano horizontal o en el plano vertical, respectivamente (donde  $P_x, P_y$  son las fuerzas cortantes horizontal y vertical, respectivamente y  $P_z$  es la fuerza de tensión). Se podrían considerar como *cargas cortantes y de tensión directas o concéntricas*

(*simples*) por que los pernos están sujetos a cortante y tensión combinados. Algunos ejemplos son las *diagonales o contraventeos en marcos* que suelen conectarse a los patines de columnas a través de un segmento de perfil T, ángulos dobles o placas de unión o nudo (cartelas). La junta o conexión que conecta ese tramo de perfil T o placas de nudo (cartelas) al patín de la columna suele estar sujeta al caso de carga  $P_y, P_z$  (este tipo de carga de ménsula introduce momentos flexionantes respecto al eje mayor de la columna). **Ver figura 200**

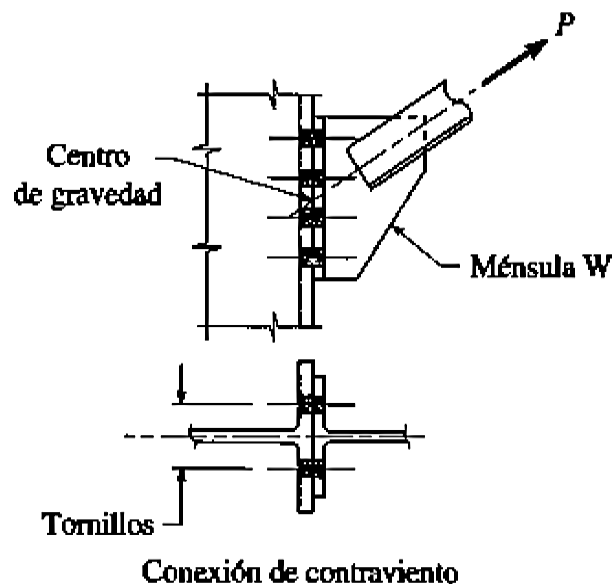


Figura 200: Ejemplos de conexiones con cargas cortantes y de tensión directas o concéntricas

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

- e) *Caso de carga  $[P_y, M_{yz}]$* . Se da cuando la carga resultante en la junta o conexión está en el plano  $yz$  y es paralela al plano de la junta. En este caso de carga los pernos se encuentran sujetos a cortante directo por el componente  $P_y$ , mientras que ciertos pernos están sujetos, además, a tensión por el momento aplicado  $M_{yz}$ . El caso de carga  $[P_x, M_{zx}]$  es similar a éste. Se podrían considerar como *cargas cortantes y de tensión excéntricas*. Algunos ejemplos son las *conexiones de ménsula*. **Ver figura 201**

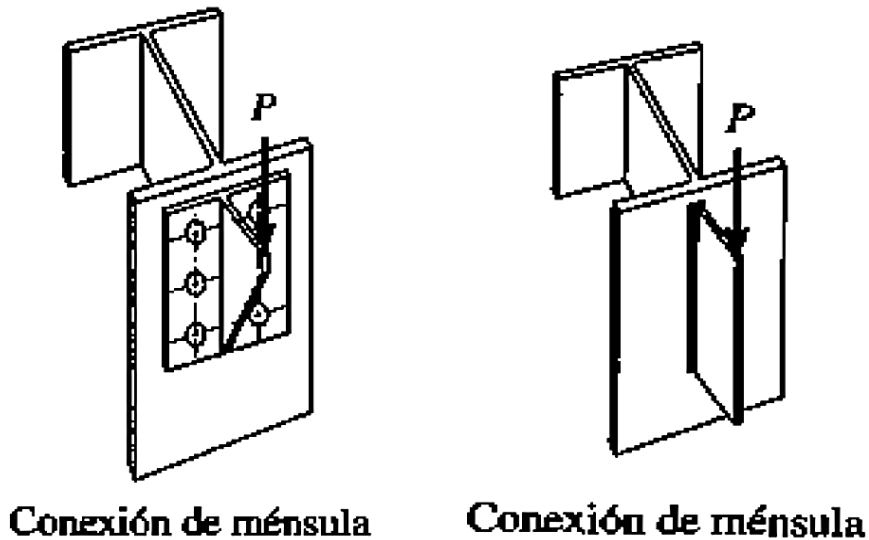


Figura 201: Ejemplos de conexiones con cargas cortantes y de tensión excéntricas

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

- f) Caso de carga  $[P_y, P_z, M_{yz}]$ . Se da cuando la carga resultante en la junta o conexión se encuentra en el plano de simetría  $yz$  del grupo de pernos, pero no pasa por el centroide de este grupo. Los pernos están sujetos a cortante por  $P_y$  y a tensión por  $P_z$ ; algunos pernos también están sujetos a tensión no uniforme adicional por  $M_{yz}$ . Por lo tanto, los pernos se encuentran sujetos de nuevo a cortante y tensión combinados. El caso de carga  $[P_x, P_z, M_{zx}]$  es similar a éste. Se podrían considerar como *cargas cortantes y de tensión excéntricas*.

En conclusión, después de analizar a detalle todos los casos de carga según la **figura 195**, las conexiones se pueden clasificar en *conexiones concéntricas o simples* y *conexiones excéntricas* (como ya se mencionó anteriormente). De los casos de carga analizados, los casos *a*, *c* y *d* son considerados *conexiones concéntricas o simples* y los casos *b*, *e* y *f* son considerados *conexiones excéntricas*.

La sección J1.7 de la “Especificación del AISC”, que se traduce en el capítulo 10.1.7 de la norma E.090, establece claramente que tanto para conexiones emperradas



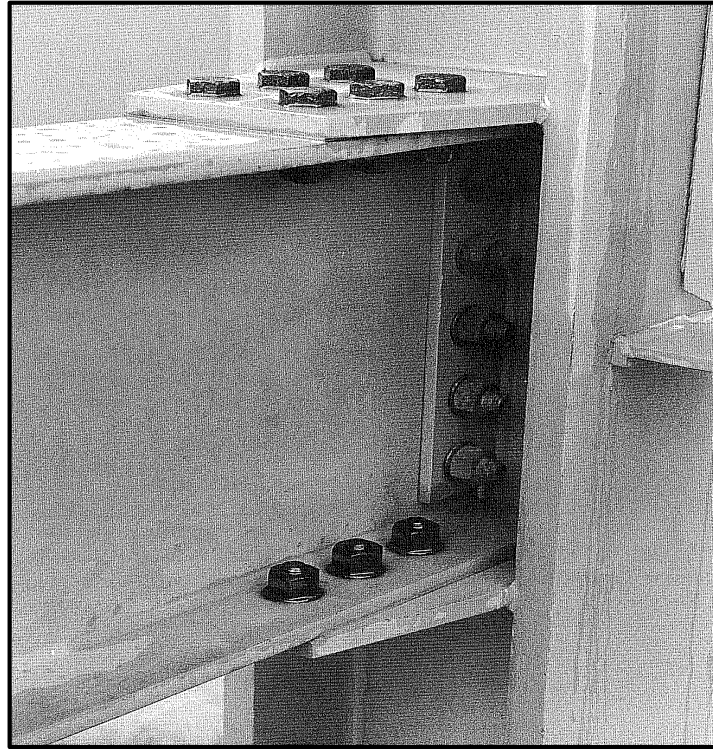
como conexiones soldadas el centro de gravedad de la conexión (es decir del grupo de pernos o grupo de soldaduras) debe coincidir con el centro de gravedad del miembro, a menos que la excentricidad se tome en cuenta en los cálculos para dimensionar el grupo de soldaduras o pernos. Sin embargo, no es aplicable a las conexiones de extremo de ángulos simples, ángulos dobles y elementos similares cargados estáticamente (es decir las excentricidades se pueden ignorar siempre y cuando no estén implicadas cargas de fatiga).

### **Conexiones para edificios**

De acuerdo a VINNAKOTA (2006), SEGUI (2013), MCCORMAC y CSERNAK (2012) y ZAPATA (1991), se da a conocer la siguiente teoría:

En el capítulo IV “*Diseño estructural del proyecto*”, en el capítulo de “*Diseño estructural*” de la presente tesis se realiza el diseño detallado de las conexiones existentes y usadas comúnmente en los edificios de acero tales como: *conexiones entre vigas, conexiones entre vigas y columnas y conexiones de arriostamientos o contraventeos* (ver **figura 202**). Cabe resaltar que en las especificaciones de acero actuales se permiten tres tipos de sujetadores para estas conexiones: *las soldaduras, los pernos comunes A307 y los pernos de alta resistencia A325 y A490*. Además, como ya se vio anteriormente en la parte introductoria las conexiones se pueden clasificar de acuerdo a la restricción a la rotación de los extremos conectados del miembro como: *conexiones de cortante simple o conexiones simples, conexiones rígidas o conexiones de momento, completamente restringidas (FR) y conexiones rígidas o conexiones de momento, parcialmente restringidas (PR)*.





*Figura 202: Conexiones típicas utilizadas en edificios de acero*

Fuente: Elaboración propia

### 2.2.3.5.9 Diseño de la cimentación

#### **Placas base y pernos de anclaje para columnas:**

De acuerdo a VINNAKOTA (2006), SEGUI (2013), MCCORMAC y CSERNAK (2012) y ZAPATA (1991), se da a conocer la siguiente teoría:

Las columnas de acero suelen descansar sobre zapatas o pedestales de concreto, con el fin de transmitir la carga a la cimentación. Los esfuerzos de compresión en las columnas de acero son bastante más elevados que los esfuerzos de compresión de diseño del concreto. Por lo tanto, una placa de acero laminada, llamada *placa base*, suele insertarse entre la columna y la base de concreto para distribuir la carga de la columna a un área suficiente de la base, lo que evita la fractura del concreto (es decir la *placa base* tiene como objetivo repartir la carga de la columna en un área suficiente de apoyo sobre el concreto armado para prevenir el aplastamiento del mismo). Asimismo la *placa base* sirve para anclar la columna a la cimentación mediante pernos de anclaje (la columna debe anclarse a la placa base y está a los cimientos de concreto).

Debido a que la *placa base* se proyecta por fuera de las dimensiones de la columna, la presión de apoyo de la cimentación produce flexión en la *placa base*. Sin embargo, comparando con las *placas de apoyo de vigas*, en que la flexión se da en una dirección, las *placas base de columnas* están sujetas a flexión en dos direcciones, y cada dirección debe considerarse por separado. Además, el aplastamiento del alma y la fluencia del alma no influyen en el diseño de las *placas base para columnas*. **Ver figura 203**



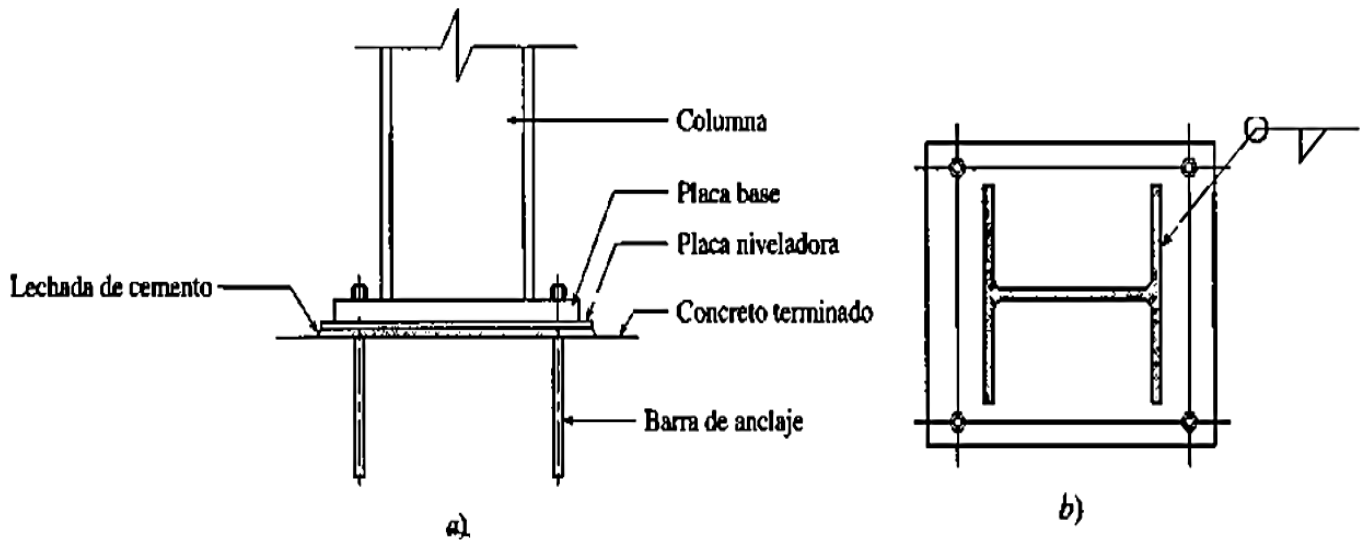


Figura 203: Detalle de placas base y pernos de anclaje para anclar columnas de acero a la cimentación

Fuente: (VINNAKOTA, 2006)

Las *placas de base para columnas* pueden clasificarse en grandes y pequeñas, las placas pequeñas son aquellas cuyas dimensiones son aproximadamente las mismas que las dimensiones de la columna. En forma general las *placas base de columna* en marcos arriostrados con conexiones simples de viga a columna, solo están sujetas a fuerzas axiales de compresión bajo cargas de gravedad, además las *placas base* dentro de las crujeas contraventeadas suelen estar sujetas a fuerzas cortantes además de axiales, debido a las cargas laterales transmitidas por las diagonales conectadas a la base de la columna. Las *placas base* de columnas en marcos no contraventeados están sujetas a momentos flexionantes, además de fuerzas axiales de compresión y fuerzas cortantes, si las bases están empotradas.

La sección J8 de “La Especificación del AISC”, la cual se traduce en el capítulo 10.8 de la norma E.090, permite tomar la resistencia de aplastamiento de diseño  $\phi_c P_p$  (diseño por el método LRFD) del pedestal, zapata u otro tipo de fundación para el estado límite de aplastamiento del concreto, como se muestra a continuación:

- a) En el área total de un apoyo de concreto:

$$\phi_c P_p = 0.70 (0.85 f'_c A_1) ; \text{ donde } \phi_c = 0.70 \text{ (LRFD)}$$

- b) En un área menor que el área total de un apoyo de concreto:

$$\phi_c P_p = 0.70 \left( 0.85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \right) \leq 1.7 f'_c A_1 ; \text{ donde } \phi_c = 0.70 \text{ (LRFD)}$$

En el capítulo IV “*Diseño estructural del proyecto*”, en el capítulo de “*Diseño estructural*” de la presente tesis se realiza el diseño detallado de la cimentación del proyecto la cual consta de: *placa base para columna de acero, pernos de anclaje, pedestal de concreto armado y el tipo de cimentación que requiera el proyecto (zapatas aisladas, zapatas combinadas, zapatas conectadas, emparrillado, losa de cimentación, etc.)*.

### 2.3 Definición de términos básicos

1. **Estructura:** En el campo de la construcción, una estructura es una armadura, generalmente de acero o concreto armado, que, fija al suelo, sirve de sustentación a un edificio u otro tipo de construcción.
2. **Ingeniería estructural:** Es una ciencia y un arte para diseñar y realizar, con economía y elegancia, edificaciones, puentes, armazones y otras estructuras similares de tal modo que ellas resisten las fuerzas a las cuales pueden estar sujetas.
3. **Sistema estructural:** Modelo físico predominante que sirve de marco para los elementos estructurales, y que refleja un modo de trabajo.
4. **Análisis estructural:** Se refiere al uso de las ecuaciones de la resistencia de materiales para encontrar los esfuerzos internos y deformaciones que actúan

sobre una estructura producto de todas las solicitaciones de carga a que estará sujeta durante su vida.

5. **Diseño estructural:** Es una mezcla de arte y ciencia que combina los sentimientos intuitivos del ingeniero con los principios de la Estática, Dinámica, Mecánica de Materiales, y el Análisis Estructural, para producir una estructura que sirva sus propósitos.

Es un proceso sistémico que contempla las fases consecutivas siguientes: Estructuración, Predimensionamiento, Metrado de Cargas, Modelación, Análisis Estructural, Controles o límites y Diseño Estructural, considerando en todo el proceso el análisis por carga vertical y carga lateral.

6. **Estructuras metálicas:** Son el conjunto de elementos estructurales que conforman un sistema estructural utilizando el “*acero estructural*” como material.
7. **Acero estructural:** Es una aleación de Fe + C + Mn, Si, S, P y otros elementos.
8. **Superestructura:** Se le conoce así a todos los elementos estructurales que conforman la parte superior de la estructura es decir del “esqueleto estructural”, tales como columnas, vigas, viguetas de piso, placas, arriostres, etc.
9. **Subestructura o cimentación:** Es el conjunto de elementos estructurales de una edificación cuya misión es transmitir sus cargas o elementos apoyados en ella al suelo, distribuyéndolas de forma que no superen su presión admisible.
10. **Columnas:** Elemento estructural vertical sometido fundamentalmente a esfuerzos de compresión axial, pero que en las estructuras comúnmente está sujeto a fuerzas de flexocompresión.

11. **Vigas:** Elemento estructural horizontal sometido fundamentalmente a esfuerzos de flexión.
12. **Losa:** Elemento estructural de espesor reducido respecto a sus otras dimensiones usado como techo o piso, generalmente horizontal y armado en una o dos direcciones. Se utiliza como diafragma rígido para mantener la unidad de la estructura frente a cargas laterales de sismo.
13. **Arriostres o contraventeos:** Elemento estructural típico en sistemas de acero, cuya función fundamentalmente es la de proveer rigidez lateral a la edificación ante cargas laterales de sismo o viento. Generalmente trabaja a esfuerzos axiales de tensión o compresión.
14. **Conexiones:** Son las uniones de dos o más elementos estructurales utilizando: elementos de conexión y conectores estructurales.
15. **Zapatas:** Elemento estructural de la cimentación que reparte y transmite la carga directamente al terreno de cimentación o a pilotes.
16. **Método LRFD (*Load and Resistance Factor Design*):** Conocido español como “diseño por carga y resistencias factoradas”, es un enfoque del diseño estructural en acero conocido como “Diseño por Estados Límites”.
17. **Análisis sísmico estático:** Conocido también como de “Fuerzas Estáticas Equivalentes, este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación.
18. **Análisis sísmico dinámico:** Es el análisis sísmico que combina el *análisis modal + el análisis espectral* de una estructura.



## CAPÍTULO III

### METODOLOGIA

#### 3.1 Método, tipo y nivel de investigación

##### 3.1.1 Método

**Método general:**

Proyecto de ingeniería.

**Método específico:**

**Paso 1:** Estructuración de los elementos estructurales de acero, de acuerdo al plano de arquitectura del edificio de la tesis en mención.

**Paso 2:** Predimensionamiento de los elementos estructurales de acero según los criterios teóricos para estructuras metálicas.

**Paso 3:** Metrado de cargas verticales y laterales según la norma E.020 y E.030 respectivamente considerando el acero estructural como el material más representativo del Edificio.

**Paso 4:** Modelación estructural del edificio mediante el uso del programa ETABS 2015 utilizando elementos *frame* y *shell* para cada elemento estructural.

**Paso 5:** Análisis estructural por carga vertical y por carga lateral (análisis estático y dinámico) mediante el uso del programa ETABS 2015.

**Paso 6:** Realizar los controles y límites de los resultados obtenidos en el análisis estructural rigiéndonos con el “Reglamento nacional de edificaciones (RNE)”.

**Paso 7:** Diseño estructural de cada elemento que conforma el edificio utilizando el método LRFD y de manera manual.

##### 3.1.2 Tipo y nivel de investigación

**Tipo: Ciencia aplicada**

Es una investigación aplicada por que usa la ciencia ya existente acerca de un debido tema para aplicarla en un hecho concreto en este caso el Diseño de un Edificio de usos múltiples para la Universidad Continental.

**Nivel: Descriptivo**

Busca especificar propiedades, características y rasgos importantes de cualquier fenómeno que se analice. En el caso de la tesis es descriptiva porque se detallaran un conjunto de pasos sistémicos para llegar a la solución del problema planteado y obtener conclusiones de ello.

### **3.2 Diseño de la investigación**

**No experimental**

Porque el resultado de los análisis obtenidos por el diseño estructural utilizando el método LRFD serán ideales debido a que se rige a una teoría elaborada por especialistas en el tema de acero estructural, mas no sabemos que los resultados en la realidad sean tal cual fue proyectada en la teoría debido a que esta tesis es a nivel de proyecto mas no a ejecución real.

### **3.3 Técnicas de recolección de datos**

- Recopilar datos del tipo de suelo (estudio de mecánica de suelos) donde se encuentra proyectado el edificio de usos múltiples de la Universidad Continental.
- Recopilar el plano arquitectónico del edificio de usos múltiples de la Universidad Continental que será diseñado estructuralmente.
- Levantamiento físico de fotografías de edificaciones de estructuras metálicas similares al del proyecto de la tesis en mención.

- Búsqueda de información necesaria para el desarrollo del proyecto de tesis en Internet y bibliografía existente en otras fuentes.

### **3.4 Técnicas de tratamientos de datos**

Modelación y análisis artificial del edificio del proyecto de tesis en mención con un software especializado (ETABS 2015) a partir de toda la información recabada (planos arquitectónicos, capacidad portante del suelo según E.M.S, reglamento que norma el diseño en nuestro país, etc.), lo cual nos permitirá realizar el análisis estructural del mismo para así obtener los datos necesarios y así poder realizar el diseño estructural y llegar a las conclusiones necesarias.

## CAPÍTULO IV

### DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PROYECTO

#### 4.1 Aspectos generales

##### 4.1.1 Descripción del proyecto

**A) Arquitectura del proyecto:** El edificio del proyecto de tesis en mención se encuentra ubicado dentro de “Universidad Continental” - sede Huancayo (Av. San Carlos 1980 – Huancayo). Se ha proyectado sobre un terreno de 371.15 m<sup>2</sup>. El proyecto corresponde a un edificio de 3 pisos más una azotea y está destinado a un edificio para usos múltiples. Los pisos son típicos y tienen un área techada de 411.90 m<sup>2</sup> además de una altura piso a techo de 3.5 m. Se cuenta con SS.HH para varones y mujeres en la parte posterior de cada piso. La arquitectura presenta un volado de 2.5 m. Además, se cuenta con una escalera independiente de la estructura principal para el acceso al segundo y tercer nivel de la estructura. La **figura 204**, muestra la arquitectura de la planta típica del 1er al 3er nivel del proyecto y la **figura 205** muestra la arquitectura de la elevación frontal y de la elevación lateral de la edificación. Para mayores detalles de las plantas, cortes y elevaciones del edificio ver en los **planos de arquitectura A-01 y A-02**.

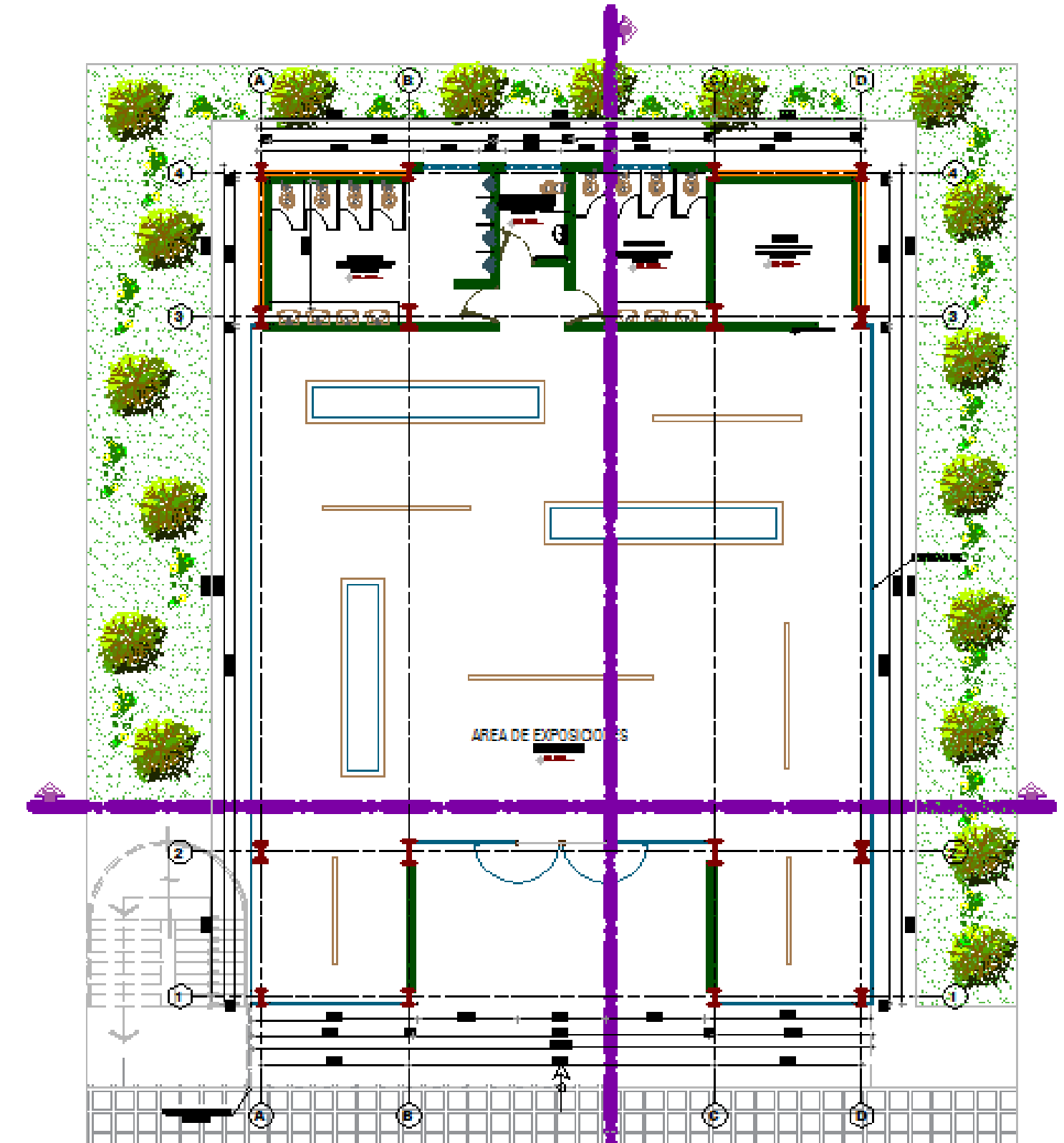
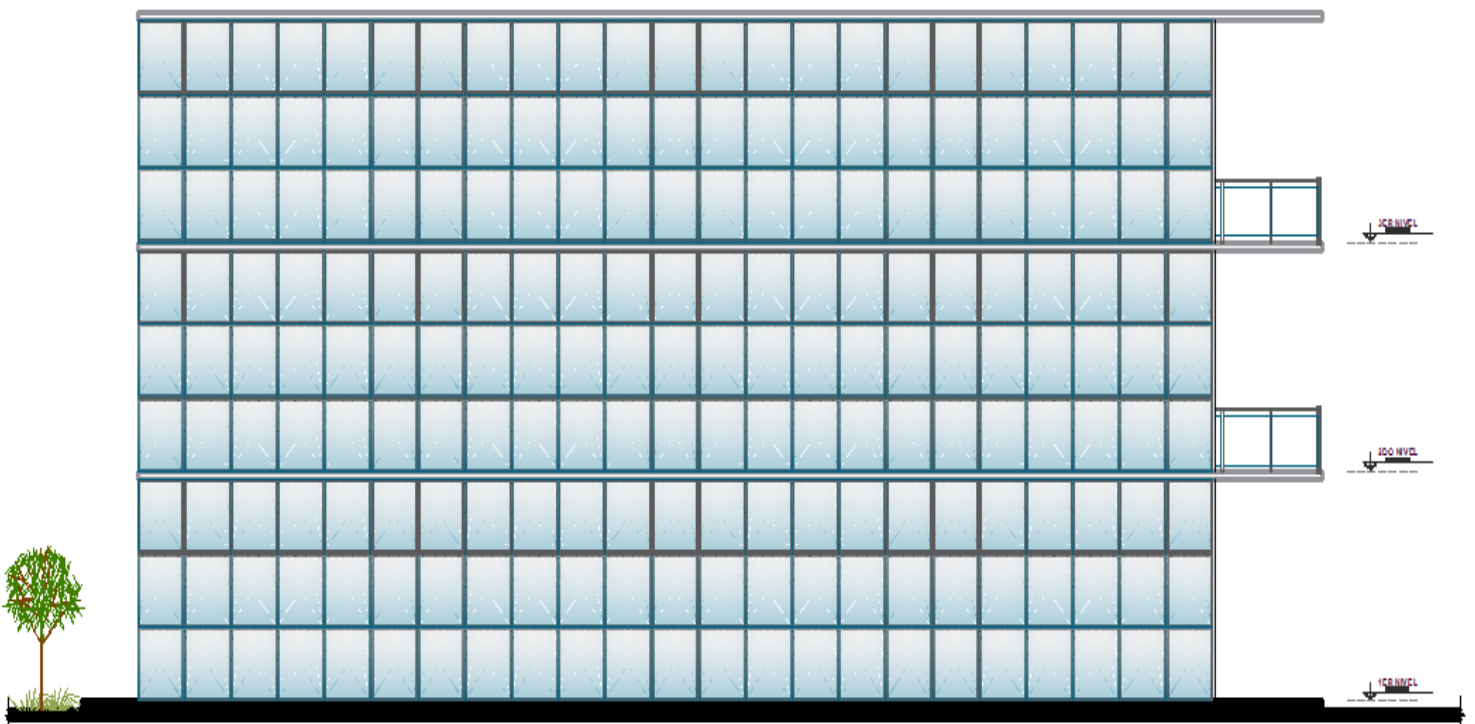
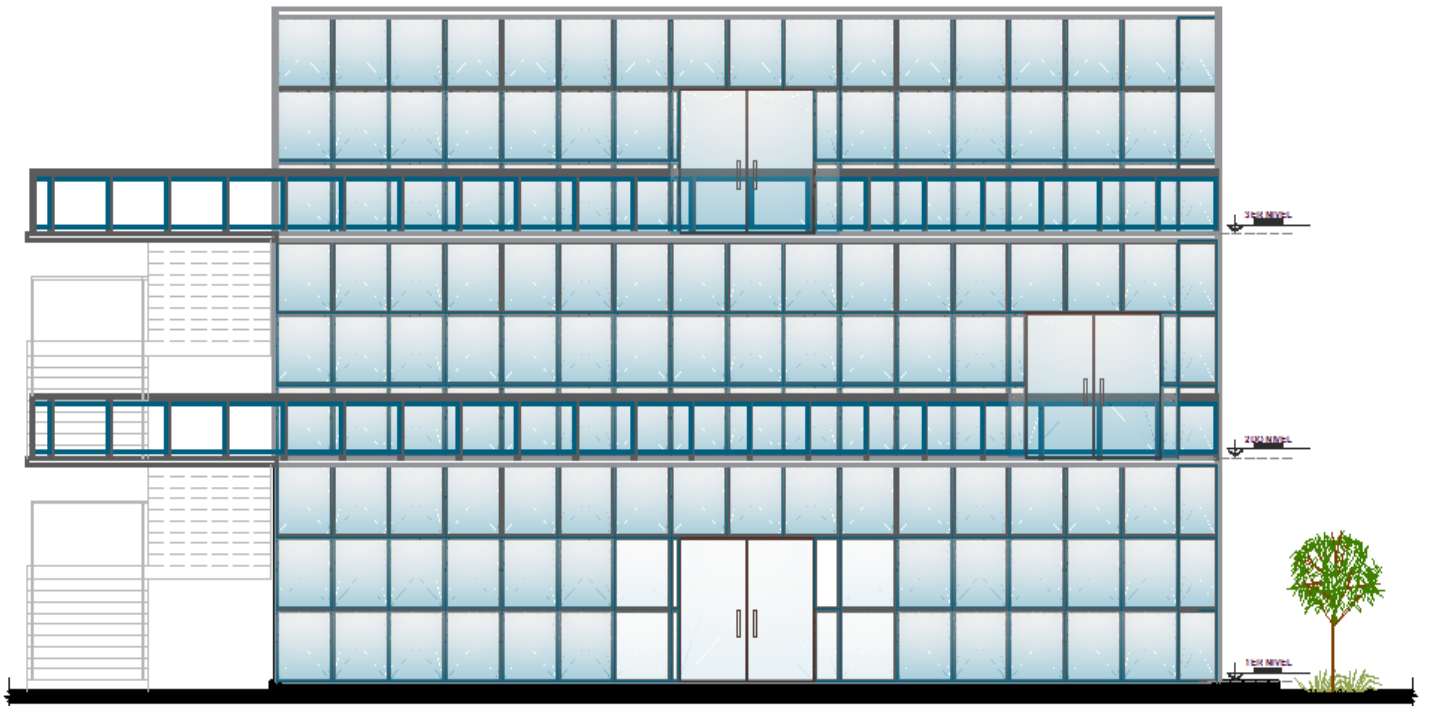


Figura 204: Arquitectura de la planta típica del 1er al 3er piso del edificio

Fuente: Elaboración propia



*Figura 205: Arquitectura de la elevación frontal y elevación lateral del edificio*

Fuente: Elaboración propia

**B) Sistema estructural:** Para elegir los sistemas estructurales del edificio en mención considerando que serán de acero estructural, gobierna el aspecto sísmico por lo tanto a través de la NORMA E.030 (2016), debemos respetar los sistemas estructurales permitidos que muestra la tabla N° 6 de la NORMA E.030 (2016), la cual se muestra en la **tabla 56**. Los sistemas estructurales en ambas direcciones del edificio, considerando una edificación de categoría A2 completamente regular y proyectado en una zona 3, son los siguientes:

- **Dirección X-X:** Consiste en estructuras de acero tipo: *OCBF* (Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados).
- **Dirección Y-Y:** Consiste en estructuras de acero tipo: *OCBF* (Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados).

Ambos sistemas estructurales para cada dirección, consistirán en columnas y vigas de perfiles de acero de patín ancho W y para los arriostres consistirán en perfiles tubulares cuadrados de acero HSS dispuestos en elevación en forma de cruz (conocida como la cruz de San Andrés). Además, el esqueleto estructural de la edificación cuenta con un *diafragma rígido*. Esto debido a que los techos en cada nivel son losas compuestas de concreto armado – acero, con el sistema de placas colaborantes rigidizadas por viguetas y vigas de piso mediante el soldado de los conectores de cortante. Cabe mencionar que las viguetas de piso son también perfiles de acero de patín ancho W. La **figura 209**, muestra la estructuración en planta de los elementos estructurales que componen la estructura. Para mayores detalles de la estructuración en planta y elevación de la edificación ver en los **planos de estructuras E-01, E-02, E-03 y E-04**.

#### 4.1.2 Estudio de mecánica de suelos (EMS)

El estudio de mecánica de suelos (*EMS*) de la edificación en mención, fue proporcionada por la oficina de Infraestructura y Obras de la “Universidad Continental”, lo cual está acorde a la norma 0.50 de “Suelos y Cimentaciones” y de donde se han obtenido los aspectos fundamentales del suelo, tales como:

**A) Descripción del suelo y perfil estratigráfico:** Los resultados obtenidos para el *EMS* de la edificación, se obtuvieron de dos calicatas una ubicada en el lado oeste y la otra en el lado este, estas se denominan como “*Front – Desk 01*” y “*Front – Desk 02*”. Para describir el suelo, observamos el perfil estratigráfico del suelo (similares para ambas calicatas). **Ver figura 206**



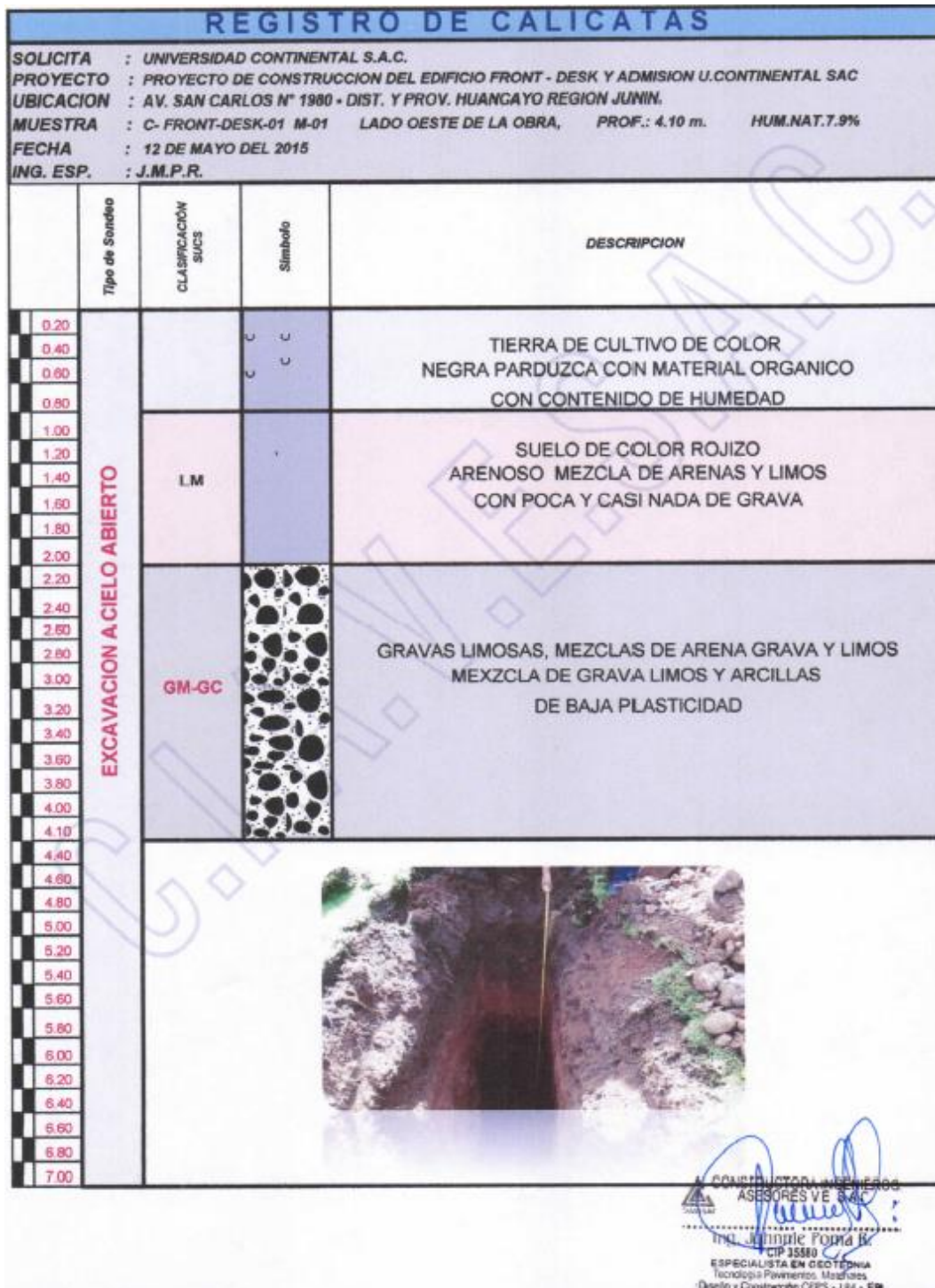


Figura 206: Perfil estratigráfico del suelo del EMS

Fuente: (EMS Oficina de Infraestructura y Obras UC, 2015)

Un cuadro resumen describiendo el perfil estratigráfico para ambas calicatas se muestra en la **tabla 49**.

Tabla 49: Resumen de las características del suelo según el EMS

<b>CALICATA</b>	<b>FRONT-DESK 01</b>	<b>FRONT-DESK 02</b>
<b>MUESTRA</b>	<b>M-1 - m.</b>	<b>M-1 - m.</b>
<b>PROF.(m)</b>	<b>4.10</b>	<b>4.90</b>
<b>T. CULTIVO y OTROS</b>	<b>0.80</b>	<b>0.80</b>
<b>MATERIAL ML</b>	<b>1.20</b>	<b>1.20</b>
<b>SUCS: GM GC AASHTO: A-1-b(0)</b>	<b>2.10</b>	<b>2.90</b>

Fuente: (EMS Oficina de Infraestructura y Obras UC, 2015)

**B) Clasificación del suelo y límites de consistencia o de Atterberg:** La **tabla 50**, muestra la clasificación del suelo para las dos calicatas tanto para el sistema *SUCS* como para el *AASHTOO*. Así también se muestra los límites de consistencia del suelo.

Tabla 50: Clasificación del suelo y límites de consistencia según el EMS

<b>CALICATA</b>	<b>UBIC..</b>	<b>SUCS</b>	<b>AASHTOO</b>	<b>LL</b>	<b>LP</b>	<b>I.P</b>	<b>H%</b>	<b>P.UNI.</b>
<b>FRONT-DESK 01</b>	<b>OESTE</b>	<b>GM-GC</b>	<b>A-1-b(0)</b>	<b>24.30</b>	<b>18.60</b>	<b>5.7</b>	<b>7.9</b>	<b>1.824</b>
<b>FRONT-DESK 02</b>	<b>ESTE</b>	<b>GM</b>	<b>A-1-b(0)</b>	<b>27.10</b>	<b>22.70</b>	<b>4.40</b>	<b>7.10</b>	<b>1.822</b>

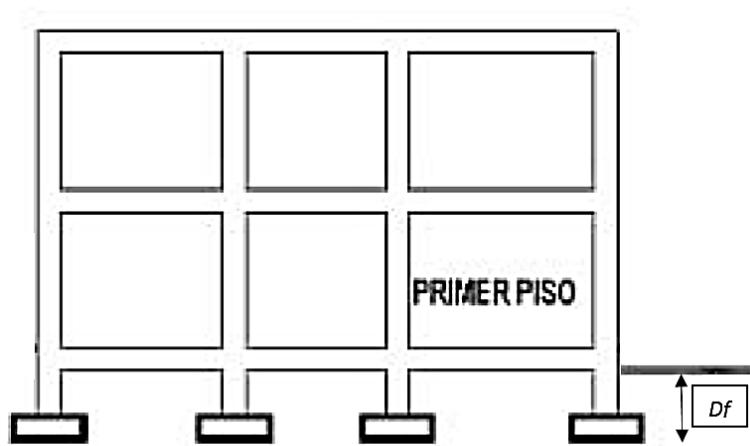
Fuente: (EMS Oficina de Infraestructura y Obras UC, 2015)

Según el *EMS* se considera que es un **suelo intermedio S2** para la clasificación según la NORMA E.030 (2016).

**C) Tipo, profundidad de cimentación o profundidad de desplante ( $D_f$ ):**

Según el EMS la cimentación a realizarse está calculada a una profundidad de desplante de zapata ( $D_f$ ) de **1.50 m** con las alternativas existentes a la envergadura de la edificación y el criterio del estructural. **Ver figura 207**

**FIGURA N° 2 (C1)**



PROFUNDIDAD DE CIMENTACION ( $D_f$ ) EN ZAPATAS SUPERFICIALES

*Figura 207: Profundidad de desplante “ $D_f$ ” en edificaciones sin sótano*

Fuente: (E.050 – Figura N° 2 (C1), 2006)

**D) Capacidad portante ( $q$  admisible) y asentamientos superficiales**

**inmediatos (S):** Se ha determinado la capacidad de carga admisible del terreno de cimentación, empleando la teoría de *Terzaghi*. La capacidad portante se ha determinado considerando un factor de seguridad mínimo (*F.S*) **de 3.0** para la falla de corte, luego se ha verificado que los asentamientos diferenciales producidos por esta presión no sean mayores que los admisibles. Cabe resaltar que la capacidad portante ( $q$  admisible) está calculada a **1.5 m** de profundidad del material o a la profundidad de desplante ( $D_f$ ). De acuerdo al ensayo de corte directo en laboratorio, el

ángulo de fricción interna  $\phi$  y la cohesión  $C$ , son los siguientes: **Ver tabla 51**

*Tabla 51: Ángulo de fricción interna y cohesión según el EMS*

<b>CALICATA</b>	<b>FRONT- DESK 01</b>	<b>FRONT- DESK 02</b>
<b>Angulo de fricción interna, <math>\phi</math></b>	<b>25°</b>	<b>25°</b>
<b>Cohesión, <math>C</math> (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>0.08</b>	<b>0.08</b>

Fuente: (EMS Oficina de Infraestructura y Obras UC, 2015)

La capacidad portante ( $q$  admisible) y el asentamiento superficial inmediato ( $S$ ) para las dos calicatas respectivamente, se muestran en la **tabla 52**

*Tabla 52: Capacidad portante y asentamiento superficial inmediato según el EMS*

<b>CALICATA</b>	<b>UBIC.</b>	<b>CP en Kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>Asent. <math>S</math> en cm</b>
<b>FRONT-DESK 01</b>	<b>OESTE</b>	<b>1.86</b>	<b>0.75</b>
<b>FRONT-DESK 02</b>	<b>ESTE</b>	<b>1.85</b>	<b>0.75</b>

Fuente: (EMS Oficina de Infraestructura y Obras UC, 2015)

**E) Napa freática:** Nivel freático no hallado, filtraciones u otros nulos. La no existencia de napa freática y la conformación de suelo de fundación

consolidado nos garantiza buenas propiedades mecánicas y resistencias que puedan presentar debajo de la edificación.

#### 4.1.3 Normas empleadas

Las consideraciones y cálculos correspondientes para el análisis y diseño estructural del edificio de la presente tesis, se realizaran de acuerdo a lo especificado en las siguientes normas de diseño del “Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE)”: **Ver tabla 53**

*Tabla 53: Normas de diseño del RNE empleadas en el proyecto*

Metrado de cargas	Norma E.020 de “Cargas”
Análisis sísmico	Norma E.030 – 2016 de “Diseño Sismoresistente” (Actualización del 24 de Enero del 2016)
Diseño de cimentaciones	Norma E.050 de “Suelos y Cimentaciones”
Diseño de elementos en concreto armado	Norma E.060 de “Concreto Armado” (Actualización del 08 de Mayo del 2009)
Diseño de elementos en acero	Norma E.090 de “Estructuras Metálicas” (Propuesta final 2016)

Fuente: Elaboración propia

#### 4.1.4 Cargas de diseño

Para el análisis estructural del edificio y el diseño de los diferentes elementos estructurales, las siguientes cargas nominales deben ser consideradas:

1. Carga muerta debida al peso propio de los elementos y efectos permanentes sobre la estructura (CM o D)

2. Carga viva debida al mobiliario y ocupantes (CV o L)
3. Carga viva en azoteas o techos (Lr)
4. Carga de viento (W)
5. Carga de sismo de acuerdo a la norma E.030 diseño sismorresistente (E)
6. Carga por granizo (R)

Se utilizara en el diseño estructural del edificio de la presente tesis, las cargas de gravedad o verticales (carga muerta, carga viva, carga viva de azotea y carga de granizo), y cargas laterales (carga de viento y carga de sismo), no se tomara en cuenta la carga de nieve por no existir en la zona del proyecto. Todas las cargas mencionadas cumplen con la norma técnica de edificaciones E.020 cargas (N.T.E. E.020) y con la norma técnica de edificaciones E.030 diseño sismorresistente (N.T.E. E.030 - 2016). Se consideraran los siguientes valores para cada tipo de carga nominal:

**Carga muerta (CM):**

*Tabla 54: Peso unitario de los materiales empleados en el proyecto*

<b>Material o elemento</b>	<b>Peso unitario</b>
Acero estructural	7850 kg/m <sup>3</sup> (7.85 tn/m <sup>3</sup> )
Concreto armado	2400 kg/m <sup>3</sup> (2.40 tn/m <sup>3</sup> )
Concreto T = 12 cm en placa colaborante AD-900	230.30 kg/m <sup>2</sup> (0.2303 tn/m <sup>2</sup> )
Placa colaborante AD – 900 gage 22	9.16 kg/m <sup>2</sup> (0.0092 tn/m <sup>2</sup> )
Piso terminado	100 kg/m <sup>2</sup> (0.10 tn/m <sup>2</sup> )
Tabiquería de muro drywall (Peso específico = 1000 kg/m <sup>3</sup> , altura = 3.5 m, espesor = 0.012 m x 2 lados)	84 kg/ml (0.084 tn/ml) Tabiquería móvil equivalente: 60 kg/m <sup>2</sup> (0.06 tn/m <sup>2</sup> )



Tabiquería de muro cortina (Peso específico = 2500 kg/m <sup>3</sup> , altura = 3.5 m, espesor = 0.012 m)	105 kg/ml (0.105 tn/ml)
Baranda de aluminio y vidrio	30 (kg/m <sup>2</sup> (0.03 tn/m <sup>2</sup> ))

Fuente: Elaboración propia

### Carga viva (CV) y carga viva azotea (Lr):

*Tabla 55: Cargas mínimas repartidas por tipo de uso empleadas en el proyecto*

Ocupación o uso	Carga mínima repartida
Talleres (salón de usos múltiples)	400 kg/m <sup>2</sup> (0.40 tn/m <sup>2</sup> )
Corredores y escaleras	400 kg/m <sup>2</sup> (0.40 tn/m <sup>2</sup> )
Azotea o techos (inclin. ≤ 3° respecto horizontal)	100 kg/m <sup>2</sup> (0.10 tn/m <sup>2</sup> )
Carga por proceso de construcción	100 kg/m <sup>2</sup> (0.10 tn/m <sup>2</sup> )

Fuente: Elaboración propia

Para la azotea o techo de la edificación se debería comparar: la carga viva de azotea Lr y la carga de granizo R, y utilizar la carga con mayor valor para diseñar. Pero como se acostumbra a utilizar el techo o azotea para otros usos distintos al que fue concebido inicialmente, conservadoramente se proyectara la azotea como si se utilizara para salón de usos múltiples. Además, el valor será mucho mayor a los valores dados por azotea y granizo. Por lo tanto, se considerara la carga viva de azotea Lr, como:

$$Carga\ viva\ en\ azotea\ (Lr) = 400 \frac{kg}{m^2} \approx 0.40 \frac{tn}{m^2}$$

### Carga de sismo (E) y carga de viento (W):

Para la edificación en mención solo se considerara la acción de las cargas sísmicas, esto debido a que tanto la cortante estática “*V est*” como la cortante dinámica “*V din*” de sismo es mucho mayor a la presión o succión del viento *Ph* (o cortante de viento).

#### 4.1.5 Métodos de diseño

El diseño de los elementos de acero estructural por *condiciones de resistencia* se realizara mediante el método *Load and Resistance Factor Design (LRFD)*.

Para lo cual se debe cumplir la siguiente expresión:

$$\text{Resistencia Requerida} \leq \text{Resistencia de Diseño}$$

o

$$R_u \leq \phi R_n$$

Las combinaciones de carga para el método *Load and Resistance Factor Design (LRFD)*, según la NORMA E.090 (propuesta final 2016), son las siguientes:

- 1,4D
- 1,2D + 1,6L + 0,5(Lr ó S ó R)
- 1,2D + 1,6(Lr ó S ó R) + (0,5L ó 0,8W)
- 1,2D + 1,3W + 0,5L + 0,5(Lr ó S ó R)
- 1,2D ± 1,0E + 0,5L + 0,2S
- 0,9D ± (1,3W ó 1,0E)

De acuerdo a las cargas de diseño definidas para el proyecto en mención, las combinaciones de carga pueden reducirse de la siguiente forma:

- 1,4D
- 1,2D + 1,6L
- 1,2D + 1,6Lr
- 1,2D + 0,5L



- $1,2D \pm 1,0E + 0,5L$
- $0,9D \pm 1,0E$

El diseño por *condiciones de servicio* se realizara mediante el método *Allowable Strength Design (ASD)*. Las combinaciones de carga para el método *Allowable Strength Design (ASD)*, según la NORMA E.090 (propuesta final 2016), son las siguientes:

- D
- $D + L + (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$
- $D \pm (W \text{ ó } 0,7E)$
- $D + 0,75L + 0,75Lr \pm 0,75(W \text{ ó } 0,7E)$
- $0,6D \pm (W \text{ ó } 0,7E)$

#### 4.1.6 Materiales empleados

Las propiedades mecánicas de los materiales empleados son:

##### 1. Acero estructural A36 - perfil metálico W (perfil I o H) y perfil HSS:

*(Para elegir los perfiles metálicos, de acuerdo a lo que ofrece el mercado, se recurrió al catálogo de perfiles de la empresa "FIERRO TRADI S.A").*

Esfuerzo de fluencia:  $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$  (36 ksi)

Módulo de elasticidad:  $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$  (29000 ksi)

Módulo de poisson:  $\mu = 0.30$  (elástico),  $0.50$  (plástico)

Módulo de cortante:  $G = 800000 \text{ kg/cm}^2$  (11200 ksi)

Coefficiente de expansión térmica:  $\alpha = 11.25 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ \text{C}$

##### 2. Concreto armado:

Resistencia a la compresión:

- $F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$  (3 ksi)
- $F'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$  (4 ksi)

Módulo de elasticidad:

- $E = 15000 \sqrt{F'c} \Rightarrow 15000 \sqrt{210 \frac{kg}{cm^2}} = 217370.65 \text{ kg/cm}^2$

- $E = 15000 \sqrt{F'c} \Rightarrow 15000 \sqrt{280 \frac{kg}{cm^2}} = 250998.01 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de poisson:  $\mu = 0.15$

**3. Placa colaborante:** (Productos de la empresa "ACERO - DECK")

Esfuerzo de fluencia:  $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$  (36 ksi)

Módulo de elasticidad:  $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$  (29000 ksi)

**4. Conectores de corte:** (Productos de la empresa "ACERO - DECK")

Esfuerzo último de tensión:  $F_u = 65 \text{ ksi}$  (4570 kg/cm<sup>2</sup>)

**5. Pernos de alta resistencia y pernos de anclaje:**

Esfuerzo último de tensión (ASTM A325):  $F_u = 120 \text{ ksi}$  (8434 kg/cm<sup>2</sup>)

Esfuerzo último de tensión (ASTM A490):  $F_u = 150 \text{ ksi}$  (10542 kg/cm<sup>2</sup>)

**6. Soldadura estructural E70XX:**

Esfuerzo último de tensión o resistencia:  $F_{EXX} = 70 \text{ ksi}$  (4920 kg/cm<sup>2</sup>)

**7. Acero de refuerzo grado 60:**

Esfuerzo de fluencia:  $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  (60 ksi)

Módulo de elasticidad:  $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$  (29000 ksi)

Diámetro (in)	Área (cm <sup>2</sup> )	Peso (Kg/m)
3/8"	0.71	0.56
1/2"	1.29	0.99
5/8"	2.00	1.55
3/4"	2.84	2.24
1"	5.10	3.97

Figura 208: Diámetros de acero de refuerzo grado 60 comúnmente utilizados

Fuente: Elaboración propia

## 4.2 Configuración estructural

### 4.2.1 Estructuración

#### 4.2.1.1 Esqueleto estructural

Para definir los sistemas estructurales de la estructura principal (esqueleto estructural) que conforma la edificación en sus 2 direcciones principales X y Y, se debe respetar los sistemas estructurales permitidos que muestra la tabla N° 6 de la NORMA E.030 (2016), la cual se muestra en la **tabla 56**.

*Tabla 56: Sistema estructural de acero a utilizar en el proyecto*

Tabla N° 6 CATEGORÍA Y SISTEMA ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural.
	2 y 1	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
A2 (*)	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
	1	Cualquier sistema.
B	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SMF, IMF, SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Pórticos, Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada. Estructuras de madera
	1	Cualquier sistema.
C	4, 3, 2 y 1	Cualquier sistema.

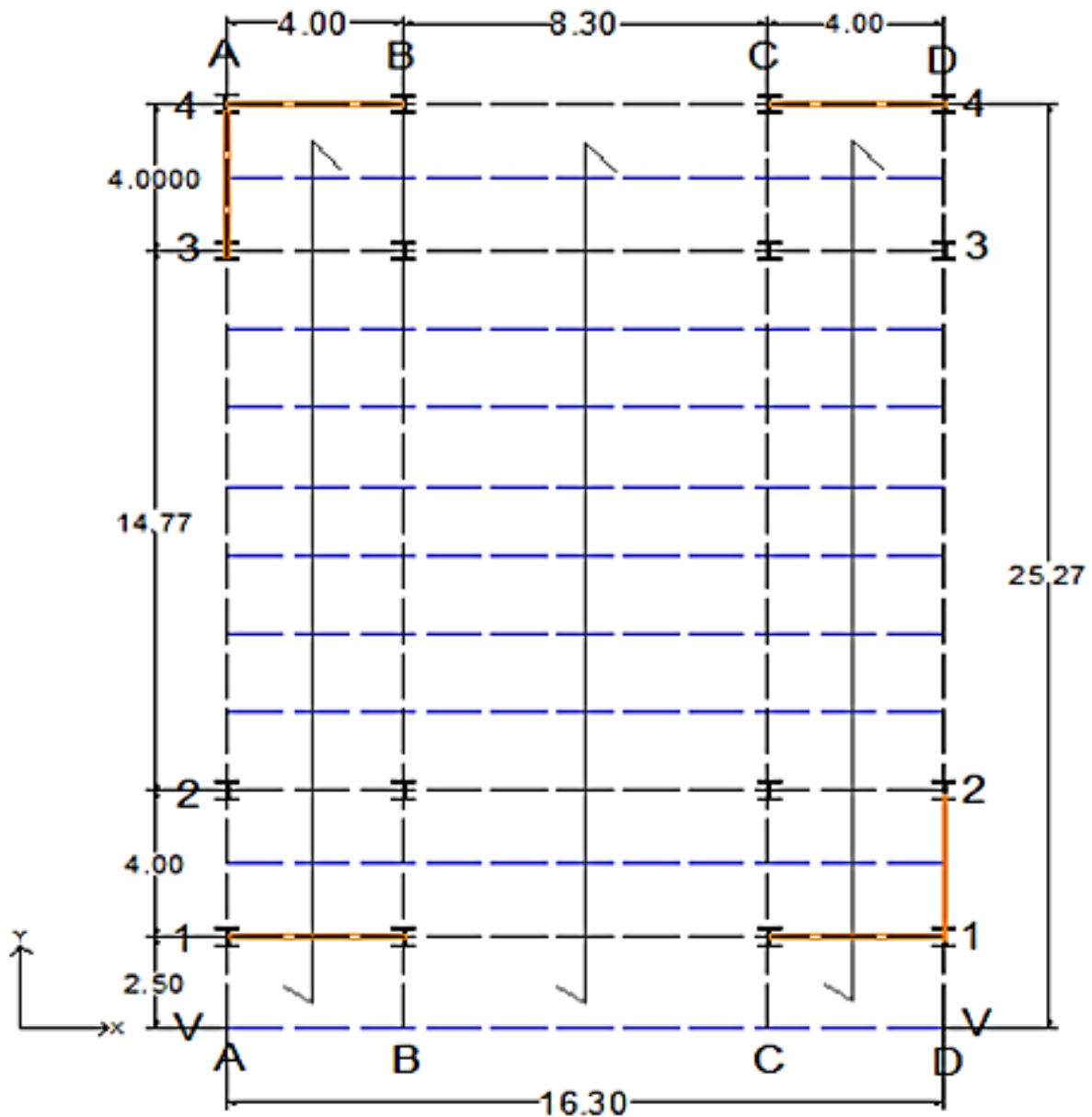
Fuente: (E.030 – Tabla N° 6, 2016)

Por lo tanto, para la edificación del proyecto de tesis en mención al tratarse según la NORMA E.030 (2016), de una edificación de categoría A2 y por ubicarse en una zona 3, le correspondería para cada dirección de análisis un sistema estructural de acero del tipo: SCBF, OCBF o EBF. Por lo que queda a criterio del tesista elegir el sistema estructural de acero a utilizar, y se eligieron los siguientes sistemas estructurales en cada dirección:

- **Dirección X-X:** Sistema estructural de acero tipo: *OCBF* (Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados). **Ver plano de estructuras E-03**
- **Dirección Y-Y:** Sistema estructural de acero tipo: *OCBF* (Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados). **Ver plano de estructuras E-03**

#### **4.2.1.2 Elementos estructurales:**

La **figura 209**, muestra la estructuración de todos los elementos estructurales que conforman la estructura de la edificación. Para consultar la nomenclatura y los demás detalles de cada elemento estructural ver en los **planos de estructuras E-01, E-02, E-03 y E-04**.



**Leyenda:**






- **Losa con placa colaborante o losa compuesta:** 
- **Vigas compuestas intermedias o viguetas:** 
- **Vigas de Pórtico en X y Y:** 
- **Columnas:** 
- **Arriostres o contraventeos:** 

Figura 209: Estructuración de los elementos estructurales que componen la estructura del proyecto

Fuente: Elaboración propia

Se puede apreciar en la **figura 209**, los ejes que se asignaron para cada dirección de análisis, estos dependen de la ubicación de las columnas y las vigas en X y Y ya que forman los pórticos. Para el eje X-X se tienen los ejes: 1, 2, 3 y 4 y para el eje Y-Y se tienen los ejes: A, B, C y D. Por lo tanto, una vez determinado los ejes tanto en X-X como en Y-Y, se describirá la estructuración de cada elemento estructural:

- **Losa con placa colaborante o losa compuesta:** Se estructuro direccionando los nervios de la placa colaborante perpendiculares a la dirección de las viguetas, el cual va desde el volado hasta el eje 4 presentando 13 apoyos.
- **Vigas compuestas intermedias o viguetas:** Se estructuraron siguiendo el principio de la luz más corta, por lo tanto se estructuraron paralelas al eje X-X entre los ejes A-B, B-C y C-D.
- **Vigas de pórtico en X y Y:** Se estructuraron respetando la arquitectura y formando pórticos con las columnas y los arriostres tanto en X como en Y.
- **Columnas:** Se estructuraron respetando la arquitectura y direccionando el eje mayor o fuerte X-X del perfil paralelo al eje global X-X de la estructura, debido que ante cargas de gravedad tendrá mejor comportamiento porque las vigas más cargadas transmitirán sus cargas respecto al eje más fuerte del perfil de la columna. Además, ante cargas de sismo darán mayor rigidez respecto al sismo en la dirección Y-Y que respecto al sismo en la dirección X-X.
- **Arriostres o contraventeos:** Estos se estructuraron en primer lugar respetando el sistema estructural que se eligió en ambas direcciones. En segundo lugar respetando la arquitectura del proyecto y la simetría en planta y elevación (por efectos de torsión en planta), por lo tanto se dispusieron en los ejes exteriores más no en los interiores y en forma simétrica en planta y elevación. Finalmente como el sismo viene en una misma dirección en ambos sentidos se dispusieron en elevación arriostres concéntricos en forma de cruz

(cruz de San Andrés). Por todo lo explicado, los arriostres se dispusieron en la dirección X-X en el eje 1 entre los ejes A y B, y en el eje 4 entre los ejes A y B. En la dirección Y-Y se dispusieron en el eje A entre los ejes 3 y 4, y en el eje D entre los ejes 1 y 2. (Se puede observar que en la dirección X-X se tiene mayor pórticos arriostrados, esto se debe a que la dirección Y-Y tiene mayor rigidez de aporte debido a la orientación de las columnas).

#### 4.2.1.3 Conexiones:

Las conexiones se estructuraran dependiendo del tipo de elementos a conectar y de las características arquitectónicas, estructurales y constructivas de la estructura. Para ver la nomenclatura, el tipo y los demás detalles de cada tipo de conexión consultar en los **planos de estructuras E-02, E-03 y E-04**. Por lo tanto, para la presente tesis las conexiones se estructuraran de la siguiente manera:

- **Conexión viga – vigueta:** Se estructuran utilizando conexiones simples a cortante, del tipo doble ángulo totalmente soldada y se utilizara despatinado superior en las viguetas para tener el mismo nivel que las vigas.
- **Conexión viga – columna:** Para estructurar las conexiones viga – columna se tuvieron los siguientes criterios: 1) Debido a que se están utilizando arriostres en ambas direcciones, no hay necesidad de tener pórticos a momento y por lo tanto no hay necesidad de tener conexiones a momento tanto en X y Y; 2) Las conexiones simples son más fáciles y económicas que las conexiones a momento 3) En los pórticos arriostrados es difícil lograr una conexión de viga – columna a momento porque no hay suficiente espacio para realizar la conexión. Por lo tanto, todas las conexiones viga – columna tanto para X como Y serán simples o a cortante del tipo doble ángulo totalmente empernada. Excepto las vigas de los ejes A, B, C y D entre los ejes 2 y 3, que si serán conexiones a momento FR del tipo placa superior de patín, placa inferior de patín y placa de

cortante, esto debido a que por tener una luz muy grande 14.77 m el momento en la viga será grande y al tener un conexión a momento parte de ese momento se redistribuirá en las columnas que la soportan. Las vigas de volado de los ejes A, B, C y D también tendrán conexión a momento FR, esto con fines de proporcionarle estabilidad a la viga. **Ver figura 210**

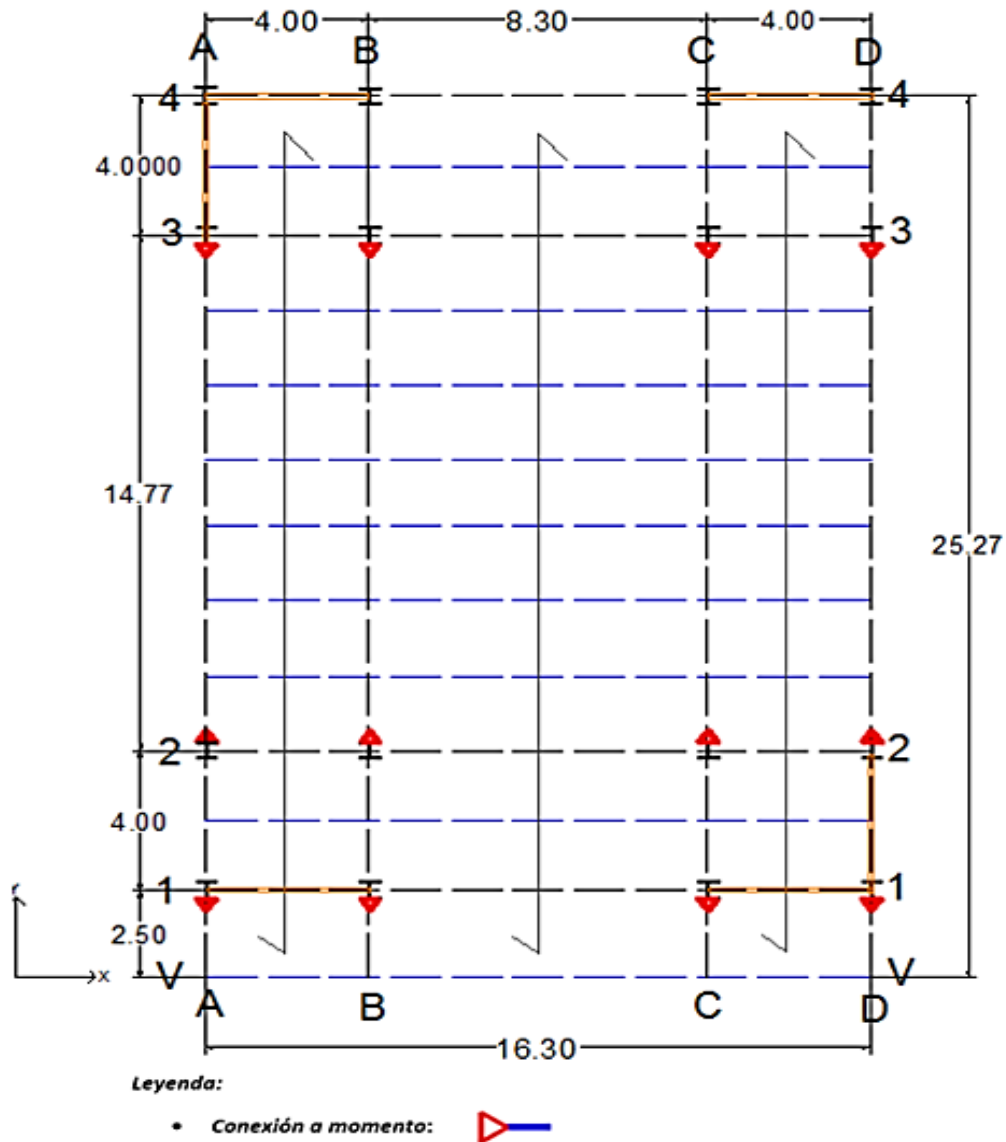


Figura 210: Estructuración de conexiones resistentes a momento

Fuente: Elaboración propia



- **Conexión viga – columna – arriostre:** Se estructuran utilizando conexiones simples a cortante, del tipo placa de nudo o cartela con ranura en los arriostres totalmente soldada. Esto debido a que no es necesario tener una conexión a momento en un pórtico arriostrado, además que constructivamente es difícil de realizar. **Ver figura 211**

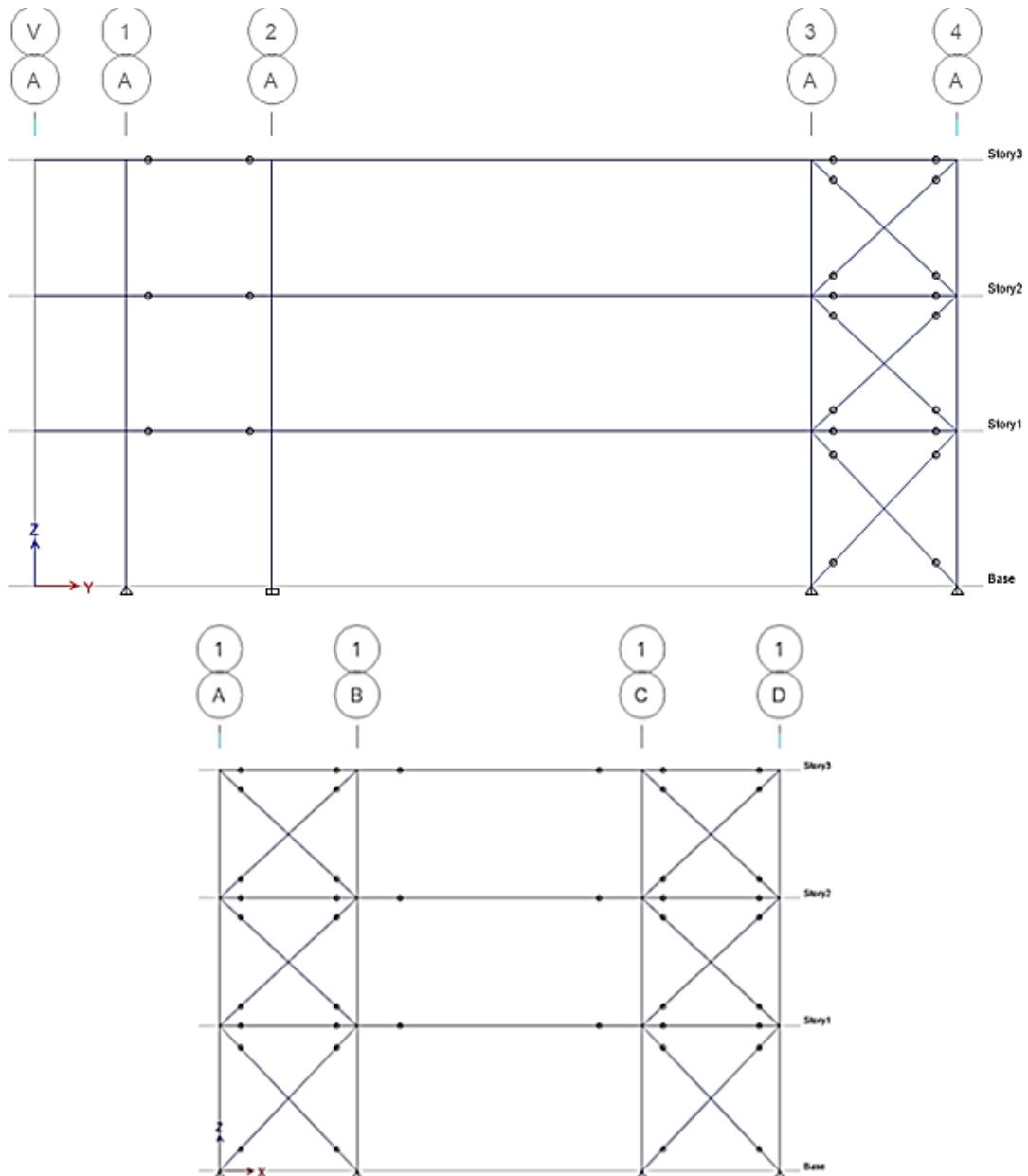


Figura 211: Estructuración de conexiones de arriostre en “X” y en “Y” para el proyecto

Fuente: Elaboración propia

Por lo tanto, debido a la estructuración de las conexiones se puede deducir los sistemas estructurales que resistirán cargas laterales en cada dirección principal de la estructura:

- **Dirección X-X:** En el eje 1 los pórticos arriostrados A-B y C-D y en el eje 4 los pórticos arriostrados A-B y C-D. Los demás pórticos en la dirección X-X de la estructura no aportan significativa rigidez lateral.
- **Dirección Y-Y:** En el eje A el pórtico arriostrado 3-4 y en el pórtico a momento 2-3, en el eje B el pórtico a momento 2-3, en el eje C el pórtico a momento 2-3 y en el eje D el pórtico arriostrado 1-2 y en el pórtico a momento 2-3. Los demás pórticos en la dirección Y-Y de la estructura no aportan significativa rigidez lateral.

#### 4.2.1.4 Cimentación:

La cimentación se estructurara dependiendo del grado de rigidez que se le quiera dar a la estructura, además depende mucho del aspecto constructivo ya que para los pórticos arriostrados es muy difícil garantizar una cimentación empotrada debido a que se interrumpirá la conexión de los arriostres con la placa base. Por lo tanto, de acuerdo a estos criterios se optó por considerar cimentación articulada en todas las bases de las columnas donde llegan los arriostres, es decir en todos los pórticos arriostrados y en las demás bases de las columnas restantes se consideró cimentación empotrada. Para ver la nomenclatura, el tipo y los demás detalles de cada tipo de conexión dirigirse al **plano de estructuras E-01**. Por lo tanto, para la presente tesis la cimentación se estructurara de la siguiente manera: **Ver figura 212**

- **Cimentación articulada:** Consiste en una placa base de acero, anclada a un pedestal de concreto mediante pernos de anclaje, y asimismo el pedestal descansa sobre una zapata de concreto armado.

- **Cimentación empotrada:** Consiste en una placa base de acero, anclada a un pedestal de concreto mediante pernos de anclaje, y asimismo el pedestal descansa sobre una zapata de concreto armado. Además, se utilizan rigidizadores en ambas direcciones para restringir el giro de la cimentación.

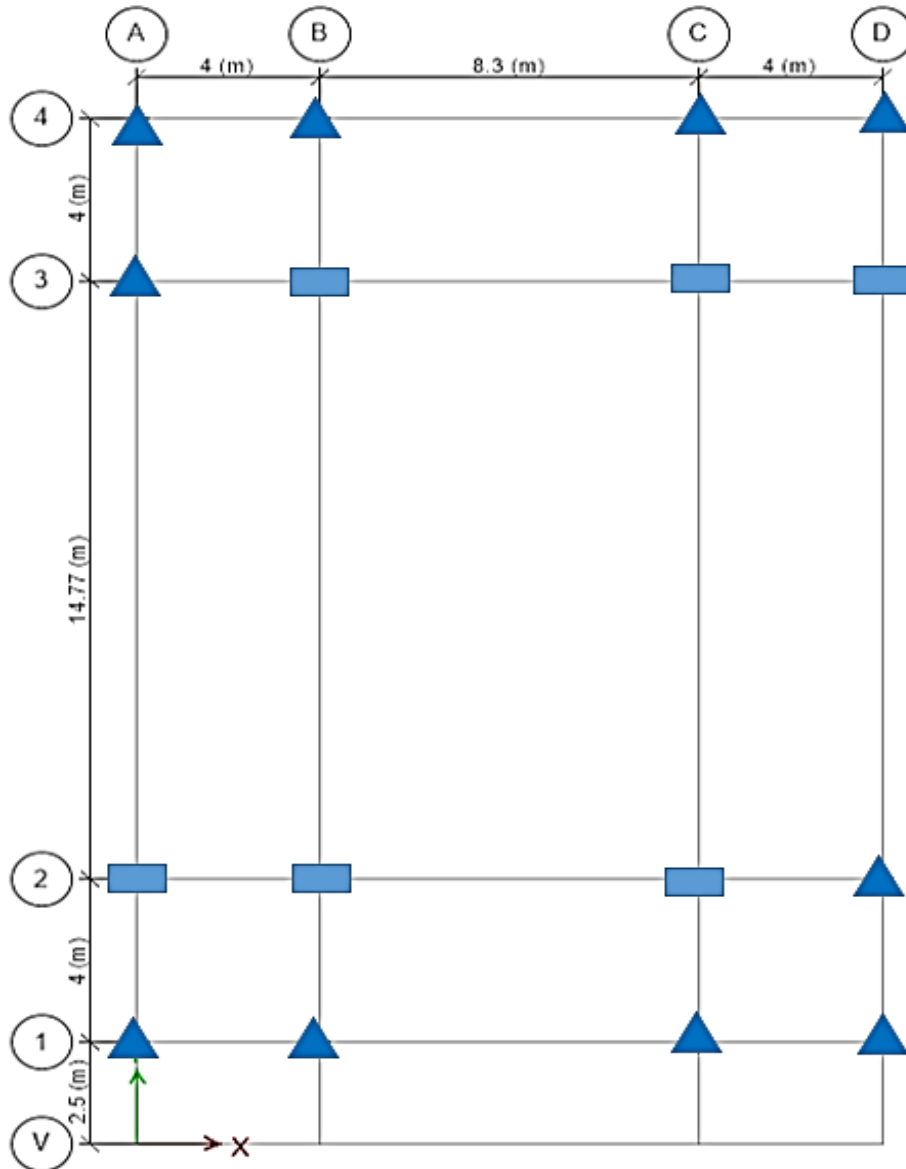


Figura 212: Estructuración de cimentación articulada y cimentación empotrada para el proyecto

Fuente: Elaboración propia

## 4.2.2 Predimensionamiento

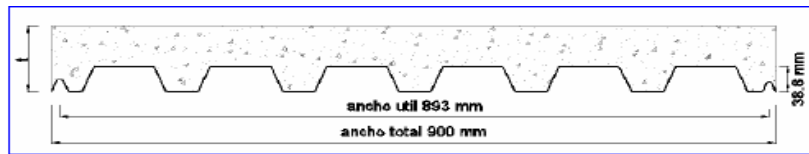
### 4.2.2.1 Losa con placa colaborante o losa compuesta

Para predimensionar el peralte o espesor de la losa compuesta (t cm) con placa colaborante del proyecto de la tesis en mención (para los 3 niveles será el mismo predimensionamiento) se tomó en cuenta:

- Según el tesista opto por utilizar un espesor de lámina o calibre gage 22, debido a que se comenzara analizando con el calibre con propiedades menores de la sección de acero (por ser más económico), y si no se satisface los requerimientos de diseño será necesario utilizar un calibre mayor.
- Respecto a la estructuración del techo (orientación), las luces libres entre vigas intermedias o apoyos interiores de la losa son de 2.50 m entre los ejes V-1, entre los ejes 1-2 y 3-4 son de 2 m y entre los ejes 2-3 son de 2.15 m y 1.87 m.
- La sobrecarga o carga viva  $S/C = 400 \text{ kg/m}^2$  para pisos,  $S/C = 400 \text{ kg/m}^2$  para corredores y también se está considerando conservadoramente la  $S/C = 400 \text{ kg/m}^2$  para techos debido a que se podría dar otro tipo de uso en un futuro.

Entonces según los productos de ACERO – DECK (2005), elegimos la placa colaborante AD-900, debido a que nos ofrece menores espesores con los mismos requerimientos que las demás tipos de placas colaborantes. **Ver tabla 57**

Tabla 57: Espesores de losa para placa colaborante AD-900, según calibre gage, luz libre (ml) y sobrecargas admisibles (kg/m<sup>2</sup>)



**SOBRECARGAS ADMISIBLES (KG/M<sup>2</sup>) CON CONCRETO F'c = 210 KG/CM<sup>2</sup>.**

Calibre gage	L Luz libre (ml)	T = Espesor de losa (cm)					
		9.00	10.00	11.00	12.00	13.00	14.00
22	1.25	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000
	1.50	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000
	1.75	1,552	1,837	2,000	2,000	2,000	2,000
	2.00	1,126	1,339	1,553	1,766	1,979	2,000
	2.25	834	998	1,163	1,327	1,491	1,655
	2.50	625	755	884	1,013	1,142	1,271
	2.75	471	574	677	781	884	987
	3.00	353	437	521	604	771	771
	3.25	262	330	398	467	535	603
	3.50	189	245	301	358	414	470
20	1.25	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000
	1.50	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000
	1.75	1,866	2,000	2,000	2,000	2,000	2,000
	2.00	1,366	1,626	1,886	2,000	2,000	2,000
	2.25	1,024	1,225	1,426	1,627	1,828	2,000
	2.50	779	938	1,097	1,256	1,415	1,574
	2.75	597	725	853	981	1,109	1,237
	3.00	459	564	668	772	877	981
	3.25	352	438	524	610	696	782
	3.50	267	334	397	461	527	595
3.75	176	222	270	320	371	425	

Nota: los valores sombreados requieren apuntalamiento temporal al centro de la luz libre.

Fuente: (Manual ACERO - DECK, 2005)

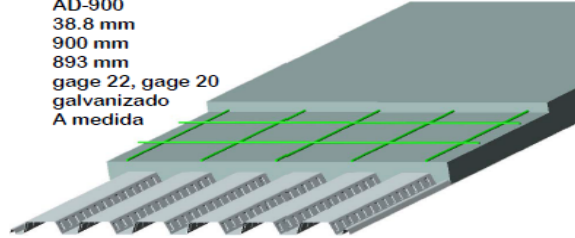
Para un calibre o gage 22, con luces libres de 2.50 m, 2.15 m, 2 m y 1.87 m y una sobrecarga admisible de tabla mayor a 400 kg/cm<sup>2</sup>, la de menor espesor que cumple según la **tabla 57** es de T = 9 cm. Sin embargo, será el diseño el que determine el espesor de la losa "T".

En conclusión el peralte o espesor de la losa compuesta es de **T = 9 cm**, siendo sus características las siguientes: **Ver tabla 58**

Tabla 58: Características para placa colaborante AD-900, gage 22 y altura de losa (T = 9 cm)

**PLACA COLABORANTE AD-900**

Tipo : AD-900  
 Peralte : 38.8 mm  
 Ancho total : 900 mm  
 Ancho útil : 893 mm  
 Calibre : gage 22, gage 20  
 Acabado : galvanizado  
 Longitud : A medida



**PROPIEDADES DE LA SECCIÓN DE ACERO**

Calibre (gage)	Peso/area (kg/m <sup>2</sup> )	I (cm <sup>4</sup> /m)	S <sub>sup</sub> (cm <sup>3</sup> /m)	S <sub>inf</sub> (cm <sup>3</sup> /m)
22	9.16	23.22	16.39	10.75
20	10.93	30.04	19.81	13.98

**PROPIEDADES DEL CONCRETO (f'c = 210 kg/cm<sup>2</sup>)**

Altura de la losa (cm)	Volumen de concreto (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> )	Carga muerta (kg/m <sup>2</sup> )
9.00	0.066	158.30
10.00	0.076	182.30
11.00	0.086	206.30
12.00	0.096	230.30
13.00	0.106	254.30
14.00	0.116	278.30

Fuente: (Manual ACERO - DECK, 2005)

#### 4.2.2.2 Vigas compuestas intermedias o viguetas

Para vigas compuestas tomaremos un predimensionamiento para el peralte de Luz/40.

Tabla 59: Predimensionamiento de viguetas para el proyecto

PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS COMPUESTAS INTERMEDIAS O VIGUETAS DEL PRIMER AL TERCER NIVEL			
Nomenclatura vigueta	Luz viga (m)	h = L/40 (m)	W elegido (h o d pulg)
VI – (VAB – VCD)	4.00	0.10 (3.94")	W 6 x 12 (6.03 pulg)
VI – VBC	8.30	0.21 (8.17")	W 8 x 48 (8.5 pulg)
VI – (12AB – 12CD – 34AB – 34CD)	4.00	0.10 (3.94")	W 6 x 16 (6.28 pulg)

VI – (12BC – 34BC)	8.30	0.21 (8.17")	W 10 x 49 (10 pulg)
VI – (23AB1 – 23CD1)	4.00	0.10 (3.94")	W 6 x 16 (6.28 pulg)
VI – 23BC1	8.30	0.21 (8.17")	W 10 x 54 (10.1 pulg)
VI – 23AB2 – 23CD2	4.00	0.10 (3.94")	W 6 x 16 (6.28 pulg)
VI – 23BC2	8.30	0.21 (8.17")	W 10 x 54 (10.1 pulg)

Fuente: Elaboración propia

#### 4.2.2.3 Vigas de pórtico en X y Y

Para vigas de pórtico en X y Y como se asumirán no compuestas tomaremos un predimensionamiento para el peralte de la viga de:

- **Vigas normales: Luz/20**
- **Vigas en volado: Luz/10**

*Tabla 60: Predimensionamiento de vigas de pórtico en X y Y para el proyecto*

PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS DE PÓRTICO EN "X" Y "Y" DEL PRIMER AL TERCER NIVEL			
Nomenclatura viga en X	Luz viga (m)	h = L/20 (m)	W elegido (h o d pulg)
Vx – (AB1 – CD1)	4.00	0.20 (7.87")	W 6 x 16 (6.28 pulg)
Vx – BC1	8.30	0.42 (16.34")	W 10 x 54 (10.1 pulg)
Vx – (AB2 – CD2)	4.00	0.20 (7.87")	W 6 x 16 (6.28 pulg)
Vx – BC2	8.30	0.42 (16.34")	W 10 x 54 (10.1 pulg)
Vx – (AB3 – CD3)	4.00	0.20 (7.87")	W 6 x 16 (6.28 pulg)
Vx – BC3	8.30	0.42 (16.34")	W 10 x 54 (10.1 pulg)
Vx – (AB4 – CD4)	4.00	0.20 (7.87")	W 6 x 16 (6.28 pulg)
Vx – BC4	8.30	0.42 (16.34")	W 10 x 54 (10.1 pulg)
Nomenclatura viga en Y	Luz viga (m)	h = L/10 (m)	W elegido (h o d pulg)

Vy – (V1A – V1D)	2.50	0.25 (9.84")	W 10 x 30 (10.5 pulg)
Vy – (V1B – V1C)	2.50	0.25 (9.84")	W 10 x 30 (10.5 pulg)
<b>Nomenclatura viga en Y</b>	<b>Luz viga (m)</b>	<b>h = L/20 (m)</b>	<b>W elegido (h o d pulg)</b>
Vy – (12A – 12D)	4.00	0.20 (7.87")	W 8 x 21 (8.28 pulg)
Vy – (12B – 12C)	4.00	0.20 (7.87")	W 8 x 21 (8.28 pulg)
Vy – (23A – 23D)	14.77	0.74 (29.07")	W 21 x 44 (20.7 pulg)
Vy – (23B – 23C)	14.77	0.74 (29.07")	W 24 x 62 (23.7 pulg)
Vy – (34A – 34D)	4.00	0.20 (7.87")	W 8 x 21 (8.28 pulg)
Vy – (34B – 34C)	4.00	0.20 (7.87")	W 8 x 21 (8.28 pulg)

Fuente: Elaboración propia

#### 4.2.2.4 Columnas

Las columnas se predimensionarán por cargas de gravedad utilizando la siguiente expresión:

$$A_g \geq \frac{P_u}{\phi_c F_{cr}}$$

Considerando una relación de esbeltez de  $Kl/r = 50$  para predimensionamiento, con lo que resulta un esfuerzo crítico de pandeo  $F_{cr} = 2226.69 \text{ kg/cm}^2$  (donde  $F_{cr}$  se evalúa de acuerdo a lo expuesto en el marco teórico para predimensionamiento de columnas) y un  $\phi_c = 0.9$ .

Tabla 61: Predimensionamiento de columnas para el proyecto

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS			
Nomenclatura columna	Pu (kg)	Ag (cm <sup>2</sup> )	W elegido (pulg <sup>2</sup> )
C – A1 , C – D1	32514.94	15.06 (2.34 pulg <sup>2</sup> )	W 8 x 21 (6.16 pulg <sup>2</sup> )
C – B1 , C – C1	97995.35	45.32 (7.03 pulg <sup>2</sup> )	W 8 x 31 (6.16 pulg <sup>2</sup> )



<b>C – A2 , C – D2 , C – A3, C – D3</b>	67775.24	31.39 (4.87 pulg2)	W 8 x 24 (7.08 pulg2)
<b>C – B2 , C – C2 , C – B3, C – C3</b>	205611.81	95.13 (14.75 pulg2)	W 10 x 54 (15.8 pulg2)
<b>C – A4 , C – D4</b>	15009.15	6.97 (1.08 pulg2)	W 8 x 15 (4.44 pulg2)
<b>C – B4 , C – C4</b>	44599.15	20.66 (3.20 pulg2)	W 8 x 24 (7.08 pulg2)

Fuente: Elaboración propia

#### 4.2.2.5 Arriostres o contraventeos

Los arriostres o contraventeos se predimensionarán asumiendo perfiles tubulares HSS tanto para el eje X como para el eje Y, se eligieron de acuerdo al criterio del tesista los siguientes perfiles HSS:

*Tabla 62: Predimensionamiento de arriostres o contraventeos*

PREDIMENSIONAMIENTO DE ARRIOSTRES O CONTRAVENTEOS EN “X” Y “Y” DEL PRIMER AL TERCER NIVEL	
<b>Nomenclatura arriostre en X</b>	<b>HSS elegido</b>
<b>R1 - X</b>	HSS 6 x 6 x 1/2
<b>R2 - X</b>	HSS 6 x 6 x 1/2
<b>R3 - X</b>	HSS 6 x 6 x 1/2
<b>R4 - X</b>	HSS 6 x 6 x 1/2
<b>Nomenclatura arriostre en Y</b>	<b>HSS elegido</b>
<b>R1 – Y</b>	HSS 4 x 4 x 1/2
<b>R2 – Y</b>	HSS 4 x 4 x 1/2

Fuente: Elaboración propia

### 4.3 Análisis estructural

#### 4.3.1 Análisis estructural para cargas de gravedad

##### 4.3.1.1 Metrado, modelación y análisis estructural de la losa con placa colaborante o losa compuesta

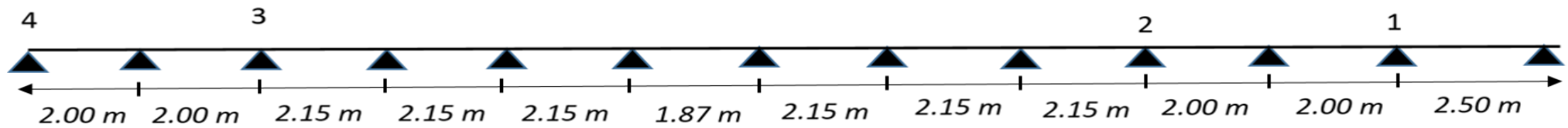
**Metrado de cargas.** El metrado de cargas para la losa con placa colaborante que se realizará a modo de ejemplo será para la losa “**LC - 2**” que es típica del 1er al 3er piso. Se está tomando el metrado de cargas con el peralte o espesor de losa (t cm) igual a 12 cm, que es con el que se cumplió el diseño y no con el peralte predimensionado.

Tabla 63: Metrado por cargas de gravedad para la losa con placa colaborante

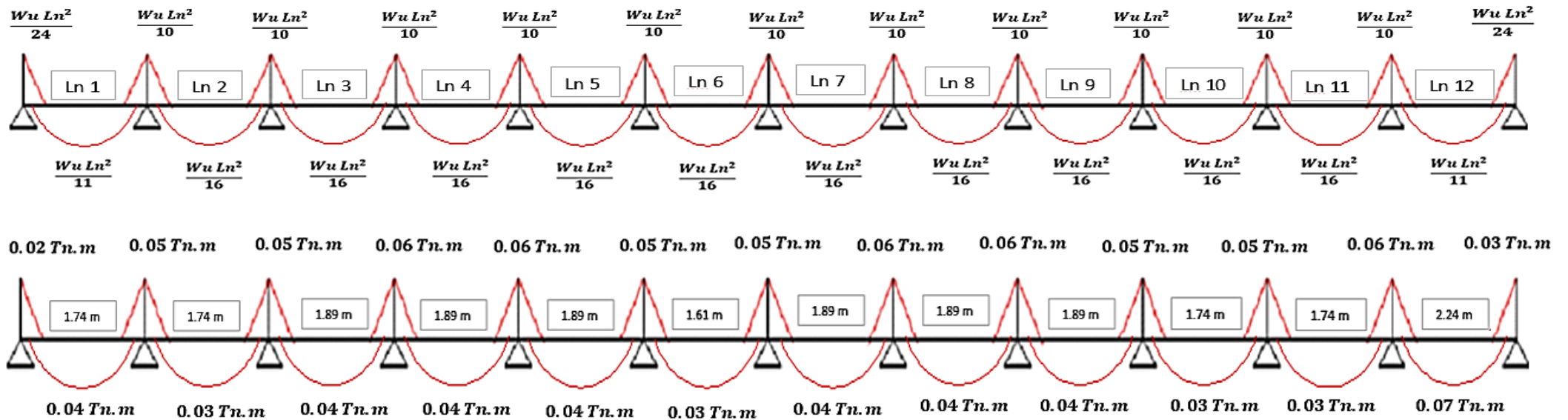
<b>LOSA CON PLACA COLABORANTE DEL 1ER AL 3ER PISO: LC -2</b>			
<b>Carga muerta (CM)</b>			
<b>Elemento</b>	<b>Peso unitario (P.U)</b>	<b>Ancho tributario</b>	<b>Peso (kg/m) = P.U x AT</b>
Placa colaborante AD – 900 (Acero deck)	9.16 kg/m <sup>2</sup>	0.13 m (por vigueta de losa)	1.19 kg/m
Losa de Concreto t = 12 cm (Acero deck)	230.30 kg/m <sup>2</sup>	0.13 m (por vigueta de losa)	29.94 kg/m
Piso terminado	100 kg/m <sup>2</sup>	0.13 m	13.00 kg/m
Tabiquería de muro drywall	60 kg/m <sup>2</sup>	0.13 m	7.80 kg/m
<b>Σ Carga muerta total</b>			<b>51.93 kg/m</b>
<b>Carga viva (CV)</b>			
S/C para Talleres/Auditorios	400 kg/m <sup>2</sup>	0.13 m	52.00 kg/m
<b>Σ Carga viva total</b>			<b>52.00 kg/m</b>
<b>Carga última (Wu) – 1.4 CM + 1.7 CV</b>			
<b><math>W_u = 1.4 (51.93 \text{ kg/m}) + 1.7 (52.00 \text{ kg/m}) = 161.10 \text{ kg/m} = 0.16 \text{ tn/m}</math></b>			

Fuente: Elaboración propia

**Modelación y análisis estructural.** Se idealizaran como vigas continuas debido a que presenta 13 apoyos y el análisis estructural se realizara utilizando el método de coeficientes del ACI (éste método ya considera la alternancia de cargas vivas). La idealización y análisis estructural para la losa con placa colaborante que se realizara a modo de ejemplo será para la losa “**LC - 2**” que es típica del 1er al 3er piso.



Cálculo de momentos máximos negativos  $Mu-$  y positivos  $Mu+$  por el método de coeficientes, para  $Ln$  se considera luz libre no luz entre ejes:



Cálculo de fuerzas cortantes máximos  $V_u$  por el método de coeficientes, para  $L_n$  se considera luz libre no luz entre ejes:

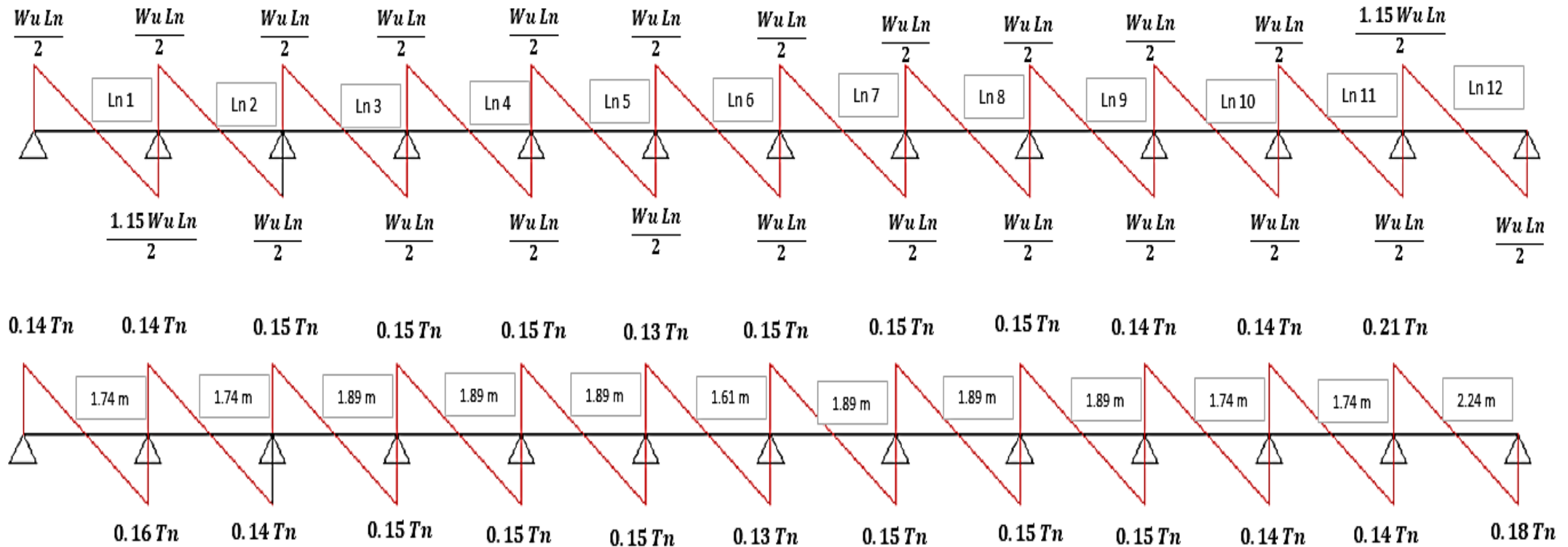


Figura 213: Diagrama de momento flector (DMF) y diagrama de fuerza cortante (DFC) para la losa con placa colaborante o losa compuesta del proyecto

Fuente: Elaboración propia

#### 4.3.1.2 Metrado, modelación y análisis estructural de la viga compuesta intermedia o vigueta

**Metrado de cargas.** La combinación de carga para el método LRFD que producirá el efecto más crítico o la carga que gobernara,  $W_u$ , en el diseño de las vigas compuestas intermedias, será: Ver capítulo de “Aspectos generales” en el ítem de “Métodos de diseño” de la presente tesis.

- Para el primer y segundo nivel será la combinación 2 -  $1,2D + 1,6L + 0,5(Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$ , aquí no se toma en cuenta las cargas  $L_r$ ,  $S$  y  $R$ , ya que estas cargas solo actúan en el tercer nivel. Por lo que la combinación 2 quedaría reducida a  $1.2D + 1.6L$
- Para el tercer nivel o azotea será la combinación 3 -  $1,2D + 1,6(Lr \text{ ó } S \text{ ó } R) + (0,5L \text{ ó } 0,8W)$ , aquí no se toma en cuenta la carga  $L$ , y de las cargas  $L_r$ ,  $S$  y  $R$  se toma la mayor ( $L_r$  se tomara en este caso por ser la mayor). Por lo que la combinación 3 quedaría reducida a  $1.2D + 1.6L_r$

Esto se basa en que solo toma en cuenta las cargas por gravedad y no cargas laterales para el diseño de vigas compuestas intermedias, además como solo se presenta un tipo de resistencia la cual es la flexión (no hay necesidad de utilizar ecuaciones o fórmulas de interacción, la cual proviene de diagramas de interacción), y solo tiene solicitaciones de carga por gravedad (no hay necesidad de realizar diagramas de envolvente), la mayor combinación de carga para cada piso en análisis será la gobernante.

El metrado de cargas para la viga compuesta intermedia que se realizara a modo de ejemplo será para la viga más crítica que es la “VI – 23BC1” que es típica del 1er al 3er piso. Se está tomando el metrado de cargas con el perfil **W10X68**, que es con el que se cumplió el diseño y no con el perfil del predimensionamiento. Además, se está considerando que la carga viva de techo será igual a la carga viva de los pisos  $S/C =$

400 kg/m<sup>2</sup>. Según el diseño de vigas compuestas intermedias el metrado se realiza para condiciones antes y después de que el concreto haya endurecido.

*Tabla 64: Metrado por cargas de gravedad para la vigueta antes de que el concreto haya endurecido*

<b>VIGA COMPUESTA INTERMEDIA DEL 1ER AL 3ER PISO: VI – 23BC1</b>			
<b>Carga muerta (CM)</b>			
<b>Elemento</b>	<b>Peso unitario (P.U)</b>	<b>Ancho tributario</b>	<b>Peso (kg/m) = P.U x AT</b>
Placa colaborante AD – 900 (Acero deck)	9.16 kg/m <sup>2</sup>	2.15 m	19.69 kg/m
Losa de concreto t = 12 cm (Acero deck)	230.30 kg/m <sup>2</sup>	2.15 m	495.15 kg/m
Peso de la viga de diseño final (W10x68) Ver 14th manual del AISC	68 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 68 lb/ft = 99.62 kg/m		99.62 kg/m
<b>Σ Carga muerta total</b>			<b>614.46 kg/m</b>
<b>Carga viva (CV)</b>			
Peso de construcción	100 kg/m <sup>2</sup>	2.15 m	215.00 kg/m
<b>Σ Carga viva total</b>			<b>215.00 kg/m</b>
<b>Carga última (Wu) – 1.2 CM + 1.6 CV</b>			
$W_u = 1.2 (614.46 \text{ kg/m}) + 1.6 (215.00 \text{ kg/m}) = 1081.35 \text{ kg/m} = 1.08 \text{ tn/m}$			

Fuente: Elaboración propia

*Tabla 65: Metrado por cargas de gravedad para la vigueta después de que el concreto haya endurecido*

<b>VIGA COMPUESTA INTERMEDIA DEL 1ER Y 2DO PISO: VI – 23BC1</b>			
<b>Carga muerta (CM)</b>			
<b>Elemento</b>	<b>Peso unitario (P.U)</b>	<b>Ancho tributario</b>	<b>Peso (kg/m) = P.U x AT</b>



Placa colaborante AD – 900 (Acero deck)	9.16 kg/m <sup>2</sup>	2.15 m	19.69 kg/m
Losa de concreto t = 12 cm (Acero deck)	230.30 kg/m <sup>2</sup>	2.15 m	495.15 kg/m
Peso de la viga de diseño final (W10x68) Ver 14th manual del AISC	68 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 68 lb/ft = 99.62 kg/m		99.62 kg/m
Piso terminado	100 kg/m <sup>2</sup>	2.15 m	215.00 kg/m
Tabiquería de muro drywall	60 kg/m <sup>2</sup>	2.15 m	129.00 kg/m
<b>Σ Carga muerta total</b>			<b>958.46 kg/m</b>
<b>Carga viva (CV)</b>			
S/C para talleres/auditorios	400 kg/m <sup>2</sup>	2.15 m	860.00 kg/m
<b>Σ Carga viva total</b>			<b>860.00 kg/m</b>
<b>Carga última (Wu) – 1.2 CM + 1.6 CV</b>			
$W_u = 1.2 (958.46 \text{ kg/m}) + 1.6 (860.00 \text{ kg/m}) = 2526.15 \text{ kg/m} = 2.53 \text{ tn/m}$			

**VIGA COMPUESTA INTERMEDIA DEL 3ER PISO: VI – 23BC1**

**Carga muerta (CM)**

<b>Elemento</b>	<b>Peso unitario (P.U)</b>	<b>Ancho tributario</b>	<b>Peso (kg/m) = P.U x AT</b>
Placa colaborante AD – 900 (Acero deck)	9.16 kg/m <sup>2</sup>	2.15 m	19.69 kg/m
Losa de concreto t = 12 cm (Acero deck)	230.30 kg/m <sup>2</sup>	2.15 m	495.15 kg/m
Peso de la viga de diseño final (W10x68)	68 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m		99.62 kg/m

Ver 14th manual del AISC	68 lb/ft = 99.62 kg/m		
Piso terminado	100 kg/m <sup>2</sup>	2.15 m	215.00 kg/m
Tabiquería de muro drywall	60 kg/m <sup>2</sup>	2.15 m	129.00 kg/m
<b>Σ Carga muerta total</b>			<b>958.46 kg/m</b>
<b>Carga viva de azotea (Lr)</b>			
S/C para techo/azotea	400 kg/m <sup>2</sup>	2.15 m	860.00 kg/m
<b>Σ Carga viva total</b>			<b>860.00 kg/m</b>
<b>Carga última (Wu) – 1.2 CM + 1.6 Lr</b>			
$W_u = 1.2 (958.46 \text{ kg/m}) + 1.6 (860.00 \text{ kg/m}) = 2526.15 \text{ kg/m} = 2.53 \text{ tn/m}$			

Fuente: Elaboración propia

**Modelación y análisis estructural.** Se idealizaran como vigas simplemente apoyadas en 2 apoyos, debido a que no existe continuidad en los diversos tramos. Por lo tanto, el análisis estructural se realizara para tal condición. La idealización y análisis estructural para la vigueta que se realizara a modo de ejemplo será para la vigueta más crítica “VI – 23BC1” que es típica del 1er al 3er piso.

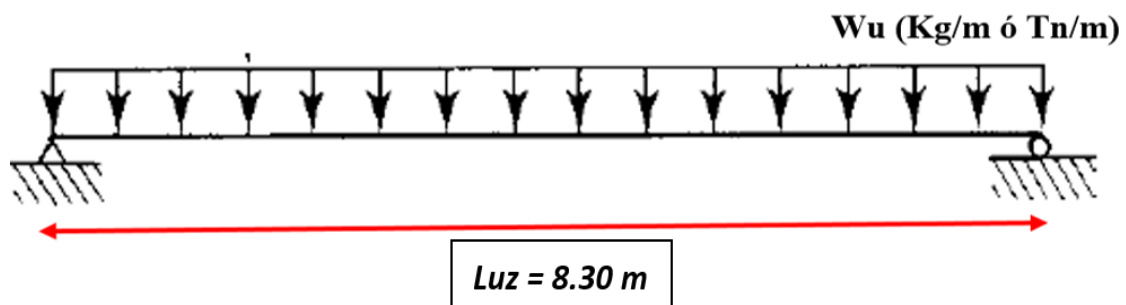


Figura 214: Idealización de viguetas simplemente apoyadas para el proyecto

Fuente: Elaboración propia

Cálculo del momento flector último “ $M_u$ ” para una viga simplemente apoyada:



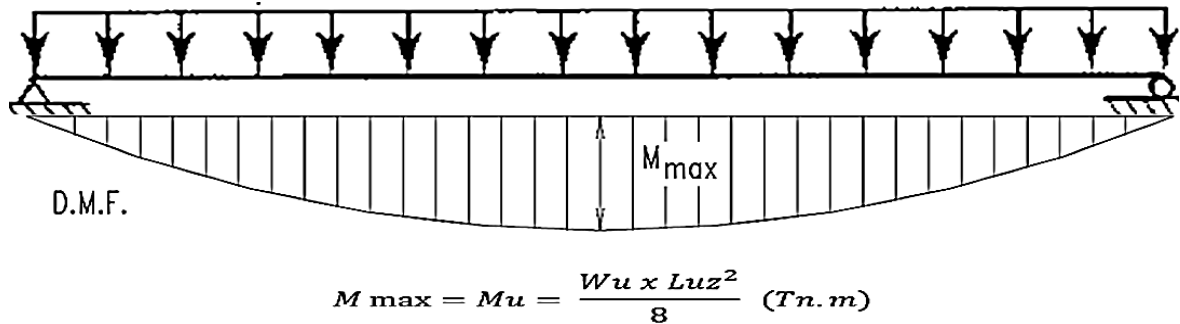


Figura 215: Diagrama de momento flector para vigueta simplemente apoyada

Fuente: Elaboración propia

- Antes de que el concreto haya endurecido:

$$M_{u \max} = \frac{W_u \times L^2}{8} = \frac{1.08 \frac{\text{tn}}{\text{m}} \times (8.30 \text{ m})^2}{8} = 9.31 \text{ tn} \times \text{m} \approx 67.48 \text{ kip} \times \text{ft}$$

- Después de que el concreto haya endurecido:

$$M_{u \max} = \frac{W_u \times L^2}{8} = \frac{2.53 \frac{\text{tn}}{\text{m}} \times (8.30 \text{ m})^2}{8} = 21.75 \text{ tn} \times \text{m} \approx 157.63 \text{ kip} \times \text{ft}$$

Cálculo de la fuerza cortante última "Vu" para una viga simplemente apoyada:

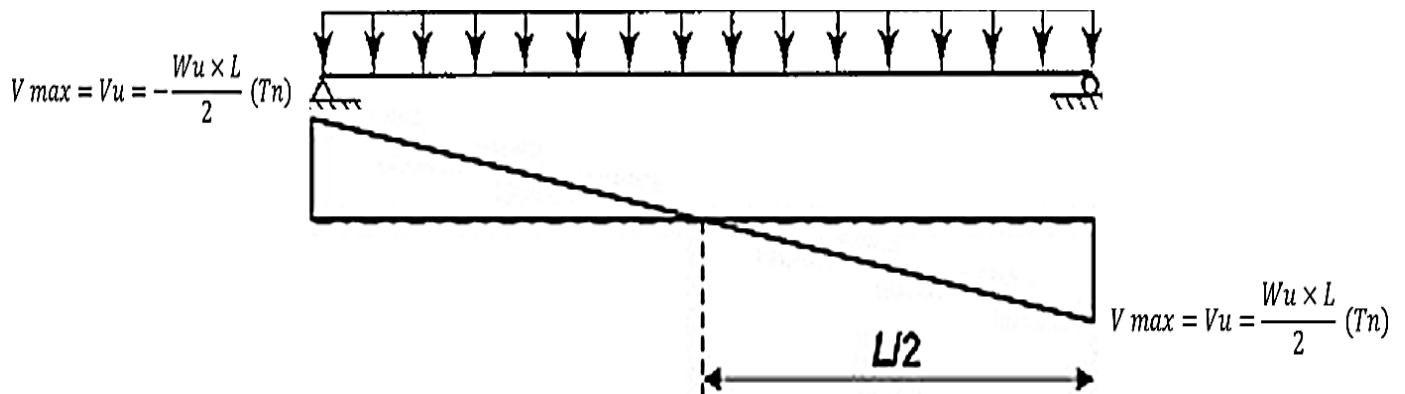


Figura 216: Diagrama de fuerza cortante para vigueta simplemente apoyada

Fuente: Elaboración propia

- Después de que el concreto haya endurecido:

$$V_{u \max} = \frac{W_u \times L}{2} = \frac{2.53 \frac{\text{tn}}{\text{m}} \times 8.30 \text{ m}}{2} = 10.48 \text{ tn} \approx 23.11 \text{ kips}$$

#### 4.3.1.3 Metrado, modelación y análisis estructural del esqueleto estructural

Este análisis estructural, permitirá encontrar las fuerzas internas en los elementos que componen la estructura principal (esqueleto estructural) como son las vigas, columnas y arriostres, el cual se ejecutará con la utilización del programa “ETABS 2015 V.15.2.0”, el cual utiliza la metodología de elementos finitos.

**Metrado de cargas.** Debido a que solo se modelara el esqueleto estructural en el programa, se metrarán las cargas de gravedad de las vigas de pórtico tanto en X como en Y para introducir a la estructura en el programa. Para lo cual el metrado de cargas que se realizara a modo de ejemplo será para la viga más crítica tanto en X como en Y. Por lo tanto, para X será la viga “**Vx – BC1**” y para Y será la viga “**Vy – (23B – 23C)**” ambas son típicas del 1er al 3er piso. Se está tomando el metrado de cargas para la viga “**Vx – BC1**” con el perfil **W10X68** y la viga “**Vy – (23B – 23C)**” con el perfil **W24X131** los cuales son los perfiles con los que se cumplió el diseño y no con los perfiles del predimensionamiento.

#### Vigas en dirección X:

Tabla 66: Metrado por cargas de gravedad para la viga de pórtico en X

<b>VIGA DE PÓRTICO EN X DEL 1ER Y 3ER PISO: Vx – BC1</b>			
<b>Carga muerta (CM)</b>			
<b>Elemento</b>	<b>Peso unitario (P.U)</b>	<b>Ancho tributario</b>	<b>Peso (kg/m) = P.U x AT</b>
Placa colaborante AD – 900 (Acero deck)	9.16 kg/m <sup>2</sup>	2.25 m	20.61 kg/m
Losa de concreto t = 12 cm (Acero deck)	230.30 kg/m <sup>2</sup>	2.25 m	518.18 kg/m

Peso de la viga de diseño final (W10x68) Ver 14th manual del AISC	68 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 68 lb/ft = 99.62 kg/m		99.62 kg/m
Piso terminado	100 kg/m <sup>2</sup>	2.25 m	225.00 kg/m
Tabiquería de muro cortina	105 kg/m		105.00 kg/m
Tabiquería de muro drywall, y baranda de aluminio y vidrio (considerar promedio)	45 kg/m <sup>2</sup>	2.25 m	101.25 kg/m
<b>Σ Carga muerta total</b>			<b>1069.66 kg/m</b>
<b>Carga viva (CV)</b>			
S/C para talleres/auditorios	400 kg/m <sup>2</sup>	2.25 m	900.00 kg/m
<b>Σ Carga viva total</b>			<b>900.00 kg/m</b>
<b>Carga última (Wu) – 1.2 CM + 1.6 CV</b>			
$W_u = 1.2 (1069.66 \text{ kg/m}) + 1.6 (900.00 \text{ kg/m}) = 2723.59 \text{ kg/m} = 2.72 \text{ tn/m}$			

Fuente: Elaboración propia

Para la viga de pórtico en X, se debe entrar al programa con los siguientes datos de carga uniformemente distribuida:  $CM = 1.07 \text{ tn/m}$  y  $CV = 0.90 \text{ tn/m}$ .

**Vigas en dirección Y:**

*Tabla 67: Metrado por cargas de gravedad para la viga de pórtico en Y*

<b>VIGA DE PÓRTICO EN Y DEL 1ER Y 3ER PISO: Vy – (23B – 23C)</b>			
<b>Carga muerta (CM)</b>			
<b>Elemento</b>	<b>Peso unitario (P.U)</b>	<b>Ancho tributario</b>	<b>Peso (kg/m) = P.U x AT</b>
Peso de la viga de diseño final (W24x131) Ver 14th manual del AISC	131 lb/ft Manual AISC 1 lb/ft = 1.4650 kg/m 131 lb/ft = 191.92 kg/m		191.92 kg/m



Piso terminado	100 kg/m <sup>2</sup>	0.33 m	32.77 kg/m
Tabiquería de muro drywall	60 kg/m	0.33 m	19.66 kg/m
<b>Σ Carga muerta total</b>			<b>244.34 kg/m</b>
<b>Carga viva (CV)</b>			
S/C para talleres/auditorios	400 kg/m <sup>2</sup>	0.33 m	131.06 kg/m
<b>Σ Carga viva total</b>			<b>131.06 kg/m</b>
<b>Carga última (Wu) – 1.2 CM + 1.6 CV</b>			
$W_u = 1.2 (244.34 \text{ kg/m}) + 1.6 (131.06 \text{ kg/m}) = 502.91 \text{ kg/m} = 0.50 \text{ tn/m}$			

Fuente: Elaboración propia

Tabla 68: Metrado de cargas puntuales por gravedad para la viga de pórtico en Y

METRADO DE CARGAS PUNTALES PARA LA VIGA DE PORTICO EN ANALISIS								
CARGAS PUNTALES EN LA VIGA	VIGAS COMPUESTAS INTERMEDIAS	REACCIONES EN LAS VIGAS				TOTALES		
		RA = RB (PARA CM)		RA = RB (PARA CV)				
1ra carga puntual en dirección del eje 2 al eje 3	VI - (23AB1 - 23CD1)	1887.62	Kg	1720.00	Kg	Carga Muerta CM	5865.22	Kg
							5.87	Tn
	VI- 23BC1	3977.60	Kg	3569.00	Kg	Carga Viva CV	5289.00	Kg
							5.29	Tn
					Carga Ultima Pu - 1.2CM+1.6CV	15500.66	Kg	
						15.50	Tn	
2da carga puntual en dirección del eje 2 al eje 3	VI - (23AB1 - 23CD1)	1887.62	Kg	1720.00	Kg	Carga Muerta CM	5865.22	Kg
							5.87	Tn
	VI- 23BC1	3977.60	Kg	3569.00	Kg	Carga Viva CV	5289.00	Kg
							5.29	Tn
					Carga Ultima Pu - 1.2CM+1.6CV	15500.66	Kg	
						15.50	Tn	
3ra carga puntual en dirección del eje 2 al eje 3	VI - (23AB2 - 23CD2)	1775.77	Kg	1608.00	Kg	Carga Muerta CM	5521.29	Kg
							5.52	Tn
	VI- 23BC2	3745.52	Kg	3336.60	Kg	Carga Viva CV	4944.60	Kg
							4.94	Tn
					Carga Ultima Pu - 1.2CM+1.6CV	14536.91	Kg	
						14.54	Tn	
4ta carga puntual en dirección del eje 2 al eje 3	VI - (23AB2 - 23CD2)	1775.77	Kg	1608.00	Kg	Carga Muerta CM	5521.29	Kg
							5.52	Tn
	VI- 23BC2	3745.52	Kg	3336.60	Kg	Carga Viva CV	4944.60	Kg
							4.94	Tn
					Carga Ultima Pu - 1.2CM+1.6CV	14536.91	Kg	
						14.54	Tn	
5ta carga puntual en dirección del eje 2 al eje 3	VI - (23AB1 - 23CD1)	1887.62	Kg	1720.00	Kg	Carga Muerta CM	5865.22	Kg
							5.87	Tn
	VI- 23BC1	3977.60	Kg	3569.00	Kg	Carga Viva CV	5289.00	Kg
							5.29	Tn
					Carga Ultima Pu - 1.2CM+1.6CV	15500.66	Kg	
						15.50	Tn	
6ta carga puntual en dirección del eje 2 al eje 3	VI - (23AB1 - 23CD1)	1887.62	Kg	1720.00	Kg	Carga Muerta CM	5865.22	Kg
							5.87	Tn
	VI- 23BC1	3977.60	Kg	3569.00	Kg	Carga Viva CV	5289.00	Kg
							5.29	Tn
					Carga Ultima Pu - 1.2CM+1.6CV	15500.66	Kg	
						15.50	Tn	

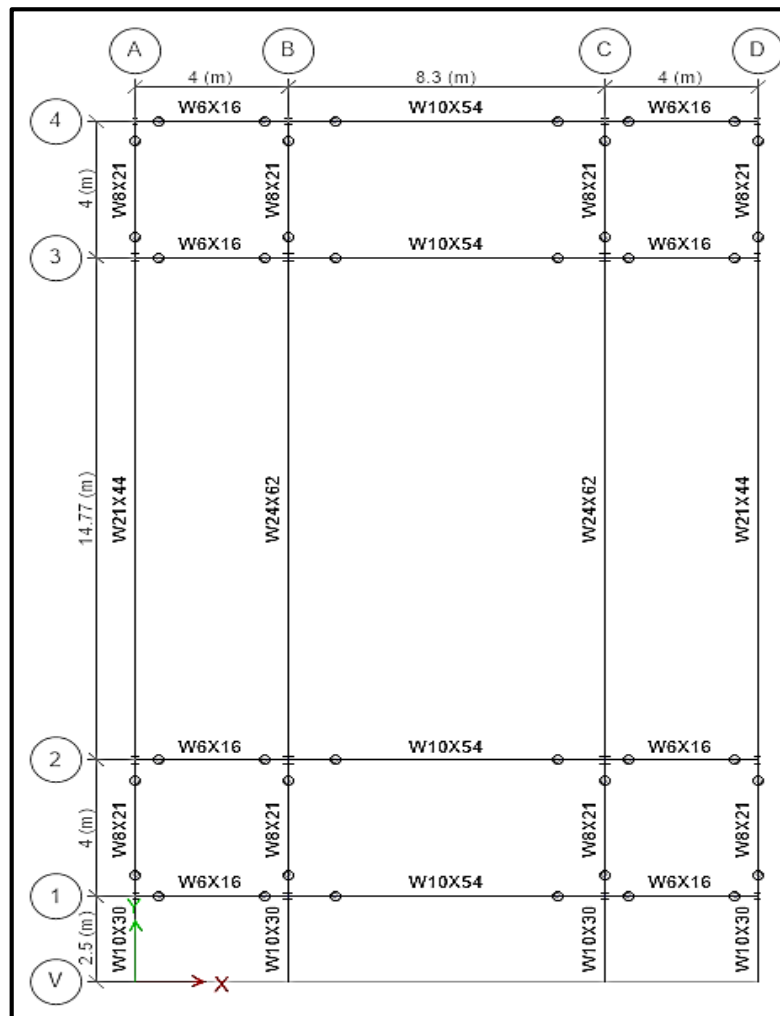
Fuente: Elaboración propia

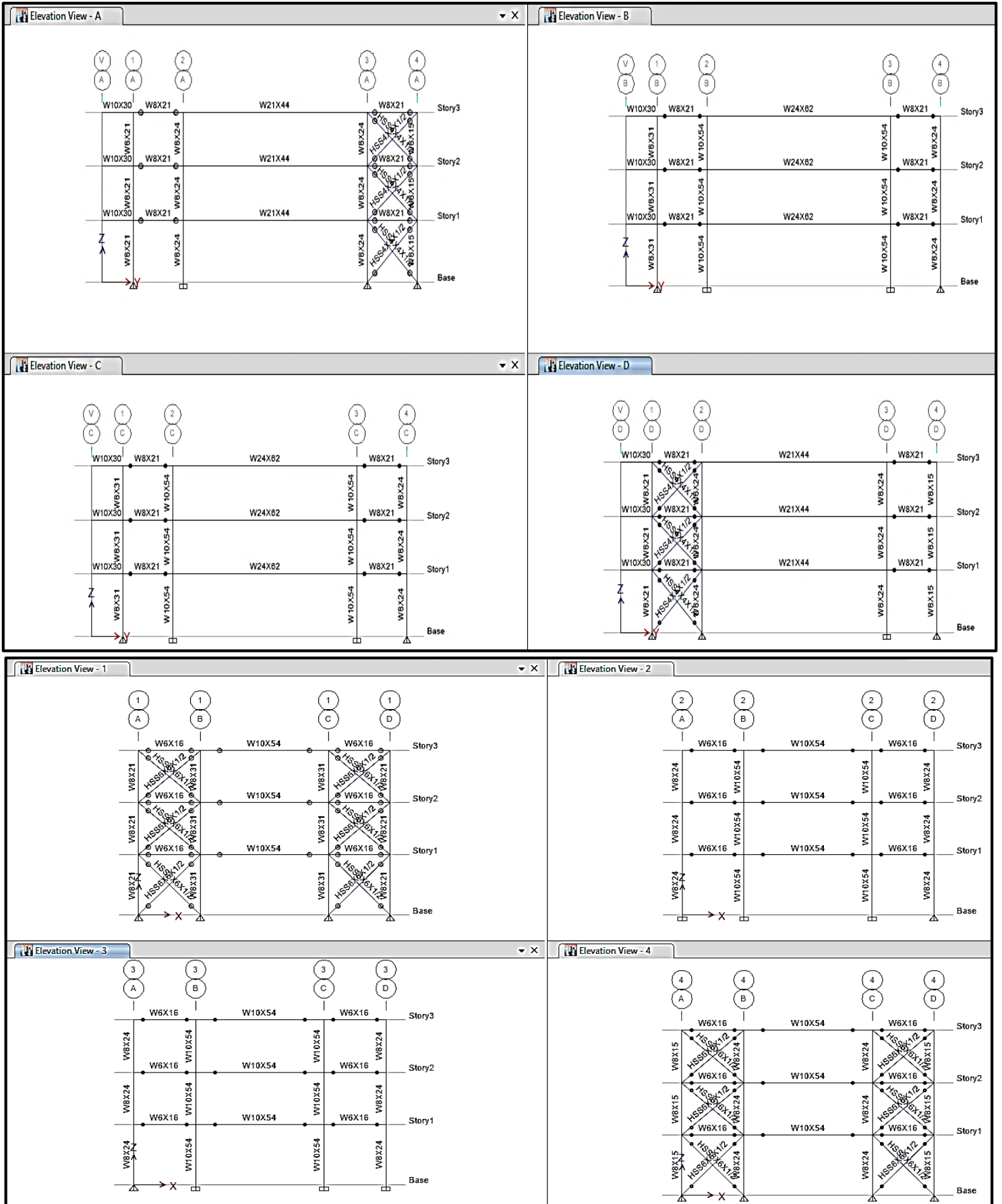
Para la viga de pórtico en Y, se debe entrar al programa con los siguientes datos de carga uniformemente distribuida y cargas puntuales:

- $CM = 0.24 \text{ tn/m}$  y  $CV = 0.13 \text{ tn/m}$

- 1ra carga puntual:  $CM = 5.87 \text{ tn}$  y  $CV = 5.29 \text{ tn}$ ; 2da carga puntual:  $CM = 5.87 \text{ tn}$  y  $CV = 5.29 \text{ tn}$ ; 3ra carga puntual:  $CM = 5.52 \text{ tn}$  y  $CV = 4.94 \text{ tn}$ ; 4ta carga puntual:  $CM = 5.52 \text{ tn}$  y  $CV = 4.94 \text{ tn}$ ; 5ta carga puntual:  $CM = 5.87 \text{ tn}$  y  $CV = 5.29 \text{ tn}$ ; 6ta carga puntual:  $CM = 5.87 \text{ tn}$  y  $CV = 5.29 \text{ tn}$

**Modelación estructural.** Para realizar la modelación estructural en el programa se deben seguir los siguientes pasos: 1) Definir la geometría de la estructura en planta y elevación; 2) Definir el tipo de material y los perfiles W y HSS predimensionados que conformaran el esqueleto estructural (columnas, vigas en "X" y "Y" y arriostres); 3) Definir los tipos de apoyos en la base (vistos en el capítulo de estructuración); 4) Asignación de cargas de gravedad solo a las vigas en X y Y (tanto las cargas distribuidas como las cargas puntuales provenientes de las viguetas). **Ver figura 217**





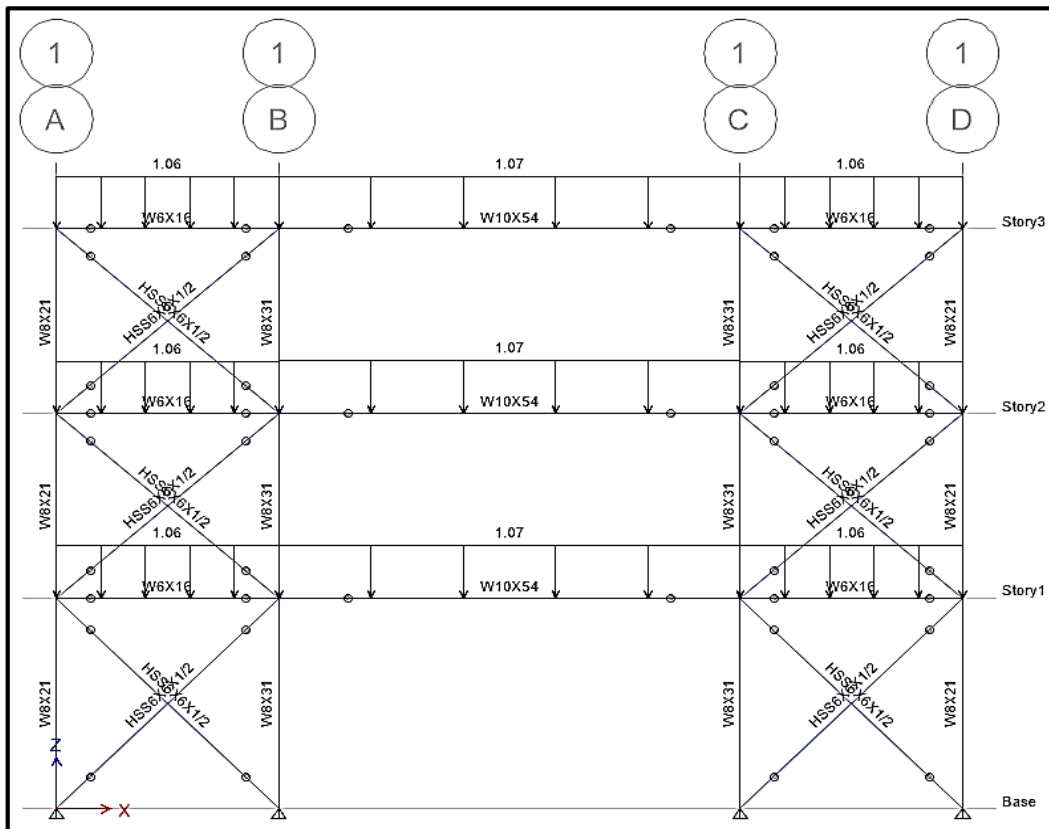
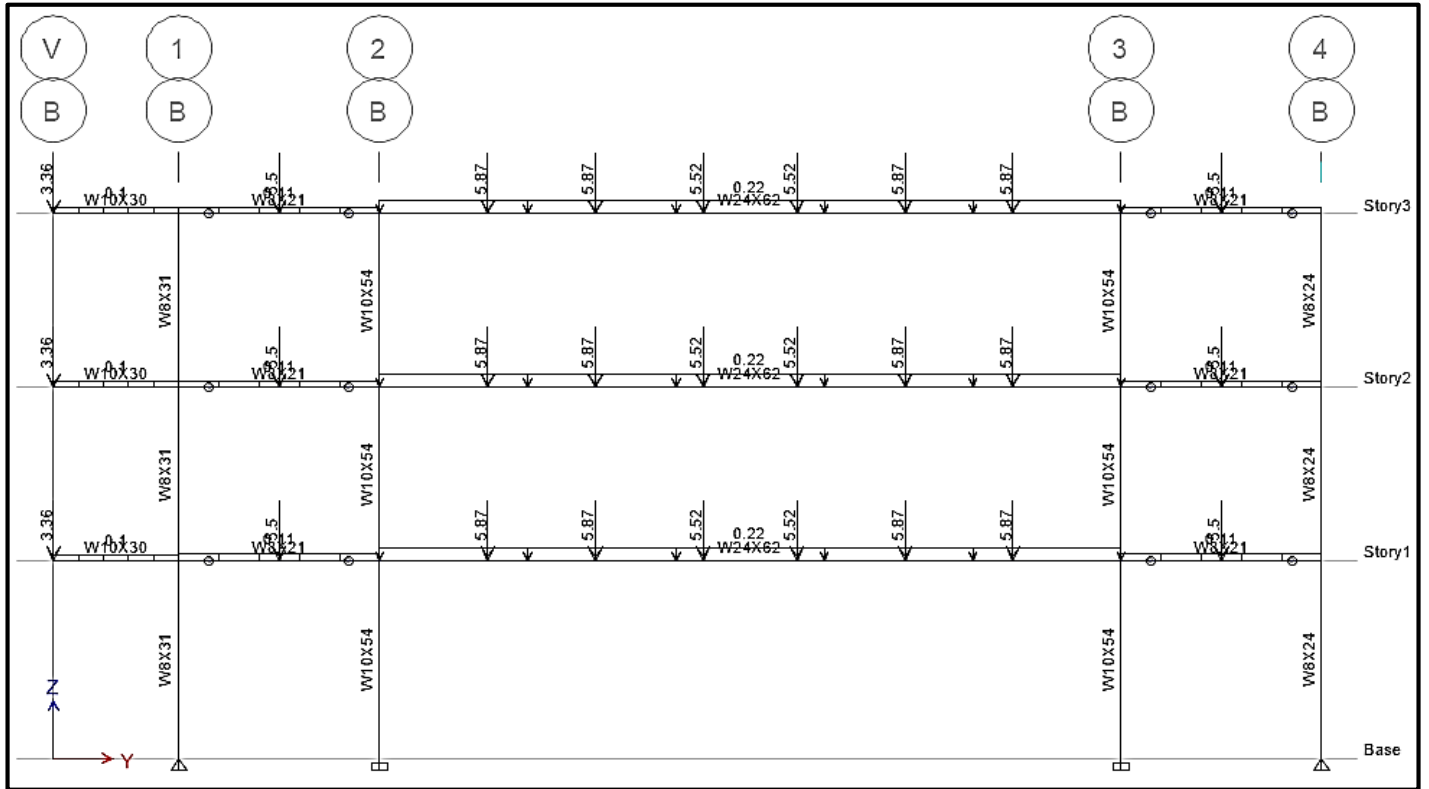


Figura 217: Modelación para cargas de gravedad del esqueleto estructural del edificio utilizando el programa "ETABS 2015 V.15.2.0"

Fuente: Elaboración propia



**Análisis estructural.** El análisis estructural para cargas de gravedad se realizará junto con el análisis estructural para cargas de sismo o análisis sísmico, lo cual se verá más adelante de la presente tesis en mención.

### 4.3.2 Análisis estructural para cargas de sismo

#### 4.3.2.1 Metrado, modelación y análisis estructural del esqueleto estructural

Este análisis estructural, permitirá encontrar las fuerzas internas en los elementos que componen la estructura principal (esqueleto estructural) como son las vigas, columnas y arriostres, el cual se ejecutará con la utilización del programa “ETABS 2015 V.15.2.0”, utilizando dos metodologías para el análisis sísmico: método estático y método dinámico, con fines de comparación de resultados. El orden a seguir es el siguiente: 1) Metrado de cargas; 2) Modelación estructural; 3) Análisis estructural con el método estático; 4) Análisis estructural con el método dinámico; 5) Resultados definitivos para el diseño. Los cuales se realizaran siguiendo el procedimiento de análisis sísmico mostrado aquí más adelante.

#### Parámetros de sitio y características estructurales:

- *Factor de zona: Zona 3*  $\Rightarrow Z = 0.35$
- *Factor de suelo: Suelo S2 (Suelos intermedios)*  $\Rightarrow S = 1.15$ 
  - *Periodo  $T_p$ : Suelo S2*  $\Rightarrow T_p = 0.6 \text{ seg}$
  - *Periodo  $T_L$ : Suelo S2*  $\Rightarrow T_L = 2.0 \text{ seg}$
- *Factor de uso: Categoría A2 (Edificaciones esenciales)*  $\Rightarrow U = 1.50$
- *Coefficiente basico de reducción sismica en X: OCBF*  $\Rightarrow R_o = 6$
- *Coefficiente basico de reducción sismica en Y: OCBF*  $\Rightarrow R_o = 6$

#### Procedimiento del análisis sísmico:

- 1) Una vez estructurado (con respecto a la tabla N° 6 de la norma E.030 - 2016), predimensionado y metrado las cargas de gravedad que soportara el esqueleto estructural. Se realizara el análisis sísmico dinámico modal espectral *ASD* a la estructura con los elementos predimensionados en una primera instancia (con los perfiles predimensionados dados en las tablas anteriores) para evaluar rápidamente si cumplen los requerimientos de la norma E.030 – 2016, de lo contrario se procederá a rigidizar la estructura. Para ello se utilizara el programa “ETABS 2015 V.15.2.0”.

**Cálculo de coeficiente de reducción sísmica (*R*).** Al evaluar la estructura en altura y en planta no se encontraron irregularidades para ninguna de las direcciones principales X, Y, por lo que los factores *I<sub>a</sub>*, *I<sub>p</sub>* son iguales a 1. Por lo tanto, para ambas direcciones se tiene:

$$R_x = R_o \times I_a \times I_p \Rightarrow 6 \times 1 \times 1 = 6$$

$$R_y = R_o \times I_a \times I_p \Rightarrow 6 \times 1 \times 1 = 6$$

Al no tener irregularidades, la estructura cumple la restricción de irregularidades dadas en la tabla N° 10 de la NORMA E.030 (2016), para categoría A2 y zona sísmica 3 (lo cual no permite irregularidades).

**Metrado de cargas de sismo o peso sísmico de la estructura (*P*).** El metrado de cargas de sismo para el esqueleto estructural, consiste en determinar el peso sísmico de la estructura *P*. Por ser la edificación en categoría A2, le corresponde un peso sísmico de:

$$P = 100\% CM + 50\% CV$$

Para estimar este peso *P* recurriremos a la ayuda del programa “ETABS 2015 V.15.2.0” con el cual se modelo el esqueleto estructural.

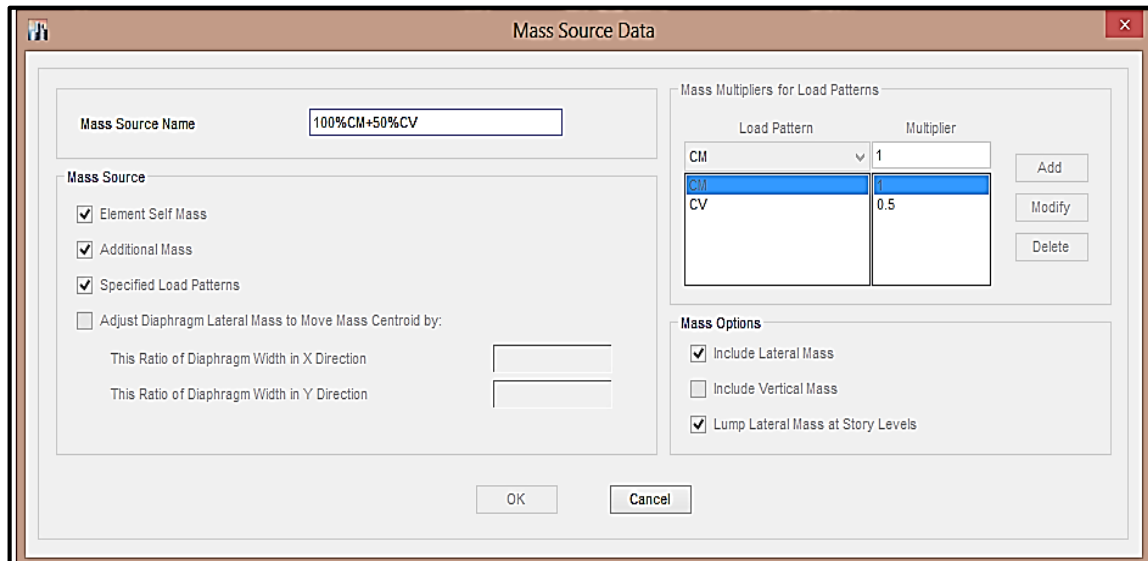


Figura 218: Introducción del peso sísmico de la estructura al programa “ETABS 2015 V.15.2.0”

Fuente: Elaboración propia

**Construcción del espectro de respuesta ( $T$  vs  $S_a$ ).** Se debe construir el espectro de respuesta de acuerdo a las siguientes expresiones:

*Aceleración espectral:*

$$S_a = \frac{Z \times U \times C \times S}{R} \times g$$

*Coficiente de amplificación sísmica:*

$$T < T_p \Rightarrow C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L \Rightarrow C = 2.5 \left( \frac{T_p}{T} \right)$$

$$T > T_L \Rightarrow C = 2.5 \left( \frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \right)$$

T (s)	Factor de Amplificación Sísmica (C):	Sa (m/s <sup>2</sup> )				
0.00	2.500	2.468		2.20	0.620	0.612
0.10	2.500	2.468		2.30	0.567	0.560
0.20	2.500	2.468		2.40	0.521	0.514
0.30	2.500	2.468		2.50	0.480	0.474
0.40	2.500	2.468		2.60	0.444	0.438
0.50	2.500	2.468		2.70	0.412	0.406
0.60	2.500	2.468	<b>Tp</b>	2.80	0.383	0.378
0.70	2.143	2.115		2.90	0.357	0.352
0.80	1.875	1.851		3.00	0.333	0.329
0.90	1.667	1.645		3.10	0.312	0.308
1.00	1.500	1.481		3.20	0.293	0.289
1.10	1.364	1.346		3.30	0.275	0.272
1.20	1.250	1.234		3.40	0.260	0.256
1.30	1.154	1.139		3.50	0.245	0.242
1.40	1.071	1.058		3.60	0.231	0.229
1.50	1.000	0.987		3.70	0.219	0.216
1.60	0.938	0.925		3.80	0.208	0.205
1.70	0.882	0.871		3.90	0.197	0.195
1.80	0.833	0.823		4.00	0.188	0.185
1.90	0.789	0.779		4.10	0.178	0.176
2.00	0.750	0.740	<b>TL</b>	4.20	0.170	0.168
2.10	0.680	0.672		4.30	0.162	0.160
				4.40	0.155	0.153
				4.50	0.148	0.146
				4.60	0.142	0.140
				4.70	0.136	0.134
				4.80	0.130	0.129
				4.90	0.125	0.123
				5.00	0.120	0.118
				5.10	0.115	0.114

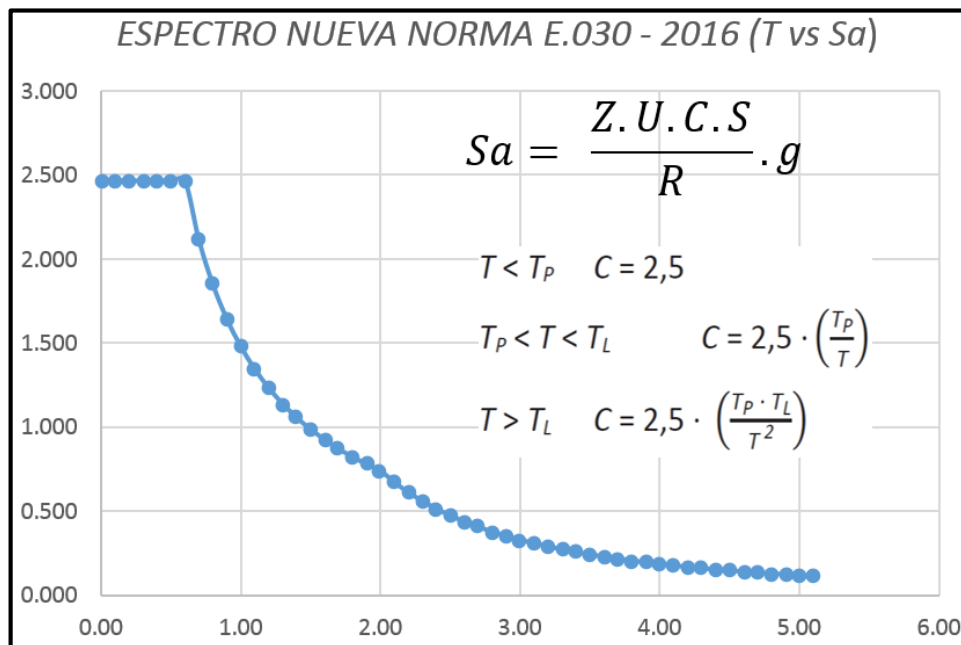
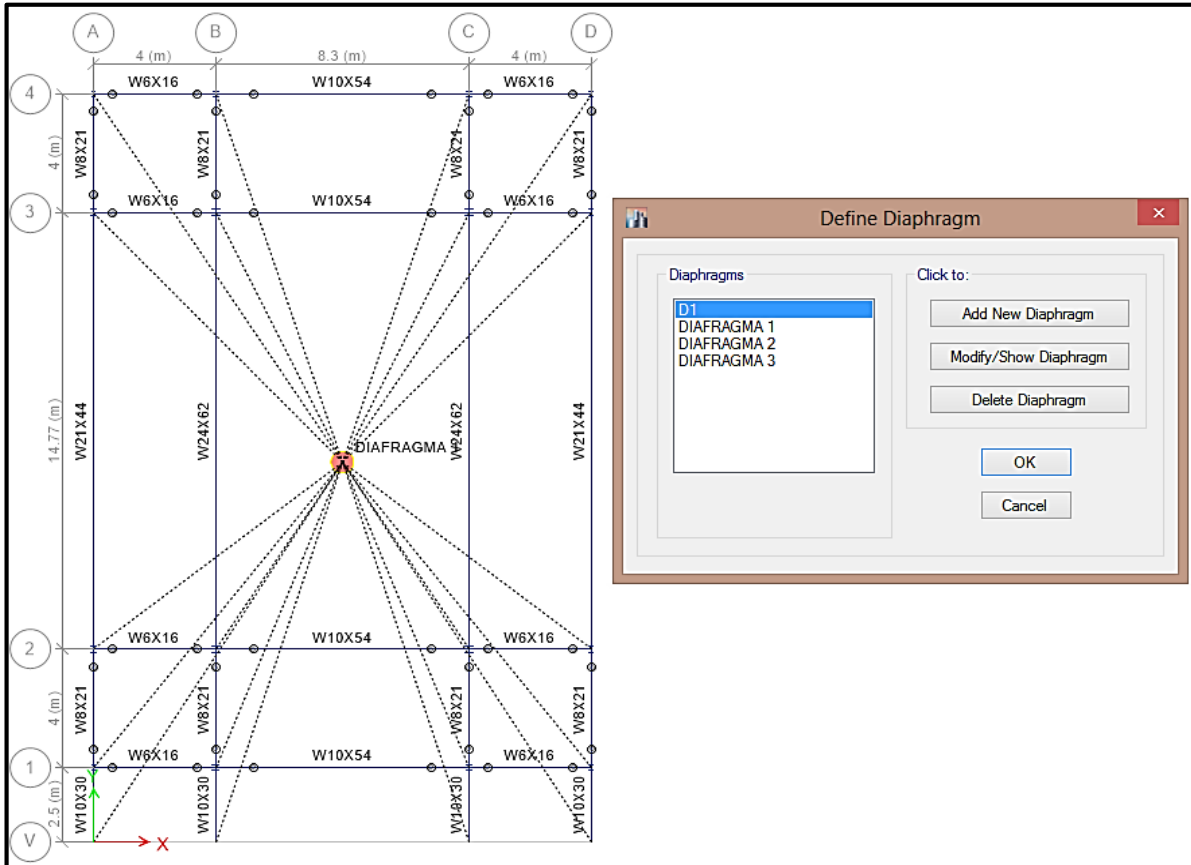
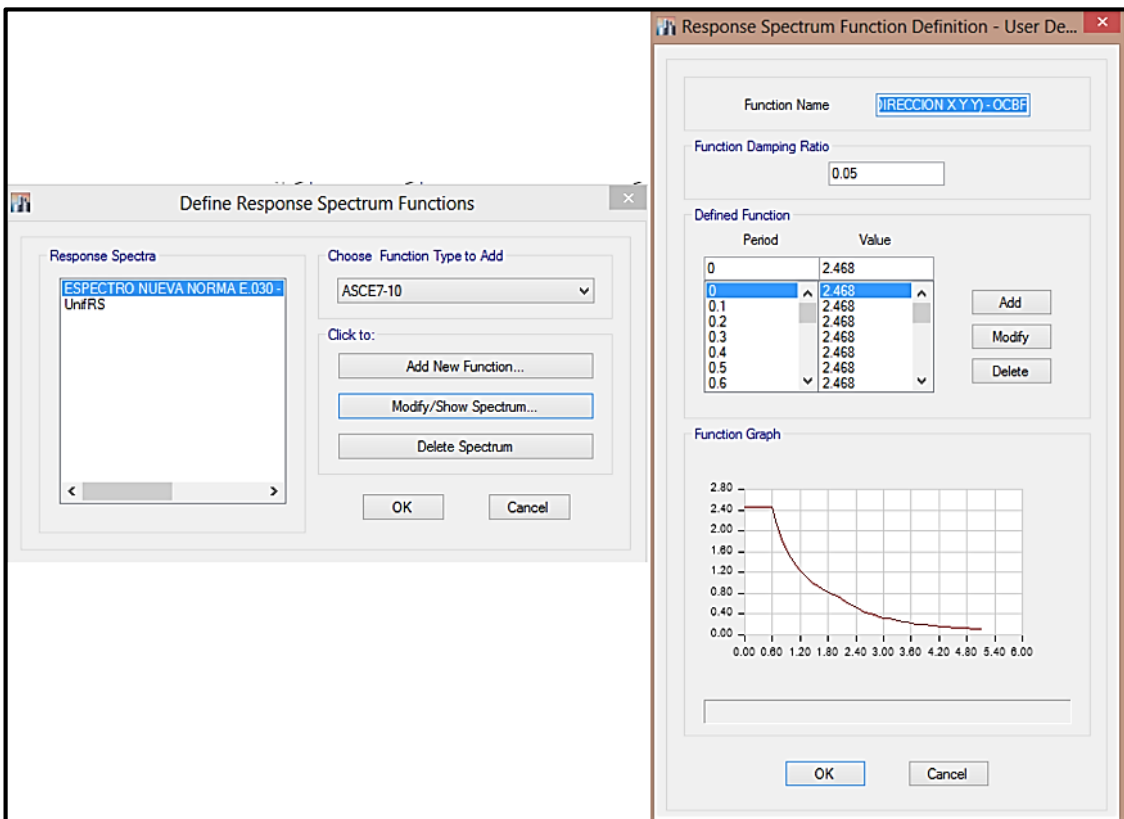


Figura 219: Espectro de respuesta (T vs Sa) según la norma E.030 - 2016 para el proyecto

Fuente: Elaboración propia

**Modelación por cargas de sismo en el programa Etabs.** El modelamiento por cargas de sismo consiste en: 1) Asignación del peso sísmico (masa sísmica para el programa Etabs mostrado en la **figura 218**); 2) Asignación de diafragma rígido por cada nivel; 3) Introducir el espectro de respuesta  $T$  vs  $S_a$ ; 4) Definir los casos de carga dinámicos  $SDXX$ ,  $SDYY$  (aquí también se le asigna la excéntrica accidental); 5) Definir los casos modales (es decir definir el número de modos de vibración de acuerdo a la norma E.030 - 2016).

The image shows two dialog boxes. The first is 'Define Response Spectrum Functions', which has a list of 'Response Spectra' with 'ESPECTRO NUEVA NORMA E.030 - UnifRS' selected. It also has a 'Choose Function Type to Add' dropdown set to 'ASCE7-10' and buttons for 'Add New Function...', 'Modify/Show Spectrum...', and 'Delete Spectrum'. The second dialog box is 'Response Spectrum Function Definition - User De...', which has a 'Function Name' field containing 'DIRECCION X.Y.Y.-OCBF', a 'Function Damping Ratio' field set to '0.05', and a table for 'Defined Function'.

Period	Value
0	2.468
0.1	2.468
0.2	2.468
0.3	2.468
0.4	2.468
0.5	2.468
0.6	2.468

Below the table is a 'Function Graph' showing a curve that starts at a value of 2.468 for a period of 0 and decays towards 0 as the period increases. The graph has axes from 0.00 to 6.00 on the x-axis and 0.00 to 2.80 on the y-axis. Buttons for 'Add', 'Modify', and 'Delete' are next to the table, and 'OK' and 'Cancel' are at the bottom.

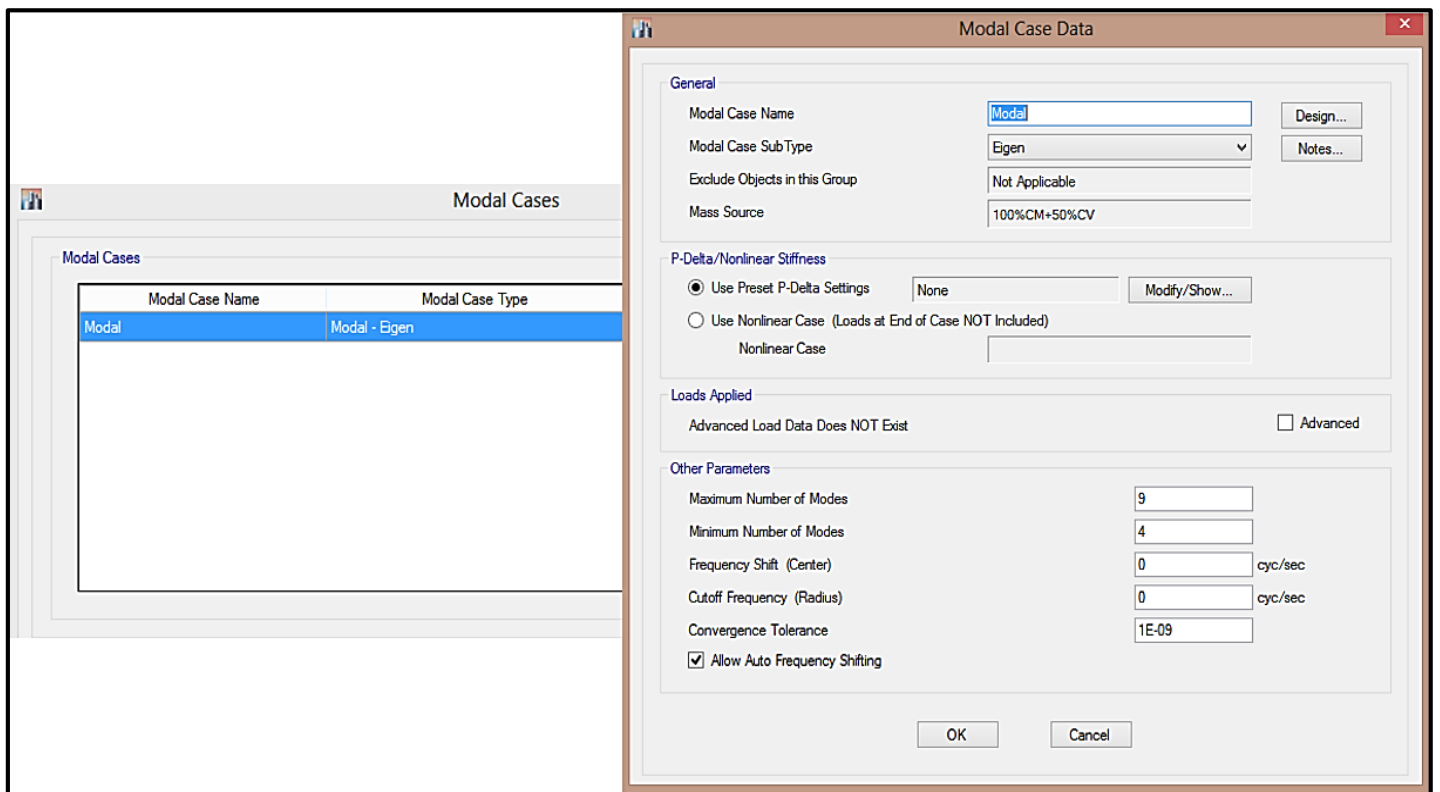
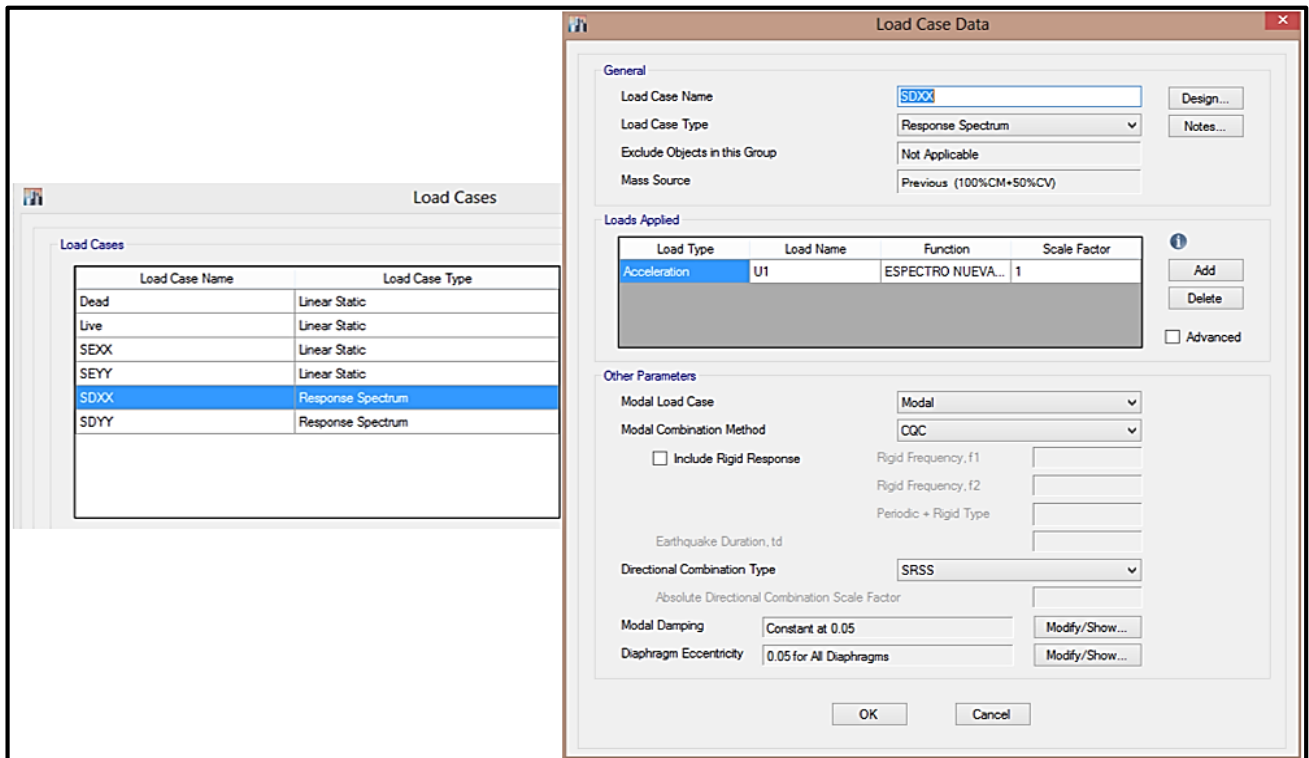


Figura 220: Modelación para cargas de sismo del esqueleto estructural del edificio utilizando el programa "ETABS 2015 V.15.2.0"

Fuente: Elaboración propia

**Verificación de distorsiones o derivas de entrepiso.** Se verificará si se cumplen los límites para la distorsión del entrepiso dados en la tabla N° 11 de la norma E.030 -216, cuyo valor límite para estructuras de acero es de 0.010. El programa ETABS nos da el resultado de las distorsiones o derivas (*drifts*), elásticos, es decir ya nos da el valor de  $(\frac{\Delta \text{ relativo}}{h \text{ entrepiso}})$  elástico. Por lo tanto, para el caso del proyecto de tesis en mención por tratarse de una estructura completamente regular, según la NORMA E.030 (2016), se multiplicara por el valor de 0.75 R para obtener las distorsiones o derivas inelásticas. Las derivas serán de la estructura predimensionada y del análisis dinámico modal espectral. **Ver tabla 69**

*Tabla 69: Verificación de derivas de la estructura predimensionada*

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
Story3	SDXX Max	X	0.002305	4	12.3	25.27	11
Story3	SDXX Max	Y	0.001641	20	16.3	0	11
Story3	SDYY Max	X	0.002146	4	12.3	25.27	11
Story3	SDYY Max	Y	0.003462	20	16.3	0	11
Story2	SDXX Max	X	0.002074	20	16.3	0	7.5
Story2	SDXX Max	Y	0.001659	20	16.3	0	7.5
Story2	SDYY Max	X	0.001856	4	12.3	25.27	7.5
Story2	SDYY Max	Y	0.003334	20	16.3	0	7.5
Story1	SDXX Max	X	0.001195	16	12.3	2.5	4
Story1	SDXX Max	Y	0.001235	14	16.3	2.5	4
Story1	SDYY Max	X	0.000929	4	12.3	25.27	4
Story1	SDYY Max	Y	0.002195	14	16.3	2.5	4

Piso	Sismo Dinámico	Dirección	Deriva o Drift Elástico "X" (m)	Deriva o Drift Elástico "Y" (m)	0.75 R (Estructura Regular) "X"	0.75 R (Estructura Regular) "Y"	Deriva o Drift Inelástico "X" (m)	Deriva o Drift Inelástico "Y" (m)	Control o Verificación	Límite Desplazamiento Relativo (Acero)
3	SDXX Max	X	0.002		4.5		0.010		>	0.010 No cumple
3	SDXX Max	Y		0.002		4.5		0.007	<	0.010 Si cumple
3	SDYY Max	X	0.002		4.5		0.010		>	0.010 No cumple
3	SDYY Max	Y		0.003		4.5		0.016	>	0.010 No cumple
2	SDXX Max	X	0.002		4.5		0.009		<	0.010 Si cumple
2	SDXX Max	Y		0.002		4.5		0.007	<	0.010 Si cumple
2	SDYY Max	X	0.002		4.5		0.008		<	0.010 Si cumple
2	SDYY Max	Y		0.003		4.5		0.015	>	0.010 No cumple
1	SDXX Max	X	0.001		4.5		0.005		<	0.010 Si cumple
1	SDXX Max	Y		0.001		4.5		0.006	<	0.010 Si cumple
1	SDYY Max	X	0.001		4.5		0.004		<	0.010 Si cumple
1	SDYY Max	Y		0.002		4.5		0.010	>	0.010 No cumple

Fuente: Elaboración propia



Se puede observar que la estructura predimensionada no cumple los requerimientos de la NORMA E.030 (2016), en cuanto a los límites de distorsiones para una estructura de acero. De acuerdo a los resultados de la **tabla 69**, la estructura es más rígida en la dirección X-X que en la dirección Y-Y, pero en ambas direcciones hay derivas que no cumplen. Por lo tanto, se procederá a rigidizar la estructura en ambas direcciones.

- 2) Para rigidizar la estructura se deben realizar varias iteraciones hasta llegar a la estructura con la configuración correcta que cumpla los límites de distorsiones de la NORMA E.030 (2016), para una estructura de acero. En la **tabla 70** y en la **figura 221**, se muestra la estructura con los perfiles que cumplen las derivas de la E.030. Para ver la nomenclatura de los perfiles se puede ver en el **plano de estructuras E-02 y E-03**.

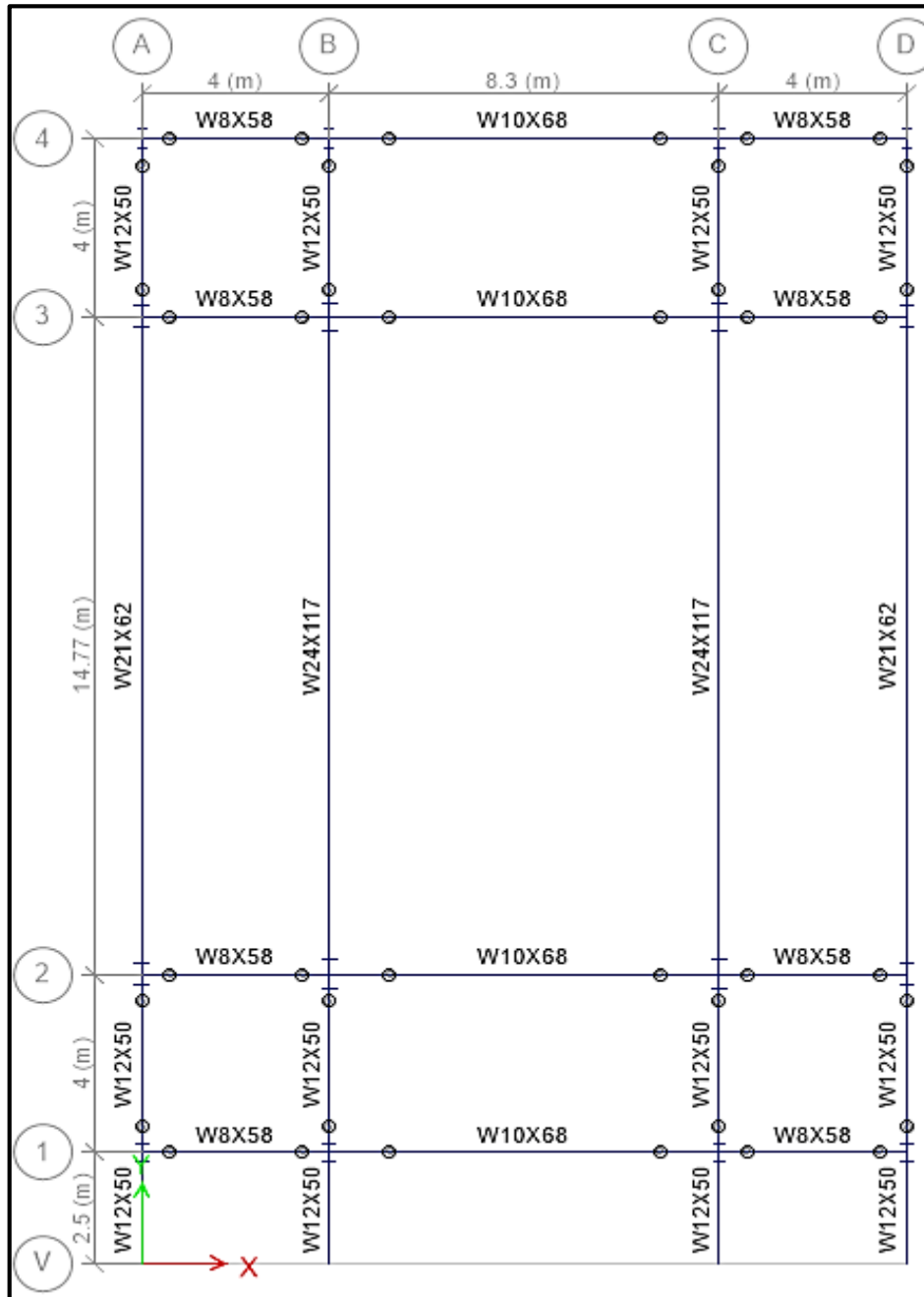
*Tabla 70: Perfiles de los elementos estructurales con la configuración correcta*

PERFILES DE LA CONFIGURACION CORRECTA DEL PRIMER AL TERCER NIVEL	
Nomenclatura viga en X	Perfil del elemento estructural
Vx – (AB1 – CD1)	W 8 x 58
Vx – BC1	W 10 x 68
Vx – (AB2 – CD2)	W 8 x 58
Vx – BC2	W 10 x 68
Vx – (AB3 – CD3)	W 8 x 58
Vx – BC3	W 10 x 68
Vx – (AB4 – CD4)	W 8 x 58
Vx – BC4	W 10 x 68
Nomenclatura viga en Y	Perfil del elemento estructural
Vy – (V1A – V1D)	W 12 x 50



Vy – (V1B – V1C)	W 12 x 50
Vy – (12A – 12D)	W 12 x 50
Vy – (12B – 12C)	W 12 x 50
Vy – (23A – 23D)	W 21 x 62
Vy – (23B – 23C)	W 24 x 117
Vy – (34A – 34D)	W 12 x 50
Vy – (34B – 34C)	W 12 x 50
<b>Nomenclatura columnas</b>	<b>Perfil del elemento estructural</b>
C – A1 , C – D1	W 16 x 67
C – B1 , C – C1	W 16 x 67
C – A2 , C – D2 , C – A3, C – D3	W18 x 106
C – B2 , C – C2 , C – B3, C – C3	W24 x 162
C – A4 , C – D4	W 16 x 57
C – B4 , C – C4	W 16 x 57
<b>Nomenclatura arriostre en X</b>	<b>HSS elegido</b>
R1 - X	HSS 4 x 4 x 1/2
R2 - X	HSS 4 x 4 x 1/2
R3 - X	HSS 4 x 4 x 1/2
R4 - X	HSS 4 x 4 x 1/2
<b>Nomenclatura arriostre en Y</b>	<b>HSS elegido</b>
R1 – Y	HSS 5 x 5 x 1/2
R2 – Y	HSS 5 x 5 x 1/2

Fuente: Elaboración propia





**Verificación de distorsiones o derivas de entrepiso.** Se verifican las distorsiones o derivas para la estructura con la configuración correcta.

*Tabla 71: Verificación de derivas de la estructura con la configuración correcta*

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m
Story3	SDXX Max	X	0.001391	20	16.3	0	11
Story3	SDXX Max	Y	0.00101	17	0	0	11
Story3	SDYY Max	X	0.001142	20	16.3	0	11
Story3	SDYY Max	Y	0.001422	17	0	0	11
Story2	SDXX Max	X	0.001523	20	16.3	0	7.5
Story2	SDXX Max	Y	0.001145	20	16.3	0	7.5
Story2	SDYY Max	X	0.001216	20	16.3	0	7.5
Story2	SDYY Max	Y	0.001586	17	0	0	7.5
Story1	SDXX Max	X	0.001237	16	12.3	2.5	4
Story1	SDXX Max	Y	0.000912	14	16.3	2.5	4
Story1	SDYY Max	X	0.000939	16	12.3	2.5	4
Story1	SDYY Max	Y	0.001229	13	0	2.5	4

Piso	Sismo Dinámico	Dirección	Deriva o Drift Elástico "X" (m)	Deriva o Drift Elástico "Y" (m)	0.75 R (Estructura Regular) "X"	0.75 R (Estructura Regular) "Y"	Deriva o Drift Inelástico "X" (m)	Deriva o Drift Inelástico "Y" (m)	Control o Verificación	Limite Desplazamiento Relativo (Acero)
3	SDXX Max	X	0.001		4.5		0.006		<	0.010 Si cumple
3	SDXX Max	Y		0.001		4.5		0.005	<	0.010 Si cumple
3	SDYY Max	X	0.001		4.5		0.005		<	0.010 Si cumple
3	SDYY Max	Y		0.001		4.5		0.006	<	0.010 Si cumple
2	SDXX Max	X	0.002		4.5		0.007		<	0.010 Si cumple
2	SDXX Max	Y		0.001		4.5		0.005	<	0.010 Si cumple
2	SDYY Max	X	0.001		4.5		0.005		<	0.010 Si cumple
2	SDYY Max	Y		0.002		4.5		0.007	<	0.010 Si cumple
1	SDXX Max	X	0.001		4.5		0.006		<	0.010 Si cumple
1	SDXX Max	Y		0.001		4.5		0.004	<	0.010 Si cumple
1	SDYY Max	X	0.001		4.5		0.004		<	0.010 Si cumple
1	SDYY Max	Y		0.001		4.5		0.006	<	0.010 Si cumple

Fuente: Elaboración propia

Se puede observar que la estructura con la configuración correcta si cumple los requerimientos de la NORMA E.030 (2016), en cuanto a los límites de distorsiones para una estructura de acero. Por lo tanto, se procederá a realizar

el análisis sísmico estático *ASE* para esta última configuración, con el fin de escalar la cortante dinámica.

- 3) Se realizara el análisis sísmico estático *ASE* para la configuración correcta, con fin de obtener la cortante estática  $V_{estática}$  para poder compararla con la cortante dinámica  $V_{dinámica}$ . Para lo cual, según la NORMA E.030 (2016),  $V_{dinámica}$  no puede ser menor que el 80% de la  $V_{estática}$  para estructuras regulares, el mismo que es el caso de la edificación de la presente tesis.

***Cálculo del periodo fundamental (T) de la estructura.*** El periodo fundamental de la estructura se calculó mediante el programa “ETABS 2015 V.15.2.0”, utilizando el análisis modal. Para calcular el periodo mediante el programa, se debe: 1) Haber modelado la estructura, con todas las cargas introducidas al esqueleto estructural; 2) Se debe haber asignado la masa sísmica para la categoría de la edificación ver **figura 218**; 3) Se debe haber asignado diafragma rígido a cada nivel ver **figura 220**; 4) Definir los casos modales ver **figura 220**

La **figura 222** y la **tabla 72**, muestran los periodos de la estructura correspondientes a los modos de vibración definidos.



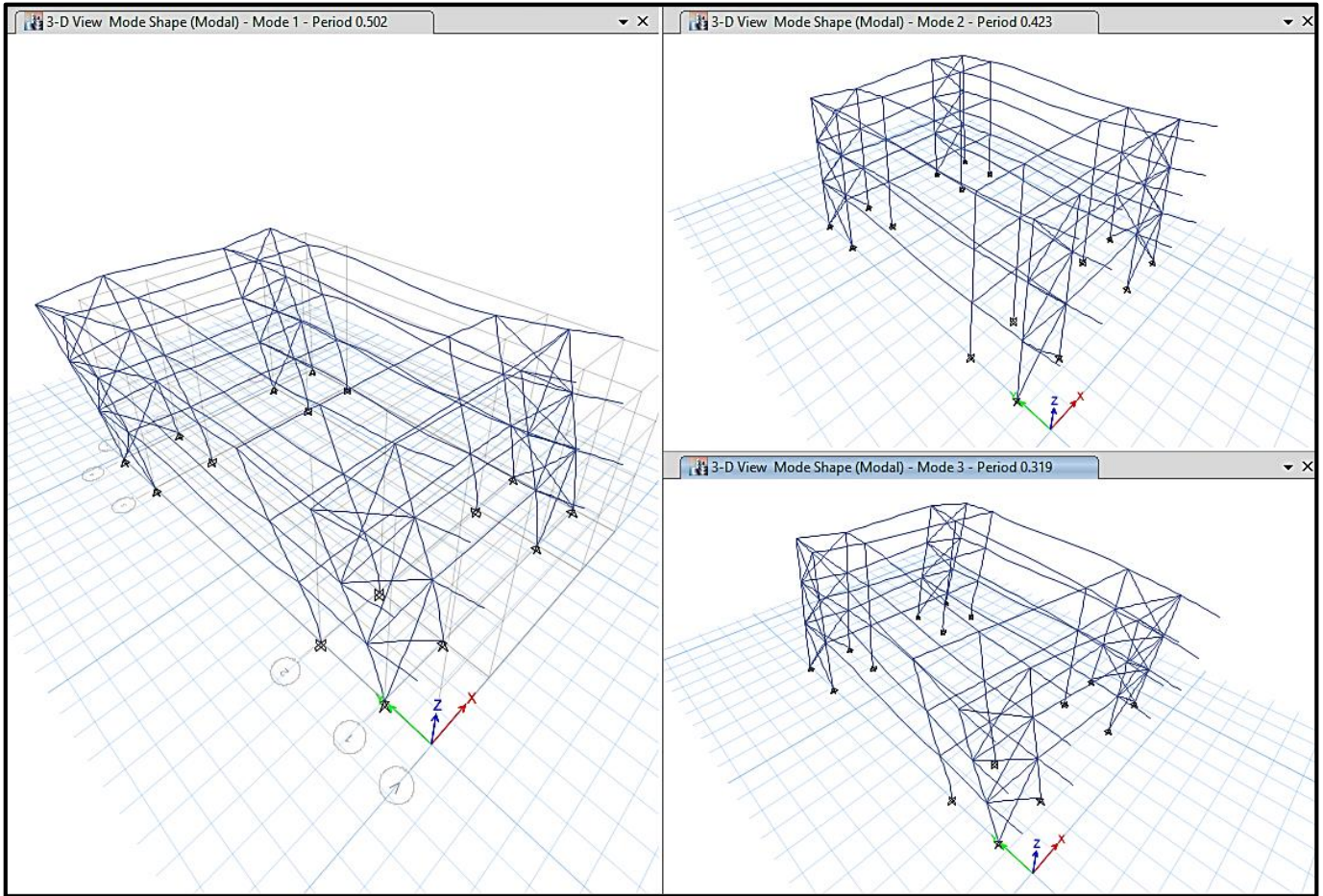


Figura 222: Periodos de vibración de la estructura respecto a los modos de vibración definidos

Fuente: Elaboración propia

Tabla 72: Periodos fundamentales principales de la estructura correcta

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ
Modal	1	0.502	0.3158	0.5214	0	0.3158	0.5214	0	0.1118	0.0723	0.0007
Modal	2	0.423	0.5338	0.3328	0	0.8496	0.8542	0	0.0543	0.0935	0.0048
Modal	3	0.319	0.0043	0.0005	0	0.8539	0.8547	0	3.115E-05	0.0013	0.8687
Modal	4	0.142	0.0804	0.0677	0	0.9342	0.9225	0	0.3418	0.4061	0.0002
Modal	5	0.133	0.0531	0.0618	0	0.9873	0.9843	0	0.4239	0.3678	0.0006
Modal	6	0.102	0.0015	1.186E-05	0	0.9889	0.9843	0	0.0002	0.0078	0.1148
Modal	7	0.08	0.011	0.0001	0	0.9998	0.9844	0	0.0006	0.0504	0.0001
Modal	8	0.073	2.461E-06	0.0156	0	0.9998	1	0	0.0674	3.794E-06	2.304E-06
Modal	9	0.06	0.0002	0	0	1	1	0	0	0.0007	0.0101

Fuente: Elaboración propia

Por lo tanto, el periodo fundamental  $T$  para las direcciones principales, son:

- $T_x = 0.423 \text{ seg}$
- $T_y = 0.502 \text{ seg}$

**Cálculo del peso total ( $P$ ) de la estructura.** La figura 223, muestra el peso total de la estructura mediante el programa Etabs (el programa solo calcula la masa sísmica, el cual debe multiplicarse manualmente por la aceleración de la gravedad  $g = 9.81 \text{ m/seg}^2$ , para obtener el peso sísmico).

Story	Diaphragm	Mass X tonf-s <sup>2</sup> /m	Mass Y tonf-s <sup>2</sup> /m	Mass Moment of Inertia tonf-m-s <sup>2</sup>	X Mass Center m	Y Mass Center m	
Story3	DIAFRAGMA 3	34.26727	34.26727	3669.6125	8.15	12.8553	
Story2	DIAFRAGMA 2	35.31949	35.31949	3803.7118	8.15	12.8794	
Story1	DIAFRAGMA 1	35.45262	35.45262	3819.9911	8.15	12.8823	

**Cálculo de Peso por Etabs**

Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	Mass Moment of Inertia	X Mass Center	Y Mass Center	PESO POR PISO X Y Y
		tonf-s <sup>2</sup> /m	tonf-s <sup>2</sup> /m	tonf-m-s <sup>2</sup>	m	m	Tn
Story3	DIAFRAGMA 3	34.26727	34.26727	3669.6125	8.15	12.8553	336.1619187
Story2	DIAFRAGMA 2	35.31949	35.31949	3803.7118	8.15	12.8794	346.4841969
Story1	DIAFRAGMA 1	35.45262	35.45262	3819.9911	8.15	12.8823	347.7902022
	<b>MASA TOTAL:</b>	105.04	tonf-s <sup>2</sup> /m				
	<b>PESO TOTAL:</b>	1030.44	Tn				

Figura 223: Peso total ( $P$ ) de la estructura utilizando el programa "ETABS 2015 V.15.2.0"

Fuente: Elaboración propia

Por lo tanto, el peso total de la estructura  $P$ , es:

$$\text{Peso Total} = 1030.44 \text{ Tn}$$

**Cálculo de la cortante basal estática ( $V$  estática).** Se calcula la cortante basal estática mediante las siguientes expresiones:

Cortante basal estática:

$$V_{\text{estatica}} = \frac{Z \times U \times C \times S}{R} \times P$$



Coefficiente de amplificación sísmica:

$$T < T_p \Rightarrow C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L \Rightarrow C = 2.5 \left( \frac{T_p}{T} \right)$$

$$T > T_L \Rightarrow C = 2.5 \left( \frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \right)$$

Cortante basal estática en la dirección X-X:

$$T_x = 0.423 \text{ seg} < T_p = 0.60 \text{ seg} \Rightarrow C = 2.5$$

$$V_x \text{ estatica} = \frac{0.35 \times 1.50 \times 2.5 \times 1.15}{6} \times 1030.44 = 259.22 \text{ Tn}$$

$$\frac{C}{R} = \frac{2.5}{6} = 0.417 > 0.125 \text{ (OK)}$$

Cortante basal estática en la dirección Y-Y:

$$T_y = 0.502 \text{ seg} < T_p = 0.60 \text{ seg} \Rightarrow C = 2.5$$

$$V_y \text{ estatica} = \frac{0.35 \times 1.50 \times 2.5 \times 1.15}{6} \times 1030.44 = 259.22 \text{ Tn}$$

$$\frac{C}{R} = \frac{2.5}{6} = 0.417 > 0.125 \text{ (OK)}$$

- 4) Se procederá a escalar la cortante dinámica  $V$  *dinámica* conforme a la NORMA E.030 (2016), para la estructura con la configuración correcta.

**Cálculo de la cortante dinámica ( $V$  *dinámica*).** Se calcula la cortante dinámica para la configuración correcta, la cual se realiza mediante el programa Etabs. **Ver tabla 73**

Tabla 73: Cortante dinámica en la base de la estructura con la configuración correcta

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
Story3	SDXX Max	Bottom	0	90.6776	64.5808	1271.9192	226.0329	317.3714
Story3	SDYY Max	Bottom	0	65.6257	91.1322	1285.834	318.9628	229.6899
Story2	SDXX Max	Bottom	0	148.2511	109.1462	2051.5346	606.2368	828.9871
Story2	SDYY Max	Bottom	0	109.658	148.9463	2107.5097	832.2168	611.9119
Story1	SDXX Max	Bottom	0	181.0059	131.8129	2486.5374	1129.0341	1533.9096
Story1	SDYY Max	Bottom	0	131.8129	180.7822	2520.0354	1537.0584	1134.7107

Fuente: Elaboración propia

Por lo tanto, la cortante dinámica para ambas direcciones principales, son:

$$V_x \text{ dinámica} = 181.01 \text{ Tn}$$

$$V_y \text{ dinámica} = 180.78 \text{ Tn}$$

**Escalar la cortante dinámica (V dinámica).** Para el caso de la estructura de la tesis en mención, el factor de escala  $F.E$  para la cortante dinámica está dado por la siguiente expresión según la interpretación de la NORMA E.030 (2016):

$$F.E = \frac{0.80 V \text{ estatico}}{V \text{ dinamico}} \geq 1.0 \text{ (Estructura Regular)}$$

Para la dirección X-X:

$$F.E = \frac{0.80 \times 259.22}{181.01} = 1.1457$$

Para la dirección Y-Y:

$$F.E = \frac{0.80 \times 259.22}{180.78} = 1.1471$$

La **figura 224**, muestra cómo se introducen estos factores de escala calculados para ambas direcciones X, Y al programa. Tener presente que solo se escalan las fuerzas para diseño y no los desplazamientos de la estructura.

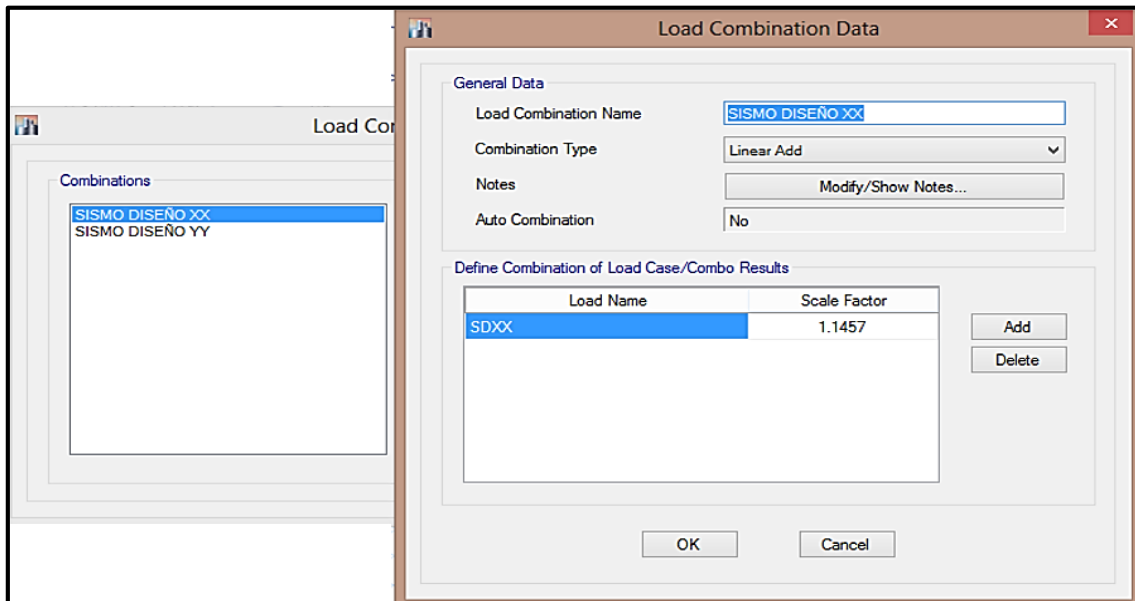


Figura 224: Introducción del factor para escalar el cortante dinámico (V din)

Fuente: Elaboración propia

- 5) Por último, para pasar a diseñar los elementos estructurales, se deben realizar las combinaciones de carga mencionadas anteriormente en la presente tesis. Para lo cual se introducirán las combinaciones de carga al programa Etabs, además también se debe asignar el brazo rígido a la estructura. **Ver figura 225**

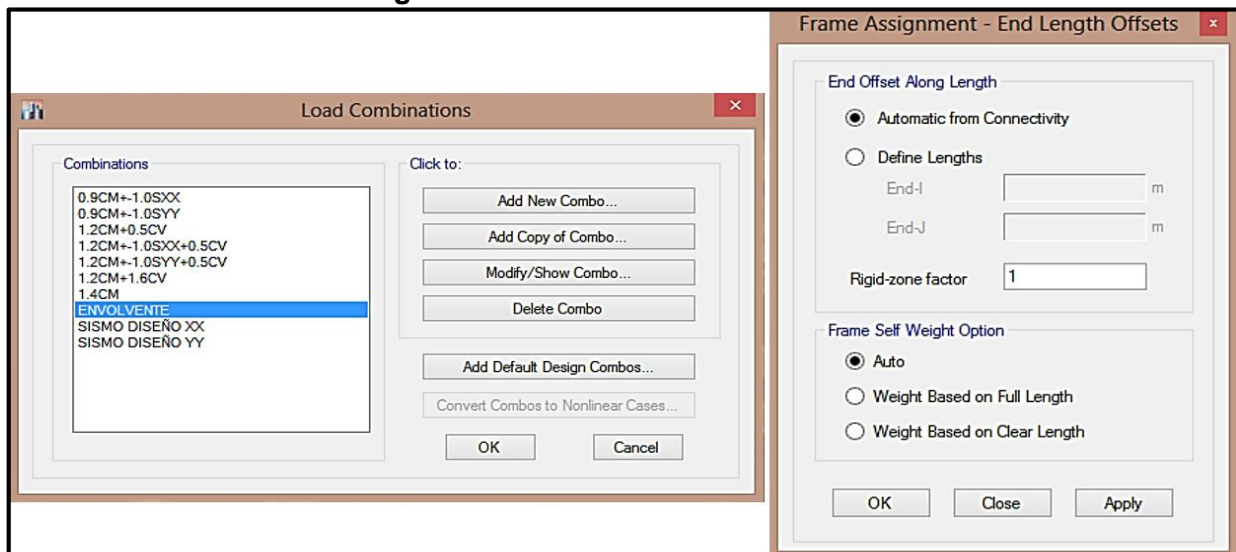


Figura 225: Combinaciones de carga para el acero y asignación de brazo rígido a la estructura utilizando el programa "ETABS 2015 V.15.2.0"

Fuente: Elaboración propia

6) Finalmente, para visualizar las fuerzas internas (fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores) se realiza el análisis estructural de la estructura (esqueleto estructural) mediante el programa Etabs, el cual usa el *método de elementos finitos*. Se realiza el **análisis estructural tanto para cargas de gravedad como para cargas de sismo** de acuerdo a las combinaciones de cargas dadas. La **figura 226**, muestra las fuerzas internas para la combinación de la envolvente tanto para el **pórtico 1-1** como para el **pórtico B-B** de la estructura de la presente tesis.

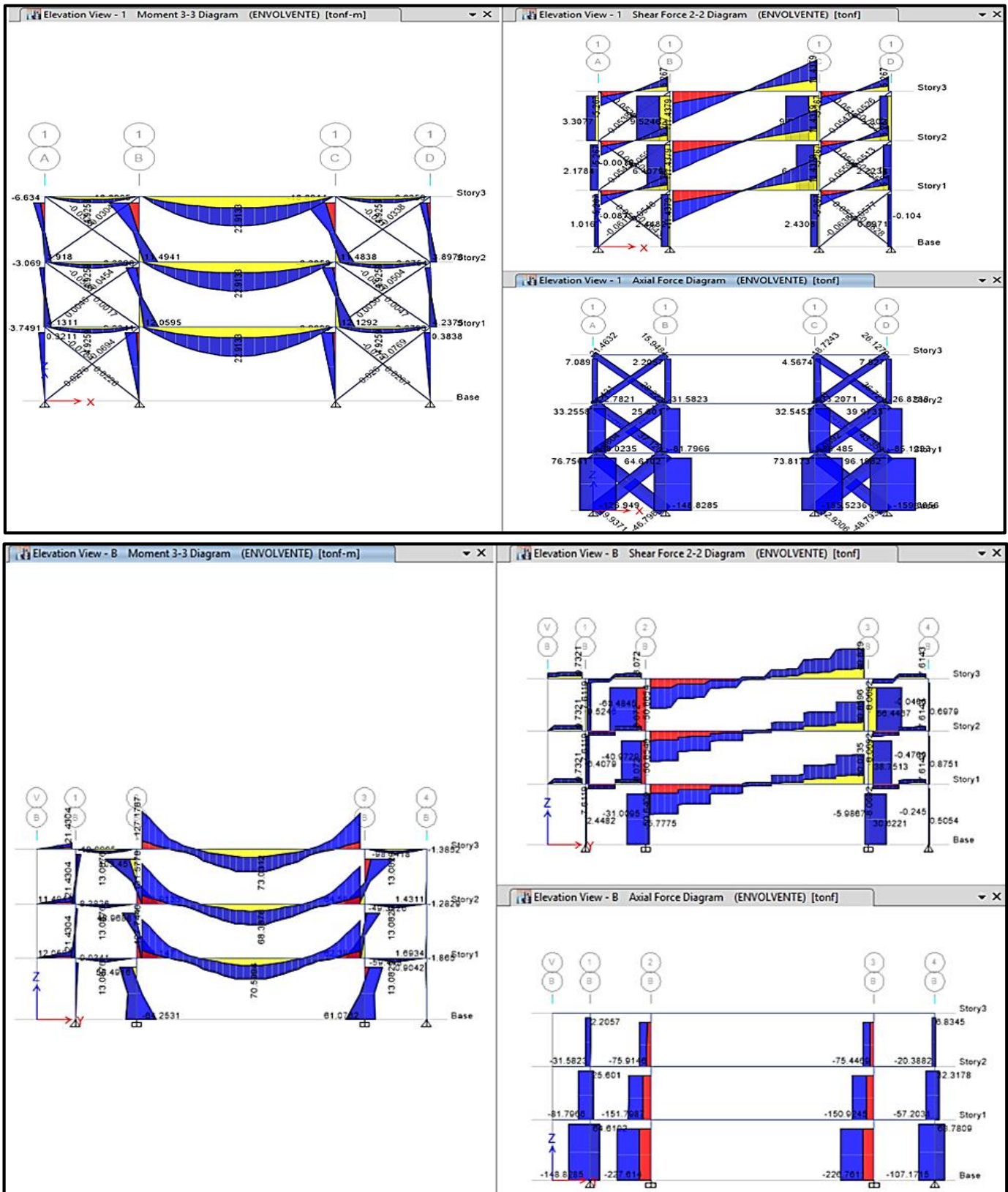


Figura 226: Diagramas de esfuerzos internos (diagrama de momento flector, diagrama de fuerza cortante y diagrama de fuerza axial) para el pórtico 1-1 y B-B

Fuente: Elaboración propia

#### 4.3.2.2 Cálculo del momento de volteo de la cimentación por cargas laterales o cargas de sismo

Acorde a la NORMA E.030 (2016), toda estructura y su cimentación deberán ser diseñadas para resistir el momento de volteo que produce un sismo, y el factor de seguridad (F.S) deberá ser mayor o igual a 1.2.

$$\frac{\text{Momento Estabilizante o Resistente}}{\text{Momento de volteo por fuerzas laterales}} \geq 1.20$$

Análisis para la dirección "X" de la estructura:

$$\text{Momento de volteo por fuerzas laterales} = \sum V_x \times h_i$$

Tabla 74: Momento de volteo para la dirección "X" de la estructura

Piso	Vx por piso (tn)	hi por piso (m)	Momento de volteo (tn.m)
3	124.69	11.00	1371.59
2	87.62	7.50	657.15
1	46.91	4.00	187.64
TOTAL			2216.38

Fuente: Elaboración propia

$$\text{Momento estabilizante} = \text{Peso de estructura} \times \frac{\text{Longitud de estructura en "X"}}{2}$$

Peso de estructura = Peso superestruct. + Peso de losa de ciment. + Peso de relleno

$$\begin{aligned} \text{Momento estabilizante} &= (1030.44 \text{ tn} + 1050.24 \text{ tn} + 653.06 \text{ tn}) \times \frac{16.30 \text{ m}}{2} \\ &= 22279.98 \text{ tn.m} \end{aligned}$$

$$\frac{\text{Momento estabilizante}}{\text{Momento de volteo}} = \frac{22279.98 \text{ tn.m}}{2216.38 \text{ tn.m}} = 10.05 > 1.20 \quad (\text{OK CUMPLE})$$

Análisis para la dirección "Y" de la estructura:

$$\text{Momento de volteo por fuerzas laterales} = \sum V_y \times h_i$$

Tabla 75: Momento de volteo para la dirección "Y" de la estructura

Piso	Vy por piso (tn)	hi por piso (m)	Momento de volteo (tn.m)
3	124.73	11.00	1372.03
2	87.62	7.50	657.15
1	46.88	4.00	187.52
TOTAL			2216.70

Fuente: Elaboración propia

$$\text{Momento estabilizante} = \text{Peso de la estructura} \times \frac{\text{Longitud de estructura en "Y"}}{2}$$

$$\text{Peso de estructura} = \text{Peso superestruct.} + \text{Peso de losa de ciment.} + \text{Peso de relleno}$$

$$\begin{aligned} \text{Momento estabilizante} &= (1030.44 \text{ tn} + 1050.24 \text{ tn} + 653.06 \text{ tn}) \times \frac{25.27 \text{ m}}{2} \\ &= 34540.80 \text{ tn.m} \end{aligned}$$

$$\frac{\text{Momento estabilizante}}{\text{Momento de volteo}} = \frac{34540.80 \text{ tn.m}}{2216.70 \text{ tn.m}} = 15.58 > 1.20 \quad (\text{OK CUMPLE})$$

#### 4.3.2.3 Cálculo de la separación entre edificios (s)

Acorde a la NORMA E.030 (2016), toda estructura deberá estar separada de las estructuras vecinas una distancia mínima de "s" para evitar el contacto durante un movimiento sísmico, siendo el valor de "s" el mayor de:

- $\frac{2}{3}$  de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes
- $S = 0.006 h \geq 0.03 \text{ m}$ ; donde  $h$  = altura total del edificio desde el NTN

Por lo tanto, el edificio se retirará de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables, el mayor de los siguientes valores:

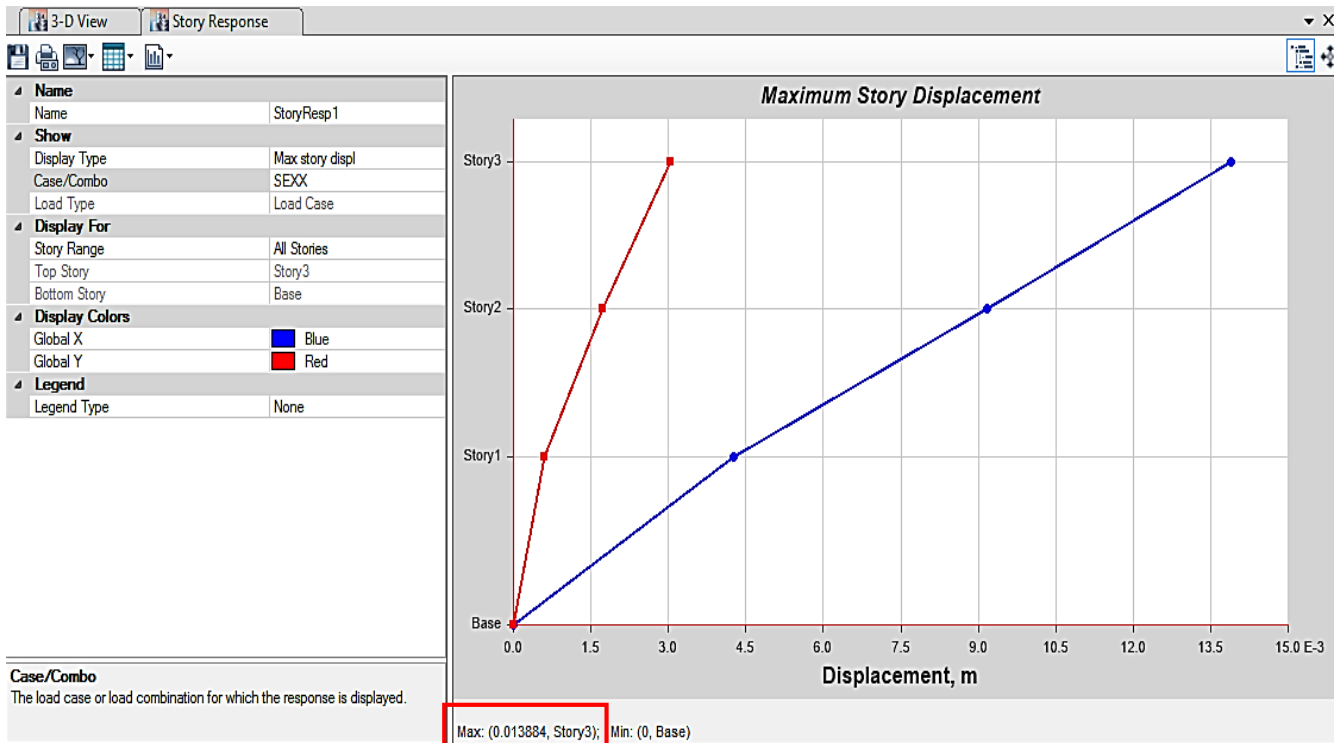
- $\frac{2}{3}$  del desplazamiento máximo de la edificación en análisis
- "s/2" este valor se utiliza siempre y cuando la edificación existente cuenta con una junta sísmica reglamentaria. En caso de que no exista la junta sísmica



reglamentaria, el edificio deberá separarse el valor de “s” (s/2 que le corresponde al edificio en análisis más s/2 del edificio vecino)

*Cálculo de la junta de separación sísmica o retiro del límite de propiedad:*

Los desplazamientos laterales máximos tanto para la dirección “X” como para la dirección “Y” se obtendrán del análisis sísmico estático (ASE) ya que los resultados son más conservadores que el del análisis sísmico dinámico (ASD).



**Joint Drifts**

de 52 | Reload Apply

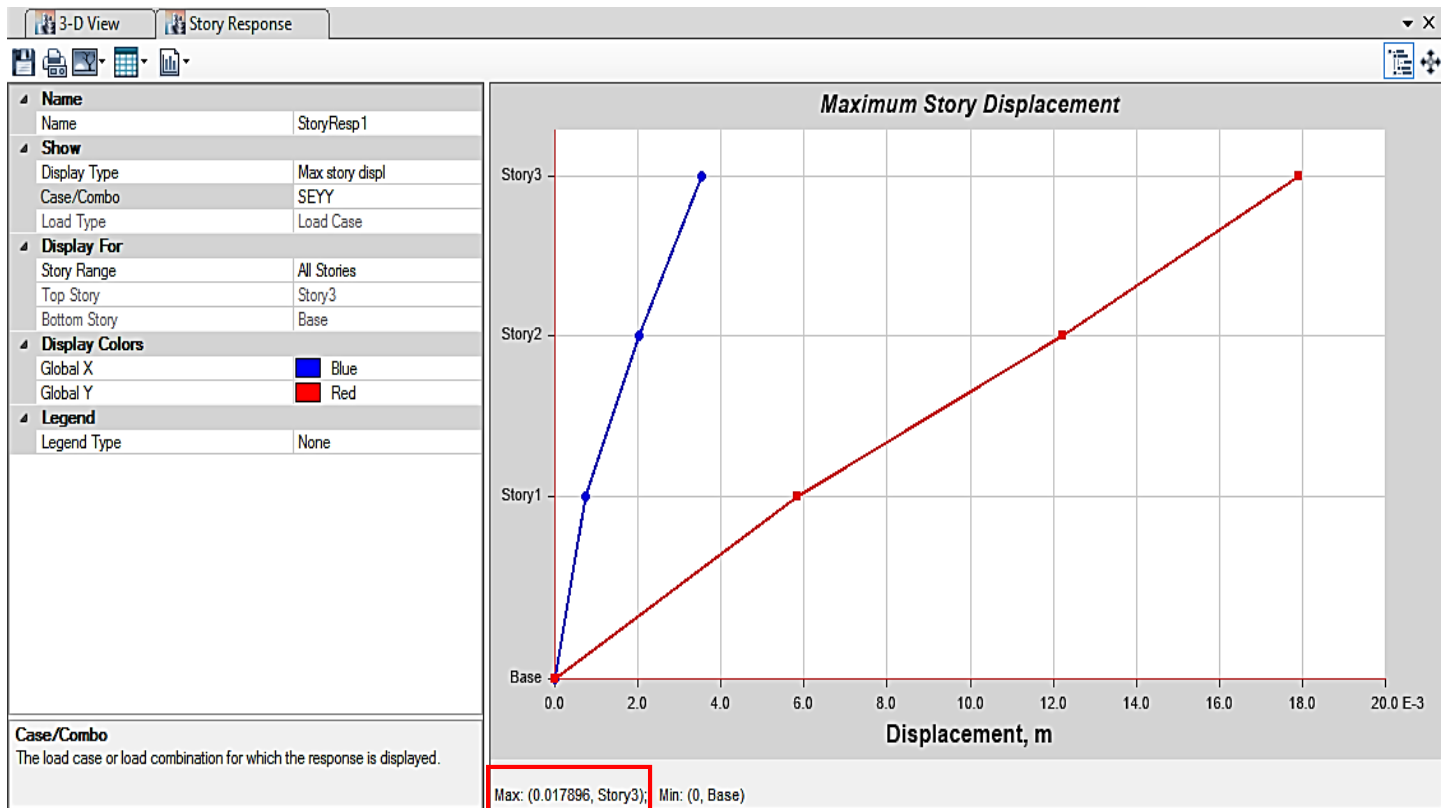
Story	Label	Unique Name	Load Case/Combo	Displacement X m	Displacement Y m	Drift X	Drift Y
Story3	1	6	SEXX	0.013884	-0.002771	0.001348	0.000353
Story3	2	10	SEXX	0.013884	-0.003044	0.001348	0.000376
Story3	3	22	SEXX	0.013884	-0.002838	0.001348	0.000359
Story3	4	26	SEXX	0.013884	-0.002977	0.001348	0.000371
Story3	5	30	SEXX	0.013818	-0.002771	0.001342	0.000353
Story3	6	34	SEXX	0.013818	-0.003044	0.001342	0.000376

*Figura 227: Desplazamiento lateral máximo absoluto para la dirección “X” de la estructura*

Fuente: Elaboración propia



**Desplazamiento máximo en "X" = 0.013884 m ≈ 1.39 cm**



Joint Drifts

1 de 52 | Reload Apply

Story	Label	Unique Name	Load Case/Combo	Displacement X m	Displacement Y m	Drift X	Drift Y
Story3	1	6	SEYY	-0.003535	0.017041	0.000432	0.001547
Story3	2	10	SEYY	-0.003535	0.017896	0.000432	0.001622
Story3	3	22	SEYY	-0.003535	0.017251	0.000432	0.001565
Story3	4	26	SEYY	-0.003535	0.017686	0.000432	0.001603
Story3	5	30	SEYY	-0.003325	0.017041	0.000414	0.001547
Story3	6	34	SEYY	-0.003325	0.017896	0.000414	0.001622

**Figura 228: Desplazamiento lateral máximo absoluto para la dirección "Y" de la estructura**

Fuente: Elaboración propia

**Desplazamiento máximo en "Y" = 0.017896 m ≈ 1.79 cm**

A criterio del tesista la junta de separación sísmica o retiro del límite de propiedad será igual para ambas dirección principales de la estructura "X" y "Y", por lo tanto se calculará con el desplazamiento máximo comparado entre los obtenidos para la dirección "X" y para la dirección "Y".

$$\therefore \text{Maximo desplazamiento entre "X" y "Y"} = \max [1.39 \text{ cm} ; 1.79 \text{ cm}] = 1.79 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el edificio se retirará de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables, el mayor de los siguientes valores:

$$\frac{2}{3} \times \text{desplazamiento maximo} = \frac{2}{3} \times 1.79 \text{ cm} = 1.19 \text{ cm}$$

Debido a que se desconoce si la edificación existente cuenta o no con una junta sísmica reglamentaria, no gobierna el valor de "s/2 sino el valor de "s":

$$s = 0.006 \times h > 0.03 \text{ m} \Rightarrow 0.006 \times 11.00 \text{ m} = 0.066 \text{ m} \approx 6.6 \text{ cm} > 3 \text{ cm (OK)}$$

$$\therefore \text{El maximo retiro de los limites} = \max [1.19 \text{ cm} ; 6.6 \text{ cm}] = 6.6 \text{ cm}$$

En conclusión, la junta de separación sísmica o el retiro que debe existir del edificio en análisis al límite de propiedad de la edificación existente tanto para la dirección "X" como para la dirección "Y", a criterio del tesista es de  $7.00 \text{ cm} \approx 0.07 \text{ m}$ .

#### 4.4 Diseño estructural

##### 4.4.1 Diseño de losa con placa colaborante o losa compuesta

Se realizará el diseño para la losa con placa colaborante “**LC - 2**” esta es típica del 1er al 3er piso. Se mostrará el diseño con el peralte o espesor de losa ( $t$  cm) que cumple todos los requerimientos del diseño y no con el peralte de predimensionamiento ya que no cumplía, para ello se realizaron varias iteraciones repetitivas de análisis y diseño para encontrar el peralte definitivo. El peralte definitivo con el que se realizará el diseño es igual a 12 cm ( $t = 12$  cm). Para las demás losas con placa colaborante se mostrada un cuadro resumen con el peralte ( $t$ ), acero positivo ( $A_s+$ ), acero negativo ( $A_s-$ ) y acero de temperatura ( $A_s$  temp) que cumplen el diseño ya que el procedimiento de diseño es similar.

Tabla 76: Propiedades de la losa con placa colaborante para diseño

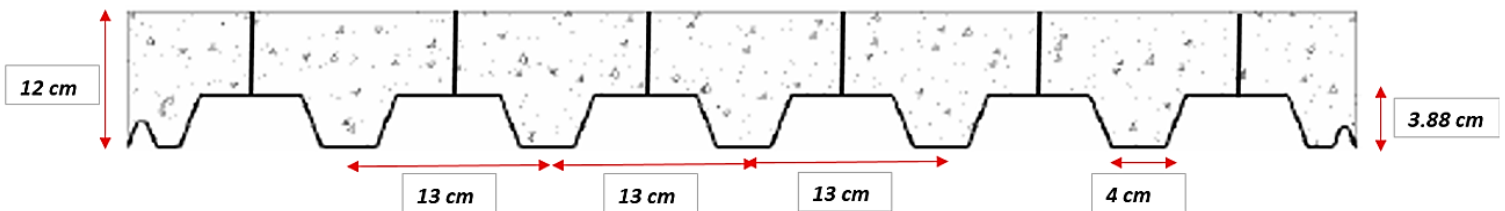
<b>Losa con placa colaborante AD - 900, Gage 22 y T = 12 cm</b>						
<b>Datos manual de Acero Deck:</b>						
<i>GEOMETRIA DE LA SECCIÓN DE ACERO</i>						
<b>Espaciamiento entre nervios S (m)</b>		<b>Altura de nervio (mm)</b>		<b>Ancho de nervio (mm)</b>		
0.13		38.8		40		
<i>PROPIEDADES DE LA SECCIÓN DE ACERO</i>						
<b>Calibre Gage</b>	<b>Peso/Área (kg/m<sup>2</sup>)</b>	<b>I (cm<sup>4</sup>/m)</b>	<b>S sup (cm<sup>3</sup>/m)</b>	<b>S inf (cm<sup>3</sup>/m)</b>	<b>Fy (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>E (kg/cm<sup>2</sup>)</b>
22	9.16	23.22	16.39	10.75	2530	2100000
<i>PROPIEDADES DEL CONCRETO (Fc = 210 Kg/cm<sup>2</sup>)</i>						
<b>Altura de losa (cm)</b>	<b>Volumen de concreto (m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Carga muerta (kg/m<sup>2</sup>)</b>		<b>Fc (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>E (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	
12.00	0.096	230.30		210	217370.65	
<i>PROPIEDADES DEL ACERO DE REFUERZO (Grado 60 - Fy = 4200 kg/cm<sup>2</sup>)</i>						
<b>Fy (kg/cm<sup>2</sup>)</b>			<b>E (kg/cm<sup>2</sup>)</b>			
4200			2100000			

Fuente: Elaboración propia

**Datos del análisis estructural:** Los cálculos del análisis estructural tanto para el momento último  $M_u$  como para la cortante última  $V_u$  para la losa con placa colaborante “LC - 2” se muestran en el capítulo de “Análisis estructural” en el ítem “Análisis estructural para cargas de gravedad” de la presente tesis.

**Resistencia de diseño por flexión de la losa con placa colaborante:** Para el diseño por flexión debemos de obtener una vigueta T equivalente de la geometría de la placa colaborante (esto debido a que la losa con placa colaborante es una losa nervada con una sucesión de viguetas T). Ver figura 229

### Viguetas según las dimensiones de la placa colaborante y espesor de la losa



### Vigueta T Equivalente según las dimensiones de la placa colaborante y espesor de la losa para el análisis

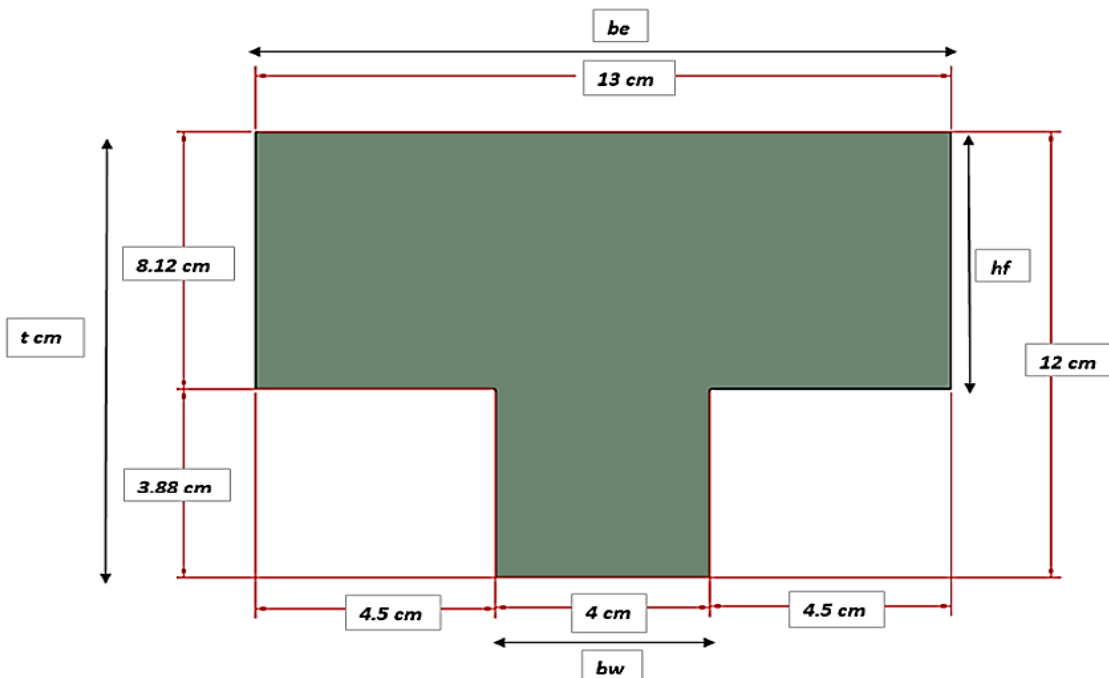


Figura 229: Vigueta T equivalente según las dimensiones de la placa colaborante y espesor de losa

Fuente: Elaboración propia

Consideraciones para el diseño por flexión tanto para momento positivo ( $M+$ ) como para momento negativo ( $M-$ ):

- Considerar conservadoramente que la placa colaborante no contribuirá en la resistencia a la flexión para momento positivo  $M+$  debido a que factores como el fuego producto de algún incendio pueden dejar inservible la placa colaborante por lo tanto se diseñara acero de refuerzo también para  $M+$ .
- Para el momento positivo  $M+$  suponer que el bloque comprimido no ha excedido el espesor de la losa  $h_f = 8.12 \text{ cm}$  (para una 1ra iteración), y diseñar considerando una viga rectangular de ancho  $b_e$ .
- Para el momento negativo  $M-$  diseñar considerando una viga rectangular de ancho  $b_w$ .

Por lo tanto, se consideraran los siguientes valores:

$$d = t \text{ cm} - 3 \text{ cm} = 12 \text{ cm} - 3 \text{ cm} = 9 \text{ cm}$$

$$b_1 \text{ (base para } M -) = b_w = 4 \text{ cm}$$

$$b_2 \text{ (base para } M +) = b_e = 13 \text{ cm}$$

Además, se consideraran las siguientes expresiones según la NORMA E.060 (2009):

$$K_u = \frac{M_u}{bd^2} ; \text{ donde } b = b_w \text{ para } M(-) \text{ y } b = b_e \text{ para } M(+)$$

$$\rho = (\text{Tabla de } \rho \text{ vs } K_u \text{ para } f_c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ del Ing. Blanco Blasco})$$

$$A_{s \text{ req}} = \rho \times b \times d$$

$$A_{s(-) \text{ min}} = 2 \times 0.0024 \times b \times d$$

$$A_{s(+)\text{ min}} = 0.0024 \times b \times d$$

Cálculo de acero requerido para el diseño por flexión tanto para momento positivo ( $M+$ ) como para momento negativo ( $M-$ ):

Cálculo de acero requerido para momento negativo													
$Mu - (tn.m) =$	0.02	0.05	0.05	0.06	0.06	0.05	0.05	0.06	0.06	0.05	0.05	0.06	0.03
$Ku (kg/cm2) =$	6.27	15.05	16.38	17.76	17.76	15.23	15.23	17.76	17.76	16.38	15.05	19.69	10.40
$p =$	0.0017	0.0042	0.0046	0.005	0.005	0.0041	0.0041	0.005	0.005	0.0046	0.0042	0.0056	0.0029
$As req (cm2) =$	0.06	0.15	0.17	0.18	0.18	0.15	0.15	0.18	0.18	0.17	0.15	0.20	0.1044
$As min (cm2) =$	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17	0.17
$As col (cm2) =$	0.17	0.17	0.17	0.18	0.18	0.17	0.17	0.18	0.18	0.17	0.17	0.20	0.17
$As col$	1 Ø 3/8"	1 Ø 3/8"	1 Ø 3/8"	1 Ø 3/8"	1 Ø 3/8"	1 Ø 3/8"	1 Ø 3/8"	1 Ø 3/8"	1 Ø 3/8"	1 Ø 3/8"	1 Ø 3/8"	1 Ø 3/8"	1 Ø 3/8"

Cálculo de acero requerido para momento positivo													
$Mu + (tn.m) =$	0.04	0.03	0.04	0.04	0.04	0.03	0.04	0.04	0.04	0.03	0.03	0.07	
$Ku (kg/cm2) =$	4.21	2.90	3.42	3.42	3.42	2.48	3.42	3.42	3.42	2.90	2.90	6.98	
$p =$	0.0012	0.0008	0.0009	0.0009	0.0009	0.0007	0.0009	0.0009	0.0009	0.0008	0.0008	0.0019	
$As req (cm2) =$	0.14	0.09	0.11	0.11	0.11	0.0819	0.11	0.11	0.11	0.09	0.09	0.22	
$As min (cm2) =$	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	
$As col (cm2) =$	0.14	0.09	0.11	0.11	0.11	0.09	0.11	0.11	0.11	0.09	0.09	0.22	
$As col$	1 Ø 3/8"	1 Ø 3/8"	1 Ø 3/8"	1 Ø 3/8"	1 Ø 3/8"	1 Ø 3/8"	1 Ø 3/8"	1 Ø 3/8"	1 Ø 3/8"	1 Ø 3/8"	1 Ø 3/8"	1 Ø 3/8"	1 Ø 3/8"

Verificación del bloque comprimido para el momento positivo ( $M+$ ):

$$A_s F_y = 0.85 f_c b a \Rightarrow a = \frac{A_s F_y}{0.85 f_c b} ; \text{ donde } A_s = \max (A_s \text{ col}) \text{ y } b = b_e$$

$$a = \frac{0.22 \text{ cm}^2 \times 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{0.85 \times 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 13 \text{ cm}} = 0.40 \text{ cm} \leq h_f = 8.12 \text{ cm (OK)}$$

**OK la suposición para momento positivo ( $M+$ ) es correcta y se puede concluir que la vigueta trabaja como una viga rectangular de ancho  $b_e = 13 \text{ cm}$ .**

Corte de acero negativo ( $A_s-$ ): Para realizar el corte de acero, podemos utilizar los cortes de refuerzo que se muestran en la **figura 230**.

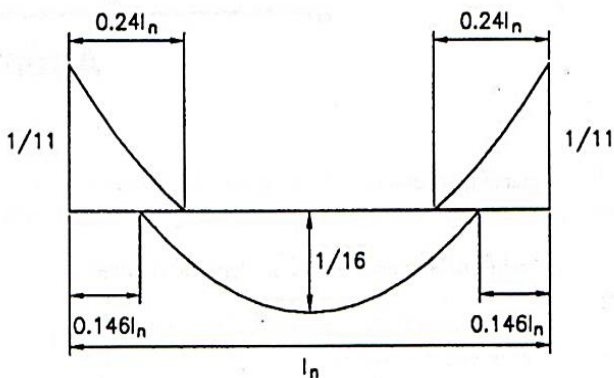


Figura B.1. Corte del refuerzo en tramo interior de elemento continuo

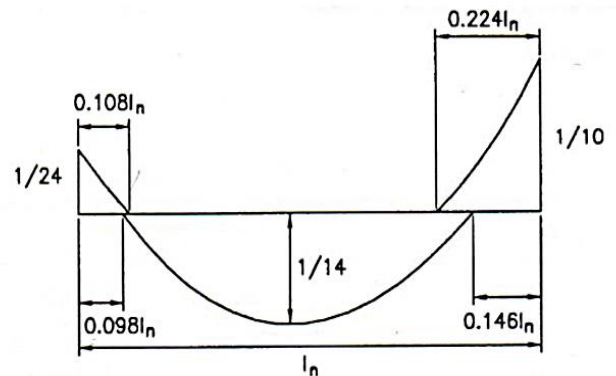


Figura B.3. Corte del refuerzo en tramo exterior de elemento continuo con apoyo exterior solidario provisto por viga

Figura 230: Corte de refuerzo según el método de coeficientes del ACI

Fuente: (HARMSEN, 2002)

Por lo tanto, para la losa con placa colaborante en análisis se tienen los siguientes cortes de refuerzo tanto para apoyos exteriores y apoyos interiores:

<b>Corte 1: (1 Ø 3/8") – Apoyo exterior en tramo exterior</b>					
Corte tramo 1 =	0.30	<b>m</b>	≈ corte practico =	0.30	<b>m</b>
Corte tramo 12 =	0.38	<b>m</b>	≈ corte practico =	0.40	<b>m</b>
<b>Corte 2: (1 Ø 3/8") – Apoyo interior en tramo exterior</b>					
Corte tramo 1 =	0.50	<b>m</b>	≈ corte practico =	0.50	<b>m</b>

Corte tramo 12 =	0.64	<b>m</b>	≈ corte practico =	0.65	<b>m</b>
<b>Corte 3: (1 Ø 3/8") - Apoyo interior en tramo interior - lado izquierdo</b>					
Corte tramo 2 =	0.53	<b>m</b>	≈ corte practico =	0.55	<b>m</b>
Corte tramo 3 =	0.57	<b>m</b>	≈ corte practico =	0.60	<b>m</b>
Corte tramo 4 =	0.57	<b>m</b>	≈ corte practico =	0.60	<b>m</b>
Corte tramo 5 =	0.57	<b>m</b>	≈ corte practico =	0.60	<b>m</b>
Corte tramo 6 =	0.49	<b>m</b>	≈ corte practico =	0.50	<b>m</b>
Corte tramo 7 =	0.57	<b>m</b>	≈ corte practico =	0.60	<b>m</b>
Corte tramo 8 =	0.57	<b>m</b>	≈ corte practico =	0.60	<b>m</b>
Corte tramo 9 =	0.57	<b>m</b>	≈ corte practico =	0.60	<b>m</b>
Corte tramo 10 =	0.53	<b>m</b>	≈ corte practico =	0.55	<b>m</b>
Corte tramo 11 =	0.53	<b>m</b>	≈ corte practico =	0.55	<b>m</b>
<b>Corte 4: (1 Ø 3/8") - Apoyo interior en tramo interior - lado derecho</b>					
Corte tramo 2 =	0.53	<b>m</b>	≈ corte practico =	0.55	<b>m</b>
Corte tramo 3 =	0.57	<b>m</b>	≈ corte practico =	0.60	<b>m</b>
Corte tramo 4 =	0.57	<b>m</b>	≈ corte practico =	0.60	<b>m</b>
Corte tramo 5 =	0.57	<b>m</b>	≈ corte practico =	0.60	<b>m</b>
Corte tramo 6 =	0.49	<b>m</b>	≈ corte practico =	0.50	<b>m</b>
Corte tramo 7 =	0.57	<b>m</b>	≈ corte practico =	0.60	<b>m</b>
Corte tramo 8 =	0.57	<b>m</b>	≈ corte practico =	0.60	<b>m</b>
Corte tramo 9 =	0.57	<b>m</b>	≈ corte practico =	0.60	<b>m</b>
Corte tramo 10 =	0.53	<b>m</b>	≈ corte practico =	0.55	<b>m</b>
Corte tramo 11 =	0.53	<b>m</b>	≈ corte practico =	0.55	<b>m</b>

Cálculo de acero de temperatura ( $A_s \text{ temp}$ ): Según la NORMA E.060 (2009), el acero de temperatura está dado por:

$$A_s \text{ temp} = 0.0018 \times b \times hf = 0.0018 \times 100 \text{ cm} \times 8.12 \text{ cm} = 1.46 \text{ cm}^2$$

Además, el espaciamiento máximo según la NORMA E.060 (2009), es 5 veces el espesor de la losa efectiva ( $hf$ ), el cual no debe ser mayor a 400 mm o 40 cm:

$$S \text{ max} = 5hf \leq 40 \text{ cm} \Rightarrow 5 \times 8.12 \text{ cm} = 40.6 \text{ cm} > 40 \text{ cm} \text{ (No cumple)}$$

$$\therefore S \text{ max} = 40 \text{ cm}$$

$A_s \text{ temp} = 0.09 \text{ cm}^2$	<b>Ø 6 mm</b>	S =	19.29	≈	17.5	cm
	<b>Ø 8 mm</b>	S =	34.21	≈	32.5	cm
	<b>Ø 3/8"</b>	S =	48.58	≈	47.5	cm
	<b>Ø 12 mm</b>	S =	77.31	≈	75	cm



Por lo tanto, solo los diámetros de  $\varnothing 6 \text{ mm}$  y  $\varnothing 8 \text{ mm}$  cumplen el espaciamiento máximo y queda a criterio del tesista elegir el diámetro y espaciamiento a utilizar.

**UTILIZAR  $\varnothing 6 \text{ mm}$  @ 0.175 m**

**Resistencia de diseño por cortante de la losa con placa colaborante:** La resistencia por cortante según la NORMA E.060 (2009), está dada por:

$$\phi V_c = \phi 1.1(0.53\sqrt{f_c} b_w d); \text{ donde } \phi = 0.85$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 1.1(0.53 \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \times 4 \text{ cm} \times 9 \text{ cm}) = 258.52 \text{ kg}$$

Este valor se debe comparar con el valor de la fuerza cortante última  $V_u$  máxima comparados entre todos los valores obtenidos en el análisis estructural.

$\varnothing V_c =$	258.52	kg	$> V_{ud}$	207.50	tn
	0.26	tn		0.21	kips

**OK CUMPLE RESISTENCIA A LA CORTANTE LA LOSA CON PLACA COLABORANTE**

**Chequeo de deflexiones:** Según la NORMA E.060 (2009), en la tabla 9.1 "Peraltes o espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones", da los peraltes o espesores mínimos para no verificar deflexiones. Por lo tanto, para nuestro caso tenemos: **Ver tabla 77**

Tabla 77: Peraltes mínimos de losas nervadas para no revisar deflexiones

**TABLA 9.1  
PERALTES O ESPESORES MÍNIMOS DE VIGAS NO PREESFORZADAS O LOSAS REFORZADAS EN UNA DIRECCIÓN A MENOS QUE SE CALCULEN LAS DEFLEXIONES**

Elementos	Espesor o peralte mínimo, $h$			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18,5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

Fuente: (E.060 – Tabla N° 9.1, 2009)

$$h_{min} = \frac{l}{21} = \frac{\max(Ln)}{21} = \frac{2.24 \text{ m}}{21} = 0.105 \text{ m} \approx 0.11 \text{ m} \leq t_{losa} = 0.12 \text{ m} \text{ (OK)}$$

**OK CUMPLE DEFLEXIÓN LA LOSA CON PLACA COLABORANTE**

**POR LO TANTO, AL CUMPLIR TODOS LOS REQUERIMIENTOS DE DISEÑO**

**UTILIZAR UN PLACA COLABORANTE AD - 900, Gage 22 y T = 12 cm**

La **tabla 78**, muestra un cuadro resumen de los peraltes definitivos que cumplen el diseño de las demás losas con placa colaborante de la estructura del proyecto de tesis en mención, las cuales son típicas del 1er al 3er piso. Además, se muestran el diámetro y espaciamiento del acero de temperatura. El detallado del acero negativo  $A_s -$  y del acero positivo  $A_s +$  de todas las losas con placa colaborante con sus respectivos cortes de acero se muestran en el **plano de estructuras E-02**.

*Tabla 78: Cuadro resumen de diseño para losa con placa colaborante*

<b>Nomenclatura de losa</b>	<b>Peralte seleccionado</b>	<b>Acero de temperatura</b>
<b>LC - 1</b>	<b>T = 12 cm</b>	<b>Ø 6 mm @ 0.175 m</b>
<b>LC - 2</b>	<b>T = 12 cm</b>	<b>Ø 6 mm @ 0.175 m</b>
<b>LC - 3</b>	<b>T = 12 cm</b>	<b>Ø 6 mm @ 0.175 m</b>

Fuente: Elaboración propia

#### **4.4.2 Diseño de vigas compuestas intermedias o viguetas**

Se realizará el diseño para la vigueta más crítica, la cual es la vigueta “**VI – 23BC1**” esta es típica del 1er al 3er piso. Se mostrará el diseño con el perfil que cumple todos los requerimientos del diseño y no con el perfil de predimensionamiento ya que no cumplía, para ello se realizaron varias iteraciones repetitivas de análisis y diseño para encontrar el perfil definitivo. El perfil definitivo con el que se realizará el diseño es el **W10X68**. Para las demás viguetas se mostrada un cuadro resumen con los perfiles que cumplen el diseño ya que el procedimiento de diseño es similar.

Tabla 79: Propiedades del perfil definitivo de la vigueta para diseño

Datos manual 14th AISC: Perfil W10X68 – A36					
Área (A) =	19.9	<i>in</i> <sup>2</sup>	Espesor alma (tw) =	0.470	<i>in</i>
	128.36	<i>cm</i> <sup>2</sup>		1.19	<i>cm</i>
Peralte (d) =	10.4	<i>in</i>	Ancho ala o patín (bf) =	10.1	<i>in</i>
	26.42	<i>cm</i>		25.65	<i>cm</i>
Peso (Wt) =	68	<i>lb/ft</i>	Espesor ala o patín (tf) =	0.770	<i>in</i>
	99.62	<i>kg/m</i>		1.96	<i>cm</i>
Zx =	85.3	<i>in</i> <sup>3</sup>	bf/2tf	6.58	
	1398.07	<i>cm</i> <sup>3</sup>	h/tw	16.7	
Ix =	394	<i>in</i> <sup>4</sup>			
	16398.28	<i>cm</i> <sup>4</sup>			

Fuente: Elaboración propia

Se tomara en cuenta que la viga no se apuntalará, por lo tanto se analizará en condiciones antes y después de que el concreto haya endurecido.

**Datos del análisis estructural:**

- **Antes de que el concreto haya endurecido:**

$$M_u = 9.31 \text{ tn} \times m \approx 67.48 \text{ kip} \times ft$$

- **Después de que el concreto haya endureció:**

$$M_u = 21.75 \text{ tn} \times m \approx 157.63 \text{ kip} \times ft$$

$$V_u = 10.48 \text{ tn} \approx 23.11 \text{ kips}$$

**Verificación de compacidad del perfil de acero:**

	$\lambda$	$\lambda_p$	$\lambda_r$	Comprobar	
Patín	6.58	10.79	28.38	$\lambda \leq \lambda_p$	<b>Es compacto</b>
Alma	16.7	106.72	161.78	$\lambda \leq \lambda_p$	<b>Es compacto</b>
<i>Por lo tanto, el perfil es compacto para <math>F_y = 36 \text{ ksi}</math></i>					

**Resistencia de diseño por flexión del perfil de acero:** Por consistir de un perfil compacto y considerando que la placa colaborante proporciona un adecuado y continuo soporte lateral, se puede concluir que estamos en la condición del momento

nominal igual al momento plástico:  $M_n = M_p \Rightarrow \phi_b M_{px} = \phi_b \cdot F_y \cdot Z_x$ ; donde  $\phi_b = 0.9$

$$\phi_b M_{px} = 0.9 \times 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 1398.07 \text{ cm}^3 = 3183499.22 \text{ kg} \times \text{cm}$$

$\phi_b M_{px} =$	3183499.22	<b>kg x cm</b>	<b>&gt; Mu</b>	9.31	<b>tn x m</b>
	31.83	<b>tn x m</b>		67.48	<b>kip x ft</b>
	230.69	<b>kip x ft</b>			

**OK CUMPLE RESISTENCIA A LA FLEXIÓN EL PERFIL DE ACERO**

**Resistencia de diseño por flexión de la sección compuesta total:**

Ancho efectivo del patín ( $b$  o  $b_e$ ): El menor de ambos valores es el que gobierna:

$$b = \frac{\text{Luz}}{4} = \frac{8.30}{4} = 2.08 \text{ m}$$

$$b = \text{separacion entre vigas} = 2.15 \text{ m}$$

Por lo tanto, el valor de  $b$  o  $b_e$ , es:  $b$  o  $b_e = 2.08 \text{ m}$

Cálculo de la fuerza de compresión en el concreto ( $C = V'$ ):

$$A_c = b \times t \text{ efectivo de losa} = (2.08 \times 100) \text{ cm} \times (12 \text{ cm} - 3.88 \text{ cm}) = 1688.96 \text{ cm}^2$$

$$A_s F_y = 128.36 \text{ cm}^2 \times 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 324748.32 \text{ kg} \approx 324.75 \text{ tn}$$

$$0.85 f_c A_c = 0.85 \times 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 1688.96 \text{ cm}^2 = 300754.65 \text{ kg} \approx 300.75 \text{ tn}$$

La fuerza de compresión en el concreto es el menor valor de ambos, por lo tanto es:

$$C = V' = 300754.65 \text{ kg} \approx 300.75 \text{ tn}$$

Comparar los siguientes valores  $A_s F_y$  y  $0.85 f_c A_c$  para ubicar el ENP (eje neutro plástico) en la sección compuesta:

Caso 1: Si  $A_s F_y < 0.85 f_c A_c \Rightarrow$  (el ENP se ubica en la losa de concreto)

Caso 2: Si  $A_s F_y > 0.85 f_c A_c \Rightarrow$  (el ENP se ubica en el perfil de acero)

Como  $A_s F_y > 0.85 f_c A_c$ , gobierna el caso 2, conociendo que el ENP se ubica en el perfil de acero se deben calcular los nuevos valores de  $C$  y  $T$ :

$$C = 0.85 f_c A_c + A_{\text{patin acero}} \cdot F_y = 300754.65 \text{ kg} + (25.65 \times 1.96) \text{ cm}^2 \times 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$= 427699.12 \text{ kg} \approx 427.70 \text{ tn}$$

$$T = A_s \cdot F_y - A_{\text{patin acero}} \cdot F_y$$

$$= \left( 128.36 \text{ cm}^2 \times 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) - \left( 25.65 \times 1.96 \text{ cm}^2 \times 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$= 197803.95 \text{ kg} \approx 197.80 \text{ tn}$$

Caso 1: Si  $C > T \Rightarrow$  (el ENP se ubica en el patin del perfil de acero)

Caso 2: Si  $C < T \Rightarrow$  (el ENP se ubica en el alma del perfil de acero)

Como  $C > T$ , gobierna el caso 1, y el ENP se ubica en el patín del perfil de acero

Calcular el ENP o la profundidad de los esfuerzos a compresión en el patín de acero:

$$t' = \frac{A_s F_y - 0.85 f_c A_c}{2 b f F_y} = \frac{\left( 128.36 \text{ cm}^2 \times 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) - (300754.65 \text{ kg})}{2 \times 25.65 \times 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0.18 \text{ cm}$$

Cálculo de distancia medida desde la parte superior del patín a la resultante de la fuerza de tensión en el acero:

Componente	Área	y	Ay
Perfil W10X68	128.36	13.21	1695.31
Segmento del patín	-4.74	0.09	-0.44
$\Sigma$	123.61		1694.87
$\bar{Y} =$	13.71 cm		

Cálculo de brazo de momento de la resultante de compresión en el concreto hacia la resultante de tensión en el acero: **Ver figura 231**

$$A = \bar{Y} + t - \frac{t_{\text{efectivo losa concreto}}}{2} = 13.71 \text{ cm} + 12 \text{ cm} - \frac{8.12 \text{ cm}}{2} = 21.65 \text{ cm}$$

Cálculo de brazo de momento de la resultante de compresión en el acero hacia la resultante de tensión en el acero: **Ver figura 231**

$$B = \bar{Y} - \frac{t'}{2} = 13.71 \text{ cm} - \frac{0.18 \text{ cm}}{2} = 13.62 \text{ cm}$$

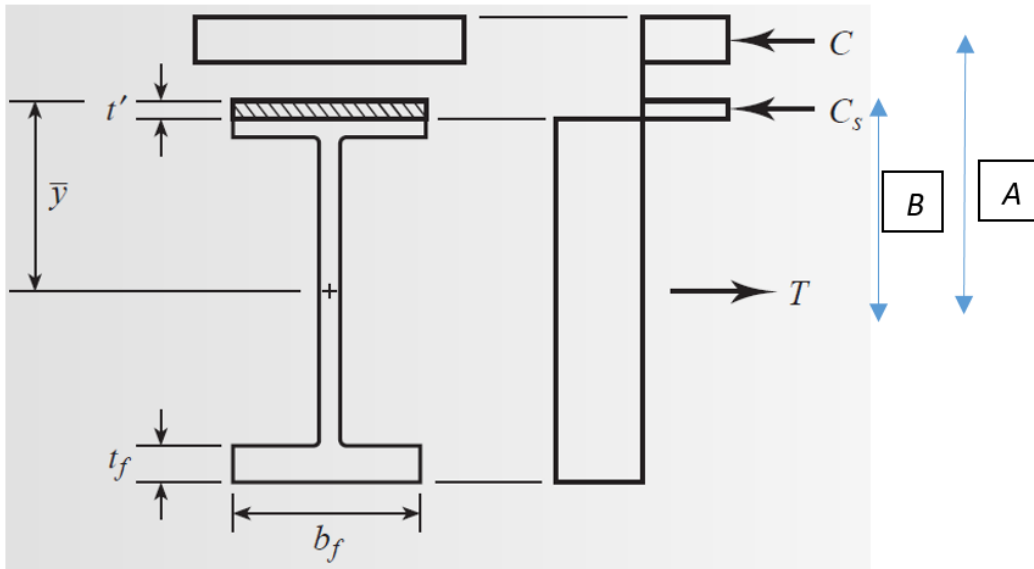


Figura 231: Brazo de momento entre resultantes de compresión y tensión en la viga compuesta

Fuente: (SEGUI, 2013)

Cálculo de la resistencia de diseño por flexión de la sección compuesta total, tomando momentos alrededor de la resultante a tensión del acero:

$$\phi b M_n = \phi b \cdot ((C_c \cdot A) + (C_s \cdot B))$$

$$\phi b M_n = 0.9 \times ((300754.65 \text{ kg} \times 21.65 \text{ cm}) + (25.65 \text{ cm} \times 0.18 \text{ cm} \times 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 13.62 \text{ cm})) = 6007546.45 \text{ kg} \times \text{cm}$$

$\phi b M_n =$	6007546.45	<b>kg x cm</b>	$> M_u$	21.75	<b>tn x m</b>
	60.08	<b>tn x m</b>		157.63	<b>kip x ft</b>
	435.33	<b>kip x ft</b>			

**OK CUMPLE RESISTENCIA A LA FLEXIÓN LA SECCIÓN COMPUESTA**

**Resistencia de diseño por cortante del perfil de acero:** Se asume que el perfil de acero sólo soportara el cortante de la sección compuesta. La resistencia por cortante del perfil de acero es:  $\phi_v V_n = \phi_v \cdot 0.60 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v$  ; donde  $\phi_v = 1.0$  y  $A_w = d \times t_w$

Cálculo de  $C_v$ :

$$\text{Si: } \frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow C_v = 1.0$$

$$16.7 \leq 2.24 \sqrt{\frac{29000 \text{ Ksi}}{36 \text{ Ksi}}} = 63.58 \Rightarrow \text{OK CUMPLE} \therefore C_v = 1.0$$

Cálculo de  $\phi_v V_n$ :

$$\phi_v V_n = 1.0 \times 0.6 \times 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times (26.42 \text{ cm} \times 1.19 \text{ cm}) \times 1.0 = 478272.28 \text{ kg}$$

$\phi_v V_n =$	47872.28	<b>kg</b>	$> V_u$	10.48	<b>tn</b>
	47.87	<b>tn</b>		23.11	<b>kips</b>
	105.54	<b>kips</b>			

**OK CUMPLE RESISTENCIA A CORTANTE EL PERFIL DE ACERO**

**Diseño de conectores de cortante:**

- $\emptyset$  max conector (2.5 tf) =  $2.5 \times 0.770 \text{ in} = 1.93 \text{ in}$
- Probamos con conectores de cortante de  $\emptyset$  estándar según AWS de 3/4"
- Longitud mínima de conector ( $4\emptyset$ ) =  $4(\frac{3}{4} \text{ in}) = 3.00 \text{ in}$
- Por lo tanto, probamos con conectores de cortante según AISC de 3/4" x 3"
- Área de la sección transversal ( $A_{sa}$ ) =  $\frac{\pi \times 0.75^2}{4} = 0.4418 \text{ in}^2$
- Resistencia nominal de un conector de cortante:

$$Q_n = 0.5 A_{sa} \sqrt{f_c \times E_c} \leq R_g \times R_p \times A_{sa} \times F_u$$

$R_g = 1.0$ ,  $R_p = 0.60$  (nervios perpendiculares a la viga y 1 conector x nervio)

$Q_n = 0.5 A_s a \sqrt{f_c \times E_c}$	9626.14	<b>kg</b>
	9.63	<b>tn</b>
	21.22	<b>kips</b>
$Q_n = R_g \times R_p \times A_s a \times F_u$	7810.31	<b>kg</b>
	7.81	<b>tn</b>
	17.22	<b>kips</b>
<b>Q<sub>n</sub> =</b>	7810.31	<b>kg</b>
	7.81	<b>tn</b>
	17.22	<b>kips</b>

- *Numero de conectores entre momento nulo y momento maximo:*

$$N_1 = \frac{V'}{Q_n} = \frac{300.75 \text{ tn}}{7.81 \text{ tn}} = 39 \text{ conectores}$$

**Por lo tanto, se requieren 39 conectores para la mitad de la viga y 78 en total**

Considerando un espaciamiento entre nervios ( $S = 13 \text{ cm} \approx 0.13 \text{ m}$ )

Utilizando 1 conector por nervio:  $N^\circ = \frac{8.30 \text{ m}}{0.13 \text{ m}} = 63 \text{ conect} < 78 \text{ requer}$

Utilizando conectores intercalados:  $N^\circ = \frac{8.30 \text{ m}}{0.13 \text{ m} \times 2} = 31 \text{ conect} < 78 \text{ requer}$

Se puede apreciar que el perfil de acero sólo resiste el momento último por lo que la acción compuesta puede o no usarse. Si se usa la acción compuesta total no cumple para conectores de 3/4" x 3, pero como no es necesario a criterio del tesista se utilizaran conectores de 3/4" x 3" en cada nervio.

- Espac long min conector:  $S_{\min} = 6\left(\frac{3}{4}''\right) = 4.50 \text{ in} \approx 0.11 \text{ m} < 0.13 \text{ m}$  (OK)
- Espac long max conector:  $S_{\max} = 8(0.0812) = 0.65 \text{ m} > 0.13 \text{ m}$  (OK)

**UTILIZAR 63 CONECTORES DE CORTANTE DE 3/4" x 3" @ 0.13 m (O EN CADA NERVIO)**

**Chequeo de deflexiones:** Conservadoramente asumiremos que sólo el perfil de acero soportara las deflexiones provenientes de las cargas y no la sección compuesta.

*Deflexión vertical máxima en el centro de la viga, para una viga simplemente apoyada:*



$$\Delta_{CM} = \frac{5wL^4}{384EI} = \frac{5 \times 958.46 \frac{kg}{m} \times (8.30m)^4}{384 \times (2100000 \times 10^4) \frac{kg}{m^2} \times \left(\frac{16398.28}{10^8}\right) m^4} = 0.017 m \approx 1.72 cm$$

$$\Delta_{CV} = \frac{5wL^4}{384EI} = \frac{5 \times 860.00 \frac{kg}{m} \times (8.30m)^4}{384 \times (2100000 \times 10^4) \frac{kg}{m^2} \times \left(\frac{16398.28}{10^8}\right) m^4} = 0.015 m \approx 1.54 cm$$

Límites de deflexión para las condiciones de carga:

$$\text{Para CV: } \frac{L}{360} \geq \Delta_{CV} \Rightarrow \frac{8.30}{360} = 2.31 cm \geq 1.54 cm \quad (\text{OK CUMPLE})$$

$$\text{Para CM + CV: } \frac{L}{240} \geq \Delta_{CM} + \Delta_{CV} \Rightarrow \frac{8.30}{240} = 3.46 cm \geq 3.26 cm \quad (\text{OK CUMPLE})$$

**OK CUMPLE DEFLEXIÓN EL PERFIL DE ACERO**

**POR LO TANTO, AL CUMPLIR TODOS LOS REQUERIMIENTOS DE DISEÑO**

**UTILIZAR UN PERFIL DEFINITIVO W10X68.**

La **tabla 80**, muestra un cuadro resumen de los perfiles definitivos que cumplen el diseño de las demás viguetas de la estructura del proyecto de tesis en mención, las cuales son típicas del 1er al 3er piso. Además, se muestran el diámetro, cantidad y espaciamiento de los conectores de cortante a utilizar para cada vigueta. **Ver plano de estructuras E-02**

*Tabla 80: Cuadro resumen de diseño para viguetas*

Nomenclatura de viguetas	Perfil seleccionado	Conectores de cortante
VI – (VAB – VCD)	W8X58	30 conectores de cortante de 1/2" x 2" @ 0.13 m (o en cada nervio)
VI – VBC	W8X58	63 conectores de cortante de 1/2" x 2" @ 0.13 m (o en cada nervio)
VI – (12AB – 12CD – 34AB – 34CD)	W8X58	30 conectores de cortante de 3/4" x 3" @ 0.13 m (o en cada nervio)

VI – (12BC – 34BC)	W10X68	63 conectores de cortante de 3/4" x 3" @ 0.13 m (o en cada nervio)
VI – (23AB1 – 23CD1)	W8X58	30 conectores de cortante de 3/4" x 3" @ 0.13 m (o en cada nervio)
VI – 23BC1	W10X68	63 conectores de cortante de 3/4" x 3" @ 0.13 m (o en cada nervio)
VI – 23AB2 – 23CD2	W8X58	30 conectores de cortante de 3/4" x 3" @ 0.13 m (o en cada nervio)
VI – 23BC2	W10X68	63 conectores de cortante de 3/4" x 3" @ 0.13 m (o en cada nervio)

Fuente: Elaboración propia

#### 4.4.3 Diseño de vigas de pórtico en X y Y

Se realizará el diseño para la viga de pórtico en X y Y más crítica (el diseño de viga en X es similar al diseño de una viga en Y así que elegiremos la más crítica entre ambas), la cual son las vigas “**Vy – (23B – 23C)**” esta es típica del 1er al 3er piso. Se mostrará el diseño con el perfil que cumple todos los requerimientos del diseño y no con el perfil de predimensionamiento ya que no cumplía, para ello se realizaron varias iteraciones repetitivas del esqueleto estructural con el programa de análisis y diseño para encontrar el perfil definitivo. El perfil definitivo con el que se realizara el diseño es el **W24X131**. Para las demás vigas de pórtico en X y Y se mostrada un cuadro resumen con los perfiles que cumplen el diseño ya que el procedimiento de diseño es similar.

Tabla 81: Propiedades del perfil definitivo de la viga para diseño

Datos manual 14th AISC: Perfil W24X131 – A36					
Área (A) =	38.6	in <sup>2</sup>	Espesor alma (tw) =	0.605	in
	248.97	cm <sup>2</sup>		1.54	cm
Peralte (d) =	24.5	in	Ancho ala o patín (bf) =	12.9	in
	62.23	cm		32.77	cm
Peso (Wt) =	131	lb/ft	Espesor ala o patín (tf) =	0.960	in
	191.915	kg/m		2.44	cm
Zx =	370	in <sup>3</sup>	bf/2tf	6.70	
	6064.30	cm <sup>3</sup>	h/tw	35.6	

<b>I<sub>x</sub> =</b>	4020	<i>in<sup>4</sup></i>
	167312.40	<i>cm<sup>4</sup></i>

Fuente: Elaboración propia

Para el diseño de las vigas de pórtico en X y Y no se consideraran como compuestas, por lo tanto sólo el perfil de acero será el que resista las solicitaciones de carga.

**Datos del análisis estructural:**

Datos de la envolvente tanto para  $M_u$  como para  $V_u$ :

$$M_u = 131.72 \text{ tn} \times \text{m} \approx 954.49 \text{ kip} \times \text{ft}$$

$$V_u = 51.08 \text{ tn} \approx 112.61 \text{ kips}$$

**Verificación de compacidad del perfil de acero:**

	$\lambda$	$\lambda_p$	$\lambda_r$	Comprobar	
<i>Patín</i>	6.7	10.79	28.38	$\lambda \leq \lambda_p$	<b>Es compacto</b>
<i>Alma</i>	35.6	106.72	161.78	$\lambda \leq \lambda_p$	<b>Es compacto</b>
<i>Por lo tanto, el perfil es compacto para <math>F_y = 36 \text{ ksi}</math></i>					

**Resistencia de diseño por flexión del perfil de acero:** Por consistir de un perfil compacto y considerando que la placa colaborante proporciona un adecuado y continuo soporte lateral, se puede concluir que estamos en la condición del momento nominal igual al momento plástico:  $M_n = M_p \Rightarrow \phi_b M_{px} = \phi_b \cdot F_y \cdot Z_x$ ; donde  $\phi_b = 0.9$

$$\phi_b M_{px} = 0.9 \times 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 6064.30 \text{ cm}^3 = 13808847.73 \text{ kg} \times \text{cm}$$

<b><math>\phi_b M_{px} =</math></b>	13808847.73	<b><i>kg x cm</i></b>	<b><math>&gt; M_u</math></b>	131.72	<b><i>tn x m</i></b>
	138.09	<b><i>tn x m</i></b>		954.49	<b><i>kip x ft</i></b>
	1000.64	<b><i>kip x ft</i></b>			

**OK CUMPLE RESISTENCIA A LA FLEXIÓN EL PERFIL DE ACERO**

**Resistencia de diseño por cortante del perfil de acero:** La resistencia por cortante del perfil de acero es:  $\phi_v V_n = \phi_v \cdot 0.60 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v$  ; donde  $\phi_v = 1.0$  y  $A_w = d \times t_w$

Cálculo de  $C_v$ :

$$\text{Si: } \frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow C_v = 1.0$$

$$35.6 \leq 2.24 \sqrt{\frac{29000 \text{ ksi}}{36 \text{ ksi}}} = 63.58 \Rightarrow \text{OK CUMPLE } \therefore C_v = 1.0$$

Cálculo de  $\phi_v V_n$ :

$$\phi_v V_n = 1.0 \times 0.6 \times 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times (62.23 \text{ cm} \times 1.54 \text{ cm}) \times 1.0 = 145169.17 \text{ kg}$$

$\phi_v V_n =$	145169.17	<b>kg</b>	$> V_u$	51.08	<b>tn</b>
	145.17	<b>tn</b>		112.61	<b>kips</b>
	320.04	<b>kips</b>			

**OK CUMPLE RESISTENCIA A CORTANTE EL PERFIL DE ACERO**

**Chequeo de deflexiones:**

Deflexión vertical máxima en la viga según el programa Etabs:

$$\Delta_{CM} = 0.012 \text{ m} \approx 1.20 \text{ cm}$$

$$\Delta_{CV} = 0.010 \text{ m} \approx 1.00 \text{ cm}$$

Límites de deflexión para las condiciones de carga:

$$\text{Para CV: } \frac{L}{360} \geq \Delta_{CV} \Rightarrow \frac{14.77}{360} = 4.10 \text{ cm} \geq 1.00 \text{ cm} \quad \text{(OK CUMPLE)}$$

$$\text{Para CM + CV: } \frac{L}{240} \geq \Delta_{CM} + \Delta_{CV} \Rightarrow \frac{14.77}{240} = 6.15 \text{ cm} \geq 2.20 \text{ cm} \quad \text{(OK CUMPLE)}$$

**OK CUMPLE DEFLEXIÓN EL PERFIL DE ACERO**

**POR LO TANTO, AL CUMPLIR TODOS LOS REQUERIMIENTOS DE DISEÑO  
UTILIZAR UN PERFIL DEFINITIVO W24X131.**

La **tabla 82**, muestra un cuadro resumen de los perfiles definitivos que cumplen el diseño de las demás vigas de pórtico en X y Y de la estructura del proyecto de tesis en mención, las cuales son típicas del 1er al 3er piso. **Ver plano de estructuras E-02 y E-03**

*Tabla 82: Cuadro resumen de diseño para vigas de pórtico*

<b>Nomenclatura vigas en X</b>	<b>Perfil seleccionado</b>
<b>Vx – (AB1 – CD1)</b>	<b>W 8 x 58</b>
<b>Vx – BC1</b>	<b>W 10 x 68</b>
<b>Vx – (AB2 – CD2)</b>	<b>W 8 x 58</b>
<b>Vx – BC2</b>	<b>W 10 x 68</b>
<b>Vx – (AB3 – CD3)</b>	<b>W 8 x 58</b>
<b>Vx – BC3</b>	<b>W 10 x 68</b>
<b>Vx – (AB4 – CD4)</b>	<b>W 8 x 58</b>
<b>Vx – BC4</b>	<b>W 10 x 68</b>
<b>Nomenclatura vigas en Y</b>	<b>Perfil seleccionado</b>
<b>Vy – (V1A – V1D)</b>	<b>W 12 x 50</b>
<b>Vy – (V1B – V1C)</b>	<b>W 12 x 50</b>
<b>Vy – (12A – 12D)</b>	<b>W 12 x 50</b>
<b>Vy – (12B – 12C)</b>	<b>W 12 x 50</b>
<b>Vy – (23A – 23D)</b>	<b>W 21 x 62</b>
<b>Vy – (23B – 23C)</b>	<b>W 24 x 131</b>
<b>Vy – (34A – 34D)</b>	<b>W 12 x 50</b>
<b>Vy – (34B – 34C)</b>	<b>W 12 x 50</b>

Fuente: Elaboración propia

#### 4.4.4 Diseño de columnas

Se realizará el diseño para la columna más crítica, la cual son las columnas “**C-B2 – C-C2 – C-B3 – C-C3**” esta es típica del 1er al 3er piso. Se mostrará el diseño con el perfil que cumple todos los requerimientos del diseño y no con el perfil de predimensionamiento ya que no cumplía, para ello se realizaron varias iteraciones repetitivas del esqueleto estructural con el programa de análisis y diseño para encontrar el perfil definitivo. El perfil definitivo con el que se realizará el diseño es el **W24X162**. Para las demás columnas se mostrada un cuadro resumen con los perfiles que cumplen el diseño ya que el procedimiento de diseño es similar.

Tabla 83: Propiedades del perfil definitivo de la columna para diseño

Datos manual 14th AISC: Perfil W24X162 – A36					
<b>Área (A) =</b>	47.8	<i>in</i> <sup>2</sup>	<b>Espesor alma (tw) =</b>	0.705	<i>in</i>
	308.31	<i>cm</i> <sup>2</sup>		1.79	<i>cm</i>
<b>Peralte (d) =</b>	25.0	<i>in</i>	<b>Ancho ala o patín (bf) =</b>	13.0	<i>in</i>
	63.50	<i>cm</i>		33.02	<i>cm</i>
<b>Peso (Wt) =</b>	162	<i>lb/ft</i>	<b>Espesor ala o patín (tf) =</b>	1.22	<i>in</i>
	237.33	<i>kg/m</i>		3.10	<i>cm</i>
<b>Zx =</b>	468	<i>in</i> <sup>3</sup>	<b>bf/2tf</b>	5.31	
	7670.52	<i>cm</i> <sup>3</sup>	<b>h/tw</b>	30.6	
<b>Ix =</b>	5170	<i>in</i> <sup>4</sup>	<b>rts</b>	3.57	<i>in</i>
	215175.40	<i>cm</i> <sup>4</sup>		9.07	<i>cm</i>
<b>rx =</b>	10.4	<i>in</i>	<b>J</b>	18.5	<i>in</i> <sup>4</sup>
	26.42	<i>cm</i>		769.97	<i>cm</i> <sup>4</sup>
<b>Zy =</b>	105	<i>in</i> <sup>3</sup>	<b>c</b>	1.0	
	1720.95	<i>cm</i> <sup>3</sup>		<b>Sx</b>	414
<b>Iy =</b>	443	<i>in</i> <sup>4</sup>	<b>Sy</b>	6785.46	<i>cm</i> <sup>3</sup>
	18437.66	<i>cm</i> <sup>4</sup>		68.4	<i>in</i> <sup>3</sup>
<b>ry =</b>	3.05	<i>in</i>	<b>ho</b>	1121.08	<i>cm</i> <sup>3</sup>
	7.75	<i>cm</i>		23.8	<i>in</i>
				60.45	<i>cm</i>

Fuente: Elaboración propia

#### **Datos del análisis estructural:**

Datos de la Envoltura para  $P_u$ ,  $M_{ux}$ ,  $M_{uy}$ ,  $V_{ux}$  y  $V_{uy}$ :

Carga axial máxima de la envolvente:	<b><math>Pu \text{ máx} =</math></b>	228.18	<b><math>tn</math></b>
		503.04	<b><math>kips</math></b>
Momento flector máximo de la envolvente para el eje X-X del perfil	<b><math>Mux \text{ máx} =</math></b>	102.89	<b><math>tn \times m</math></b>
		745.58	<b><math>kip \times ft</math></b>
Momento flector máximo de la envolvente para el eje Y-Y del perfil	<b><math>Muy \text{ máx} =</math></b>	3.06	<b><math>tn \times m</math></b>
		22.17	<b><math>kip \times ft</math></b>
Fuerza cortante máxima de la envolvente para el eje X-X del perfil:	<b><math>Vux \text{ máx} =</math></b>	60.33	<b><math>tn</math></b>
		133.00	<b><math>kips</math></b>
Fuerza cortante máxima de la envolvente para el eje Y-Y del perfil:	<b><math>Vuy \text{ máx} =</math></b>	0.98	<b><math>tn</math></b>
		2.16	<b><math>kips</math></b>

Estos valores son los máximos comparados entre las columnas del 1er al 3er piso para cada caso de carga por fines de uniformizar la sección de la columna del 1er al 3er piso.

**Resistencia de diseño por compresión axial del perfil de acero:** La resistencia por compresión axial del perfil de acero es:  $\phi_c P_n = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_g$ ; donde  $\phi_c = 0.9$

Verificación de razón ancho – espesor del perfil de acero para compresión axial:

	$\lambda$	$\lambda_r$	Comprobar	
Patín	5.31	15.89	$\lambda \leq \lambda_r$	<b>No es esbelto</b>
Alma	30.6	42.29	$\lambda \leq \lambda_r$	<b>No es esbelto</b>
Por lo tanto, el perfil no es esbelto para $F_y = 36 \text{ ksi}$				

**Cálculo de relación de esbeltez gobernante del perfil de acero:** Se considerará el factor de longitud efectiva  $K$  igual a 1 para cada eje del perfil debido a que se está considerando arriostrado en ambas direcciones y conservadoramente se asume  $K = 1$ . Como se uniformizara la sección de la columna del 1er al 3er piso se calculara la longitud efectiva  $KL$  mayor entre los 3 pisos para cada eje del perfil.

Piso	Altura de columna (m)	Longitud real entre soportes de columna (L)		Factor de longitud efectiva (K)		Longitud efectiva (KL)	
		Eje X-X del perfil (m)	Eje Y-Y del perfil (m)	Eje X-X del perfil	Eje Y-Y del perfil	Eje X-X del perfil (m)	Eje Y-Y del perfil (m)

1	4.00	4.00	4.00	1.00	1.00	4.00	4.00
2	3.50	3.50	3.50	1.00	1.00	3.50	3.50
3	3.50	3.50	3.50	1.00	1.00	3.50	3.50
				<b>KL gobernante de cada eje del perfil (m)</b>		<b>KxLx</b>	<b>KyLy</b>
						4.00	4.00

Se calcula la relación de esbeltez mayor o el gobernante entre ambos ejes del perfil:

$$\frac{KxLx}{rx} = \frac{4.00 \text{ m}}{\left(\frac{26.42}{100}\right) \text{ m}} = 15.14 ; \quad \frac{KyLy}{ry} = \frac{4.00 \text{ m}}{\left(\frac{7.75}{100}\right) \text{ m}} = 51.63$$

$$\frac{KL}{r} \text{ gobernante} = 51.63 < 200 \text{ (OK CUMPLE LIMITE DE ESBELTEZ)}$$

Comparar el valor de la relación de esbeltez gobernante con  $4.71 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$  para ver si el esfuerzo crítico de pandeo se encuentra en rango elástico o inelástico:

$$\frac{KL}{r} \text{ gobernante} < 4.71 \sqrt{\frac{E}{Fy}} \Rightarrow 51.63 < 4.71 \sqrt{\frac{29000 \text{ ksi}}{36 \text{ ksi}}} = 133.68$$

Cálculo del esfuerzo crítico de pandeo elástico o inelástico:

$$\text{Caso 1 Si: } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{Fy}} \Rightarrow Fcr = \left(0.658 \frac{Fy}{Fe}\right) Fy \dots \dots \text{(Rango elastico)}$$

$$\text{Caso 2 Si: } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{Fy}} \Rightarrow Fcr = 0.877 Fe \dots \dots \text{(Rango inelastico)}$$

Por lo tanto, gobierna el caso 1 (es decir el esfuerzo crítico de pandeo elástico), para lo cual primero debemos de calcular el esfuerzo crítico de pandeo elástico  $Fe$ :

$$Fe = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{51.63^2} = 7774.39 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \approx 110.62 \text{ ksi}$$

El esfuerzo crítico de pandeo elástico  $Fcr$ , es:

$$Fcr = \left(0.658 \frac{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{7774.39 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}\right) \times 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 2207.89 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \approx 31.42 \text{ ksi}$$



Resistencia de diseño por compresión axial:

$$\phi_c P_n = 0.9 \times 2207.89 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 308.31 \text{ cm}^2 = 612644.02 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 612644.02 \text{ kg} \approx 612.64 \text{ tn} \approx 1350.63 \text{ kips}$$

**Resistencia de diseño por flexión del perfil de acero respecto al eje X-X del perfil:**

La resistencia a flexión del perfil de acero respecto al eje X-X del perfil está en función de su compacidad y de su longitud no arriostrada  $L_b$ .

Verificación de compacidad del perfil de acero:

	$\lambda$	$\lambda_p$	$\lambda_r$	Comprobar	
Patín	5.31	10.79	28.38	$\lambda \leq \lambda_p$	<b>Es Compacto</b>
Alma	30.6	106.72	161.78	$\lambda \leq \lambda_p$	<b>Es Compacto</b>
<i>Por lo tanto, el perfil es compacto para <math>F_y = 36 \text{ ksi}</math></i>					

Verificación de la longitud no arriostrada  $L_b$  del perfil de acero: Como se uniformizara la sección de la columna del 1er al 3er piso se calculara la longitud no arriostrada  $L_b$  mayor entre los 3 pisos para cada eje del perfil (el eje X-X es el más importante para flexión ya que la flexión para el eje Y-Y no influye  $L_b$ ).

Piso	Altura de columna (m)	Longitud no arriostrada o soportada ( $L_b$ )	
		Eje X-X del perfil (m)	Eje Y-Y del perfil (m)
1	4.00	4.00	4.00
2	3.50	3.50	3.50
3	3.50	3.50	3.50
		$L_b \text{ xx gobernante (m)}$	$L_b \text{ yy gobernante (m)}$
		4.00	4.00

	$L_b$ (m)	$L_p$ (m)	$L_r$ (m)	Comprobar	
Eje X-X del perfil	4.00	3.87	14.12	$L_p < L_b \leq L_r$	<b>Se cumple esta relación</b>
Eje Y-Y del perfil	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica	
<i>Para el eje Y-Y no aplican los valores de <math>L_b</math>, <math>L_p</math> y <math>L_r</math> y <math>C_b</math></i>					

*Resistencia de diseño por flexión respecto al eje X-X del perfil de acero:* Se tienen 3 casos para perfiles compactos para calcular la resistencia de diseño por flexión respecto al eje X-X del perfil de acero:

$$\text{Caso 1 Si: } L_b \leq L_p \Rightarrow \phi_b M_n = \phi_b M_{px} = \phi_b \cdot F_y \cdot Z_x$$

$$\text{Caso 2 Si: } L_p < L_b \leq L_r \Rightarrow \phi_b M_n = \phi_b \cdot C_b \left[ M_p - (M_p - 0.70 F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \\ \leq \phi_b M_p$$

$$\text{Caso 3 Si: } L_b > L_r \Rightarrow \phi_b M_n = \phi_b \cdot F_{cr} \cdot S_x \leq \phi_b M_p$$

Por lo tanto, gobierna el caso 2, además se considerara el valor de  $C_b$  igual a 1 en forma conservadora. La resistencia de diseño por flexión es entonces:

$$M_p = 7670.52 \text{ cm}^3 \times 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 19406415.6 \text{ kg} \times \text{cm}$$

$$0.70 F_y S_x = 0.70 \times 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 6785.46 \text{ cm}^3 = 12017049.66 \text{ kg} \times \text{cm}$$

$$\phi_b M_n = 0.9 \times 1.0 \left[ 19406415.6 - (19406415.6 - 12017049.66) \left( \frac{(4.00 \times 100) \text{ cm} - (3.87 \times 100) \text{ cm}}{(14.12 \times 100) \text{ cm} - (3.87 \times 100) \text{ cm}} \right) \right] \\ = 17381881.50 \text{ kg} \times \text{cm} \leq 0.90 \times 19406415.6 = 17466326.32 \text{ (OK)}$$

$$\phi_b M_n = 17381881.50 \text{ kg} \times \text{cm} \approx 173.82 \text{ tn} \times \text{m} \approx 1259.56 \text{ kip} \times \text{ft}$$

***Resistencia de diseño por flexión del perfil de acero respecto al eje Y-Y del perfil:***

La resistencia a flexión del perfil de acero respecto al eje Y-Y del perfil está en función solo de su compacidad (siendo más directo solo del ala compacta). Como ya se vio el perfil es compacto por lo tanto la resistencia de diseño está dado por:

$$\phi_b M_n = \phi_b M_{py} = \phi_b \cdot F_y \cdot Z_y \leq 1.6 F_y S_y$$

$$\phi_b M_n = 0.90 \times 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 1720.95 \text{ cm}^3 = 3918727.06 \text{ kg} \times \text{cm}$$

$$\leq 1.6 \times 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 1121.08 \text{ cm}^3 = 4538259.15 \text{ kg} \times \text{cm} \text{ (OK)}$$

$$\phi_b M_n = 3918727.06 \text{ kg} \times \text{cm} \approx 39.19 \text{ tn} \times \text{m} \approx 283.97 \text{ kip} \times \text{ft}$$

**Resistencia de diseño por flexocompresión del perfil de acero:** Se tienen 2 casos para elegir la fórmula de flexocompresión a utilizar, se utilizara la flexocompresión biaxial ya que tenemos momentos en ambos ejes del perfil de acero:

$$\text{Caso 1 Si: } \frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.2 \Rightarrow \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

$$\text{Caso 2 Si: } \frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.2 \Rightarrow \frac{P_u}{2 \phi_c P_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

Cálculo de  $\frac{P_u}{\phi_c P_n}$  para conocer que formula de interacción utilizar.

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{228.18 \text{ tn}}{612.54 \text{ tn}} = 0.37 > 0.2$$

Por lo tanto, gobierna la fórmula de interacción del caso 1.

Cálculo de resistencia a flexocompresión:

$$\frac{228.18 \text{ tn}}{612.54 \text{ tn}} + \frac{8}{9} \left( \frac{102.89 \text{ tn} \times \text{m}}{173.82 \text{ tn} \times \text{m}} + \frac{3.06 \text{ tn} \times \text{m}}{39.19 \text{ tn} \times \text{m}} \right) = 0.97 \leq 1.0$$

**OK CUMPLE FLEXOCOMPRESIÓN EL PERFIL DE ACERO**

**Resistencia de diseño por cortante del perfil de acero respecto al eje X-X del**

**perfil:** La resistencia por cortante del perfil de acero respecto al eje X-X del perfil está dado por:  $\phi_v V_n = \phi_v \cdot 0.60 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v$  ; donde  $\phi_v = 1.0$  y  $A_w = d \times t_w$

Cálculo de  $C_v$ :

$$\text{Si: } \frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow C_v = 1.0$$

$$30.6 \leq 2.24 \sqrt{\frac{29000 \text{ ksi}}{36 \text{ ksi}}} = 63.58 \Rightarrow \text{OK CUMPLE} \therefore C_v = 1.0$$

Cálculo de  $\phi_v V_n$ :

$$\phi_v V_{nx} = 1.0 \times 0.6 \times 2530 \frac{kg}{cm^2} \times (63.50 \text{ cm} \times 1.79 \text{ cm}) \times 1.0 = 172616.40 \text{ kg}$$

$\phi_v V_{nx} =$	172616.40	<b>kg</b>	$> V_{ux}$	60.33	<b>tn</b>
	172.62	<b>tn</b>		133.00	<b>kips</b>
	380.85	<b>kips</b>			

**OK CUMPLE RESISTENCIA A CORTANTE EN X-X EL PERFIL DE ACERO**

**Resistencia de diseño por cortante del perfil de acero respecto al eje Y-Y del**

**perfil:** La resistencia por cortante del perfil de acero respecto al eje Y-Y del perfil está

dado por:  $\phi_v V_{ny} = \phi_v \cdot 0.60 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v$ ; donde  $A_w = 2 \times b_f \times t_f$

Cálculo de  $C_v$ .

$$\text{Si: } \frac{h}{t_w} = \frac{b}{t_f} \leq 1.10 \sqrt{K_v \frac{E}{F_y}} \Rightarrow C_v = 1.0 \text{ y } \phi_v = 0.9; \text{ donde } K_v = 1.2$$

$$\frac{\frac{33.02}{2} \text{ cm}}{3.10 \text{ cm}} = 5.33 \leq 1.10 \sqrt{1.2 \times \frac{29000 \text{ ksi}}{36 \text{ ksi}}} = 34.20 \Rightarrow \text{OK CUMPLE}$$

$$\therefore C_v = 1.0 \text{ y } \phi_v = 0.9$$

Cálculo de  $\phi_v V_{ny}$ :

$$\phi_v V_{ny} = 0.9 \times 0.6 \times 2530 \frac{kg}{cm^2} \times (2 \times 33.02 \text{ cm} \times 3.10 \text{ cm}) \times 1.0 = 279594.50 \text{ kg}$$

$\phi_v V_{ny} =$	279594.50	<b>kg</b>	$> V_{uy}$	0.98	<b>tn</b>
	279.59	<b>tn</b>		2.16	<b>kips</b>
	616.39	<b>kips</b>			

**OK CUMPLE RESISTENCIA A CORTANTE EN Y-Y EL PERFIL DE ACERO**

**POR LO TANTO, AL CUMPLIR TODOS LOS REQUERIMIENTOS DE DISEÑO**

**UTILIZAR UN PERFIL DEFINITIVO W24X162.**

La **tabla 84**, muestra un cuadro resumen de los perfiles definitivos que cumplen el diseño de las demás columnas de la estructura del proyecto de tesis en mención, las cuales son típicas del 1er al 3er piso. **Ver plano de estructuras E-01 y E-03**

*Tabla 84: Cuadro resumen de diseño para columnas*

<b>Nomenclatura de columnas</b>	<b>Perfil seleccionado</b>
<b>C – A1 , C – D1</b>	<b>W 16 x 77</b>
<b>C – B1 , C – C1</b>	<b>W 16 x 77</b>
<b>C – A2 , C – D2 , C – A3, C – D3</b>	<b>W18 x 106</b>
<b>C – B2 , C – C2 , C – B3, C – C3</b>	<b>W24 x 162</b>
<b>C – A4 , C – D4</b>	<b>W 16 x 77</b>
<b>C – B4 , C – C4</b>	<b>W 16 x 77</b>

Fuente: Elaboración propia

#### **4.4.5 Diseño de arriostres o contraventeos**

Se realizará el diseño para el arriostre en X y Y más crítico (el diseño de arriostre en X es similar al diseño de un arriostre en Y así que elegiremos el más crítico entre ambos), la cual es el arriostre “**R2 – Y**” este es típico del 1er al 3er piso. Se mostrará el diseño con el perfil que cumple todos los requerimientos del diseño y no con el perfil de predimensionamiento ya que no cumplía, para ello se realizaron varias iteraciones repetitivas del esqueleto estructural con el programa de análisis y diseño para encontrar el perfil definitivo. El perfil definitivo con el que se realizará el diseño es el **HSS6X6X1/2**. Para los demás arriostres se mostrada un cuadro resumen con los perfiles que cumplen el diseño ya que el procedimiento de diseño es similar.

*Tabla 85: Propiedades del perfil definitivo del arriostre para diseño*

<b>Datos manual 14th AISC: Perfil HSS6X6X1/2 – A36</b>				
<b>Área (A) =</b>	9.74	<i>in</i> <sup>2</sup>		0.465 <i>in</i>

	62.82	cm <sup>2</sup>	<b>Espesor de pared (t) =</b>	1.18	cm
<b>Peralte (largo y ancho) =</b>	6	in	<b>b/t</b>	9.90	
	15.24	cm	<b>h/t</b>	9.90	
<b>Peso (Wt) =</b>	35.24	lb/ft			
	51.6266	kg/m			
<b>Z =</b>	19.8	in <sup>3</sup>			
	324.52	cm <sup>3</sup>			
<b>I =</b>	48.3	in <sup>4</sup>			
	2010.25	cm <sup>4</sup>			
<b>r =</b>	2.23	in			
	5.66	cm			
<b>S =</b>	16.1	in <sup>3</sup>			
	263.88	cm <sup>3</sup>			

Fuente: Elaboración propia

**Datos del análisis estructural:**

Datos de la envolvente para  $P_u$ :

$$P_u \text{ max} = 69.69 \text{ tn} \approx 153.64 \text{ kips}$$

Este valor será el máximo comparado entre los arriostres del 1er al 3er piso para la carga axial por fines de uniformizar la sección del arriostre del 1er al 3er piso.

**Resistencia de diseño por compresión axial del perfil de acero:** La resistencia por compresión axial del perfil de acero es:  $\phi_c P_n = \phi_c \cdot F_{cr} \cdot A_g$  ; donde  $\phi_c = 0.9$

*Verificación de razón ancho – espesor del perfil de acero para compresión axial:*

$\lambda$	$\lambda_r$	Comprobar	
9.90	39.74	$\lambda \leq \lambda_r$	<b>No es esbelto</b>
<i>Por lo tanto, el perfil no es esbelto para <math>F_y = 36 \text{ ksi}</math></i>			

*Cálculo de relación de esbeltez gobernante del perfil de acero:* Se considerara el factor de longitud efectiva  $K$  igual a 1 para cada eje del perfil debido a que se está considerando arriostrado en ambas direcciones y conservadoramente se asume  $K = 1$ . Como se uniformizara la sección del arriostre del 1er al 3er piso se calculara la longitud efectiva  $KL$  mayor entre los 3 pisos para cada eje del perfil.

Piso	Longitud real entre soportes de columna (L)		Factor de longitud efectiva (K)		Longitud efectiva (KL)	
	Eje X-X del perfil (m)	Eje Y-Y del perfil (m)	Eje X-X del perfil	Eje Y-Y del perfil	Eje X-X del perfil (m)	Eje Y-Y del perfil (m)
1	5.66	5.66	1.00	1.00	5.66	5.66
2	5.32	5.32	1.00	1.00	5.32	5.32
3	5.32	5.32	1.00	1.00	5.32	5.32
	<b>Longitud mayor X-X (m)</b>	<b>Longitud mayor Y-Y (m)</b>	<b>KL gobernante de cada eje del perfil (m)</b>		<b>KxLx</b>	<b>KyLy</b>
	5.66	5.66			5.66	5.66

Se calcula la relación de esbeltez mayor o el gobernante entre ambos ejes del perfil:

$$\frac{KxLx}{rx} = \frac{5.66 \text{ m}}{\left(\frac{5.66}{100}\right) \text{ m}} = 99.93 ; \quad \frac{KyLy}{ry} = \frac{5.66 \text{ m}}{\left(\frac{5.66}{100}\right) \text{ m}} = 99.93$$

$$\frac{KL}{r} \text{ gobernante} = 99.93 < 200 \text{ (OK CUMPLE LIMITE DE ESBELTEZ)}$$

Comparar el valor de la relación de esbeltez gobernante con  $4.71 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$  para ver si el esfuerzo crítico de pandeo se encuentra en rango elástico o inelástico:

$$\frac{KL}{r} \text{ gobernante} < 4.71 \sqrt{\frac{E}{Fy}} \Rightarrow 99.93 < 4.71 \sqrt{\frac{29000 \text{ ksi}}{36 \text{ ksi}}} = 133.68$$

Cálculo del esfuerzo crítico de pandeo elástico o inelástico:

$$\text{Caso 1 Si: } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{Fy}} \Rightarrow Fcr = \left(0.658 \frac{Fy}{Fe}\right) Fy \dots \dots \text{(Rango elastico)}$$

$$\text{Caso 2 Si: } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{Fy}} \Rightarrow Fcr = 0.877 Fe \dots \dots \text{(Rango inelastico)}$$

Por lo tanto, gobierna el caso 1 (es decir el esfuerzo crítico de pandeo elástico), para lo cual primero debemos de calcular el esfuerzo crítico de pandeo elástico  $Fe$ :

$$Fe = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 2100000 \frac{kg}{cm^2}}{99.93^2} = 2075.69 \frac{kg}{cm^2} \approx 29.53 \text{ ksi}$$

El esfuerzo crítico de pandeo elástico  $F_{cr}$ , es:

$$F_{cr} = \left( \frac{2530 \frac{kg}{cm^2}}{0.658^{2075.69 \frac{kg}{cm^2}}} \right) \times 2530 \frac{kg}{cm^2} = 1519.04 \frac{kg}{cm^2} \approx 21.61 \text{ ksi}$$

Resistencia de diseño por compresión axial:

$$\phi_c P_n = 0.9 \times 1519.04 \frac{kg}{cm^2} \times 62.82 \text{ cm}^2 = 85887.41 \text{ kg}$$

$\phi_c P_n =$	85887.41	<b>kg</b>	<b>&gt; P<sub>u</sub></b>	69.69	<b>tn</b>
	85.89	<b>tn</b>		153.64	<b>kips</b>
	189.35	<b>kips</b>			

**OK CUMPLE RESISTENCIA A COMPRESIÓN AXIAL EL PERFIL DE ACERO**

Resistencia de diseño por tensión o tracción axial del perfil de acero:

Chequeo de la relación de esbeltez para tensión o tracción axial:

$$\frac{L_x}{r_x} = \frac{5.66 \text{ m}}{\left(\frac{5.66}{100}\right) \text{ m}} = 99.93 ; \quad \frac{L_y}{r_y} = \frac{5.66 \text{ m}}{\left(\frac{5.66}{100}\right) \text{ m}} = 99.93$$

$$\frac{L}{r} \text{ gobernante} = 99.93 < 300 \text{ (OK CUMPLE LIMITE DE ESBELTEZ)}$$

Resistencia de diseño a fluencia en tensión o tracción del área total  $A_g$ :

$$\phi_t P_n = \phi_t \cdot F_y \cdot A_g ; \text{ donde } \phi_t = 0.9$$

$$\phi_t P_n = 0.9 \times 2530 \frac{kg}{cm^2} \times 62.82 \text{ cm}^2 = 143052.49 \text{ kg}$$

$\phi_t P_n =$	143052.49	<b>kg</b>	<b>&gt; P<sub>u</sub></b>	69.69	<b>tn</b>
	143.05	<b>tn</b>		153.64	<b>kips</b>
	315.37	<b>kips</b>			

**OK CUMPLE RESISTENCIA A FLUENCIA EN TENSIÓN O TRACCIÓN DEL  
AREA TOTAL EL PERFIL DE ACERO**

Resistencia de diseño a fractura en tensión o tracción del área neta efectiva  $A_e$ :



$$\phi_t P_n = \phi_t \cdot F_u \cdot A_e ; \text{ donde } \phi_t = 0.75 \text{ y } A_e = A_n U$$

El área neta efectiva  $A_e$  está en función de la conexión, para el caso de la estructura de la presente tesis las conexiones de extremo en los arriostres serán totalmente soldadas y consisten placas de nudo o cartela que por medio de una ranura en cada extremo de la riostra se insertara el arriostre. **Ver figura 232**

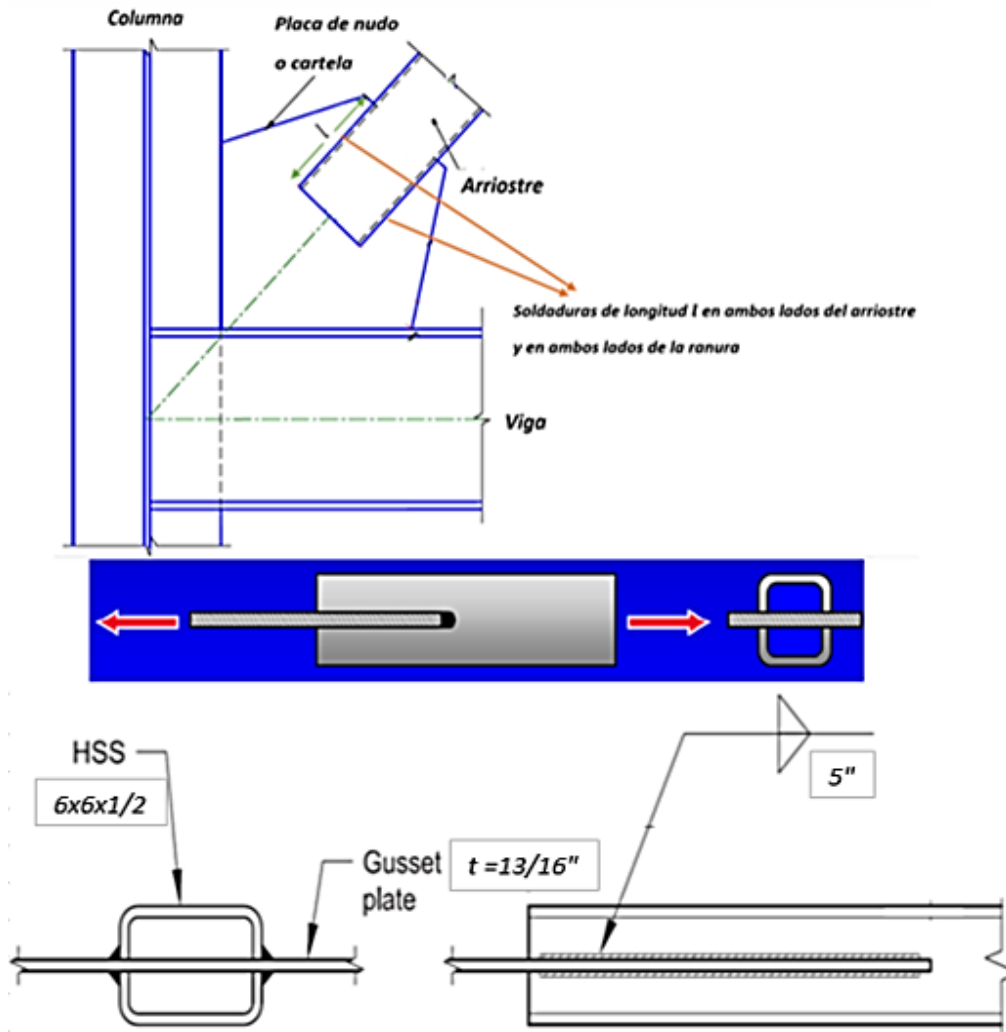


Figura 232: Características de la conexión de arriostre para calcular el "Ae"

Fuente: Elaboración propia

Datos de la conexión:

- Longitud de soldadura de filete en la conexión:  $l = 5.00 \text{ in} \approx 12.70 \text{ cm}$
- Espesor de placa de nudo o cartela ( $13/16$ ):  $t = 0.813 \text{ in} \approx 2.06 \text{ cm}$

El área neta  $A_n$ , se calculara descontando al área total  $A_g$  el área de las ranuras en ambos lados de la sección del arriostre. Por lo tanto, se puede calcular de la siguiente manera:

$$A_n = A_g - 2(t \text{ placa nudo} \times t \text{ perfil})$$

$$A_n = 9.74 \text{ in}^2 - 2(0.813 \text{ in} \times 0.465 \text{ in}) = 8.98 \text{ in}^2 \approx 57.95 \text{ cm}^2$$

El valor del factor  $U$ , se calcula según la **tabla 34** y para el tipo de conexión planteada se calcula mediante las siguientes expresiones:

$$U = 1 - \frac{\bar{X}}{l} ; \text{ donde } \bar{X} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B + H)}$$

$$\bar{X} = \frac{6^2 + 2(6 \times 6)}{4(6 + 6)} = 2.25 \text{ in} \Rightarrow U = 1 - \frac{2.25 \text{ in}}{5 \text{ in}} = 0.55$$

Por lo tanto, el área neta efectiva  $A_e$  es:

$$A_e = A_n U = 8.98 \text{ in}^2 \times 0.55 = 4.94 \text{ in}^2 \approx 31.87 \text{ cm}^2$$

Finalmente la resistencia de diseño es:

$$\phi_t P_n = \phi_t \cdot F_u \cdot A_e$$

$$\phi_t P_n = 0.75 \times 4076 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 31.87 \text{ cm}^2 = 97438.66 \text{ kg}$$

$\phi_t P_n =$	97438.66	<b>kg</b>	$> P_u$	69.69	<b>tn</b>
	97.44	<b>tn</b>		153.64	<b>kips</b>
	214.81	<b>kips</b>			

**OK CUMPLE RESISTENCIA A FRACTURA EN TENSIÓN O TRACCIÓN DEL  
AREA NETA EFECTIVA EL PERFIL DE ACERO**

**Verificación de relación ancho – espesor para elementos en compresión de moderada ductilidad (ANSI – AISC 341 – 10):**

$\lambda$	$\lambda_{md}$	Comprobar	<b>OK CUMPLE</b>
9.90	18.16	$\lambda \leq \lambda_{md}$	
Por lo tanto, el perfil cumple moderada ductilidad para $F_y = 36 \text{ ksi}$			

**POR LO TANTO, AL CUMPLIR TODOS LOS REQUERIMIENTOS DE DISEÑO  
UTILIZAR UN PERFIL DEFINITIVO HSS6X6X1/2.**

La **tabla 86**, muestra un cuadro resumen de los perfiles definitivos que cumplen el diseño de los demás arriostres de la estructura del proyecto de tesis en mención, las cuales son típicas del 1er al 3er piso. **Ver plano de estructuras E-03**

*Tabla 86: Cuadro resumen de diseño para arriostres*

<b>Nomenclatura de arriostres en X</b>	<b>Perfil seleccionado</b>
<b>R1 – X</b>	<b>HSS 6X6X1/2</b>
<b>R2 – X</b>	<b>HSS 6X6X1/2</b>
<b>R3 – X</b>	<b>HSS 6X6X1/2</b>
<b>R4 – X</b>	<b>HSS 6X6X1/2</b>
<b>Nomenclatura de arriostres en Y</b>	<b>Perfil seleccionado</b>
<b>R1 – Y</b>	<b>HSS 6X6X1/2</b>
<b>R2 – Y</b>	<b>HSS 6X6X1/2</b>

Fuente: Elaboración propia

**4.4.6 Diseño de conexión simple viga – vigueta (doble ángulo totalmente soldada):**

Se realizará el diseño para la conexión simple viga – vigueta (doble ángulo totalmente soldada) más crítico, el cual es la conexión “**CS – VV – 7**” este es típico del 1er al 3er piso. Se mostrará el diseño con la conexión que cumple todos los requerimientos del diseño. Para las demás conexiones simples viga – vigueta se mostrará un cuadro resumen con el detalle de las conexiones que cumplen el diseño ya que el procedimiento de diseño es similar.

Tabla 87: Datos de los componentes de la conexión viga – vigueta para diseño

Datos manual 14th AISC: Viga de acero perfil W24X131 - A36:			Datos manual 14th AISC: Vigueta de acero perfil W10X68 - A36:			Datos de ángulo para tablas del AISC:		
<b>Fy =</b>	36	ksi	<b>Fy =</b>	36	ksi	<b>Fy =</b>	36	ksi
	2530	kg/cm <sup>2</sup>		2530	kg/cm <sup>2</sup>		2530	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Fu =</b>	58	ksi	<b>Fu =</b>	58	ksi	<b>Fu =</b>	58	ksi
	4076	kg/cm <sup>2</sup>		4076	kg/cm <sup>2</sup>		4076	kg/cm <sup>2</sup>
<b>E acero =</b>	29000	ksi	<b>E acero =</b>	29000	ksi	<b>Datos de soldadura para tablas del AISC:</b>		
	2100000	kg/cm <sup>2</sup>		2100000	kg/cm <sup>2</sup>			
<b>Peralte (d) =</b>	24.5	in	<b>Peralte (d) =</b>	10.4	in	<b>E70XX</b>		
	62.23	cm		26.42	cm			
<b>Espesor alma (tw) =</b>	0.605	in	<b>Espesor alma (tw) =</b>	0.470	in			
	1.54	cm		1.19	cm			
<b>Ancho ala o patín (bf) =</b>	12.9	in	<b>Ancho ala o patín (bf) =</b>	10.1	in			
	32.77	cm		25.65	cm			
<b>Espesor ala o patín (tf) =</b>	0.960	in	<b>Espesor ala o patín (tf) =</b>	0.770	in			
	2.44	cm		1.96	cm			
<b>k det (valor fracción) =</b>	1.88	in	<b>k det (valor fracción) =</b>	1.44	in			
	4.78	cm		3.66	cm			
<b>T (d-2k) =</b>	20.75	in	<b>T (d-2k) =</b>	7.50	in			
	52.71	cm		19.05	cm			

Fuente: Elaboración propia

**Datos del análisis estructural:**

Reacciones de la vigueta para CM Y CV:

$$R (CM) = 3.98 \text{ tn}$$

$$R (CV) = 3.57 \text{ tn}$$

$$R_u = 1.2 (3.98 \text{ tn}) + 1.6(3.57 \text{ tn}) = 10.49 \text{ tn} \approx 23.12 \text{ kips}$$

**Cálculo de dimensiones para entrar a las tablas del AISC:**

Dimensiones de recorte para despatinado superior de la vigueta: **Ver figura 233**

$$d \text{ recorte} \geq k \text{ viga} \Rightarrow 1.88 \text{ in} \geq 1.88 \text{ in} \therefore d \text{ recorte} = 2 \text{ ''}$$

$$L \text{ recorte} = \frac{1}{2}bf \text{ viga} - \frac{1}{2}tw \text{ viga} - \frac{1}{2} + \left\{ \frac{1}{2}''a \frac{3}{4}'' \right\}$$

$$L \text{ recorte} = \frac{1}{2} \times 12.9 \text{ in} - \frac{1}{2} \times 0.605 \text{ in} - \frac{1}{2} + \frac{1}{2} = 6.15 \text{ in} \therefore L \text{ recorte} = 6 \frac{1}{2}''$$

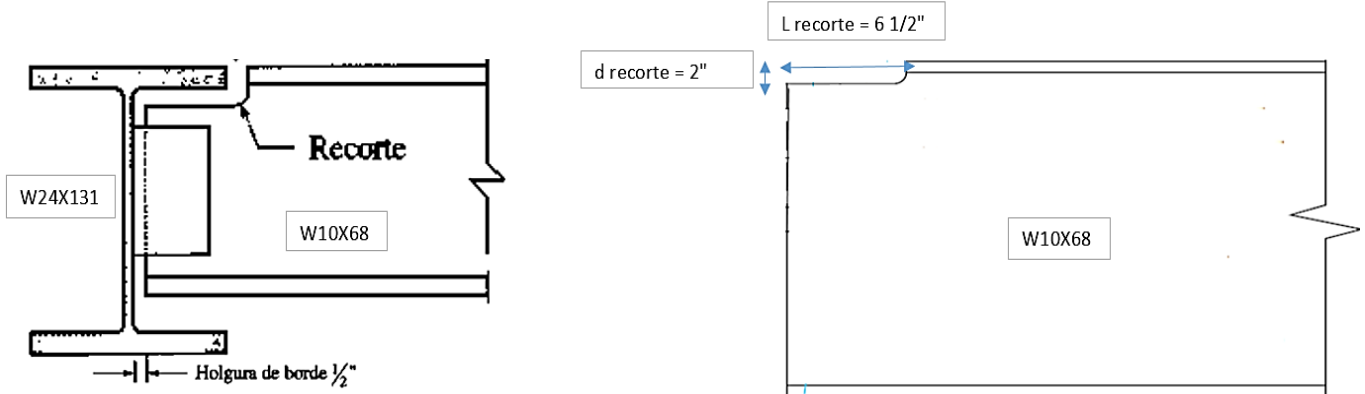


Figura 233: Dimensiones de recorte para despatinado superior de la viga

Fuente: Elaboración propia

Cálculo de la longitud mínima y máxima del ángulo clip (L):

$$L_{\min} = \frac{T \text{ viga}}{2} = \frac{7.50 \text{ in}}{2} = 3.75 \text{ in}$$

$$L_{\max} = d \text{ viga} - d \text{ recorte} - K \text{ det viga} = 10.4 \text{ in} - 1.88 \text{ in} - 1.44 \text{ in} = 7.08 \text{ in}$$

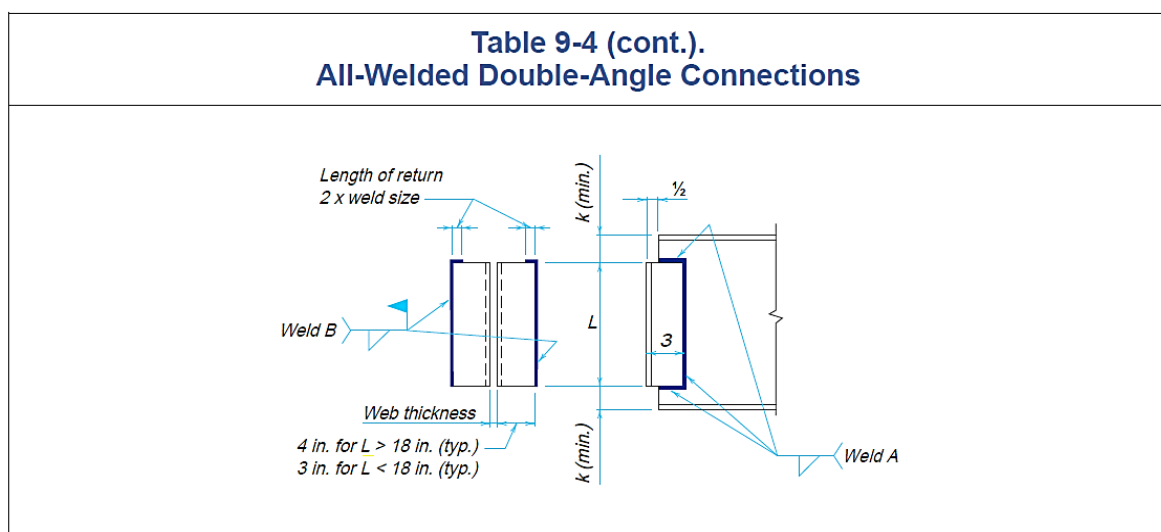
**Diseño de la soldadura entre el alma de la viga y los ángulos (soldadura A):**

Para lo cual se utilizara la tabla 9-4 "All - Welded Double-Angle Conections" del manual LRFD (ya que contiene valores de vigas para  $F_y = 36 \text{ ksi}$ , en cambio el manual AISC solo tiene valores para  $F_y = 50 \text{ ksi}$ ). **Ver tabla 88**

Tabla 88: Conexión doble ángulo totalmente soldada

9 - 90

SIMPLE SHEAR AND PR MOMENT CONNECTIONS



L	Welds A (70 ksi)				Welds B (70 ksi)			
	Weld Size, in.	$\phi R_n$ , kips	Min. Web Thickness, in.		Weld Size, in.	$\phi R_n$ , kips	Min. Web Thickness, in.	
			$F_y = 36$ ksi	$F_y = 50$ ksi			$F_y = 36$ ksi	$F_y = 50$ ksi
16	$\frac{5}{16}$	318	0.72	0.52	$\frac{3}{8}$	222	0.43	0.31
	$\frac{1}{4}$	255	0.57	0.41	$\frac{5}{16}$	185	0.36	0.26
	$\frac{3}{16}$	191	0.43	0.31	$\frac{1}{4}$	148	0.29	0.21
14	$\frac{5}{16}$	546	0.72	0.52	$\frac{3}{8}$	185	0.43	0.31
	$\frac{1}{4}$	437	0.57	0.41	$\frac{5}{16}$	154	0.36	0.26
	$\frac{3}{16}$	328	0.43	0.31	$\frac{1}{4}$	123	0.29	0.21
12	$\frac{5}{16}$	516	0.72	0.52	$\frac{3}{8}$	149	0.43	0.31
	$\frac{1}{4}$	413	0.57	0.41	$\frac{5}{16}$	124	0.36	0.26
	$\frac{3}{16}$	310	0.43	0.31	$\frac{1}{4}$	99.3	0.29	0.21
10	$\frac{5}{16}$	487	0.72	0.52	$\frac{3}{8}$	113	0.43	0.31
	$\frac{1}{4}$	390	0.57	0.41	$\frac{5}{16}$	94.6	0.36	0.26
	$\frac{3}{16}$	292	0.43	0.31	$\frac{1}{4}$	75.7	0.29	0.21
9	$\frac{5}{16}$	459	0.72	0.52	$\frac{3}{8}$	96.2	0.43	0.31
	$\frac{1}{4}$	367	0.57	0.41	$\frac{5}{16}$	80.2	0.36	0.26
	$\frac{3}{16}$	275	0.43	0.31	$\frac{1}{4}$	64.2	0.29	0.21
8	$\frac{5}{16}$	432	0.72	0.52	$\frac{3}{8}$	79.5	0.43	0.31
	$\frac{1}{4}$	346	0.57	0.41	$\frac{5}{16}$	66.3	0.36	0.26
	$\frac{3}{16}$	259	0.43	0.31	$\frac{1}{4}$	53.0	0.29	0.21
7	$\frac{5}{16}$	404	0.72	0.52	$\frac{3}{8}$	63.6	0.43	0.31
	$\frac{1}{4}$	323	0.57	0.41	$\frac{5}{16}$	53.0	0.36	0.26
	$\frac{3}{16}$	242	0.43	0.31	$\frac{1}{4}$	42.4	0.29	0.21
6	$\frac{5}{16}$	376	0.72	0.52	$\frac{3}{8}$	48.7	0.43	0.31
	$\frac{1}{4}$	301	0.57	0.41	$\frac{5}{16}$	40.6	0.36	0.26
	$\frac{3}{16}$	226	0.43	0.31	$\frac{1}{4}$	32.4	0.29	0.21
5	$\frac{5}{16}$	348	0.72	0.52	$\frac{3}{8}$	35.1	0.43	0.31
	$\frac{1}{4}$	278	0.57	0.41	$\frac{5}{16}$	29.2	0.36	0.26
	$\frac{3}{16}$	209	0.43	0.31	$\frac{1}{4}$	23.4	0.29	0.21
4	$\frac{5}{16}$	318	0.72	0.52	$\frac{3}{8}$	23.2	0.43	0.31
	$\frac{1}{4}$	255	0.57	0.41	$\frac{5}{16}$	19.3	0.36	0.26
	$\frac{3}{16}$	191	0.43	0.31	$\frac{1}{4}$	15.5	0.29	0.21

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION

Fuente: (Manual LRFD AISC – Tabla 9-4, 1994)

Probar para la soldadura A a un tamaño de soldadura de  $\frac{3}{16}$ " y una longitud de 5 in, para un ángulo de material  $F_y = 36$  ksi y  $F_u = 58$  ksi y una viga de material  $F_y = 36$  ksi y  $F_u = 58$  ksi.

Verificar la longitud del Angulo "L" elegido si cumple con  $L_{max}$  y  $L_{min}$ :

$$L_{min} \leq L \leq L_{max} \Rightarrow 3.75 \text{ in} < 5 \text{ in} < 7.08 \text{ in} \text{ (OK CUMPLE)}$$

Verificar si el alma de la vigueta cumple con el espesor mínimo requerido para la Tabla del LRFD para  $F_y = 36 \text{ ksi}$ :

$$tw \text{ min vigueta de Tabla} < tw \text{ vigueta} \Rightarrow 0.43 \text{ in} < 0.47 \text{ in} \text{ (OK CUMPLE)}$$

Verificar la resistencia de diseño del alma de la vigueta según la Tabla del LRFD:

$\phi R_n =$	141.32	<b>kips</b>	$> R_u$	23.12	<b>kips</b>
	311.56	<b>tn</b>		10.49	<b>tn</b>

**OK CUMPLE RESISTENCIA LA SOLDADURA TIPO A CON  $w = 3/16"$ ,  $L = 5 \text{ in}$**

**Diseño de la soldadura entre el alma de la viga y los ángulos (soldadura B):** Para lo cual se utilizara la misma tabla 9-4 "All – Welded Double-Angle Conections" del manual LRFD. **Ver tabla 88**

Probar para la soldadura B un tamaño de soldadura de  $1/4"$  y una longitud de  $5 \text{ in}$ , para un ángulo de material  $F_y = 36 \text{ ksi}$  y  $F_u = 58 \text{ ksi}$  y una viga de material  $F_y = 36 \text{ ksi}$  y  $F_u = 58 \text{ ksi}$ .

Verificar la longitud del ángulo "L" elegido si cumple con  $L_{max}$  y  $L_{min}$ :

$$L_{min} \leq L \leq L_{max} \Rightarrow 3.75 \text{ in} < 5 \text{ in} < 7.08 \text{ in} \text{ (OK CUMPLE)}$$

Verificar si el alma de la viga cumple con el espesor mínimo requerido para la Tabla del LRFD para  $F_y = 36 \text{ ksi}$ :

$$tw \text{ min viga de Tabla} < tw \text{ viga} \Rightarrow 0.29 \text{ in} < 0.61 \text{ in} \text{ (OK CUMPLE)}$$

Verificar la resistencia de diseño del alma de la viga según la Tabla del LRFD:

$\phi R_n =$	23.4	<b>kips</b>	$> R_u$	23.12	<b>kips</b>
	10.61	<b>tn</b>		10.49	<b>tn</b>

**OK CUMPLE RESISTENCIA LA SOLDADURA TIPO B CON  $w = 1/4"$ ,  $L = 5 \text{ in}$**

**Diseño del espesor mínimo del ángulo:**

$$t_{min} = \max[w_A, w_B] + \frac{1}{16}'' = \frac{1}{4}'' + \frac{1}{16}'' = 0.31 \text{ in} \approx \frac{5}{16}''$$

**POR LO TANTO, AL CUMPLIR TODOS LOS REQUERIMIENTOS DE DISEÑO UTILIZAR UNA CONEXIÓN SIMPLE DOBLE ÁNGULO TOTALMENTE SOLDADA CON LOS SIGUIENTES DATOS: 2L3"X3"X5/16"X5", CON SOLDADURAS A DE 3/16" Y SOLDADURAS B DE 1/4". Ver figura 234**

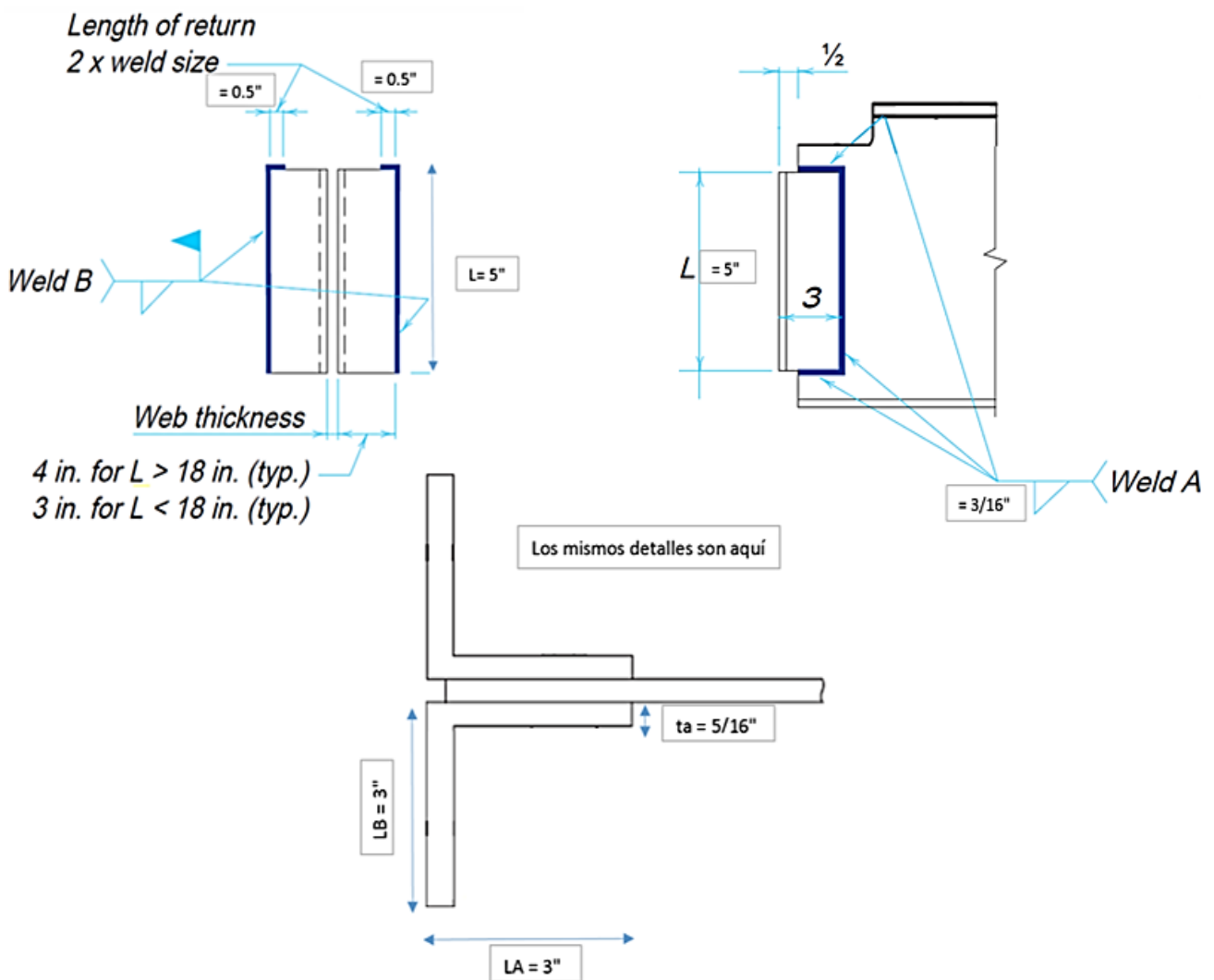


Figura 234: Detalle de conexión simple viga – vigueta doble ángulo totalmente soldada

Fuente: Elaboración propia



La **tabla 89**, muestra un cuadro resumen de los ángulos y las soldaduras a utilizar para las demás conexiones simples viga - vigueta de la estructura del proyecto de tesis en mención, las cuales son típicas del 1er al 3er piso. **Ver plano de estructuras E-02**

*Tabla 89: Cuadro resumen de diseño para conexión simple viga - vigueta*

<b>Nomenclatura de conexión</b>	<b>Conexión a utilizar</b>
<b>CS – VV – 1</b>	2L3"X3"X5/16"X4", con soldaduras A de 3/16" y soldaduras B de 1/4"
<b>CS – VV – 2</b>	2L3"X3"X5/16"X4", con soldaduras A de 3/16" y soldaduras B de 1/4"
<b>CS – VV – 3</b>	2L3"X3"X5/16"X4", con soldaduras A de 3/16" y soldaduras B de 1/4"
<b>CS – VV – 4</b>	2L3"X3"X5/16"X5", con soldaduras A de 3/16" y soldaduras B de 1/4"
<b>CS – VV – 5</b>	2L3"X3"X5/16"X4", con soldaduras A de 3/16" y soldaduras B de 1/4"
<b>CS – VV – 6</b>	2L3"X3"X5/16"X4", con soldaduras A de 3/16" y soldaduras B de 1/4"
<b>CS – VV – 7</b>	2L3"X3"X5/16"X5", con soldaduras A de 3/16" y soldaduras B de 1/4"
<b>CS – VV – 8</b>	2L3"X3"X5/16"X4", con soldaduras A de 3/16" y soldaduras B de 1/4"
<b>CS – VV – 9</b>	2L3"X3"X5/16"X4", con soldaduras A de 3/16" y soldaduras B de 1/4"
<b>CS – VV – 10</b>	2L3"X3"X5/16"X5", con soldaduras A de 3/16" y soldaduras B de 1/4"

Fuente: Elaboración propia

#### **4.4.7 Diseño de conexión simple viga – columna (doble ángulo totalmente empernada):**

Se realizará el diseño para la conexión simple viga – columna (doble ángulo totalmente empernada) más crítico, el cual es la conexión “**CS – VC – 2**” este es típico del 1er al

3er piso. Se mostrará el diseño con la conexión que cumple todos los requerimientos del diseño. Para las demás conexiones simples viga – columna se mostrada un cuadro resumen con el detalle de las conexiones que cumplen el diseño ya que el procedimiento de diseño es similar.

*Tabla 90: Datos de los componentes de la conexión viga – columna para diseño*

Datos manual 14th AISC: Columna de acero perfil W16X77 - A36:			Datos manual 14th AISC: Viga de acero perfil W10X68 - A36:			Datos de ángulo para tablas del AISC:		
<b>Fy =</b>	36	ksi	<b>Fy =</b>	36	ksi	<b>Fy =</b>	36	ksi
	2530	kg/cm <sup>2</sup>		2530	kg/cm <sup>2</sup>		2530	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Fu =</b>	58	ksi	<b>Fu =</b>	58	ksi	<b>Fu =</b>	58	ksi
	4076	kg/cm <sup>2</sup>		4076	kg/cm <sup>2</sup>		4076	kg/cm <sup>2</sup>
<b>E acero =</b>	29000	ksi	<b>E acero =</b>	29000	ksi	<b>Datos de soldadura para tablas del AISC:</b>	<b>E70XX</b>	
	2100000	kg/cm <sup>2</sup>		2100000	kg/cm <sup>2</sup>			
<b>Peralte (d) =</b>	16.5	in	<b>Peralte (d) =</b>	10.4	in			
	41.91	cm		26.42	cm			
<b>Espesor alma (tw) =</b>	0.455	in	<b>Espesor alma (tw) =</b>	0.470	in			
	1.16	cm		1.19	cm			
<b>Ancho ala o patín (bf) =</b>	10.3	in	<b>Ancho ala o patín (bf) =</b>	10.1	in			
	26.16	cm		25.65	cm			
<b>Espesor ala o patín (tf) =</b>	0.760	in	<b>Espesor ala o patín (tf) =</b>	0.770	in			
	1.93	cm		1.96	cm			
<b>k det (valor fracción) =</b>	1.63	in	<b>k det (valor fracción) =</b>	1.44	in			
	4.14	cm		3.66	cm			
<b>T (d-2k) =</b>	13.25	in	<b>T (d-2k) =</b>	7.50	in			
	33.66	cm		19.05	cm			

Fuente: Elaboración propia

**Datos del análisis estructural:**

Del programa Etabs obtenemos las reacciones de la envolvente, en los extremos de la viga soportada por la columna (fuerza cortante en los extremos):

$$R_u = 11.43 \text{ tn} \approx 25.20 \text{ kips}$$

**Cálculo de dimensiones para entrar a las tablas del AISC:**

Cálculo de la longitud mínima y máxima del ángulo clip (L):

$$L_{\min} = \frac{T \text{ viga}}{2} = \frac{7.50 \text{ in}}{2} = 3.75 \text{ in}$$

$$L_{max} = T_{viga} = 7.50 \text{ in}$$

*Distancias a los bordes de los pernos del ángulo y espaciamiento entre pernos según las tablas AISC:*

- $L_{ev} = 1.25 \text{ in} \approx 1 \frac{1}{4}''$
- $L_{eh} = 1.25 \text{ in} \approx 1 \frac{1}{4}''$
- $S = 3 \text{ in}$

*Distancias a los bordes de los pernos del alma de la viga según las tablas AISC:*

- $L_{eh} = 1.75 \text{ in} \approx 1 \frac{3}{4}''$

**Diseño de los pernos y los ángulos:** Para lo cual se utilizara la tabla 9-2 “All – Bolted Double-Angle Conections” del manual LRFD (ya que contiene valores de vigas para  $F_y = 36 \text{ ksi}$ , en cambio el manual AISC solo tiene valores para  $F_y = 50 \text{ ksi}$ ). Esta tabla se divide en 3 partes que sirven para diseñar toda la conexión. **Ver tabla 91**

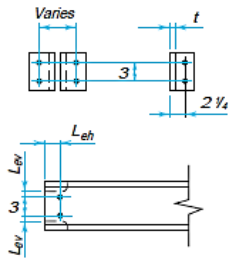
La primera parte se utiliza para diseñar los pernos y los ángulos para lo cual la tabla contempla los siguientes estados límites para cada caso de diseño:

- *Estados límite para perno:* cortante doble en el perno.
- *Estados límite para ángulo:* aplastamiento del perno sobre los ángulos, fluencia por cortante de los ángulos, ruptura por cortante de los ángulos y ruptura por bloque de cortante de los ángulos.

Tabla 91: Conexión doble ángulo totalmente empernada – parte 1

9 - 42

SIMPLE SHEAR AND PR MOMENT CONNECTIONS

$F_y = 36 \text{ ksi}$		Table 9-2 (cont.). All-Bolted Double-Angle Connections					
$F_u = 58 \text{ ksi}$							
$\frac{3}{4}$ -in. Bolts 2 Rows	Bolt and Angle Design Strength, kips						
	ASTM Desig.	Thread Cond.	Hole Type	Angle Thickness, in.			
W12, 10, 8 S12, 10, 8 C12, 10, 9, 8 MC13, 12, 10, 9, 8	A325	N	—	$\frac{1}{4}$	$\frac{5}{16}$	$\frac{3}{8}$	$\frac{1}{2}$
				48.9	61.2	63.6	63.6
	SC Class A	STD	41.8	41.8	41.8	41.8	
		OVS	35.5	35.5	35.5	35.5	
		SSLT	35.5	35.5	35.5	35.5	
	SC Class B	STD	48.9	61.2	63.3	63.3	
		OVS	45.7	53.8	53.8	53.8	
		SSLT	48.9	53.8	53.8	53.8	
	A490	N	—	48.9	61.2	73.4	79.5
			—	48.9	61.2	73.4	97.9
		SC Class A	STD	48.9	52.2	52.2	52.2
			OVS	44.4	44.4	44.4	44.4
			SSLT	44.4	44.4	44.4	44.4
		SC Class B	STD	48.9	61.2	73.4	79.1
OVS			45.7	57.1	67.2	67.2	
SSLT			48.9	61.2	67.2	67.2	

Fuente: (Manual LRFD AISC – Tabla 9-2, 1994)

Para pernos de  $\varnothing \frac{3}{4}$ " A325 – SC (crítica al deslizamiento) - Class A, para agujeros estándar (STD), ángulo de material  $F_y = 36 \text{ ksi}$  y  $F_u = 58 \text{ ksi}$  y probando un espesor de ángulo  $t = \frac{1}{4}$ ".

Verificar la longitud del ángulo "L" elegido si cumple con  $L_{max}$  y  $L_{min}$ : Como la tabla es para 2 filas de pernos solo hay un espaciamiento  $S$ . Por lo tanto,  $L$  es:

$$L = S + 2Lev = 3 \text{ in} + 2(1.25 \text{ in}) = 5.5 \text{ in} \approx 5\frac{1}{2}"$$

$$L_{min} \leq L \leq L_{max} \Rightarrow 3.75 \text{ in} < 5.5 \text{ in} < 7.50 \text{ in} \text{ (OK CUMPLE)}$$

Verificar la resistencia de diseño de los pernos y el ángulo según la tabla del LRFD:

$\phi R_n =$	41.80	<b>kips</b>	$> R_u$	25.20	<b>kips</b>
	18.96	<b>tn</b>		11.43	<b>tn</b>

**OK CUMPLE RESISTENCIA LOS PERNOS Y LOS ÁNGULOS UTILIZANDO 2  
FILAS DE PERNOS CON ANGULOS 1/4" DE ESPESOR**

**Chequear la resistencia del alma de la viga:** Para lo cual se utilizará la segunda parte de la misma tabla 9-2 "All – Bolted Double-Angle Connections" del manual LRFD para chequear la resistencia del alma de la viga. Para lo cual la tabla contempla los siguientes estados límites: **Ver tabla 92**

- *Estados límite para viga:* aplastamiento del perno en el alma de la viga.

Tabla 92: Conexión doble ángulo totalmente empernada – parte 2

Beam Web Design Strength per Inch Thickness, kips/in.														
Hole Type	$L_{eh},^*$ in.	Un-coped	Coped at Top Flange Only						Coped at Both Flanges					
			$L_{ev},$ in.						$L_{ev},$ in.					
			1¼	1⅜	1½	1⅝	2	3	1¼	1⅜	1½	1⅝	2	3
STD	1½	157	110	114	117	120	130	156	97.9	104	111	117	130	156
	1¾	157	117	120	124	127	137	157	97.9	104	111	117	136	157
OVS	1½	157	106	109	112	115	125	151	91.4	97.9	104	111	125	151
	1¾	157	112	116	119	122	132	157	91.4	97.9	104	111	131	157
SSLT	1½	157	110	114	117	120	130	156	97.9	104	111	117	130	156
	1¾	157	117	120	124	127	137	157	97.9	104	111	117	136	157
<b>Support Design Strength per Inch Thickness, kips/in.</b>			Notes: STD = Standard holes OVS = Oversized holes SSLT = Short-slotted holes transverse to direction of load N = Threads included X = Threads excluded SC = Slip critical											
313			*Tabulated values include ¼-in. reduction in end distance $L_{eh}$ to account for possible underrun in beam length.											

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION

Fuente: (Manual LRFD AISC – Tabla 9-2, 1994)

Para una viga de material  $F_y = 36 \text{ ksi}$  y  $F_u = 58 \text{ ksi}$ , la resistencia del alma de la viga por pulgada de espesor  $\text{kips/in}$  lo da la tabla. Por lo tanto, la resistencia del alma de la viga para el espesor del alma de la viga es:

$$\phi R_n = 157 \frac{\text{kips}}{\text{in}} \times 0.470 \text{ in} = 73.79 \text{ kips}$$

$\phi R_n =$	73.79	<b>kips</b>	<b>&gt; <math>R_u</math></b>	25.20	<b>kips</b>
	33.47	<b>tn</b>		11.43	<b>tn</b>

**OK CUMPLE RESISTENCIA EL ALMA DE LA VIGA**

**Chequear la resistencia del alma de la columna:** Para lo cual se utilizara la tercera parte de la misma tabla 9-2 "All – Bolted Double-Angle Conections" del manual LRFD para chequear la resistencia del alma de la columna. Para lo cual la tabla contempla los siguientes estados límites: **Ver tabla 92**

- *Estados límite para columna:* aplastamiento del perno en el alma de la columna.

Para una columna de material  $F_y = 36 \text{ ksi}$  y  $F_u = 58 \text{ ksi}$ , la resistencia del alma de la columna por pulgada de espesor  $\text{kips/in}$  lo da la tabla. Por lo tanto, la resistencia del alma de la columna para el espesor del alma de la columna es:

$$\phi R_n = 313 \frac{\text{kips}}{\text{in}} \times 0.455 \text{ in} = 142.42 \text{ kips}$$

$\phi R_n =$	142.42	<b>kips</b>	<b>&gt; <math>R_u</math></b>	25.20	<b>kips</b>
	64.60	<b>tn</b>		11.43	<b>tn</b>

**OK CUMPLE RESISTENCIA EL ALMA DE LA COLUMNA**

**POR LO TANTO, AL CUMPLIR TODOS LOS REQUERIMIENTOS DE DISEÑO UTILIZAR UNA CONEXIÓN SIMPLE DOBLE ÁNGULO TOTALMENTE EMPERNADA CON LOS SIGUIENTES DATOS: 2L4"X31/2"X1/4"X51/2", PARA 2**

FILAS DE 1 PERNO CADA UNA DE  $\varnothing 3/4"$  A325 – SC (CLASS A) Y AGUJEROS ESTANDAR (STD). Ver figura 235

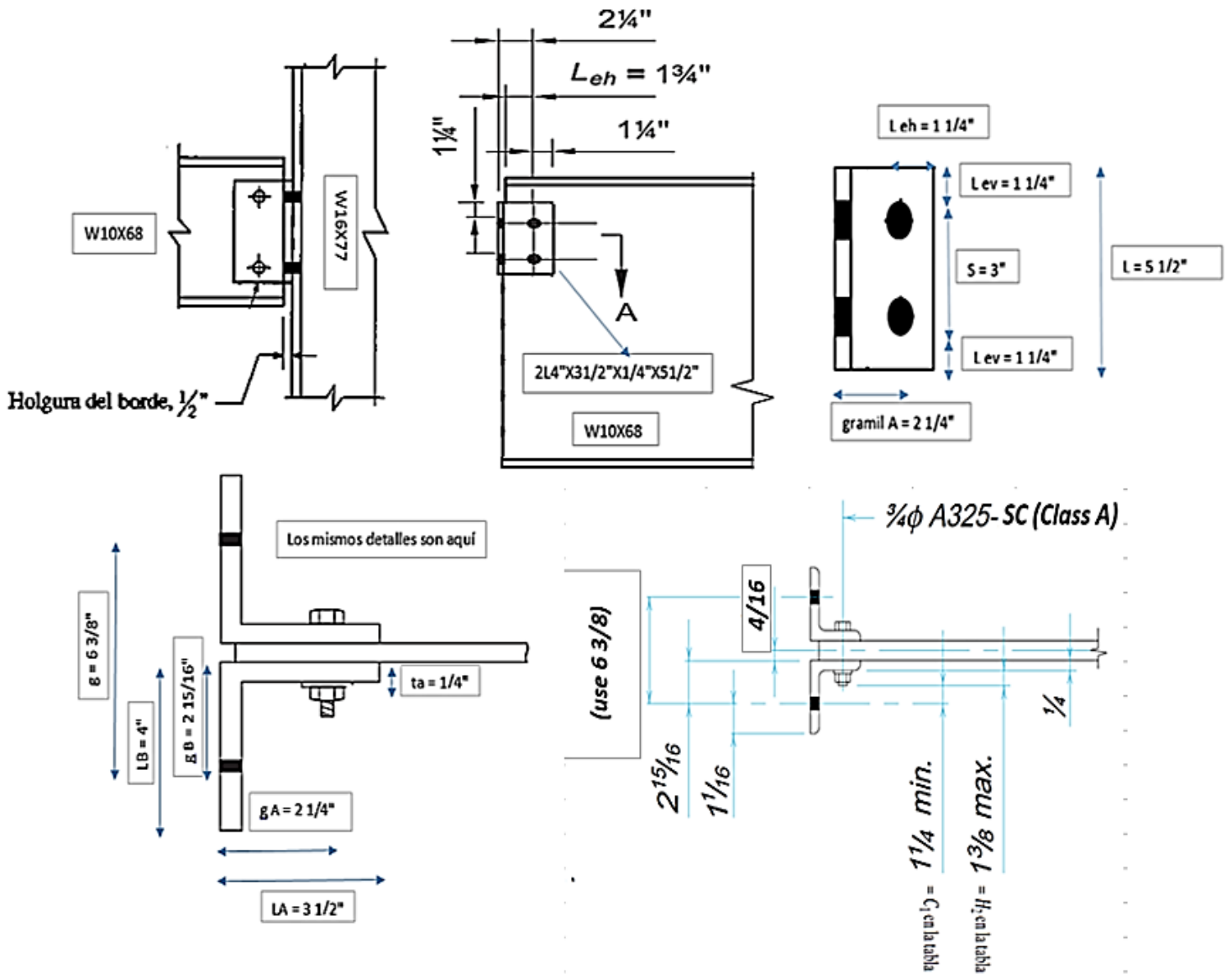


Figura 235: Detalle de conexión simple viga – columna doble ángulo totalmente emperrada

Fuente: Elaboración propia

La **tabla 93**, muestra un cuadro resumen de los pernos y los ángulos a utilizar para las demás conexiones simples viga - columna de la estructura del proyecto de tesis en mención, las cuales son típicas del 1er al 3er piso. **Ver plano de estructuras E-04**

Tabla 93: Cuadro resumen de diseño para conexión simple viga - columna

Nomenclatura de conexión	Conexión a utilizar
CS – VC – 1	2L4"X3 1/2"X1/4"X5 1/2", para 2 filas de 1 perno cada una de 3/4" A325 – SC (Class A) y agujeros estándar (STD)
CS – VC – 2	2L4"X3 1/2"X1/4"X5 1/2", para 2 filas de 1 perno cada una de 3/4" A325 – SC (Class A) y agujeros estándar (STD)
CS – VC – 3	2L4"X3 1/2"X1/4"X5 1/2", para 2 filas de 1 perno cada una de 3/4" A325 – SC (Class A) y agujeros estándar (STD)
CS – VC – 4	2L4"X3 1/2"X1/4"X5 1/2", para 2 filas de 1 perno cada una de 3/4" A325 – SC (Class A) y agujeros estándar (STD)
CS – VC – 5	2L4"X3 1/2"X1/4"X5 1/2", para 2 filas de 1 perno cada una de 3/4" A325 – SC (Class A) y agujeros estándar (STD)
CS – VC – 6	2L4"X3 1/2"X1/4"X5 1/2", para 2 filas de 1 perno cada una de 3/4" A325 – SC (Class A) y agujeros estándar (STD)
CS – VC – 7	2L4"X3 1/2"X1/4"X5 1/2", para 2 filas de 1 perno cada una de 3/4" A325 – SC (Class A) y agujeros estándar (STD)
CS – VC – 8	2L4"X3 1/2"X1/4"X5 1/2", para 2 filas de 1 perno cada una de 3/4" A325 – SC (Class A) y agujeros estándar (STD)
CS – VC – 9	2L4"X3 1/2"X1/4"X5 1/2", para 2 filas de 1 perno cada una de 3/4" A325 – SC (Class A) y agujeros estándar (STD)
CS – VC – 10	2L4"X3 1/2"X1/4"X5 1/2", para 2 filas de 1 perno cada una de 3/4" A325 – SC (Class A) y agujeros estándar (STD)
CS – VC – 11	2L4"X3 1/2"X1/4"X5 1/2", para 2 filas de 1 perno cada una de 3/4" A325 – SC (Class A) y agujeros estándar (STD)
CS – VC – 12	2L4"X3 1/2"X1/4"X5 1/2", para 2 filas de 1 perno cada una de 3/4" A325 – SC (Class A) y agujeros estándar (STD)

Fuente: Elaboración propia

#### 4.4.8 Diseño de conexión a momento viga – columna (placa de patín superior e inferior y placa de cortante):

Se realizará el diseño para la conexión a momento viga – columna (placa de patín superior e inferior y placa de cortante) más crítico, el cual es la conexión “**CM – VC – 4**” este es típico del 1er al 3er piso. Se mostrará el diseño con la conexión que cumple



todos los requerimientos del diseño. Para las demás conexiones a momento viga – columna se mostrada un cuadro resumen con el detalle de las conexiones que cumplen el diseño ya que el procedimiento de diseño es similar.

*Tabla 94: Datos de los componentes de la conexión viga – columna para diseño*

Datos manual 14th AISC: Columna de acero perfil W24X162 - A36:			Datos manual 14th AISC: Viga de acero perfil W24X131 - A36:			Datos de las placas de acero - A36:		
<b><i>F<sub>y</sub></i></b> =	36	<i>ksi</i>	<b><i>F<sub>y</sub></i></b> =	36	<i>ksi</i>	<b><i>F<sub>y</sub></i></b> =	36	<i>ksi</i>
	2530	<i>kg/cm<sup>2</sup></i>		2530	<i>kg/cm<sup>2</sup></i>		2530	<i>kg/cm<sup>2</sup></i>
<b><i>F<sub>u</sub></i></b> =	58	<i>ksi</i>	<b><i>F<sub>u</sub></i></b> =	58	<i>ksi</i>	<b><i>F<sub>u</sub></i></b> =	58	<i>ksi</i>
	4076	<i>kg/cm<sup>2</sup></i>		4076	<i>kg/cm<sup>2</sup></i>		4076	<i>kg/cm<sup>2</sup></i>
<b><i>E</i></b> <i>acero</i> =	29000	<i>ksi</i>	<b><i>E</i></b> <i>acero</i> =	29000	<i>ksi</i>	<b>Datos de soldadura de filete: E70XX</b>		
	2100000	<i>kg/cm<sup>2</sup></i>		2100000	<i>kg/cm<sup>2</sup></i>			
<b><i>Peralte (d)</i></b> =	25.0	<i>in</i>	<b><i>Peralte (d)</i></b> =	24.5	<i>in</i>	<b><i>FEXX</i></b> =	70	<i>ksi</i>
	63.50	<i>cm</i>		62.23	<i>cm</i>		4920	<i>kg/cm<sup>2</sup></i>
<b><i>Espesor alma (tw)</i></b> =	0.705	<i>in</i>	<b><i>Espesor alma (tw)</i></b> =	0.605	<i>in</i>			
	1.79	<i>cm</i>		1.54	<i>cm</i>			
<b><i>Ancho ala o patín (bf)</i></b> =	13.0	<i>in</i>	<b><i>Ancho ala o patín (bf)</i></b> =	12.9	<i>in</i>			
	33.02	<i>cm</i>		32.77	<i>cm</i>			
<b><i>Espesor ala o patín (tf)</i></b> =	1.22	<i>in</i>	<b><i>Espesor ala o patín (tf)</i></b> =	0.960	<i>in</i>			
	3.10	<i>cm</i>		2.44	<i>cm</i>			
<b><i>k det (valor fracción)</i></b> =	2.13	<i>in</i>	<b><i>k det (valor fracción)</i></b> =	1.88	<i>in</i>			
	5.40	<i>cm</i>		4.76	<i>cm</i>			
<b><i>T (d-2k)</i></b> =	20.75	<i>in</i>	<b><i>T (d-2k)</i></b> =	20.75	<i>in</i>			
	52.71	<i>cm</i>		52.71	<i>cm</i>			
			<b><i>Workable Gage</i></b> =	5.50	<i>in</i>			
				13.97	<i>cm</i>			
			<b><i>S<sub>x</sub></i></b> =	329	<i>in<sup>3</sup></i>			
				5392.31	<i>cm<sup>3</sup></i>			
			<b><i>Øb Mn</i></b> =	138.09	<i>tn x m</i>			
				1000.65	<i>kip x ft</i>			

Fuente: Elaboración propia

***Datos del análisis estructural:***

Del programa Etabs obtenemos los momentos flectores máximos y las fuerzas cortantes máximas de la envolvente, en los extremos de la viga soportada por la columna:

$$Mu_{max} = 131.72 \text{ tn} \approx 954.49 \text{ kips}$$

$$Vu_{max} = 51.08 \text{ tn} \approx 112.61 \text{ kips}$$

**Cálculo de dimensión mínima y máxima para la placa de cortante:**

$$L_{min} = \frac{T \text{ viga}}{2} = \frac{20.75 \text{ in}}{2} = 10.38 \text{ in}$$

$$L_{max} = T \text{ viga} = 20.75 \text{ in}$$

**Chequeo de la resistencia a flexión de la viga con agujeros en el patín:**

- Estados límite para la viga de acero: fractura del patín de la viga.

Se debe tener como dato el número de filas y el diámetro del perno en el patín de la viga de acero, por lo tanto para ello ya se debió haber concluido con el diseño para conocer estos datos. Se tiene entonces los siguientes datos:

- Número de filas en el patín de la viga: 2
- Diámetro del perno A490 - SC (Class A):  $\phi = 1" \approx 2.54 \text{ cm}$
- Diámetro de agujero estándar de perno (STD):  $dh = 1" + \frac{1}{8}" = 1.13 \approx 2.86 \text{ cm}$

Se calculan los valores de **Afg**, **Afn** y **Yt**:

$$Afg = bf \cdot tf = 12.9 \text{ in} \times 0.960 \text{ in} = 12.38 \text{ in}^2$$

$$Afn = Afg - tf \sum dh = 12.38 \text{ in}^2 - 0.960(2 \times 1.13 \text{ in}) = 10.22 \text{ in}^2$$

$$\frac{Fy}{Fu} = \frac{36 \text{ ksi}}{58 \text{ ksi}} = 0.62 \leq 0.80 \Rightarrow \therefore Yt = 1.0$$

Comparar las expresiones **Fu Afn** y **Yt Fy Afg**:

$$Fu Afn = 58 \text{ ksi} \times 10.22 \text{ in}^2 = 592.99 \text{ kips}$$

$$Yt Fy Afg = 1.0 \times 36 \text{ ksi} \times 12.38 \text{ in}^2 = 445.82 \text{ kips}$$

Si:  $Fu Afn \geq Yt Fy Afg \Rightarrow$  no aplica la expresión corregida de  $Mn$  si no  $\phi_b Mn$

$$\text{Si: } Fu Afn < Yt Fy Afg \Rightarrow \text{aplica la expresión de } Mn = \frac{Fu Afn}{Afg} Sx$$

<b><math>F_u A_{fn} =</math></b>	592.99	<b><i>kips</i></b>	<b><math>&gt; Y_t F_y A_{fg}</math></b>	445.82	<b><i>kips</i></b>
	268.87	<b><i>tn</i></b>		202.14	<b><i>tn</i></b>

$\therefore$  Por lo tanto como  $F_u A_{fn} \geq Y_t F_y A_{fg} \Rightarrow \phi_b M_n$

<b><math>\phi_b M_n =</math></b>	138.09	<b><i>tn x m</i></b>	<b><math>&gt; M_u</math></b>	131.72	<b><i>tn x m</i></b>
	1000.65	<b><i>kip x ft</i></b>		954.49	<b><i>kip x ft</i></b>

**OK CUMPLE RESISTENCIA A LA FLEXIÓN LA VIGA DE ACERO**

**Diseño de la placa de cortante del alma de la viga:**

- *Estados límite para perno:* cortante simple en el perno y deslizamiento crítico del perno.
- *Estados límite para la placa de cortante:* aplastamiento del perno, fluencia por cortante, ruptura por cortante y ruptura por bloque cortante.
- *Estados límite para el alma de la viga de acero:* aplastamiento del perno sobre el alma de la viga.
- *Estados límite para soldadura:* cortante de la soldadura de filete entre la placa de cortante del alma de la viga y el patín de la columna (aquí está incluido el cortante de la soldadura de filete o vale decir del material del electrodo y el cortante del metal base o de las partes conectadas).

*Determinar el número de pernos  $\emptyset$  1" A490 – SC (crítica al deslizamiento) - Class A, para agujeros estándar (STD) requeridos para transferir el cortante del extremo de la viga y que resistan o no permitan el deslizamiento crítico de la conexión:*

Tabla 95: Resistencia al deslizamiento crítico para diferentes diámetros de pernos del grupo B – A490

DESIGN TABLES

7-25

<b>Table 7-3 (continued)</b> <b>Slip-Critical Connections</b> <b>Available Shear Strength, kips</b> <b>(Class A Faying Surface, <math>\mu = 0.30</math>)</b>									
<b>Group B Bolts</b>									
Hole Type	Loading	Nominal Bolt Diameter, $d$ , in.							
		$5/8$		$3/4$		$7/8$		<b>1</b>	
		Minimum Group B Bolt Pretension, kips							
		24		35		49		64	
		$r_n/\Omega$	$\phi r_n$	$r_n/\Omega$	$\phi r_n$	$r_n/\Omega$	$\phi r_n$	$r_n/\Omega$	$\phi r_n$
		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
STD/SSLT	S	5.42	8.14	7.91	11.9	11.1	16.6	14.5	<b>21.7</b>
	D	10.8	16.3	15.8	23.7	22.1	33.2	28.9	43.4
OVS/SSLP	S	4.62	6.92	6.74	10.1	9.44	14.1	12.3	18.4
	D	9.25	13.8	13.5	20.2	18.9	28.2	24.7	36.9
LSL	S	3.80	5.70	5.54	8.31	7.76	11.6	10.1	15.2
	D	7.60	11.4	11.1	16.6	15.5	23.3	20.3	30.4

Fuente: (Manual AISC – Tabla 7-3, 2011)

$$n \geq \frac{Vu}{\phi r_n} \Rightarrow \frac{112.61 \text{ kips}}{21.7 \frac{\text{kips}}{\text{perno}}} = 5.19 \text{ pernos} \approx 6 \text{ pernos}$$

∴ USAR 1 FILA VERTICAL DE 6 PERNOS  $\phi 1"$  A490 – SC (Class A), AGUJEROS STD

Determinar la resistencia a cortante para los pernos  $\phi 1"$  A490 – SC (crítica al deslizamiento) - Class A, para agujeros estándar (STD):

Tabla 96: Resistencia a cortante para diferentes diámetros de pernos

7-22

DESIGN CONSIDERATIONS FOR BOLTS

Table 7-1 Available Shear Strength of Bolts, kips													
Nominal Bolt Diameter, $d$ , in.					$5/8$		$3/4$		$7/8$		1		
Nominal Bolt Area, in. <sup>2</sup>					0.307		0.442		0.601		0.785		
ASTM Desig.	Thread Cond.	$F_{nv}/\Omega$ (ksi)	$\phi F_{nv}$ (ksi)	Load- ing	$r_n/\Omega$	$\phi r_n$	$r_n/\Omega$	$\phi r_n$	$r_n/\Omega$	$\phi r_n$	$r_n/\Omega$	$\phi r_n$	
		ASD	LRFD		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	
Group A	N	27.0	40.5	S	8.29	12.4	11.9	17.9	16.2	24.3	21.2	31.8	
				D	16.6	24.9	23.9	35.8	32.5	48.7	42.4	63.6	
	X	34.0	51.0	S	10.4	15.7	15.0	22.5	20.4	30.7	26.7	40.0	
				D	20.9	31.3	30.1	45.1	40.9	61.3	53.4	80.1	
Group B	N	34.0	51.0	S	10.4	15.7	15.0	22.5	20.4	30.7	26.7	40.0	
				D	20.9	31.3	30.1	45.1	40.9	61.3	53.4	80.1	
	X	42.0	63.0	S	12.9	19.3	18.6	27.8	25.2	37.9	33.0	49.5	
				D	25.8	38.7	37.1	55.7	50.5	75.7	65.9	98.9	
A307	-	13.5	20.3	S	4.14	6.23	5.97	8.97	8.11	12.2	10.6	15.9	
				D	8.29	12.5	11.9	17.9	16.2	24.4	21.2	31.9	

Fuente: (Manual AISC – Tabla 7-1, 2011)

$$\phi r_n = 40.0 \text{ kips/perno}$$

Determinar la resistencia al aplastamiento para los pernos  $\varnothing 1''$  A490 – SC (crítica al deslizamiento) - Class A, considerando un espaciamiento de 3" y una distancia de borde vertical de 1 1/4":

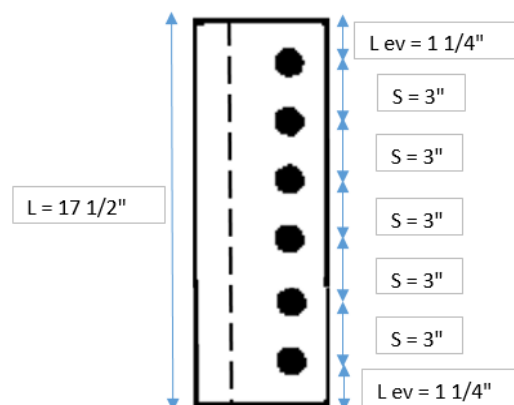


Figura 236: Longitud de placa de cortante

Fuente: Elaboración propia

$$L_{min} < L < L_{max} \Rightarrow 10.38" < 17\frac{1}{2}" < 20.75"$$

**OK CUMPLE LONGITUD MINIMA Y MAXIMA LA PLACA DE CORTANTE**

Tabla 97: Resistencia al aplastamiento para diferentes diámetros de pernos (para pernos adyacentes y pernos de borde)

7-26

DESIGN CONSIDERATIONS FOR BOLTS 7-28

DESIGN CONSIDERATIONS FOR BOLTS

Table 7-4 Available Bearing Strength at Bolt Holes Based on Bolt Spacing kips/in. thickness											Table 7-5 Available Bearing Strength at Bolt Holes Based on Edge Distance kips/in. thickness														
Hole Type	Bolt Spacing, $s$ , in.	$F_u$ , ksi	Nominal Bolt Diameter, $d$ , in.										Hole Type	Edge Distance $L_e$ , in.	$F_u$ , ksi	Nominal Bolt Diameter, $d$ , in.									
			$\frac{5}{8}$		$\frac{3}{4}$		$\frac{7}{8}$		1		$\frac{5}{8}$					$\frac{3}{4}$		$\frac{7}{8}$		1					
			$r_n/\Omega$	$\phi r_n$	$r_n/\Omega$	$\phi r_n$	$r_n/\Omega$	$\phi r_n$	$r_n/\Omega$	$\phi r_n$	$r_n/\Omega$	$\phi r_n$				$r_n/\Omega$	$\phi r_n$	$r_n/\Omega$	$\phi r_n$	$r_n/\Omega$	$\phi r_n$				
ASD		LRFD		ASD		LRFD		ASD		LRFD		ASD		LRFD		ASD		LRFD							
STD SSLT	$2\frac{2}{3} d_b$	58	34.1	51.1	41.3	62.0	48.6	72.9	55.8	83.7	58	1/4	58	31.5	47.3	29.4	44.0	27.2	40.8	25.0	37.5				
		65	38.2	57.3	46.3	69.5	54.4	81.7	62.6	93.8			65	35.3	53.0	32.9	49.4	30.5	45.7	28.0	42.0				
STD SSLT	3 in.	58	43.5	65.3	52.2	78.3	60.9	91.4	67.4	101	58	2	58	43.5	65.3	52.2	78.3	53.3	79.9	51.1	76.7				
		65	48.8	73.1	58.5	87.8	68.3	102	75.6	113			65	48.8	73.1	58.5	87.8	59.7	89.6	57.3	85.9				
SSLP	$2\frac{2}{3} d_b$	58	27.6	41.3	34.8	52.2	42.1	63.1	47.1	70.7	58	1/4	58	28.3	42.4	26.1	39.2	23.9	35.9	20.7	31.0				
		65	30.9	46.3	39.0	58.5	47.1	70.7	52.8	79.2			65	31.7	47.5	29.3	43.9	26.8	40.2	23.2	34.7				
SSLP	3 in.	58	43.5	65.3	52.2	78.3	60.9	91.4	58.7	88.1	58	2	58	43.5	65.3	52.2	78.3	50.0	75.0	46.8	70.1				
		65	48.8	73.1	58.5	87.8	68.3	102	65.8	98.7			65	48.8	73.1	58.5	87.8	56.1	84.1	52.4	78.6				
OVS	$2\frac{2}{3} d_b$	58	29.7	44.6	37.0	55.5	44.2	66.3	49.3	74.0	58	1/4	58	29.4	44.0	27.2	40.8	25.0	37.5	21.8	32.6				
		65	33.3	50.0	41.4	62.2	49.6	74.3	55.3	82.9			65	32.9	49.4	30.5	45.7	28.0	42.0	24.4	36.6				
OVS	3 in.	58	43.5	65.3	52.2	78.3	60.9	91.4	60.9	91.4	58	2	58	43.5	65.3	52.2	78.3	51.1	76.7	47.9	71.8				
		65	48.8	73.1	58.5	87.8	68.3	102	68.3	102			65	48.8	73.1	58.5	87.8	57.3	85.9	53.6	80.4				

Fuente: (Manual AISC – Tabla 7-4 y Tabla 7-5, 2011)

$$\phi r_n \text{ para pernos adyacentes} = 101 \times t \text{ de partes conectadas (kips/perno)}$$

$$\phi r_n \text{ para pernos de borde} = 37.5 \times t \text{ de partes conectadas (kips/perno)}$$

Probar con una placa de cortante de espesor  $t = 1/2"$  y comparar con el espesor del alma de la viga de acero  $t_w$ . Gobernará la parte conectada de menor espesor:

$$t \text{ placa cortante} < t_w \text{ viga} \Rightarrow \frac{1}{2}" < 0.605"$$

∴ Por lo tanto, para el aplastamiento gobierna el espesor de la placa de cortante "t"

$$\phi rn \text{ para pernos adyacentes} = 101 \times \frac{1}{2} = 50.50 \text{ kips/perno}$$

$$\phi rn \text{ para pernos de borde} = 37.5 \times \frac{1}{2} = 18.75 \text{ kips/perno}$$

Determinar la resistencia a cortante/aplastamiento del grupo de pernos:

$$\phi rn \text{ para pernos adyacentes} = \min(\phi rn \text{ a cortante}; \phi rn \text{ a aplastamiento})$$

$$\Rightarrow \min\left(40.0 \frac{\text{kips}}{\text{perno}}; 50.50 \frac{\text{kips}}{\text{perno}}\right) = 40.0 \frac{\text{kips}}{\text{perno}}$$

$$\phi rn \text{ para pernos de borde} = \min(\phi rn \text{ a cortante}; \phi rn \text{ a aplastamiento})$$

$$\Rightarrow \min\left(40.0 \frac{\text{kips}}{\text{perno}}; 18.75 \frac{\text{kips}}{\text{perno}}\right) = 18.75 \frac{\text{kips}}{\text{perno}}$$

Por lo tanto, la resistencia a cortante/aplastamiento del grupo de pernos, sabiendo que hay 5 pernos adyacentes y sólo 1 perno de borde, es:

$$\phi rn \text{ para pernos adyacentes (n° pernos)} + \phi rn \text{ para pernos de borde (n° pernos)}$$

$$= 40.0 \frac{\text{kips}}{\text{perno}} (5 \text{ pernos}) + 18.75 \frac{\text{kips}}{\text{perno}} (1 \text{ perno}) = 218.75 \text{ kips}$$

$\phi Rn =$	218.75	<b>kips</b>	$> Vu$	112.61	<b>kips</b>
	99.23	<b>tn</b>		51.08	<b>tn</b>

**OK CUMPLE RESISTENCIA A CORTANTE/APLASTAMIENTO EL PERNO**

Determinar la resistencia a la fluencia por cortante de la placa de cortante:

$$\phi Rn = \phi 0.60 \cdot Fy \cdot Agv ; \text{ donde } \phi = 1.00$$

$$\phi Rn = 1.00 \times 0.60 \times 36 \text{ ksi} \times \left(17 \frac{1}{2} \text{ in} \times \frac{1}{2} \text{ in}\right) = 189.00 \text{ kips}$$

$\phi Rn =$	189.00	<b>kips</b>	$> Vu$	112.61	<b>kips</b>
	85.70	<b>tn</b>		51.08	<b>tn</b>

**OK CUMPLE RESISTENCIA A FLUENCIA POR CORTANTE**

Determinar la resistencia a la ruptura por cortante de la placa de cortante:

$$\phi R_n = \phi 0.60.F_u.A_{nv} ; \text{donde } \phi = 0.75$$

$$A_{nv} = [\text{Largo placa} - (n^\circ \text{ pernos} \times \text{diametro de agujero})] \times t_{\text{placa}}$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 0.60 \times 58 \text{ ksi} \times \left[ \left( 17 \frac{1}{2} \text{ in} - 6 \times \left( 1 \text{ in} + \frac{1}{8} \text{ in} \right) \right) \right] \times \frac{1}{2} \text{ in} = 140.29 \text{ kips}$$

$\phi R_n =$	140.29	<b>kips</b>	<b>&gt; Vu</b>	112.61	<b>kips</b>
	63.61	<b>tn</b>		51.08	<b>tn</b>

### OK CUMPLE RESISTENCIA A RUPTURA POR CORTANTE

Determinar la resistencia a la ruptura por bloque de cortante de la placa de cortante:

Primero se debe definir el ancho de la placa de cortante. Como la carga por resistir de la viga es vertical (reacción de la viga), las distancias horizontales al borde tiene que ajustarse únicamente a los requisitos de la especificación como ya se vio para un  $\phi 1''$  la distancia de borde mínima es  $1 \frac{1}{4}''$ . Consideraremos las distancias horizontales al borde como  $1 \frac{1}{2}''$ , además se considerara una holgura de  $\frac{1}{2}''$  entre la viga y la columna.

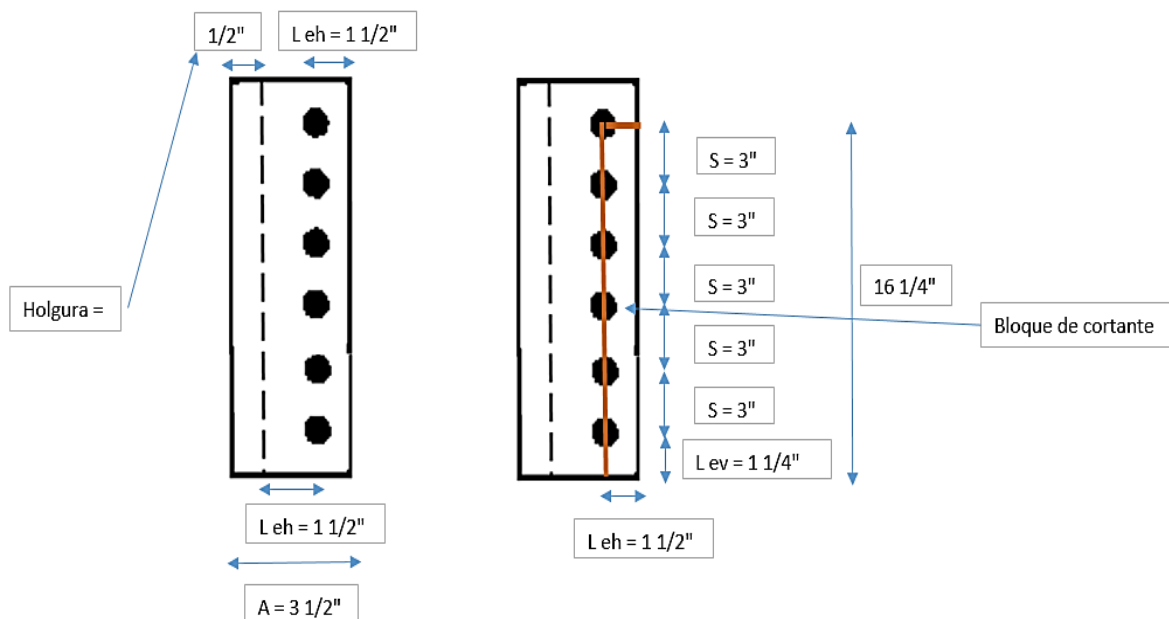


Figura 237: Falla por bloque de cortante en la placa de cortante

Fuente: Elaboración propia



$$\phi R_n = \phi (0.60 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}) \leq \phi (0.60 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt})$$

$$\text{donde: } \phi = 0.75 \text{ y } U_{bs} = 1.0$$

$$A_{gv} = (n^\circ \text{espacios} \times S + Lev) \times t \text{ placa} = \left(5 \times 3 \text{ in} + 1 \frac{1}{4} \text{ in}\right) \times \frac{1}{2} \text{ in} = 8.13 \text{ in}^2$$

$$A_{nv} = [(n^\circ \text{espacios} \times S + Lev) - (dh \times n^\circ \text{ agujeros en el area de corte})] \times t \text{ placa}$$

$$= \left[\left(5 \times 3 \text{ in} + 1 \frac{1}{4} \text{ in}\right) - \left(1 \text{ in} + \frac{1}{8} \text{ in}\right) \times 5.5\right] \times \frac{1}{2} \text{ in} = 5.03 \text{ in}^2$$

$$A_{nt} = [Lev - (dh \times n^\circ \text{ agujeros en el area de tension})] \times t \text{ placa}$$

$$= \left[1 \frac{1}{4} \text{ in} - \left(1 \text{ in} + \frac{1}{8} \text{ in}\right) \times 0.5\right] \times \frac{1}{2} \text{ in} = 0.47 \text{ in}^2$$

$$\phi R_n = 0.75 (0.60 \times 58 \text{ ksi} \times 5.03 \text{ in}^2 + 1.0 \times 58 \text{ ksi} \times 0.47 \text{ in}^2) = 151.71 \text{ kips}$$

$$\leq 0.75 (0.60 \times 36 \text{ ksi} \times 8.13 \text{ in}^2 + 1.0 \times 58 \text{ ksi} \times 0.47 \text{ in}^2) = 152.02 \text{ kips}$$

$\phi R_n =$	151.71	<b>kips</b>	$> V_u$	112.61	<b>kips</b>
	68.79	<b>tn</b>		51.08	<b>tn</b>

### **OK CUMPLE RESISTENCIA A RUPTURA POR BLOQUE DE CORTANTE**

Determinar la resistencia a cortante de la soldadura de filete entre la placa de cortante del alma de la viga y el patín de la columna:

Primero se probará con la soldadura de filete mínima según las especificaciones del AISC, de acuerdo al espesor menor entre ambas partes conectadas, en caso no se cumpla aumentar el tamaño de la soldadura de filete.

$$t \text{ placa cortante} < t_f \text{ columna} \Rightarrow \frac{1}{2} \text{ in} < 1.22 \text{ in}$$

$$\therefore \text{Por lo tanto el } t \text{ menor entre partes conectadas es } \frac{1}{2} \text{ in}$$

Según la especificación el tamaño mínimo ( $w$ ) de soldadura para  $t = \frac{1}{2} \text{ in}$  es  $w = \frac{3}{16} \text{ in}$

Después de probar con  $w = \frac{3}{16}$ ” si cumplió el diseño. Por lo tanto, calculamos la resistencia a cortante de la soldadura de filete (material del electrodo) para una longitud unitaria:

$$\phi R_n = \phi A_w E F_n w = 0.75 (0.707 w F_n w) ; \text{ donde } F_n w = 0.6 F_{EXX}$$

$$\phi R_n = \phi A_w E F_n w = 0.75 \left( 0.707 \times \frac{3}{16} \text{ in} \times (0.6 \times 70 \text{ ksi}) \right) = 4.18 \text{ kips/in}$$

Ahora calculamos la resistencia a cortante del metal base o partes conectadas para una longitud unitaria:

Para fluencia en corte  $\Rightarrow \phi R_n = 1.00 (0.60 F_y t) ; \text{ donde } t \text{ es el menor de ambos}$

$$\phi R_n = 1.00 (0.60 \times 36 \text{ ksi} \times \frac{1}{2} \text{ in}) = 10.80 \text{ kips/in}$$

Para ruptura en corte  $\Rightarrow \phi R_n = 0.75 (0.60 F_u t) ; \text{ donde } t \text{ es el menor de ambos}$

$$\phi R_n = 0.75 (0.60 \times 58 \text{ ksi} \times \frac{1}{2} \text{ in}) = 13.05 \text{ kips/in}$$

$$\therefore \phi R_n = \min \left[ 10.80 \frac{\text{kips}}{\text{in}}, 13.05 \frac{\text{kips}}{\text{in}} \right] = 10.80 \frac{\text{kips}}{\text{in}}$$

Por lo tanto, la resistencia de la soldadura de filete para una longitud unitaria es:

$$\therefore \phi R_n = \min \left[ 4.18 \frac{\text{kips}}{\text{in}}, 10.80 \frac{\text{kips}}{\text{in}} \right] = 4.18 \frac{\text{kips}}{\text{in}}$$

Como la placa de cortante se soldara en ambos lados en toda su longitud al patín de la columna, se utilizará 2 soldaduras de filete. Entonces la longitud de la placa de cortante se multiplicara por 2:

$$\phi R_n = 4.18 \frac{\text{kips}}{\text{in}} \times 2 \left( 17 \frac{1}{2} \text{ in} \right) = 146.15 \text{ kips}$$

$\phi R_n =$	146.15	<b>kips</b>	$> V_u$	112.61	<b>kips</b>
	66.27	<b>tn</b>		51.08	<b>tn</b>

**OK CUMPLE RESISTENCIA A CORTANTE LA SOLDADURA DE FILETE**

**Diseño de la placa de patín superior a tensión de la viga:**

- *Estados límite para perno:* cortante simple en el perno y deslizamiento crítico del perno.
- *Estados límite para la placa superior:* aplastamiento del perno, fluencia por tensión, ruptura por tensión y ruptura por bloque cortante.
- *Estados límite para el patín superior de la viga de acero:* aplastamiento del perno sobre el patín superior de la viga y ruptura por bloque cortante.
- *Estados límite para soldadura:* cortante de la soldadura de filete entre la placa superior del patín de la viga y el patín de la columna (aquí está incluido el cortante de la soldadura de filete o vale decir del material del electrodo y el cortante del metal base o de las partes conectadas).

*Determinar la resistencia requerida a tensión de la placa del patín superior de la viga:*

$$P_{uf} = \frac{M_u}{d \text{ viga}} = \frac{954.49 \text{ Kip/ft} \times 12}{24.5 \text{ in}} = 467.51 \text{ Kips} \approx 211.67 \text{ Tn}$$

*Determinar el número de pernos Ø 1" A490 – SC (crítica al deslizamiento) - Class A, para agujeros estándar (STD) requeridos para resistir el cortante en el interfaz de la placa superior y el patín de la viga, y que resistan o no permitan el deslizamiento crítico de la conexión:*

Tabla 98: Resistencia al deslizamiento crítico para diferentes diámetros de pernos del grupo B – A490

DESIGN TABLES

7-25

		<b>Table 7-3 (continued)</b> <b>Slip-Critical Connections</b> <b>Available Shear Strength, kips</b> <b>(Class A Faying Surface, <math>\mu = 0.30</math>)</b>								<b>Group B Bolts</b>
Group B Bolts										
Hole Type	Loading	Nominal Bolt Diameter, $d$ , in.								
		$5/8$		$3/4$		$7/8$		1		
		Minimum Group B Bolt Pretension, kips								
		24		35		49		64		
		$r_n/\Omega$	$\phi r_n$	$r_n/\Omega$	$\phi r_n$	$r_n/\Omega$	$\phi r_n$	$r_n/\Omega$	$\phi r_n$	
		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	
STD/SSLT	S	5.42	8.14	7.91	11.9	11.1	16.6	14.5	21.7	
	D	10.8	16.3	15.8	23.7	22.1	33.2	28.9	43.4	
OVS/SSLP	S	4.62	6.92	6.74	10.1	9.44	14.1	12.3	18.4	
	D	9.25	13.8	13.5	20.2	18.9	28.2	24.7	36.9	
LSL	S	3.80	5.70	5.54	8.31	7.76	11.6	10.1	15.2	
	D	7.60	11.4	11.1	16.6	15.5	23.3	20.3	30.4	

Fuente: (Manual AISC – Tabla 7-3, 2011)

$$n \geq \frac{Vu}{\phi r_n} \Rightarrow \frac{467.51 \text{ Kips}}{21.7 \frac{\text{Kips}}{\text{perno}}} = 21.54 \text{ pernos} \approx 22 \text{ pernos}$$

$\therefore$  USAR 2 FILAS HORIZONTALES DE 11 PERNOS  $\phi 1"$  A490

– SC (Class A), AGUJEROS STD

Determinar la resistencia a cortante para los pernos  $\emptyset 1"$  A490 – SC (crítica al deslizamiento) - Class A, para agujeros estándar (STD):

Tabla 99: Resistencia a cortante para diferentes diámetros de pernos

7-22

DESIGN CONSIDERATIONS FOR BOLTS

Table 7-1 Available Shear Strength of Bolts, kips												
Nominal Bolt Diameter, $d$ , in.					$5/8$		$3/4$		$7/8$		1	
Nominal Bolt Area, in. <sup>2</sup>					0.307		0.442		0.601		0.785	
ASTM Desig.	Thread Cond.	$F_{nv}/\Omega$ (ksi)	$\phi F_{nv}$ (ksi)	Load- ing	$r_n/\Omega$	$\phi r_n$	$r_n/\Omega$	$\phi r_n$	$r_n/\Omega$	$\phi r_n$	$r_n/\Omega$	$\phi r_n$
		ASD	LRFD		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
Group A	N	27.0	40.5	S	8.29	12.4	11.9	17.9	16.2	24.3	21.2	31.8
				D	16.6	24.9	23.9	35.8	32.5	48.7	42.4	63.6
	X	34.0	51.0	S	10.4	15.7	15.0	22.5	20.4	30.7	26.7	40.0
				D	20.9	31.3	30.1	45.1	40.9	61.3	53.4	80.1
Group B	N	34.0	51.0	S	10.4	15.7	15.0	22.5	20.4	30.7	26.7	40.0
				D	20.9	31.3	30.1	45.1	40.9	61.3	53.4	80.1
	X	42.0	63.0	S	12.9	19.3	18.6	27.8	25.2	37.9	33.0	49.5
				D	25.8	38.7	37.1	55.7	50.5	75.7	65.9	98.9
A307	-	13.5	20.3	S	4.14	6.23	5.97	8.97	8.11	12.2	10.6	15.9
				D	8.29	12.5	11.9	17.9	16.2	24.4	21.2	31.9

Fuente: (Manual AISC – Tabla 7-1, 2011)

$$\phi r_n = 40.0 \text{ kips/perno}$$

Determinar la resistencia al aplastamiento para los pernos  $\varnothing 1''$  A490 – SC (crítica al deslizamiento) - Class A, considerando un espaciamento de 3" y una distancia de borde horizontal de 1 1/4":

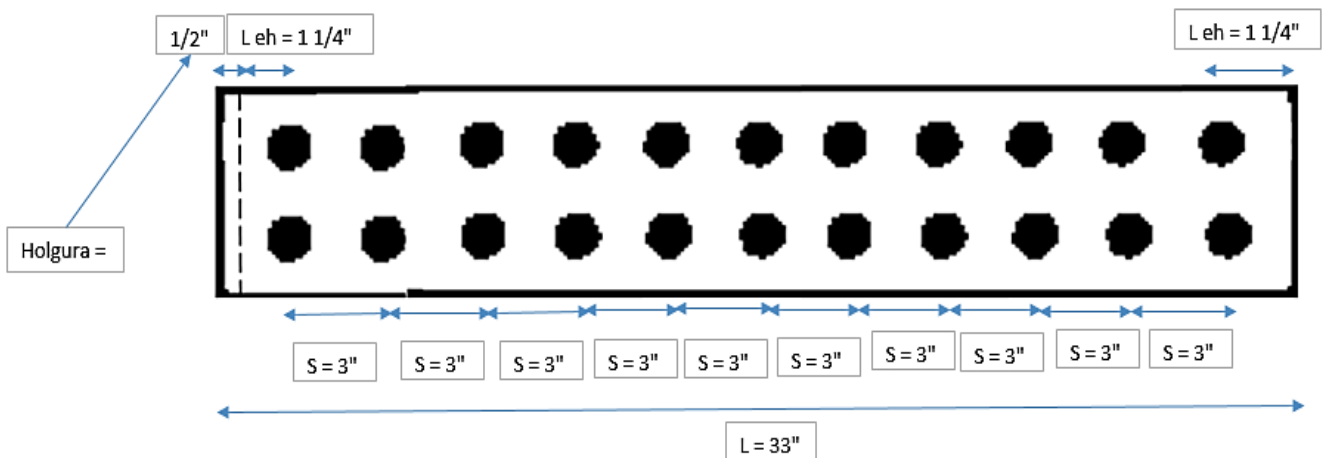


Figura 238: Longitud de placa y configuración de pernos en placa de patín superior

Fuente: Elaboración propia

Tabla 100: Resistencia al aplastamiento para diferentes diámetros de pernos (para pernos adyacentes y pernos de borde)

7-26

DESIGN CONSIDERATIONS FOR BOLTS 7-28

DESIGN CONSIDERATIONS FOR BOLTS

Table 7-4 Available Bearing Strength at Bolt Holes Based on Bolt Spacing kips/in. thickness											Table 7-5 Available Bearing Strength at Bolt Holes Based on Edge Distance kips/in. thickness										
Hole Type	Bolt Spacing, s, in.	F <sub>u</sub> , ksi	Nominal Bolt Diameter, d, in.								Hole Type	Edge Distance L <sub>e</sub> , in.	F <sub>u</sub> , ksi	Nominal Bolt Diameter, d, in.							
			5/8		3/4		7/8		1					5/8		3/4		7/8		1	
			r <sub>n</sub> /Ω	φr <sub>n</sub>	r <sub>n</sub> /Ω	φr <sub>n</sub>	r <sub>n</sub> /Ω	φr <sub>n</sub>	r <sub>n</sub> /Ω	φr <sub>n</sub>				r <sub>n</sub> /Ω	φr <sub>n</sub>	r <sub>n</sub> /Ω	φr <sub>n</sub>	r <sub>n</sub> /Ω	φr <sub>n</sub>	r <sub>n</sub> /Ω	φr <sub>n</sub>
ASD		LRFD		ASD		LRFD		ASD		LRFD		ASD		LRFD		ASD		LRFD			
STD SSLT	2 2/3 d <sub>b</sub>	58	34.1	51.1	41.3	62.0	48.6	72.9	55.8	83.7	STD SSLT	1 1/4	58	31.5	47.3	29.4	44.0	27.2	40.8	25.0	37.5
		65	38.2	57.3	46.3	69.5	54.4	81.7	62.6	93.8			65	35.3	53.0	32.9	49.4	30.5	45.7	28.0	42.0
STD SSLT	3 in.	58	43.5	65.3	52.2	78.3	60.9	91.4	67.4	101	STD SSLT	2	58	43.5	65.3	52.2	78.3	53.3	79.9	51.1	76.7
		65	48.8	73.1	58.5	87.8	68.3	102	75.6	113			65	48.8	73.1	58.5	87.8	59.7	89.6	57.3	85.9
SSLP	2 2/3 d <sub>b</sub>	58	27.6	41.3	34.8	52.2	42.1	63.1	47.1	70.7	SSLP	1 1/4	58	28.3	42.4	26.1	39.2	23.9	35.9	20.7	31.0
		65	30.9	46.3	39.0	58.5	47.1	70.7	52.8	79.2			65	31.7	47.5	29.3	43.9	26.8	40.2	23.2	34.7
SSLP	3 in.	58	43.5	65.3	52.2	78.3	60.9	91.4	58.7	88.1	SSLP	2	58	43.5	65.3	52.2	78.3	50.0	75.0	46.8	70.1
		65	48.8	73.1	58.5	87.8	68.3	102	65.8	98.7			65	48.8	73.1	58.5	87.8	56.1	84.1	52.4	78.6
OVS	2 2/3 d <sub>b</sub>	58	29.7	44.6	37.0	55.5	44.2	66.3	49.3	74.0	OVS	1 1/4	58	29.4	44.0	27.2	40.8	25.0	37.5	21.8	32.6
		65	33.3	50.0	41.4	62.2	49.6	74.3	55.3	82.9			65	32.9	49.4	30.5	45.7	28.0	42.0	24.4	36.6
OVS	3 in.	58	43.5	65.3	52.2	78.3	60.9	91.4	60.9	91.4	OVS	2	58	43.5	65.3	52.2	78.3	51.1	76.7	47.9	71.8
		65	48.8	73.1	58.5	87.8	68.3	102	68.3	102			65	48.8	73.1	58.5	87.8	57.3	85.9	53.6	80.4

Fuente: (Manual AISC – Tabla 7-4 y Tabla 7-5, 2011)

$\phi r_n$  para pernos adyacentes =  $101 \times t$  de partes conectadas (kips/perno)

$\phi r_n$  para pernos de borde =  $37.5 \times t$  de partes conectadas (kips/perno)

Probar con una placa de cortante de espesor  $t = 1 \frac{1}{8}$ " y comparar con el espesor del alma de la viga de acero  $t_w$ . Gobernará la parte conectada de menor espesor:

$$t \text{ placa superior} > t_f \text{ viga} \Rightarrow 1 \frac{1}{8} > 0.960"$$

∴ Por lo tanto para el aplastamiento gobierna el espesor del patin de la viga "t<sub>f</sub>"

$\phi r_n$  para pernos adyacentes =  $101 \times 0.960$ " = 96.96 kips/perno

$\phi r_n$  para pernos de borde =  $37.5 \times 0.960$ " = 36.0 kips/perno

Determinar la resistencia a cortante/aplastamiento del grupo de pernos:

$$\phi rn \text{ para pernos adyacentes} = \min(\phi rn \text{ a cortante}; \phi rn \text{ a aplastamiento})$$

$$\Rightarrow \min\left(40.0 \frac{\text{kips}}{\text{perno}}; 96.96 \frac{\text{kips}}{\text{perno}}\right) = 40.0 \frac{\text{kips}}{\text{perno}}$$

$$\phi rn \text{ para pernos de borde} = \min(\phi rn \text{ a cortante}; \phi rn \text{ a aplastamiento})$$

$$\Rightarrow \min\left(40.0 \frac{\text{kips}}{\text{perno}}; 36.0 \frac{\text{kips}}{\text{perno}}\right) = 36.0 \frac{\text{kips}}{\text{perno}}$$

Por lo tanto, la resistencia a cortante/aplastamiento del grupo de pernos, sabiendo que hay 20 pernos adyacentes y 2 pernos de borde (por haber 2 filas), es:

$$\phi rn \text{ para pernos adyacentes (n}^\circ \text{ pernos)} + \phi rn \text{ para pernos de borde (n}^\circ \text{ pernos)}$$

$$= 40.0 \frac{\text{kips}}{\text{perno}} (20 \text{ pernos}) + 36.0 \frac{\text{kips}}{\text{perno}} (2 \text{ pernos}) = 872.00 \text{ kips}$$

$\phi Rn =$	872.00	<b>kips</b>	<b>&gt; Puf</b>	467.51	<b>kips</b>
	395.54	<b>tn</b>		211.67	<b>tn</b>

### **OK CUMPLE RESISTENCIA A CORTANTE/APLASTAMIENTO EL PERNO**

Determinar la resistencia a la fluencia por tensión de la placa superior:

Primero se debe definir el ancho de la placa superior. Como la carga por resistir de la viga es horizontal, las distancias transversales tienen que ajustarse únicamente a los requisitos de la especificación como ya se vio para un  $\phi 1"$  la distancia de borde mínima es  $1 \frac{1}{4}"$ . Además, el espaciamiento transversal entre pernos debe ser mayor a igual al valor de "Workable Gage" para la viga que es de  $5 \frac{1}{2}"$  (para colocar los pernos en una posición trabajable). Por lo tanto, a criterio del tesista la placa superior tendrá el mismo ancho que el patín de la viga "*bf*" y se considerara una distancia de borde transversal de  $1 \frac{1}{2}"$ .

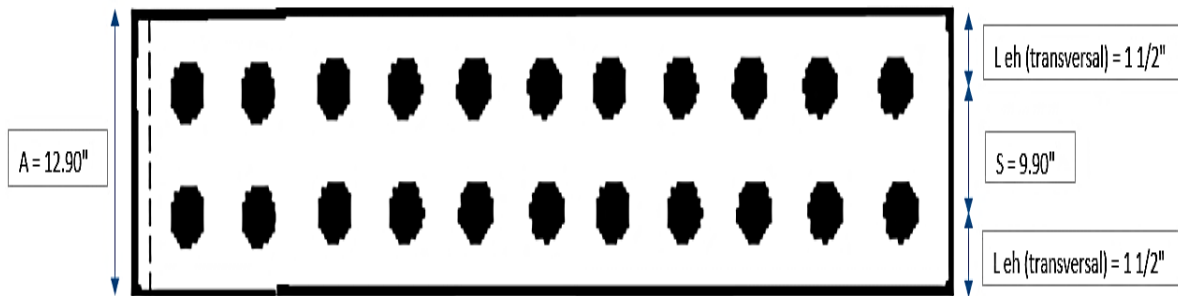


Figura 239: Ancho de la placa de patín superior

Fuente: Elaboración propia

$$\phi Rn = \phi Fy \cdot Ag ; \text{ donde } \phi = 0.90$$

$$\phi Rn = 0.90 \times 36 \text{ ksi} \times \left( 12.90 \text{ in} \times 1 \frac{1}{8} \text{ in} \right) = 470.21 \text{ kips}$$

$\phi Rn =$	470.21	<b>kips</b>	$> Puf$	467.51	<b>kips</b>
	213.20	<b>tn</b>		211.67	<b>tn</b>

### OK CUMPLE RESISTENCIA A FLUENCIA POR TENSIÓN

Determinar la resistencia a la ruptura por tensión de la placa superior:

$$\phi Rn = \phi Fu \cdot Ae ; \text{ donde } \phi = 0.75$$

Según la especificación, para planchas de empalme empernadas  $Ae = An \leq 0.85 Ag$ ,

esto se debe a que como no hay retraso de cortante por eso  $Ae = An$

$$An = Ae = [\text{Ancho placa} - (n^\circ \text{ pernos} \times \text{diametro de agujero})] \times t \text{ placa} \leq 0.85 Ag$$

$$An = Ae = \left[ 12.90 \text{ in} - 2 \times \left( 1 \text{ in} + \frac{1}{8} \text{ in} \right) \right] \times 1 \frac{1}{8} \text{ in} \leq 0.85 (14.51 \text{ in}^2)$$

$$An = Ae = 11.98 \text{ in}^2 \leq 12.34 \text{ in}^2 \Rightarrow \therefore An = Ae = 11.98 \text{ in}^2$$

$$\phi Rn = 0.75 \times 58 \text{ ksi} \times 11.98 \text{ in}^2 = 521.18 \text{ kips}$$

$\phi Rn =$	521.18	<b>kips</b>	$> Puf$	467.51	<b>kips</b>
	236.31	<b>tn</b>		211.67	<b>tn</b>

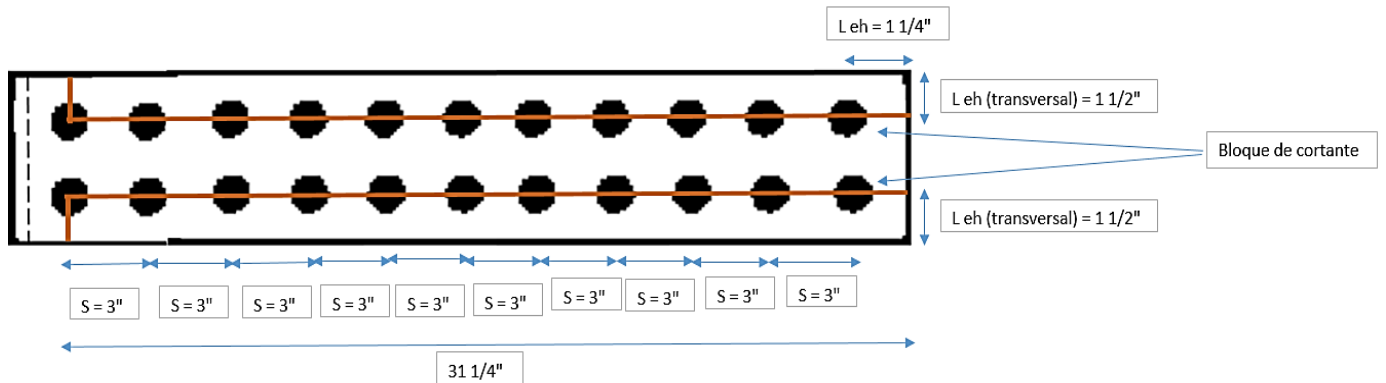
### OK CUMPLE RESISTENCIA A RUPTURA POR TENSIÓN



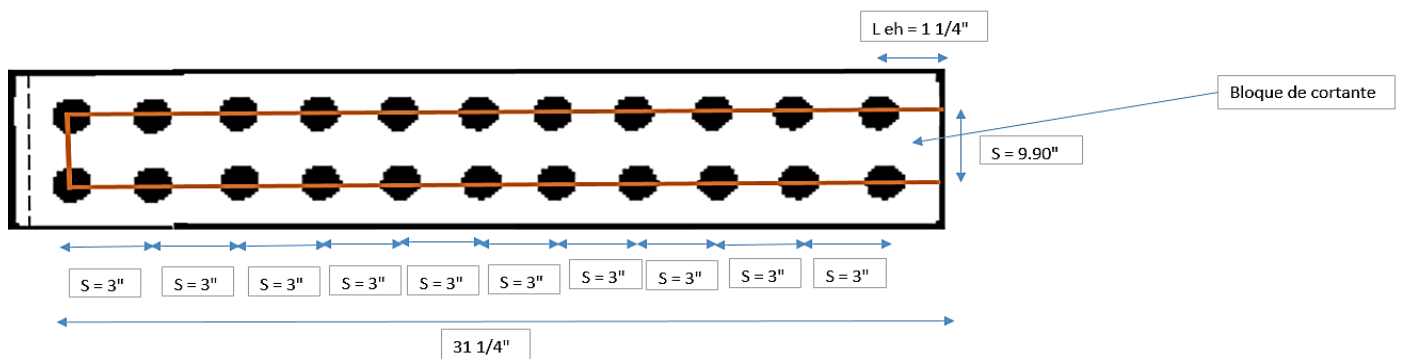
Determinar la resistencia a la ruptura por bloque de cortante de la placa superior:

Para la placa superior existen 3 posibles modos de falla en la que puede desgarrarse el bloque de cortante y por lo tanto, debe chequearse estos 3 casos, de los cuales analizaremos el caso más crítico a modo de ejemplo.

### CASO 1:



### CASO 2:



### CASO 3:

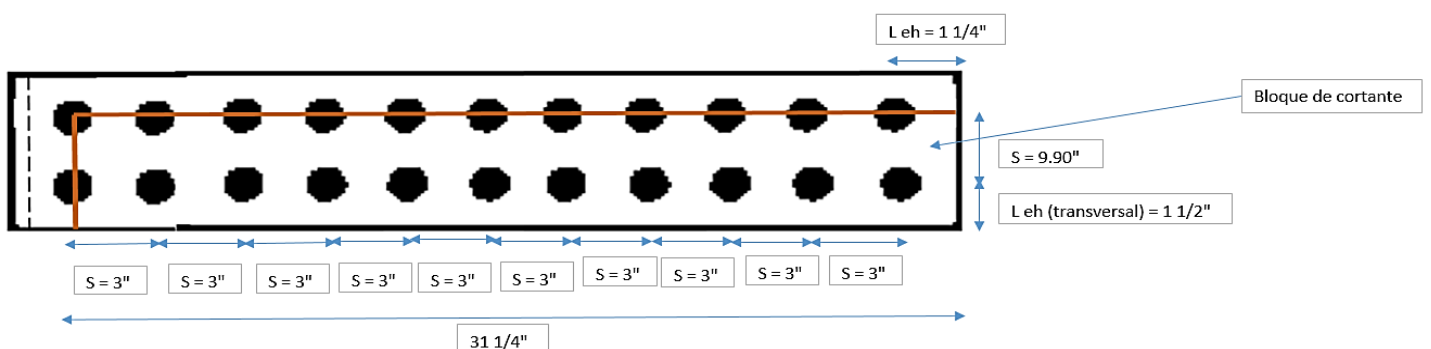


Figura 240: Posibles modos de falla por bloque de cortante en la placa de patín superior

Fuente: Elaboración propia

De los 3 casos el más crítico es el caso 3 por tener la menor resistencia a bloque de cortante que los otros casos. Por lo tanto, analizaremos la resistencia a bloque de cortante para este caso.

$$\phi R_n = \phi (0.60 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}) \leq \phi (0.60 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt})$$

$$\text{donde: } \phi = 0.75 \text{ y } U_{bs} = 1.0$$

$$A_{gv} = (n^\circ \text{espacios} \times S + L_{eh}) \times t \text{ placa} = \left(10 \times 3 \text{ in} + 1 \frac{1}{4} \text{ in}\right) \times 1 \frac{1}{8} \text{ in} = 35.16 \text{ in}^2$$

$$\begin{aligned} A_{nv} &= [(n^\circ \text{espacios} \times S + L_{eh}) - (d_h \times n^\circ \text{ agujeros en el area de corte})] \times t \text{ placa} \\ &= \left[ \left(10 \times 3 \text{ in} + 1 \frac{1}{4} \text{ in}\right) - \left(1 \text{ in} + \frac{1}{8} \text{ in}\right) \times 10.5 \right] \times 1 \frac{1}{8} \text{ in} = 21.87 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{nt} &= [(S \text{ transversal} + L_{eh} \text{ transversal}) - (d_h \times n^\circ \text{ agujeros en el area de tension})] \\ &\times t \text{ placa} = \left[ \left(9.90 + 1 \frac{1}{2} \text{ in}\right) - \left(1 \text{ in} + \frac{1}{8} \text{ in}\right) \times 1.5 \right] \times 1 \frac{1}{8} \text{ in} = 10.93 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

$$\phi R_n = 0.75 (0.60 \times 58 \text{ ksi} \times 21.87 \text{ in}^2 + 1.0 \times 58 \text{ ksi} \times 10.93 \text{ in}^2) = 1046.04 \text{ kips}$$

$$\leq 0.75 (0.60 \times 36 \text{ ksi} \times 35.16 \text{ in}^2 + 1.0 \times 58 \text{ ksi} \times 10.93 \text{ in}^2) = 1044.84 \text{ kips}$$

$\phi R_n =$	1044.84	<b>kips</b>	<b>&gt; P<sub>uf</sub></b>	467.51	<b>kips</b>
	473.75	<b>tn</b>		211.67	<b>tn</b>

### **OK CUMPLE RESISTENCIA A RUPTURA POR BLOQUE DE CORTANTE**

Determinar la resistencia a la ruptura por bloque de cortante del patín superior a tensión de la viga:

Para este caso solo hay 1 modo de falla por bloque cortante, y ocurre cuando hay desgarramiento de 2 bloques de cortante afuera de las 2 filas de pernos en el patín.

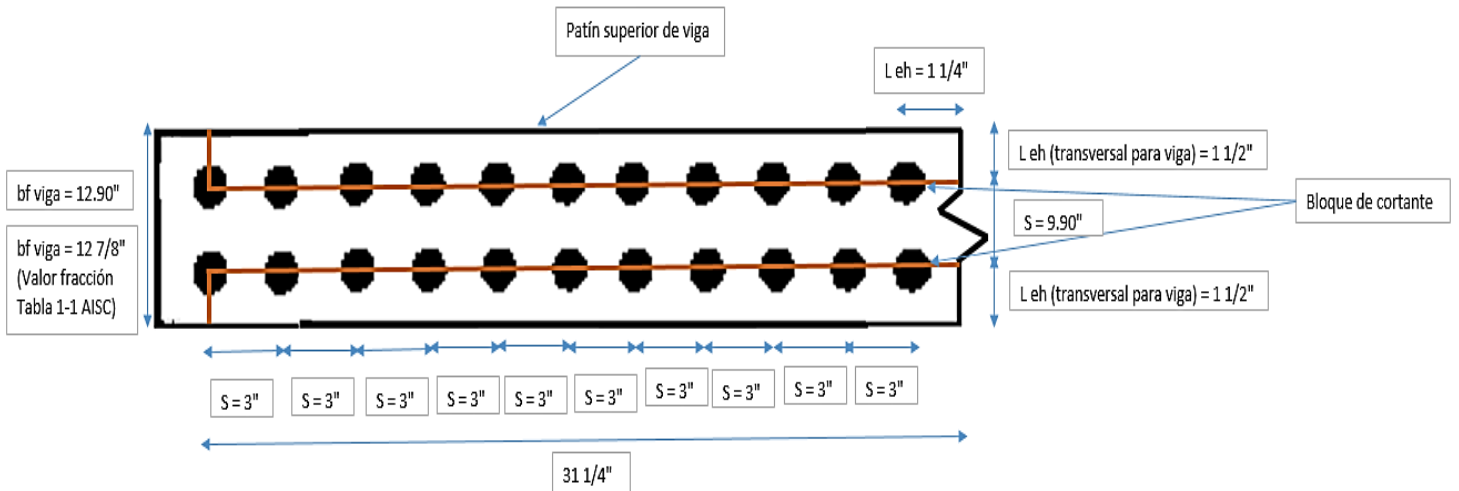


Figura 241: Falla por bloque de cortante en el patín superior de la viga

Fuente: Elaboración propia

$$\phi Rn = \phi (0.60 \cdot Fu \cdot Anv + Ubs \cdot Fu \cdot Ant) \leq \phi (0.60 \cdot Fy \cdot Agv + Ubs \cdot Fu \cdot Ant)$$

$$\text{donde: } \phi = 0.75 \text{ y } Ubs = 1.0$$

$$Agv = [(n^{\circ} \text{espacios} \times S + Leh) \times tf \text{ viga}] \times 2 = \left[ \left( 10 \times 3 \text{ in} + 1 \frac{1}{4} \text{ in} \right) \times 0.960 \text{ in} \right] \times 2$$

$$= 60.00 \text{ in}^2$$

$$Anv = \left[ [(n^{\circ} \text{espacios} \times S + Leh) - (dh \times n^{\circ} \text{ agujeros en el area de corte})] \times tf \text{ viga} \right]$$

$$\times 2 = \left[ \left[ \left( 10 \times 3 \text{ in} + 1 \frac{1}{4} \text{ in} \right) - \left( 1 \text{ in} + \frac{1}{8} \text{ in} \right) \times 10.5 \right] \times 0.960 \text{ in} \right] \times 2$$

$$= 37.32 \text{ in}^2$$

$$Ant = \left[ [Leh \text{ transversal para viga} - (dh \times n^{\circ} \text{ agujeros en el area de tension})] \right]$$

$$\times tf \text{ viga} \times 2 = \left[ \left[ 1 \frac{1}{2} \text{ in} - \left( 1 \text{ in} + \frac{1}{8} \text{ in} \right) \times 0.5 \right] \times 0.960 \text{ in} \right] \times 2$$

$$= 1.78 \text{ in}^2$$

$$\phi Rn = 0.75 (0.60 \times 58 \text{ ksi} \times 37.32 \text{ in}^2 + 1.0 \times 58 \text{ ksi} \times 1.78 \text{ in}^2) = 1051.31 \text{ kips}$$

$$\leq 0.75 (0.60 \times 36 \text{ ksi} \times 60.00 \text{ in}^2 + 1.0 \times 58 \text{ ksi} \times 1.78 \text{ in}^2) = 1049.26 \text{ kips}$$

$\phi Rn =$	1049.26	<b>kips</b>	<b>&gt; Puf</b>	467.51	<b>kips</b>
	475.75	<b>tn</b>		211.67	<b>tn</b>

**OK CUMPLE RESISTENCIA A RUPTURA POR BLOQUE DE CORTANTE**

Determinar la resistencia a cortante de la soldadura de filete entre la placa superior del patín a tensión de la viga y el patín de la columna:

Primero se probará con la soldadura de filete mínima según las especificaciones del AISC, de acuerdo al espesor menor entre ambas partes conectadas, en caso no se cumpla aumentar el tamaño de la soldadura de filete.

$$t_{\text{placa superior}} < t_{\text{columna}} \Rightarrow 1\frac{1}{8}'' < 1.22''$$

$$\therefore \text{Por lo tanto el } t \text{ menor entre partes conectadas es } 1\frac{1}{8}''$$

Según la especificación el tamaño mínimo ( $w$ ) de soldadura para  $t = 1\frac{1}{8}''$  es  $w = \frac{5}{16}''$

Después de probar con  $w = \frac{5}{16}''$  no cumplió el diseño. Por lo tanto, realizamos varias iteraciones y con un  $w = \frac{5}{8}''$  sí cumplió el diseño. Además, se debe cumplir:

$$w \leq t_{\text{menor}} - \frac{1}{16} \text{ in} \Rightarrow \frac{5}{8} \text{ in} < \left(1\frac{1}{8} \text{ in} - \frac{1}{16} \text{ in}\right) \Rightarrow 0.63 \text{ in} < 1.06 \text{ in} \therefore \text{OK CUMPLE}$$

Calculamos la resistencia a cortante de la soldadura de filete (material del electrodo) para una longitud unitaria:

$$\phi R_n = \phi A_w e F_n w = 0.75 (0.707 w F_n w)$$

Como la carga de tensión aplicada a la placa superior actúa en forma perpendicular o transversal al eje de la soldadura que conecta el patín superior de la viga con el patín de la columna con un  $\theta = 90^\circ$ , entonces se aplica la expresión dada en la especificación para calcular  $F_n w$ , que es:

$$F_n w = 0.60 F_{EXX} (1.0 + 0.50 \text{sen}^{1.5} \theta) = 0.60 \times 70 \text{ ksi} (1.0 + 0.50 \text{sen}^{1.5} 90^\circ) = 63 \text{ ksi}$$

$$\phi R_n = \phi A_w e F_n w = 0.75 \left(0.707 \times \frac{5}{8} \text{ in} \times 63 \text{ ksi}\right) = 20.88 \text{ kips/in}$$

Ahora calculamos la resistencia a cortante del metal base o partes conectadas para una longitud unitaria:

Para fluencia en corte  $\Rightarrow \phi R_n = 1.00 (0.60 F_y t)$  ; donde  $t$  es el menor de ambos

$$\phi R_n = 1.00 (0.60 \times 36 \text{ ksi} \times 1 \frac{1}{8} \text{ in}) = 24.30 \text{ kips/in}$$

Para ruptura en corte  $\Rightarrow \phi R_n = 0.75 (0.60 F_u t)$  ; donde  $t$  es el menor de ambos

$$\phi R_n = 0.75 (0.60 \times 58 \text{ ksi} \times 1 \frac{1}{8} \text{ in}) = 29.36 \text{ kips/in}$$

$$\therefore \phi R_n = \min \left[ 24.30 \frac{\text{kips}}{\text{in}}, 29.36 \frac{\text{kips}}{\text{in}} \right] = 24.30 \frac{\text{kips}}{\text{in}}$$

Por lo tanto, la resistencia de la soldadura de filete para una longitud unitaria es:

$$\therefore \phi R_n = \min \left[ 20.88 \frac{\text{kips}}{\text{in}}, 24.30 \frac{\text{kips}}{\text{in}} \right] = 20.88 \frac{\text{kips}}{\text{in}}$$

Como la placa superior se soldara en ambos lados en todo su ancho al patín de la columna, se utilizará 2 soldaduras de filete. Entonces la longitud de la placa superior se multiplicara por 2:

$$\phi R_n = 20.88 \frac{\text{kips}}{\text{in}} \times 2 (12.90 \text{ in}) = 538.67 \text{ kips}$$

$\phi R_n =$	538.67	<b>kips</b>	<b>&gt; P<sub>uf</sub></b>	467.51	<b>kips</b>
	244.24	<b>tn</b>		211.67	<b>tn</b>

**OK CUMPLE RESISTENCIA A CORTANTE LA SOLDADURA DE FILETE**

**Diseño de la placa de patín inferior a compresión de la viga:**

- Estados límite para la placa inferior: pandeo por flexión.

Calcular la resistencia a pandeo por flexión de la placa inferior:

Probamos con una placa inferior con las mismas características de la placa superior, es decir:  $t = 1 \frac{1}{8} \text{ in}$ ,  $A = 12.90 \text{ in}$  y  $L = 33 \text{ in}$ . Además, se considerara la misma configuración de pernos que de la placa superior 2 filas horizontales de 11 pernos  $\emptyset 1''$  A490 a un espaciamiento longitudinal  $S = 3 \text{ in}$ , distancias de borde en la dirección de carga  $Leh = 1 \frac{1}{4}''$ , espaciamiento transversal  $S_{transversal} = 9.90 \text{ in}$  y distancia de borde transversal  $Leh_{transversal} = 1 \frac{1}{2} \text{ in}$ .

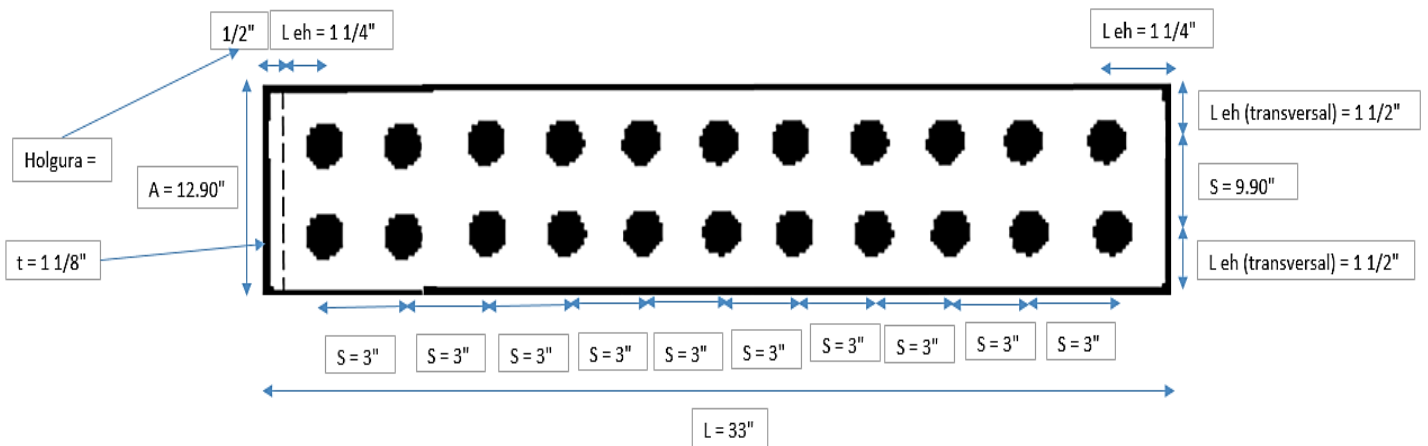


Figura 242: Dimensiones y configuración de pernos de la placa de patín inferior

Fuente: Elaboración propia

Para el cálculo de la relación de esbeltez se consideraran los siguientes datos:

- Longitud real o separación entre soportes o pernos:  $L = 3 \text{ in}$
- Factor de longitud efectiva:  $K = 0.65$  (miembro de extremos empotrados)
- Inercia de la placa superior:

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{A \times t^3}{12} = \frac{12.90 \text{ in} \times \left(1 \frac{1}{8} \text{ in}\right)^3}{12} = 1.53 \text{ in}^4$$

- Área de la placa superior:

$$A_g = A \times t = 12.90 \text{ in} \times 1 \frac{1}{8} \text{ in} = 14.51 \text{ in}^2$$

- Radio de giro de la placa superior:

$$r = \sqrt{\frac{I}{A_g}} = \sqrt{\frac{1.53 \text{ in}^4}{14.51 \text{ in}^2}} = 0.32 \text{ in}$$

- Relación de esbeltez de la placa superior:

$$\frac{KL}{r} = \frac{0.65 \times 3 \text{ in}}{0.32 \text{ in}} = 6.00$$

De acuerdo a la especificación se tienen 2 casos para evaluar la resistencia al pandeo por flexión de elementos conectados:

$$\text{Caso 1 Si: } \frac{KL}{r} \leq 25 \Rightarrow \phi P_n = \phi F_y A_g$$

$$\text{Caso 2 Si: } \frac{KL}{r} > 25 \Rightarrow \phi P_n = \phi F_{cr} A_g$$

$$\therefore \text{ Como } \frac{KL}{r} < 25 \Rightarrow 6.00 < 25 \Rightarrow \text{Gobierna el caso 1}$$

Por lo tanto, la resistencia a pandeo por flexión, es:

$$\phi R_n = \phi F_y A_g ; \text{ donde } \phi = 0.90$$

$$\phi R_n = 0.90 \times 36 \text{ ksi} \times 14.51 \text{ in}^2 = 470.21 \text{ kips}$$

$\phi R_n =$	470.21	<b>kips</b>	<b>&gt; P<sub>uf</sub></b>	467.51	<b>kips</b>
	213.20	<b>tn</b>		211.67	<b>tn</b>

### **OK CUMPLE RESISTENCIA A PANDEO POR FLEXIÓN**

*Determinar la resistencia a cortante de la soldadura de filete entre la placa inferior del patín a compresión de la viga y el patín de la columna:*

Se utilizara la soldadura de filete con las mismas características que para la placa superior conectada al patín de la columna, es decir se soldara la placa inferior en todo su ancho ambos lados con un tamaño de soldadura  $w = 5/8"$ .

**POR LO TANTO, AL CUMPLIR TODOS LOS REQUERIMIENTOS DE DISEÑO UTILIZAR UNA CONEXIÓN A MOMENTO CON PLACA DE PATÍN SUPERIOR E INFERIOR Y PLACA DE CORTANTE, DE ESTA MANERA:** Ver figura 243

- **Placa de cortante:** PL 1/2" X 3 1/2" X 17 1/2", para 1 fila vertical de 6 pernos de  $\emptyset 1"$  A490 - SC (Class A) y agujeros STD. Además, utilizar soldadura de filete de 3/16" en toda la longitud de 17 1/2" ambos lados de la placa de cortante.
- **Placa superior:** PL 1 1/8" X 12.90" X 33", para 2 filas horizontales de 11 pernos de  $\emptyset 1"$  A490 - SC (Class A) y agujeros STD. Además, utilizar soldadura de filete de 5/8" en todo el ancho de 12.90" ambos lados de la placa superior.





La **tabla 101**, muestra un cuadro resumen de las placas a cortante, de patín superior y de patín inferior, pernos y las soldaduras a utilizar para las demás conexiones a momento viga - columna de la estructura del proyecto de tesis en mención, las cuales son típicas del 1er al 3er piso. **Ver plano de estructuras E-04**

*Tabla 101: Cuadro resumen de diseño para conexión a momento viga - columna*

Nomenclatura de Conexión	Conexión a Utilizar
<b>CM – VC – 1</b>	PLACA CORTANTE: PL 1/8" X 3 1/2" X 5 1/2", para 1 fila vertical de 2 pernos de Ø5/8" A325 - SC (Class A) y agujeros STD. Además, utilizar soldadura de filete de 1/8" en toda la longitud de 5 1/2" ambos lados de la placa de cortante
	PLACA SUPERIOR: PL 5/16" X 8.08" X 15", para 2 filas horizontales de 5 pernos de Ø5/8" A325 - SC (Class A) y agujeros STD. Además, utilizar soldadura de filete de 3/16" en todo el ancho de 8.08" ambos lados de la placa superior
	PLACA INFERIOR: PL 5/16" X 8.08" X 15", para 2 filas horizontales de 5 pernos de Ø5/8" A325 - SC (Class A) y agujeros STD. Además, utilizar soldadura de filete de 3/16" en todo el ancho de 8.08" ambos lados de la placa inferior
<b>CM – VC – 2</b>	PLACA CORTANTE: PL 1/4" X 3 1/2" X 5 1/2", para 1 fila vertical de 2 pernos de Ø7/8" A325 - SC (Class A) y agujeros STD. Además, utilizar soldadura de filete de 1/8" en toda la longitud de 5 1/2" ambos lados de la placa de cortante
	PLACA SUPERIOR: PL 5/8" X 8.08" X 15", para 2 filas horizontales de 5 pernos de Ø1" A325 - SC (Class A) y agujeros STD. Además, utilizar soldadura de filete de 5/16" en todo el ancho de 8.08" ambos lados de la placa superior
	PLACA INFERIOR: PL 5/8" X 8.08" X 15", para 2 filas horizontales de 5 pernos de Ø1" A325 - SC (Class A) y agujeros STD. Además, utilizar soldadura de filete de 5/16" en todo el ancho de 8.08" ambos lados de la placa inferior
	PLACA CORTANTE: PL 1/4" X 3 1/2" X 17 1/2", para 1 fila vertical de 6 pernos de Ø3/4" A325 - SC (Class A) y agujeros STD. Además, utilizar

<b>CM – VC – 3</b>	soldadura de filete de 1/8" en toda la longitud de 17 1/2" ambos lados de la placa de cortante
	PLACA SUPERIOR: PL 7/8" X 8.24" X 15", para 2 filas horizontales de 5 pernos de Ø1" A490 - SC (Class A) y agujeros STD. Además, utilizar soldadura de filete de 3/8" en todo el ancho de 8.24" ambos lados de la placa superior
	PLACA INFERIOR: PL 7/8" X 8.24" X 15", para 2 filas horizontales de 5 pernos de Ø1" A490 - SC (Class A) y agujeros STD. Además, utilizar soldadura de filete de 3/8" en todo el ancho de 8.24" ambos lados de la placa inferior
<b>CM – VC – 4</b>	PLACA CORTANTE: PL 1/2" X 3 1/2" X 17 1/2", para 1 fila vertical de 6 pernos de Ø1" A490 - SC (Class A) y agujeros STD. Además, utilizar soldadura de filete de 3/16" en toda la longitud de 17 1/2" ambos lados de la placa de cortante
	PLACA SUPERIOR: PL 1 1/8" X 12.90" X 33", para 2 filas horizontales de 11 pernos de Ø1" A490 - SC (Class A) y agujeros STD. Además, utilizar soldadura de filete de 5/8" en todo el ancho de 12.90" ambos lados de la placa superior
	PLACA INFERIOR: PL 1 1/8" X 12.90" X 33", para 2 filas horizontales de 11 pernos de Ø1" A490 - SC (Class A) y agujeros STD. Además, utilizar soldadura de filete de 5/8" en todo el ancho de 12.90" ambos lados de la placa inferior

Fuente: Elaboración propia

#### 4.4.9 Diseño de conexión de arriostre (totalmente soldada)

Se realizará el diseño para la conexión de arriostre totalmente soldada en la superestructura (arriostre – viga - columna) más crítico, el cual es la conexión “**CAS – 2**” este es típico del 1er al 3er piso. Se mostrará el diseño con la conexión que cumple todos los requerimientos del diseño. Para las demás conexiones de arriostre el procedimiento de diseño es similar y se podrán observar sus detalles en los planos respectivos en los anexos de la presente tesis.

Tabla 102: Datos de los componentes de la conexión de arriostre para diseño

Datos manual 14th AISC: Columna de acero perfil W16X77 - A36:			Datos manual 14th AISC: Viga de acero perfil W12X50 - A36:			Datos manual 14th AISC: Arriostre de acero perfil HSS6X6X1/2 - A36:		
$F_y =$	36	ksi	$F_y =$	36	ksi	$F_y =$	36	ksi
	2530	kg/cm <sup>2</sup>		2530	kg/cm <sup>2</sup>		2530	kg/cm <sup>2</sup>
$F_u =$	58	ksi	$F_u =$	58	ksi	$F_u =$	58	ksi
	4076	kg/cm <sup>2</sup>		4076	kg/cm <sup>2</sup>		4076	kg/cm <sup>2</sup>
$E$ acero =	29000	ksi	$E$ acero =	29000	ksi	$E$ acero =	29000	ksi
	2100000	kg/cm <sup>2</sup>		2100000	kg/cm <sup>2</sup>		2100000	kg/cm <sup>2</sup>
$Peralte (d) =$	16.5	in	$Peralte (d) =$	12.2	in	$Peralte =$	6	in
	41.91	cm		30.99	cm		15.24	cm
$Espesor\ alma (tw) =$	0.455	in	$Espesor\ alma (tw) =$	0.370	in	$Espesor =$	0.465	in
	1.16	cm		0.94	cm		1.18	cm
$Ancho\ ala\ o\ patín (bf) =$	10.3	in	$Ancho\ ala\ o\ patín (bf) =$	8.08	in	<b>Datos de placa nudo - cartela:</b>		
	26.16	cm		20.52	cm	$F_y =$	36	ksi
$Espesor\ ala\ o\ patín (tf) =$	0.760	in	$Espesor\ ala\ o\ patín (tf) =$	0.640	in		2530	kg/cm <sup>2</sup>
	1.93	cm		1.63	cm	$F_u =$	58	ksi
$k\ det\ (valor\ fracción) =$	1.63	in	$k\ det\ (valor\ fracción) =$	1.50	in		4076	kg/cm <sup>2</sup>
	4.13	cm		3.81	cm	$E$ acero =	29000	ksi
$T (d-2k) =$	13.25	in	$T (d-2k) =$	9.25	in		2100000	kg/cm <sup>2</sup>
	33.66	cm		23.50	cm	<b>Datos de soldadura de filete: E70XX</b>		
						$FEXX =$	70	ksi
							4920	kg/cm <sup>2</sup>

Fuente: Elaboración propia

**Datos del análisis estructural:**

Del programa Etabs obtenemos las cargas axiales máximas de la envolvente, en los extremos del arriostre:

$$P_u\ max = 69.18\ tn \approx 152.51\ kips$$

**Diseño de la resistencia a cortante de la soldadura de filete entre el arriostre y la placa de nudo o cartela (debido a la carga diagonal de tensión):**

- *Estados límite para soldadura:* cortante de la soldadura de filete entre el arriostre y la placa de nudo o cartela (aquí está incluido el cortante de la soldadura de filete o vale decir del material del electrodo y el cortante del metal base o de las partes conectadas).

Probar con una placa nudo o cartela de espesor  $t = 5/8"$ . Primero se probará con la soldadura de filete mínima según las especificaciones del AISC, de acuerdo al espesor menor entre ambas partes conectadas, en caso no se cumpla aumentar el tamaño de la soldadura de filete.

$$t_{\text{arriostre}} < t_{\text{placa de nudo o cartela}} \Rightarrow 0.465" < \frac{5}{8}"$$

$$\therefore \text{Por lo tanto el } t \text{ menor entre partes conectadas es } 0.465" \approx \frac{1}{2}"$$

Según la especificación el tamaño mínimo ( $w$ ) de soldadura para  $t = \frac{1}{2}"$  es  $w = \frac{3}{16}"$

Después de probar con  $w = \frac{3}{16}"$  no cumplió el diseño. Por lo tanto, realizamos varias iteraciones y con un  $w = \frac{1}{4}"$  sí cumplió el diseño. Además, se debe cumplir:

$$w \leq t_{\text{menor}} - \frac{1}{16} \text{ in} \Rightarrow \frac{1}{4} \text{ in} < \left( \frac{1}{2} \text{ in} - \frac{1}{16} \text{ in} \right) \Rightarrow 0.25 \text{ in} < 0.40 \text{ in} \therefore \text{OK CUMPLE}$$

Calculamos la resistencia a cortante de la soldadura de filete (material del electrodo) para una longitud unitaria:

$$\phi R_n = \phi A_w e F_n w = 0.75 (0.707 w F_n w); \text{ donde } F_n w = 0.6 F_{EXX}$$

$$\phi R_n = \phi A_w e F_n w = 0.75 \left( 0.707 \times \frac{1}{4} \text{ in} \times (0.6 \times 70 \text{ ksi}) \right) = 5.57 \text{ kips/in}$$

Ahora calculamos la resistencia a cortante del metal base o partes conectadas para una longitud unitaria:

$$\text{Para fluencia en corte} \Rightarrow \phi R_n = 1.00 (0.60 F_y t); \text{ donde } t \text{ es el menor de ambos}$$

$$\phi R_n = 1.00 (0.60 \times 36 \text{ ksi} \times \frac{1}{2} \text{ in}) = 10.04 \text{ kips/in}$$

$$\text{Para ruptura en corte} \Rightarrow \phi R_n = 0.75 (0.60 F_u t); \text{ donde } t \text{ es el menor de ambos}$$

$$\phi R_n = 0.75 (0.60 \times 58 \text{ ksi} \times \frac{1}{2} \text{ in}) = 12.14 \text{ kips/in}$$

$$\therefore \phi R_n = \min \left[ 10.04 \frac{\text{kips}}{\text{in}}, 12.14 \frac{\text{kips}}{\text{in}} \right] = 10.04 \frac{\text{kips}}{\text{in}}$$

Por lo tanto, la resistencia de la soldadura de filete para una longitud unitaria es:

$$\therefore \phi R_n = \min \left[ 5.57 \frac{\text{kips}}{\text{in}}, 10.04 \frac{\text{kips}}{\text{in}} \right] = 5.57 \frac{\text{kips}}{\text{in}}$$

Calcular la longitud de soldadura de filete requerida entre el arriostre y la placa de nudo o cartela:

$$L_{\text{total requerida}} = \frac{P_u}{\phi R_n} = \frac{152.51 \text{ kips}}{5.57 \frac{\text{kips}}{\text{in}}} = 27.39 \text{ in} \approx 69.61 \text{ cm}$$

Como la placa de nudo o cartela se soldara en ambos lados del arriostre además arriba y debajo de la ranura, se utilizara 4 soldaduras de filete de la misma longitud. Entonces:

$$L_{\text{entre arriostre y placa nudo}} = \frac{L_{\text{total requerida}}}{4} = \frac{27.39 \text{ in}}{4} = 6.85 \text{ in} \approx 17.40 \text{ cm}$$

Se puede redondear la longitud entre arriostre y placa nudo para un mejor manejo constructivo:

$$L_{\text{entre arriostre y placa nudo}} = 7 \text{ in} \approx 17.78 \text{ cm}$$

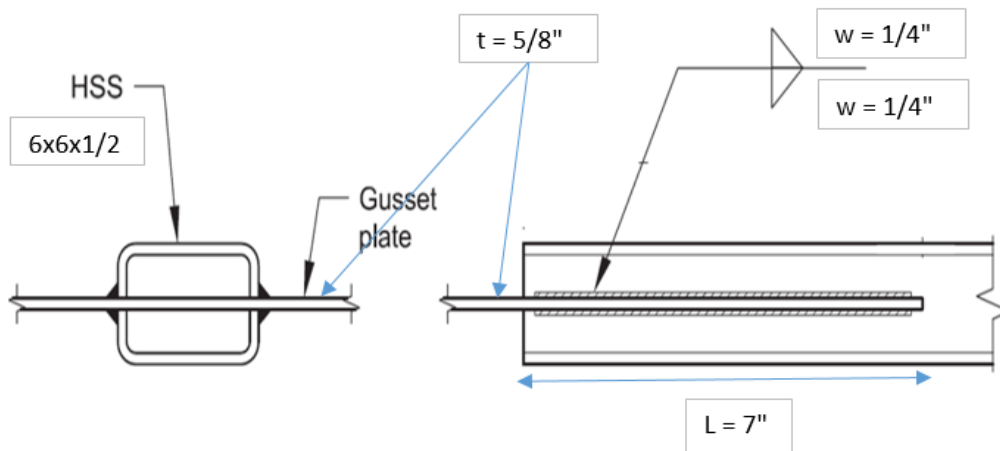


Figura 244: Longitud de soldadura de filete entre el arriostre y la placa de nudo

Fuente: Elaboración propia

**Diseño de la resistencia a cortante de la soldadura de filete entre la columna y la placa de nudo o cartela (debido a la componente vertical de la carga diagonal de tensión):**

- *Estados límite para soldadura:* cortante de la soldadura de filete entre la columna y la placa de nudo o cartela (aquí está incluido el cortante de la

soldadura de filete o vale decir del material del electrodo y el cortante del metal base o de las partes conectadas).

Primero de probará con la soldadura de filete mínima según las especificaciones del AISC, de acuerdo al espesor menor entre ambas partes conectadas, en caso no se cumpla aumentar el tamaño de la soldadura de filete.

$$t \text{ placa de nudo o cartela} < t_f \text{ columna} \Rightarrow \frac{5}{8}'' < 0.76''$$

$$\therefore \text{Por lo tanto el } t \text{ menor entre partes conectadas es } \frac{5}{8}''$$

Segun la especificacion el tamaño minimo ( $w$ ) de soldadura para  $t = \frac{5}{8}''$  es  $w = \frac{1}{4}''$

Después de probar con  $w = \frac{1}{4}''$  no cumplió el diseño. Por lo tanto, realizamos varias iteraciones y con un  $w = \frac{5}{16}''$  sí cumplio el diseño. Además, se debe cumplir:

$$w \leq t \text{ menor} - \frac{1}{16} \text{ in} \Rightarrow \frac{5}{16} \text{ in} < \left( \frac{5}{8} \text{ in} - \frac{1}{16} \text{ in} \right) \Rightarrow 0.31 \text{ in} < 0.56 \text{ in} \therefore \text{OK CUMPLE}$$

Calculamos la resistencia a cortante de la soldadura de filete (material del electrodo) para una longitud unitaria:

$$\phi R_n = \phi A_w F_n w = 0.75 (0.707 w F_n w) ; \text{ donde } F_n w = 0.6 F_{EXX}$$

$$\phi R_n = \phi A_w F_n w = 0.75 \left( 0.707 \times \frac{5}{16} \text{ in} \times (0.6 \times 70 \text{ ksi}) \right) = 6.96 \text{ kips/in}$$

Ahora calculamos la resistencia a cortante del metal base o partes conectadas para una longitud unitaria:

$$\text{Para fluencia en corte} \Rightarrow \phi R_n = 1.00 (0.60 F_y t) ; \text{ donde } t \text{ es el menor de ambos}$$

$$\phi R_n = 1.00 (0.60 \times 36 \text{ ksi} \times \frac{5}{8} \text{ in}) = 13.50 \text{ kips/in}$$

$$\text{Para ruptura en corte} \Rightarrow \phi R_n = 0.75 (0.60 F_u t) ; \text{ donde } t \text{ es el menor de ambos}$$

$$\phi R_n = 0.75 (0.60 \times 58 \text{ ksi} \times \frac{5}{8} \text{ in}) = 16.31 \text{ kips/in}$$

$$\therefore \phi R_n = \min \left[ 13.50 \frac{\text{kips}}{\text{in}}, 16.31 \frac{\text{kips}}{\text{in}} \right] = 13.50 \frac{\text{kips}}{\text{in}}$$

Por lo tanto, la resistencia de la soldadura de filete para una longitud unitaria es:

$$\therefore \phi R_n = \min \left[ 6.96 \frac{\text{kips}}{\text{in}}, 13.50 \frac{\text{kips}}{\text{in}} \right] = 6.96 \frac{\text{kips}}{\text{in}}$$

Calcular la longitud de soldadura de filete requerida entre la columna y la placa de nudo o cartela:

$$P_u (\text{vertical}) = P_u \sin 45^\circ = 152.51 \sin 45^\circ = 107.84 \text{ Kips}$$

$$L_{\text{total requerida}} = \frac{P_u (\text{vertical})}{\phi R_n} = \frac{107.84 \text{ kips}}{6.96 \frac{\text{kips}}{\text{in}}} = 15.50 \text{ in} \approx 39.37 \text{ cm}$$

Como la placa de nudo o cartela se soldara al patín de la columna en ambos lados de la placa de nudo, se utilizara 2 soldaduras de filete de la misma longitud. Entonces:

$$L_{\text{entre columna y placa nudo}} = \frac{L_{\text{total requerida}}}{2} = \frac{15.50 \text{ in}}{2} = 7.75 \text{ in} \approx 19.69 \text{ cm}$$

Se puede redondear la longitud entre columna y placa nudo para un mejor manejo constructivo:

$$L_{\text{entre columna y placa nudo}} = 7 \frac{3}{4} \text{''} \approx 19.69 \text{ cm}$$

***Diseño de la resistencia a cortante de la soldadura de filete entre la viga y la placa de nudo o cartela (debido a la componente horizontal de la carga diagonal de tensión):***

- *Estados límite para soldadura:* cortante de la soldadura de filete entre la viga y la placa de nudo o cartela (aquí está incluido el cortante de la soldadura de filete o vale decir del material del electrodo y el cortante del metal base o de las partes conectadas).

Primero se probará con la soldadura de filete mínima según las especificaciones del AISC, de acuerdo al espesor menor entre ambas partes conectadas, en caso no se cumpla aumentar el tamaño de la soldadura de filete.

$$t \text{ placa de nudo o cartela} < t_f \text{ viga} \Rightarrow \frac{5}{8}'' < 0.64''$$

$$\therefore \text{Por lo tanto el } t \text{ menor entre partes conectadas es } \frac{5}{8}''$$

Segun la especificacion el tamaño mínimo ( $w$ ) de soldadura para  $t = \frac{5}{8}''$  es  $w = \frac{1}{4}''$

Después de probar con  $w = \frac{1}{4}''$  no cumplió el diseño. Por lo tanto, realizamos varias

iteraciones y con un  $w = \frac{5}{16}''$  sí cumplió el diseño. Además, se debe cumplir:

$$w \leq t \text{ menor} - \frac{1}{16} \text{ in} \Rightarrow \frac{5}{16} \text{ in} < \left( \frac{5}{8} \text{ in} - \frac{1}{16} \text{ in} \right) \Rightarrow 0.31 \text{ in} < 0.56 \text{ in} \therefore \text{OK CUMPLE}$$

Calculamos la resistencia a cortante de la soldadura de filete (material del electrodo) para una longitud unitaria:

$$\phi R_n = \phi A_w E F_n w = 0.75 (0.707 w F_n w); \text{ donde } F_n w = 0.6 F_{EXX}$$

$$\phi R_n = \phi A_w E F_n w = 0.75 \left( 0.707 \times \frac{5}{16} \text{ in} \times (0.6 \times 70 \text{ ksi}) \right) = 6.96 \text{ kips/in}$$

Ahora calculamos la resistencia a cortante del metal base o partes conectadas para una longitud unitaria:

$$\text{Para fluencia en corte} \Rightarrow \phi R_n = 1.00 (0.60 F_y t); \text{ donde } t \text{ es el menor de ambos}$$

$$\phi R_n = 1.00 (0.60 \times 36 \text{ ksi} \times \frac{5}{8} \text{ in}) = 13.50 \text{ kips/in}$$

$$\text{Para ruptura en corte} \Rightarrow \phi R_n = 0.75 (0.60 F_u t); \text{ donde } t \text{ es el menor de ambos}$$

$$\phi R_n = 0.75 (0.60 \times 58 \text{ ksi} \times \frac{5}{8} \text{ in}) = 16.31 \text{ kips/in}$$

$$\therefore \phi R_n = \min \left[ 13.50 \frac{\text{kips}}{\text{in}}, 16.31 \frac{\text{kips}}{\text{in}} \right] = 13.50 \frac{\text{kips}}{\text{in}}$$

Por lo tanto, la resistencia de la soldadura de filete para una longitud unitaria es:

$$\therefore \phi R_n = \min \left[ 6.96 \frac{\text{kips}}{\text{in}}, 13.50 \frac{\text{kips}}{\text{in}} \right] = 6.96 \frac{\text{kips}}{\text{in}}$$

Calcular la longitud de soldadura de filete requerida entre la viga y la placa de nudo o cartela:



$$Pu \text{ (horizontal)} = Pu \cos 45^\circ = 152.51 \cos 45^\circ = 107.84 \text{ kips}$$

$$L \text{ total requerida} = \frac{Pu \text{ (horizontal)}}{\phi Rn} = \frac{107.84 \text{ kips}}{6.96 \frac{\text{kips}}{\text{in}}} = 15.50 \text{ in} \approx 39.37 \text{ cm}$$

Como la placa de nudo o cartela se soldara al patín de la viga en ambos lados de la placa de nudo, se utilizara 2 soldaduras de filete de la misma longitud. Entonces:

$$L \text{ entre columna y placa nudo} = \frac{L \text{ total requerida}}{2} = \frac{15.50 \text{ in}}{2} = 7.75 \text{ in} \approx 19.69 \text{ cm}$$

Se puede redondear la longitud entre viga y placa nudo para un mejor manejo constructivo:

$$L \text{ entre viga y placa nudo} = 7 \frac{3}{4} \text{ in} \approx 19.69 \text{ cm}$$

**Determinar el ancho requerido para la fluencia por tensión y ruptura por tensión de la placa de nudo o cartela:**

Primero se debe calcular el ancho requerido de la placa de nudo o cartela "A" tanto para fluencia por tensión y ruptura por tensión y el mayor ancho requerido gobernará.

$$\text{Ancho requerido para fluencia} = \frac{Pu}{\phi Fy t} = \frac{152.51 \text{ kips}}{0.90 \times 36 \text{ ksi} \times \frac{5}{8} \text{ in}} = 7.53 \text{ in} \approx 19.14 \text{ cm}$$

$$\text{Ancho requerido para ruptura} = \frac{Pu}{\phi Fu t} = \frac{152.51 \text{ kips}}{0.75 \times 58 \text{ ksi} \times \frac{5}{8} \text{ in}} = 5.61 \text{ in} \approx 14.25 \text{ cm}$$

$$\therefore \text{Ancho requerido (A)} = 7.53 \text{ in} \approx 19.14 \text{ cm}$$

Se puede redondear el ancho requerido "A" para un mejor manejo constructivo. Además, el ancho requerido a criterio del tesista se sugiere que se cumpla la siguiente expresión.

$$\text{Ancho requerido (A)} \geq \text{Peralte arriostre} + 2 \text{ in} \Rightarrow 8 \text{ in} \geq 8 \text{ in} \therefore \text{OK CUMPLE}$$

**Chequeo de la resistencia a fluencia por tensión de la placa de nudo o cartela:**

$$\phi Rn = \phi Fy \cdot Ag ; \text{ donde } \phi = 0.90$$

$$\phi Rn = 0.90 \times 36 \text{ ksi} \times \left( 8 \text{ in} \times \frac{5}{8} \text{ in} \right) = 162.00 \text{ kips}$$

$\phi Rn =$	162.00	<b>kips</b>	$> Pu$	152.51	<b>kips</b>
	73.45	<b>tn</b>		69.18	<b>tn</b>

**OK CUMPLE RESISTENCIA A FLUENCIA POR TENSIÓN**

**Chequeo de la resistencia a ruptura por tensión de la placa de nudo o cartela:**

$\phi Rn = \phi Fu.Ae$  ; donde  $\phi = 0.75$  y ( $Ae = Ag$  por considerarse conexión soldada)

$$\phi Rn = 0.75 \times 58 \text{ ksi} \times \left(8 \text{ in} \times \frac{5}{8} \text{ in}\right) = 217.50 \text{ kips}$$

$\phi Rn =$	217.50	<b>kips</b>	$> Pu$	152.51	<b>kips</b>
	98.62	<b>tn</b>		69.18	<b>tn</b>

**OK CUMPLE RESISTENCIA A RUPTURA POR TENSIÓN**

**Calcular la resistencia a pandeo por flexión de la placa de nudo o cartela:**

Para el cálculo de la relación de esbeltez se consideraran los siguientes datos:

- Longitud real o separación entre soportes o pernos :  $L = 12 \text{ in}$
- Factor de longitud efectiva:  $K = 0.50$  (*experimentalmente para placas nudo*)
- Inercia de la placa de nudo o cartela:

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{A \times t^3}{12} = \frac{8 \text{ in} \times \left(\frac{5}{8} \text{ in}\right)^3}{12} = 0.16 \text{ in}^4$$

- Área de la placa de nudo o cartela:

$$Ag = A \times t = 8 \text{ in} \times \frac{5}{8} \text{ in} = 5.00 \text{ in}^2$$

- Radio de giro de la placa de nudo o cartela:

$$r = \sqrt{\frac{I}{Ag}} = \sqrt{\frac{0.16 \text{ in}^4}{5.00 \text{ in}^2}} = 0.18 \text{ in}$$

- Relación de esbeltez de la placa de nudo o cartela:

$$\frac{KL}{r} = \frac{0.50 \times 12 \text{ in}}{0.18 \text{ in}} = 33.26$$

De acuerdo a la especificación se tienen 2 casos para evaluar la resistencia al pandeo por flexión de elementos conectados:

$$\text{Caso 1 Si: } \frac{KL}{r} \leq 25 \Rightarrow \phi P_n = \phi F_y A_g$$

$$\text{Caso 2 Si: } \frac{KL}{r} > 25 \Rightarrow \phi P_n = \phi F_{cr} A_g$$

$$\therefore \text{ Como } \frac{KL}{r} > 25 \Rightarrow 33.26 > 25 \Rightarrow \text{Gobierna el caso 2}$$

Comparar el valor de la relación de esbeltez con  $4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  para ver si el esfuerzo crítico de pandeo se encuentra en rango elástico o inelástico:

$$\frac{KL}{r} < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 33.26 < 4.71 \sqrt{\frac{29000 \text{ ksi}}{36 \text{ ksi}}} = 133.68$$

Cálculo del esfuerzo crítico de pandeo elástico o inelástico:

$$\text{Caso 2.1 Si: } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y \dots \dots \text{(Rango elastico)}$$

$$\text{Caso 2.2 Si: } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow F_{cr} = 0.877 F_e \dots \dots \text{(Rango inelastico)}$$

Por lo tanto, gobierna el caso 2.1 (es decir el esfuerzo crítico de pandeo elástico), para lo cual primero debemos de calcular el esfuerzo crítico de pandeo elástico  $F_e$ :

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \times 2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{33.26^2} = 18741.11 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \approx 266.66 \text{ ksi}$$

El esfuerzo crítico de pandeo elástico  $F_{cr}$ , es:

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{18741.11 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}\right) \times 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 2391.08 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \approx 34.02 \text{ ksi}$$

Por lo tanto, la resistencia a pandeo por flexión, es:

$$\phi R_n = \phi F_{cr} A_g ; \text{ donde } \phi = 0.90$$

$$\phi R_n = 0.90 \times 34.02 \text{ ksi} \times 5.00 \text{ in}^2 = 153.04 \text{ kips}$$

$\phi R_n =$	153.04	<b>kips</b>	$> P_u$	152.51	<b>kips</b>
	69.42	<b>tn</b>		69.18	<b>tn</b>

**OK CUMPLE RESISTENCIA A PANDEO POR FLEXIÓN**

**POR LO TANTO, AL CUMPLIR TODOS LOS REQUERIMIENTOS DE DISEÑO UTILIZAR UNA CONEXIÓN DE ARRIOSTRE TOTALMENTE SOLDADA (ARRIOSTRE – VIGA – COLUMNA), CON LAS CARACTERÍSTICAS QUE SE MUESTRA A CONTINUACIÓN EN EL GRÁFICO. Ver figura 245**

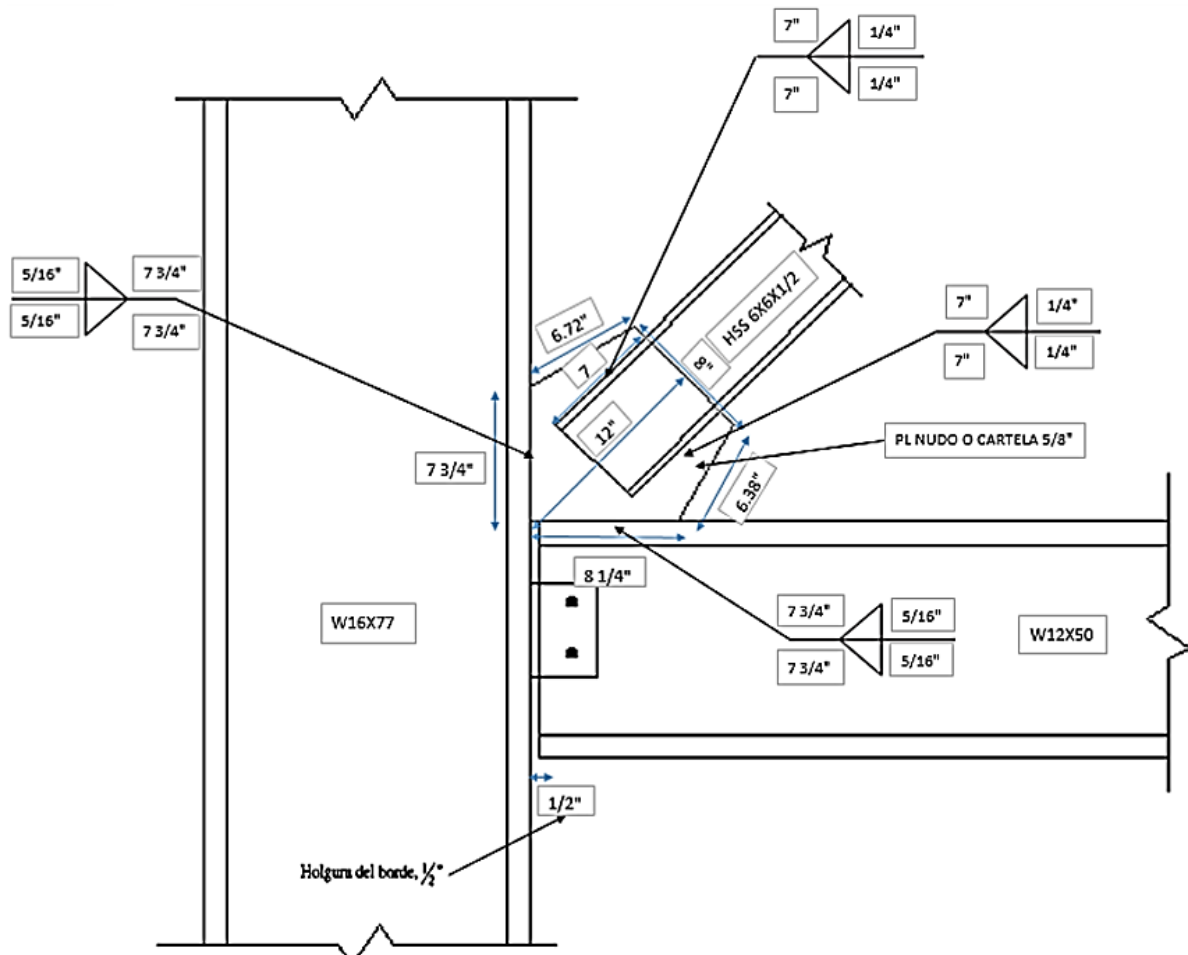


Figura 245: Detalle de conexión de arriostre totalmente soldada

Fuente: Elaboración propia

Los detalles para las demás conexiones de arriostre de la estructura del proyecto de tesis en mención, se podrán observar en los respectivos planos en la parte de los anexos. **Ver plano de estructuras E-03**

#### 4.4.10 Diseño de placas base y pernos de anclaje

Se realizará el diseño de la placa base y sus respectivos pernos de anclaje más crítico de la estructura, el cual es la placa base “PB – 01”. Se mostrará el diseño con la conexión de placa base que cumple todos los requerimientos del diseño. Para las demás conexiones de placa base el procedimiento de diseño es similar y se podrán observar sus detalles en los planos respectivos en los anexos de la presente tesis.

*Tabla 103: Datos de los elementos que conforman la conexión de placa base para diseño:*

Datos manual 14th AISC: Columna de acero perfil W24X162 - A36:			Datos de la placa base para diseño:		
<b><math>F_y =</math></b>	36	ksi	<b><math>F_y =</math></b>	36	ksi
	2530	kg/cm <sup>2</sup>		2530	kg/cm <sup>2</sup>
<b><math>F_u =</math></b>	58	ksi	<b><math>F_u =</math></b>	58	ksi
	4076	kg/cm <sup>2</sup>		4076	kg/cm <sup>2</sup>
<b><math>E</math> acero =</b>	29000	ksi	<b><math>E</math> acero =</b>	29000	ksi
	2100000	kg/cm <sup>2</sup>		2100000	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Peralte (<math>d</math>) =</b>	25.00	in	<b>Datos del pedestal de concreto para diseño:</b>		
	63.50	cm			
<b>Ancho ala o patín (<math>bf</math>) =</b>	13.00	in	<b><math>F_c =</math></b>	4	ksi
	33.02	cm		280	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Espesor ala o patín (<math>tf</math>) =</b>	1.22	in	<b><math>E</math> concreto =</b>	3585.69	ksi
	3.10	cm		250998.01	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Espesor alma (<math>tw</math>) =</b>	0.705	in	<b>Datos de los pernos de anclaje A325:</b>		
	1.79	cm			
<b><math>T(d-2k) =</math></b>	20.75	in	<b><math>F_u =</math></b>	120	ksi
	52.71	cm		8434	kg/cm <sup>2</sup>
<b><math>k_1 =</math></b>	1.19	in	<b>Datos de soldadura de filete: E70XX</b>		
	3.02	cm			
			<b><math>F_{EXX} =</math></b>	70	ksi
				4920	kg/cm <sup>2</sup>

Fuente: Elaboración propia

**Datos del análisis estructural:**

Del programa Etabs obtenemos las reacciones (carga axial, fuerzas cortantes y momentos flectores) en la base de la columna para la combinación de la envolvente:

Reacción de carga axial de la envolvente:	<b>Pu =</b>	228.18	<b>tn</b>
		503.04	<b>kips</b>
Reacción de momento flector de la envolvente para el eje X-X del perfil	<b>Mux =</b>	62.04	<b>tn x m</b>
		449.57	<b>kip x ft</b>
Reacción de momento flector de la envolvente para el eje Y-Y del perfil	<b>Muy =</b>	3.06	<b>tn x m</b>
		22.17	<b>kip x ft</b>
Reacción de fuerza cortante de la envolvente para el eje X-X del perfil:	<b>Vux =</b>	30.58	<b>tn</b>
		67.42	<b>kips</b>
Reacción de fuerza cortante de la envolvente para el eje Y-Y del perfil:	<b>Vuy =</b>	0.98	<b>tn</b>
		2.16	<b>kips</b>

**Dimensionamiento tentativo de la placa base por aplastamiento del concreto:**

$$\phi_c P_p = \phi_c 0.85 f_c A_1 \geq P_u \Rightarrow A_1 (req) = \frac{P_u}{\phi_c 0.85 f_c}; \text{ donde } \phi_c = 0.70$$

$$A_1 (req) = \frac{(228.18 \times 1000) \text{ kg}}{0.70 \times 0.85 \times 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 1369.63 \text{ cm}^2 \approx 212.35 \text{ in}^2$$

**Optimizar las dimensiones N (largo de placa base) y B (ancho de placa base):**

$$N = \sqrt{A_1 (req)} + \Delta; \text{ donde } \Delta = \frac{0.95d - 0.80bf}{2}$$

$$\Delta = \frac{0.95(63.50 \text{ cm}) - 0.80(33.02 \text{ cm})}{2} = 16.95 \text{ cm}$$

$$N = \sqrt{1369.63 \text{ cm}^2} + 16.95 \text{ cm} = 53.96 \text{ cm} \approx 54 \text{ cm}$$

$$B = \frac{1369.63 \text{ cm}^2}{54 \text{ cm}} = 25.36 \text{ cm} \approx 26 \text{ cm}$$

A criterio del tesista las dimensiones "N" y "B" deben cumplir con las siguientes expresiones:

$$N \geq d + 2 (3" \text{ o } 7.62 \text{ cm}) \Rightarrow N \geq 63.50 \text{ cm} + 2(7.62 \text{ cm}) = 78.74 \text{ cm}$$

$$B \geq bf + 2 (3" \text{ o } 7.62 \text{ cm}) \Rightarrow B \geq 33.02 \text{ cm} + 2(7.62 \text{ cm}) = 48.26 \text{ cm}$$

∴ Por lo tanto utilizar  $N = 85.00 \text{ cm} \approx 33.46 \text{ in}$  y  $B = 50.00 \text{ cm} \approx 19.69 \text{ in}$

Verificación si cumple el área requerida por aplastamiento:

$$A1 = N \times B = 85 \text{ cm} \times 50 \text{ cm} = 4250 \text{ cm}^2 > A1 (\text{req}) = 1369.63 \text{ cm}^2 \therefore \text{OK CUMPLE}$$

**Dimensiones propuestas del pedestal de concreto armado N2 (largo de pedestal) y B2 (ancho de pedestal):**

A criterio del tesista para las dimensiones del pedestal se agregara  $10 \text{ cm}$  o  $4''$  a cada lado de la placa base por efectos de comodidad constructiva al momento de colocar los pernos de anclaje. Además, para que el refuerzo suplementario de los pernos de anclaje no interfiera con el refuerzo longitudinal y transversal del pedestal.

$$N2 = N + (8'' \text{ o } 20 \text{ cm}) \Rightarrow N2 = 85 \text{ cm} + 20 \text{ cm} = 105 \text{ cm}$$

$$B2 = B + (8'' \text{ o } 20 \text{ cm}) \Rightarrow B2 = 50 \text{ cm} + 20 \text{ cm} = 70 \text{ cm}$$

∴ Por lo tanto utilizar  $N2 = 105.00 \text{ cm} \approx 41.34 \text{ in}$  y  $B2 = 70.00 \text{ cm} \approx 27.56 \text{ in}$

**Resistencia al aplastamiento del pedestal de concreto armado considerando carga axial y momentos flectores:**

Cálculo de la excentricidad de la carga en la placa base:

$$e = \frac{Mu}{Pu} = \frac{62.04 \text{ tn.m}}{228.18 \text{ tn}} = 0.27 \text{ m} \approx 27.19 \text{ cm}$$

Se tienen 2 casos para calcular el esfuerzo actuante para placas base sometida a carga axial y momento según SALMON, JOHNSON y MALHAS (2009), y estos son:

$$\text{Caso 1 Si: } e \leq \frac{N}{6} \Rightarrow fp = \frac{P}{A} \pm \frac{6Pe}{BN^2} = \frac{Pu}{A1} \pm \frac{6Mu}{BN^2}$$

$$\text{Caso 2 Si: } \frac{N}{6} \leq e \leq \frac{N}{2} \Rightarrow fp = \frac{P}{A} \pm \frac{6Pe}{BN^2} = \frac{Pu}{A1} \pm \frac{6Mu}{BN^2}$$

$$\frac{N}{6} = \frac{85 \text{ cm}}{6} = 14.17 \text{ cm} \wedge \frac{N}{2} = \frac{85 \text{ cm}}{2} = 42.50 \text{ cm}$$

$$\therefore \frac{N}{6} < e < \frac{N}{2} \Rightarrow 14.17 \text{ cm} < 27.19 \text{ cm} < 42.50 \text{ cm}$$

Por lo tanto, gobierna el caso 2, entonces el esfuerzo actuante "fp" será:

$$fp1 = \frac{228.18 \text{ tn}}{0.85 \text{ m} \times 0.50 \text{ m}} + \frac{6 (62.04 \text{ tn} \cdot \text{m})}{0.50 \text{ m} \times (0.85 \text{ m})^2} = 1567.32 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \approx 156.73 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$fp2 = \frac{228.18 \text{ tn}}{0.85 \text{ m} \times 0.50 \text{ m}} - \frac{6 (62.04 \text{ tn} \cdot \text{m})}{0.50 \text{ m} \times (0.85 \text{ m})^2} = -493.53 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \approx -49.35 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El esfuerzo de aplastamiento en el concreto "fp concreto" es:

$$fp \text{ concreto} = \phi_c 0.85 f_c ; \text{ donde } \phi_c = 0.70$$

$$fp \text{ concreto} = 0.70 \times 0.85 \times 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 166.60 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

<b>fp concreto =</b>	166.60	<b>kg/cm2</b>	<b>&gt; fp1</b>	156.73	<b>kg/cm2</b>
	2.38	<b>ksi</b>		2.24	<b>ksi</b>

**OK CUMPLE EL ESFUERZO DE APLASTAMIENTO DEL CONCRETO, POR LO TANTO LAS DIMENSIONES DE LA PLACA BASE SON CORRECTAS**

**Calcular el espesor mínimo requerido para placas base sometidas a carga axial y momentos flectores:**

$$m = \frac{N - 0.95 d}{2} = \frac{85 \text{ cm} - 0.95 (63.50 \text{ cm})}{2} = 12.34 \text{ cm} \approx 4.86 \text{ in}$$

$$n = \frac{B - 0.8 bf}{2} = \frac{50 \text{ cm} - 0.8 (33.02 \text{ cm})}{2} = 11.79 \text{ cm} \approx 4.64 \text{ in}$$

$$n' = \frac{\sqrt{d bf}}{4} = \frac{\sqrt{63.50 \text{ cm} \times 33.02 \text{ cm}}}{4} = 11.45 \text{ cm} \approx 4.51 \text{ in}$$

$\lambda = 1$  (se puede tomar conservadoramente el valor de 1)

$$\lambda n' = 11.45 \text{ cm} (1) = 11.45 \text{ cm} \approx 4.51 \text{ in}$$

$$tp = 1.5 (\max n, m \text{ o } \lambda n') \sqrt{\frac{fp}{Fy}} \Rightarrow 1.5 \times 12.34 \text{ cm} \times \sqrt{\frac{153.76 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} = 4.61 \text{ cm} \approx 1.82 \text{ in}$$

$$tp = 1 \frac{7}{8} \text{ in}$$

**Calcular el tamaño y cantidad de los pernos de anclaje:**



Según el ACI 318 (2014), recomienda que las distancias mínimas al borde del concreto del pedestal y los espaciamientos mínimos entre pernos de anclaje, para evitar fallas por hendimiento para pernos de anclaje adheridos, debe cumplir con:

$$\text{Distancia mínima al borde de concreto} = 6 \phi \text{ perno}$$

$$\text{Espaciamiento mínimo entre pernos} = 4 \phi \text{ perno}$$

La **figura 246**, muestra un arreglo propuesto con las distancias de borde y los espaciamientos entre pernos que se adapten a una buena práctica constructiva. En este caso se cuidó que los pernos no se sitúen muy cerca al perfil de la columna para realizar adecuadamente la conexión, además también se debe cuidar que los aceros de refuerzo del pedestal no se sitúen muy cerca con respecto a los pernos de anclaje.

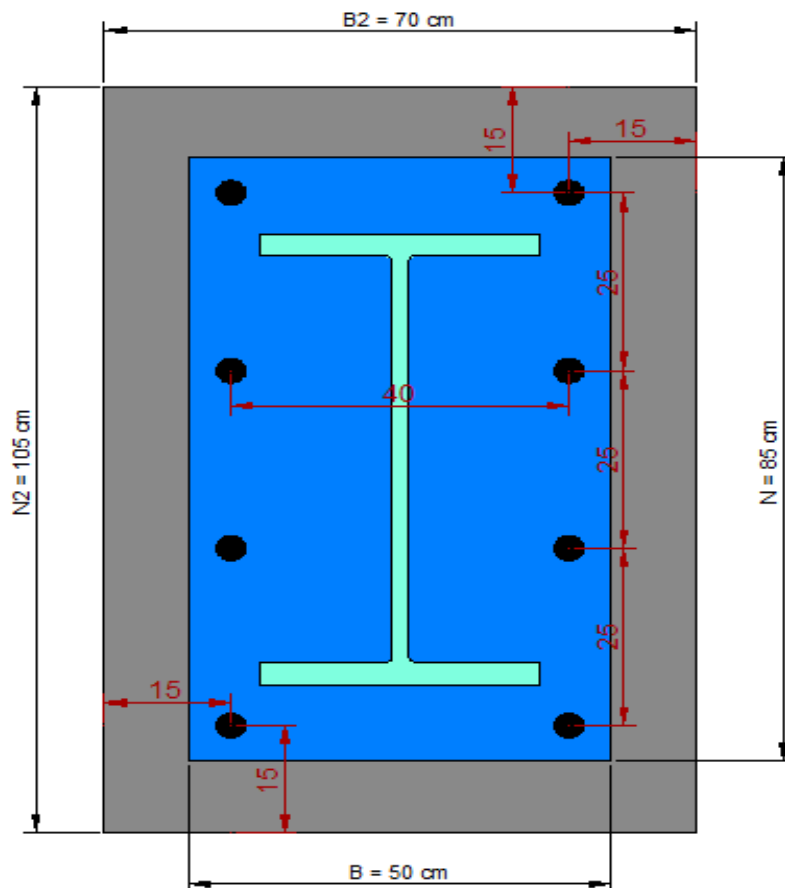


Figura 246: Distancias de borde y espaciamiento entre pernos propuesto para el análisis de los pernos de anclaje

Fuente: Elaboración propia

Para determinar el diámetro y el número pernos de anclaje que se utilizaran se realizaron varias iteraciones hasta cumplir satisfactoriamente el diseño, y se cumplió el diseño con 8 pernos  $\varnothing 1 \frac{3}{8}$ " - A325. Por lo tanto, revisaremos si se cumplen las distancias mínimas al borde del concreto del pedestal y los espaciamientos mínimos entre pernos de anclaje:

$$\text{Distancia mínima al borde de concreto} = 6 \times 1 \frac{3}{8}'' = 8 \frac{1}{4}'' \approx 20.96 \text{ cm}$$

$20.96 \text{ cm} > 15 \text{ cm}$  (distancia mínima al borde en el grafico)  $\Rightarrow \therefore$  **NO CUMPLE**

$$\text{Espaciamiento mínimo entre pernos} = 4 \times 1 \frac{3}{8}'' = 5 \frac{1}{2}'' \approx 13.97 \text{ cm}$$

$13.97 \text{ cm} < 25 \text{ cm}$  (espaciado mínimo entre pernos en el grafico)  $\Rightarrow \therefore$  **OK CUMPLE**

Como la distancia mínima al borde del concreto no cumple se debe colocar refuerzo suplementario para controlar la falla por hendimiento.

Cálculo de la fuerza de tracción actuante por perno (rut):

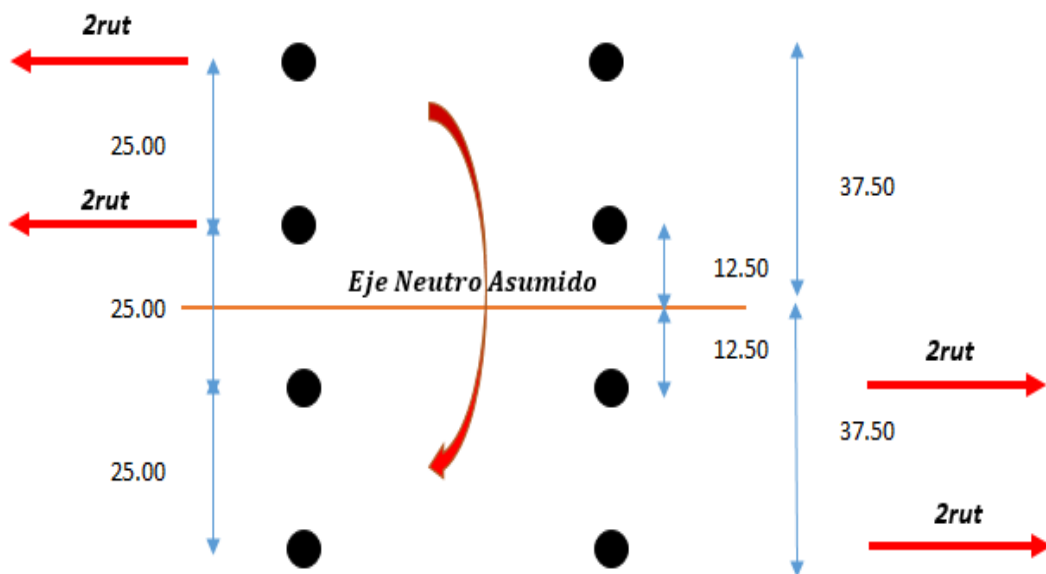


Figura 247: Cálculo de la fuerza de tracción actuante por perno (rut)

Fuente: Elaboración propia

$$2rut(0.375 \text{ m}) + 2rut(0.125 \text{ m}) + 2rut(0.125 \text{ m}) + 2rut(0.375 \text{ m}) = 62.04 \text{ tn. m}$$

$$2 \text{ rut} = 62.04 \text{ tn. m} \Rightarrow \text{rut} = \mathbf{31.02 \text{ tn}}$$

Cálculo de la fuerza cortante actuante por perno ( $r_{uv}$ ):

$$r_{uv} = \frac{V_u}{n^{\circ} \text{pernos}} = \frac{30.58 \text{ tn}}{8} \Rightarrow r_{uv} = \mathbf{3.82 \text{ tn}}$$

Cálculo del efecto combinado de la interacción de las fuerzas de tracción y cortante actuantes por perno. Según ZAPATA (1991):

$$T = CV_u + T_u ; \text{ donde: } C = 1.85, V_u = r_{uv} \text{ y } T_u = r_{ut}$$

$$T = 1.85 (3.82 \text{ tn}) + 31.02 \text{ tn} = \mathbf{38.09 \text{ tn} \approx 83.98 \text{ kips}}$$

Cálculo de la resistencia al efecto combinado de la interacción de las fuerzas de tracción y cortante por perno:

$$\phi R_n = \phi F'_{nt} A_b ; \text{ donde: } \phi = 0.75 \text{ y } F'_{nt} = 1.3 F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_{rv} \leq F_{nt}$$

$$F_{nt} = 0.75 F_u \Rightarrow 0.75 (120 \text{ ksi}) = 90 \text{ ksi} \approx 6325.20 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{nv} (N \text{ type}) = 0.40 F_u \Rightarrow 0.40 (120 \text{ ksi}) = 48 \text{ ksi} \approx 3373.44 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$A_b = \frac{\pi \times \phi \text{ perno}^2}{4} \Rightarrow \frac{\pi \times \left(1\frac{3}{8} \text{ in}\right)^2}{4} = 1.48 \text{ in}^2 \approx 9.6 \text{ cm}^2$$

$$f_{rv} = \frac{r_{uv}}{A_b} \Rightarrow \frac{(3.82 \times 1000) \text{ kg}}{9.6 \text{ cm}^2} = 399.01 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \approx 5.68 \text{ ksi}$$

$$F'_{nt} = 1.3 (90 \text{ ksi}) - \frac{90 \text{ ksi}}{0.75 (48 \text{ ksi})} 5.68 \text{ ksi} = 102.81 \text{ ksi} \leq 90 \text{ ksi}$$

$$\Rightarrow \therefore F'_{nt} = 90 \text{ ksi} \approx 6325.20 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi R_n = 0.75 \times 90 \text{ ksi} \times 1.48 \text{ in}^2 = 100.23 \text{ kips}$$

$\phi R_n =$	100.23	<b>kips</b>	$> T$	83.98	<b>kips</b>
	45.45	<b>tn</b>		38.09	<b>tn</b>

**OK CUMPLE RESISTENCIA A LA INTERACCIÓN DE TRACCIÓN Y CORTE EL  
PERNO, POR LO TANTO CON 8 PERNOS Ø 1 3/8" - A325 ES CORRECTO**

Clasificación del tipo de perno de anclaje (A, B, C y D) de acuerdo al espaciamiento entre pernos y las distancias al borde. Según ZAPATA (1991):

Tabla 104: Valores para longitud de Anclaje, espaciamiento mínimo entre pernos y mínima distancia de borde según el tipo de perno

Tabla 9.1b Valores para  $L_d$ ,  $r_m$ ,  $m_v$ ,  $m_t$

Tipo de perno (ASTM)	Longitud de Anclaje $L_d$	Espaciamiento mínimo entre pernos $r_m$	Mínima distancia de borde por corte $m_v$	Mínima distancia de borde por tracción $m_t$
A307	12 d	16 d	12 d	5 d o 4" min.
A325	17 d	24 d	17 d	5 d o 4" min.

Fuente: (ZAPATA – Tabla 9-1b, 1991)

Tabla 105: Tipos de pernos de anclaje según el espaciamiento entre pernos y la distancia al Borde

Tabla 9.1a Tipos de Pernos de Anclaje

Tipo	Descripción	Espaciamiento entre pernos $r$	Distancia al borde $m$	Comentario
A	Aislado	$r \geq r_m$	$m \geq m_v$	$m_v > r_m/2$ , $m_v > m_t$
B	Con refuerzo de corte solamente	$r \geq r_m$	$r_m/2 < m < m_v$	$r_m/2 > m_t$
C	Refuerzo de corte mas consideraciones de cono	$r < r_m$	$m_t < m < m_v$	$m_t < r_m/2$
D	Refuerzo por tracción	$r < r_m$	$m_t < m < r_m/2$	Pilares de concreto

Fuente: (ZAPATA – Tabla 9-1a, 1991)

Para pernos  $\varnothing 1 \frac{3}{8}$ " - A325:

$$Ld = 17 \times 1 \frac{3}{8}'' = 23.38 \text{ in} \approx 59.37 \text{ cm}$$

$$rm = 24 \times 1 \frac{3}{8}'' = 33 \text{ in} \approx 83.82 \text{ cm} > 25 \text{ cm ("r" de la Fig. N° 4.30)} \Rightarrow rm > r$$

$$mv = 17 \times 1 \frac{3}{8}'' = 23.38 \text{ in} \approx 59.37 \text{ cm} > 15 \text{ cm ("m" de la Fig. N° 4.30)} \Rightarrow mv > m$$

$$mt = 5 \times 1 \frac{3}{8}'' = 6.88 \text{ in} \approx 17.46 \text{ cm} > 15 \text{ cm ("m" de la Fig. N° 4.30)} \Rightarrow mt > m$$

$\therefore$  A criterio del proyectista se considerara como Tipo de Perno "D"

Refuerzo por corte para perno tipo "D" debido a que  $mv > m$ :

El refuerzo por corte es para resistir el arrancamiento del concreto para el grupo de pernos a cortante (este refuerzo solo rodeara a todos los pernos de anclaje que conforman la conexión de placa base). A criterio del tesista se sugiere colocar:

**Estribos de  $\phi 3/8$ " @ 0.10 m en toda la longitud de los pernos de anclaje**

Consideraciones del cono de arrancamiento para perno tipo "D" debido a que  $rm > r$ :

Estas consideraciones son para resistir el arrancamiento del concreto para el grupo de pernos a tracción, y depende de la profundidad de anclaje " $h_{ef}$ " de los pernos:

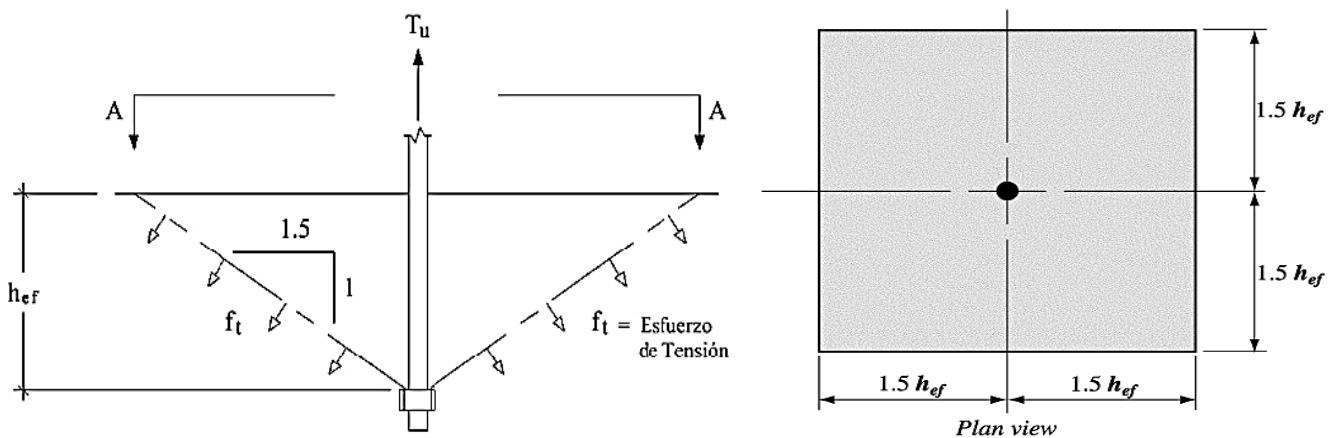


Figura 248: Cono de arrancamiento de un perno sometido a tensión

Fuente: (GUÍA N°1 AISC, 2006)

Según la GUÍA DE DISEÑO N°1 AISC (2006), la resistencia al arrancamiento del concreto para el grupo de pernos a tracción está dado por:

$$\text{Caso 1) } \phi N_{cbg} = \phi \psi_3 24\sqrt{f_c} h_{ef}^{1.5} \frac{AN}{AN_o} \Rightarrow h_{ef} < 11 \text{ in}$$

donde:  $\phi = 0.70$ ,  $\psi_3 = 1.25$  (para concreto no agrietado)

$$\text{Caso 2) } \phi N_{cbg} = \phi \psi_3 16\sqrt{f_c} h_{ef}^{\frac{5}{3}} \frac{AN}{AN_o} \Rightarrow h_{ef} \geq 11 \text{ in}$$

donde:  $\phi = 0.70$ ,  $\psi_3 = 1.25$  (para concreto no agrietado)

$$h_{ef} = 31\frac{1}{2}'' \approx 80.01 \text{ cm (esta longitud es con la que se cumple el diseño)}$$

Area de influencia de un perno a traccion ( $AN_o$ ) =  $105 \text{ cm} \times 70 \text{ cm}$

$$= 7350 \text{ cm}^2 \approx 1139.53 \text{ in}^2$$

Area de influencia del grupo de pernos a traccion ( $AN$ ) =  $105 \text{ cm} \times 70 \text{ cm}$

$$= 7350 \text{ cm}^2 \approx 1139.53 \text{ in}^2$$

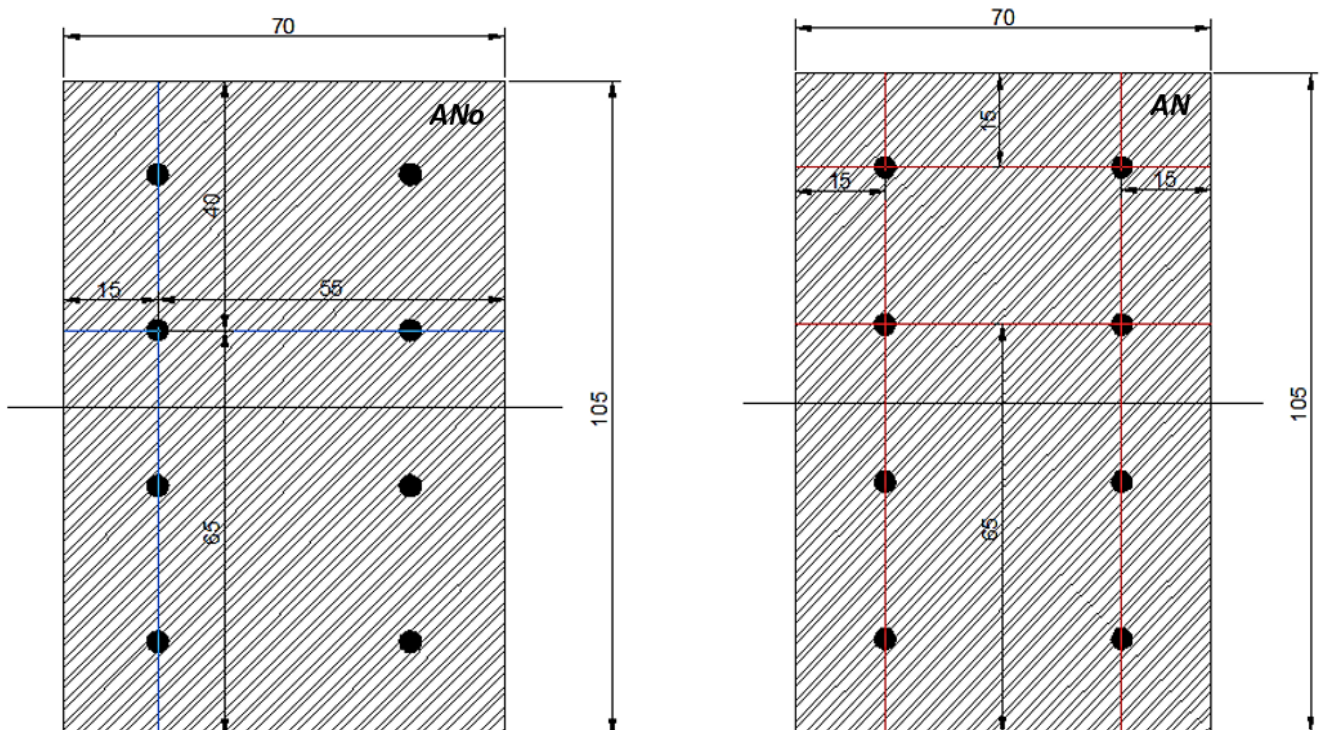


Figura 249: Área de influencia de un perno a tracción ( $AN_o$ ) y de un grupo de pernos a tracción ( $AN$ )

Fuente: Elaboración propia

$\therefore$  Como  $hef > 11 \text{ in} \Rightarrow 31\frac{1}{2} \text{ in} > 11 \text{ in}$  (**GOBIERNA EL CASO 2**)

$$\phi N_{cbg} = 0.70 \times 1.25 \times 16\sqrt{4 \text{ ksi} \times 1000} \times \left(31\frac{1}{2} \text{ in}\right)^{\frac{5}{3}} \times \frac{1139.53 \text{ in}^2}{1139.53 \text{ in}^2}$$

$$= 278190.50 \text{ lbs} \approx 278.19 \text{ kips}$$

$Tu \text{ total por 4 pernos a tracción} = 4 \times rut \Rightarrow 4 \times 31.02 \text{ Tn} = 124.08 \text{ Tn}$

$\emptyset N_{cbg} =$	278.19	<b>kips</b>	<b>&gt; Tu total por 4 pernos a tracción</b>	273.54	<b>kips</b>
	126.19	<b>tn</b>		124.08	<b>tn</b>

**OK CUMPLE RESISTENCIA AL ARRANCAMIENTO DEL CONCRETO EL GRUPO DE PERNOS A TRACCIÓN, POR LO TANTO “hef” ES CORRECTO**

Refuerzo por tracción para perno tipo “D” debido a que  $mt > m$ :

El refuerzo por tracción lo brindan los aceros de refuerzo del pedestal de concreto armado, además al calcular la longitud de anclaje requerida “hef” ya se garantiza que no habrá arrancamiento del concreto para los pernos a tracción.

**Utilizar una longitud de anclaje de  $31\frac{1}{2} \text{ in} \approx 80.01 \text{ cm}$**

**Diseño de la soldadura entre columna – placa base:**

Cálculo de la fuerza de tensión en el patín de la columna producto del momento:

$$C = T = \frac{Mu}{d - tf} = \frac{62.04 \text{ tn} \cdot \text{m}}{\left(\frac{63.50 - 3.10}{100}\right) \text{ m}} = 102.71 \text{ tn} \approx 226.86 \text{ kips}$$

Longitud de la soldadura de filete en ambas caras del ancho “bf” del patín a tensión:

$$L = 2bf - tw = 2 (33.02 \text{ cm}) - 1.79 \text{ cm} = 64.25 \text{ cm} \approx 25.30 \text{ in}$$

Determinar la resistencia a cortante de la soldadura de filete entre la placa base y el patín a tensión de la columna:

Primero de probará con la soldadura de filete mínima según las especificaciones del AISC, de acuerdo al espesor menor entre ambas partes conectadas, en caso no se cumpla aumentar el tamaño de la soldadura de filete.

$$t_{f \text{ columna}} < t_{\text{ placa base}} \Rightarrow 1.22" < 1\frac{7}{8}"$$

$$\therefore \text{Por lo tanto el } t \text{ menor entre partes conectadas es } 1.22" \approx 1\frac{1}{4}"$$

Segun la especificacion el tamaño minimo ( $w$ ) de soldadura para  $t = 1\frac{1}{4}"$  es  $w = \frac{5}{16}"$

Después de probar con  $w = \frac{5}{16}"$  si cumplió el diseño. Por lo tanto, calculamos la resistencia a cortante de la soldadura de filete (material del electrodo) para una longitud unitaria:

$$\phi R_n = \phi A_w e F_{nw} = 0.75 (0.707 w F_{nw})$$

Como la carga de tensión aplicada actúa en forma perpendicular o transversal al eje de la soldadura que conecta la placa base con el patín a tensión de la columna con un  $\theta = 90^\circ$ , entonces se aplica la expresión dada en la especificación para calcular  $F_{nw}$ , que es:

$$F_{nw} = 0.60 F_{EXX} (1.0 + 0.50 \text{sen}^{1.5} \theta) = 0.60 \times 70 \text{ ksi} (1.0 + 0.50 \text{sen}^{1.5} 90^\circ) = 63 \text{ ksi}$$

$$\phi R_n = \phi A_w e F_{nw} = 0.75 \left( 0.707 \times \frac{5}{16} \text{ in} \times 63 \text{ ksi} \right) = 10.44 \text{ kips/in}$$

Ahora calculamos la resistencia a cortante del metal base o partes conectadas para una longitud unitaria:

Para fluencia en corte  $\Rightarrow \phi R_n = 1.00 (0.60 F_y t)$  ; donde  $t$  es el menor de ambos

$$\phi R_n = 1.00 (0.60 \times 36 \text{ ksi} \times 1\frac{1}{4} \text{ in}) = 26.35 \text{ kips/in}$$

Para ruptura en corte  $\Rightarrow \phi R_n = 0.75 (0.60 F_u t)$  ; donde  $t$  es el menor de ambos

$$\phi R_n = 0.75 (0.60 \times 58 \text{ ksi} \times 1\frac{1}{4} \text{ in}) = 31.84 \text{ kips/in}$$

$$\therefore \phi R_n = \min \left[ 26.35 \frac{\text{kips}}{\text{in}}, 31.84 \frac{\text{kips}}{\text{in}} \right] = 26.35 \frac{\text{kips}}{\text{in}}$$



Por lo tanto, la resistencia de la soldadura de filete para una longitud unitaria es:

$$\therefore \phi R_n = \min \left[ 10.44 \frac{\text{kips}}{\text{in}}, 26.35 \frac{\text{kips}}{\text{in}} \right] = 10.44 \frac{\text{kips}}{\text{in}}$$

La resistencia de la soldadura de filete para la longitud de ambas caras del ancho “bf” del patín a tensión:

$$\phi R_n = 10.44 \frac{\text{kips}}{\text{in}} \times 25.30 \text{ in} = 264.06 \text{ kips}$$

$\phi R_n =$	264.06	<b>kips</b>	$> T$	226.86	<b>kips</b>
	119.73	<b>tn</b>		102.71	<b>tn</b>

**OK CUMPLE RESISTENCIA A CORTANTE LA SOLDADURA DE FILETE**

***Diseño de rigidizadores o cartabones en la base:***

A criterio del tesista los rigidizadores tendrán forma trapezoidal con las siguientes características geométricas:

- 1) La longitud horizontal se extenderá hasta el límite de placa base para ambos lados (es decir para un lado esta distancia será desde el patín de la columna hasta el borde de la placa base y para el otro será desde el alma de la columna hasta el borde de la placa base).
- 2) La longitud vertical para el lado de la columna que vendría a ser la altura del rigidizador será la misma distancia dada hasta el borde de la placa base (con fines de uniformizar la altura de todos los rigidizadores esta altura será la máxima distancia hasta el borde de la placa base comparada para ambos lados).
- 3) Debido a que el rigidizador tendrá forma trapezoidal el lado diagonal del rigidizador tendrá un ángulo de 45° (es decir la distancia vertical del lado diagonal debe ser igual a la distancia horizontal del lado diagonal).

- 4) El espesor del rigidizador se tomara igual al mayor espesor comparado entre el espesor del patín y el espesor del alma de la columna.

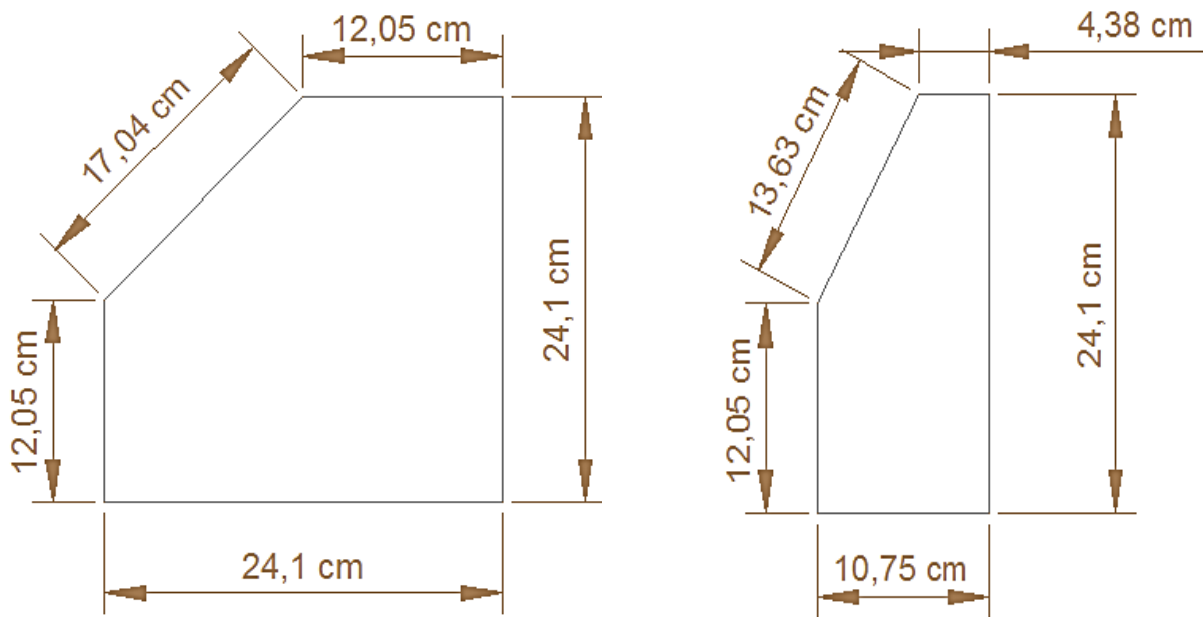


Figura 250: Dimensiones de los rigidizadores en la base para la dirección "X" y para la dirección "Y" de la conexión de placa base

Fuente: Elaboración propia

Estos rigidizadores se ubicarán geoméricamente respetando los espacios donde no interfieran con los pernos de anclaje (es decir la ubicación de los rigidizadores depende de cómo estén ubicados los pernos de anclaje). La cantidad de rigidizadores que se colocaran en cada lado más que nada se da por un tema de espacio que se tenga.

Por último, también a criterio del tesista la soldadura de filete utilizada para los rigidizadores en la base será del mismo tamaño que la soldadura de filete calculada para unir la columna con la placa base. Por lo tanto, se usará  $w = 5/16"$ .

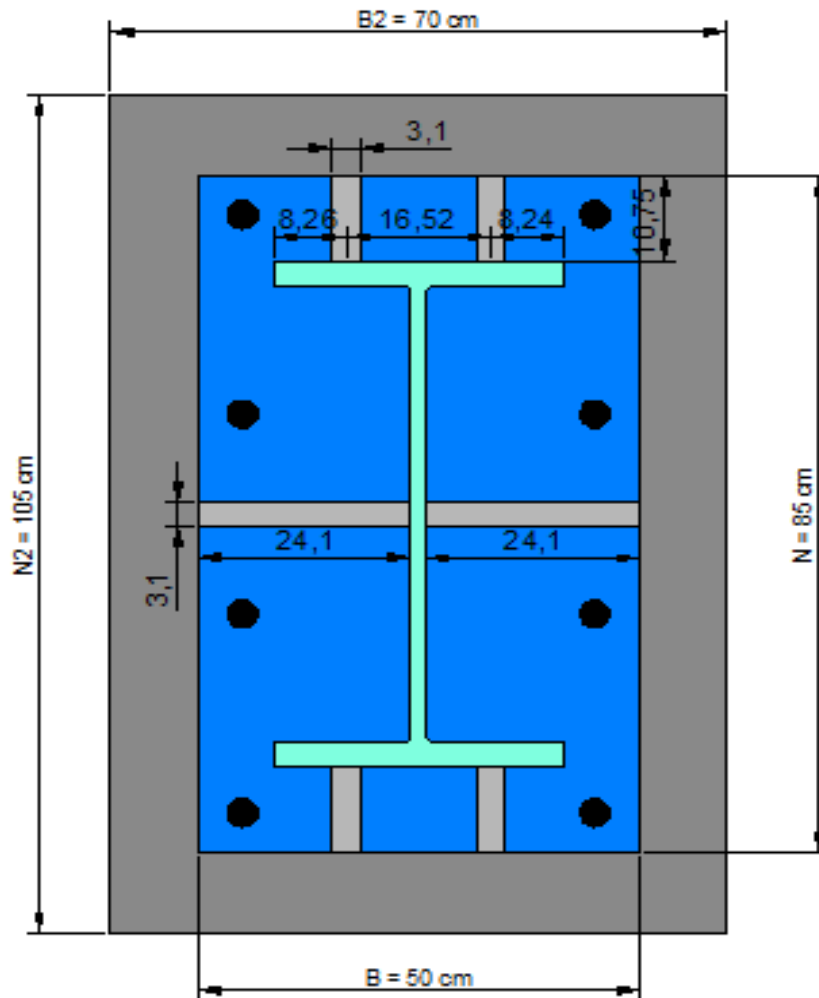
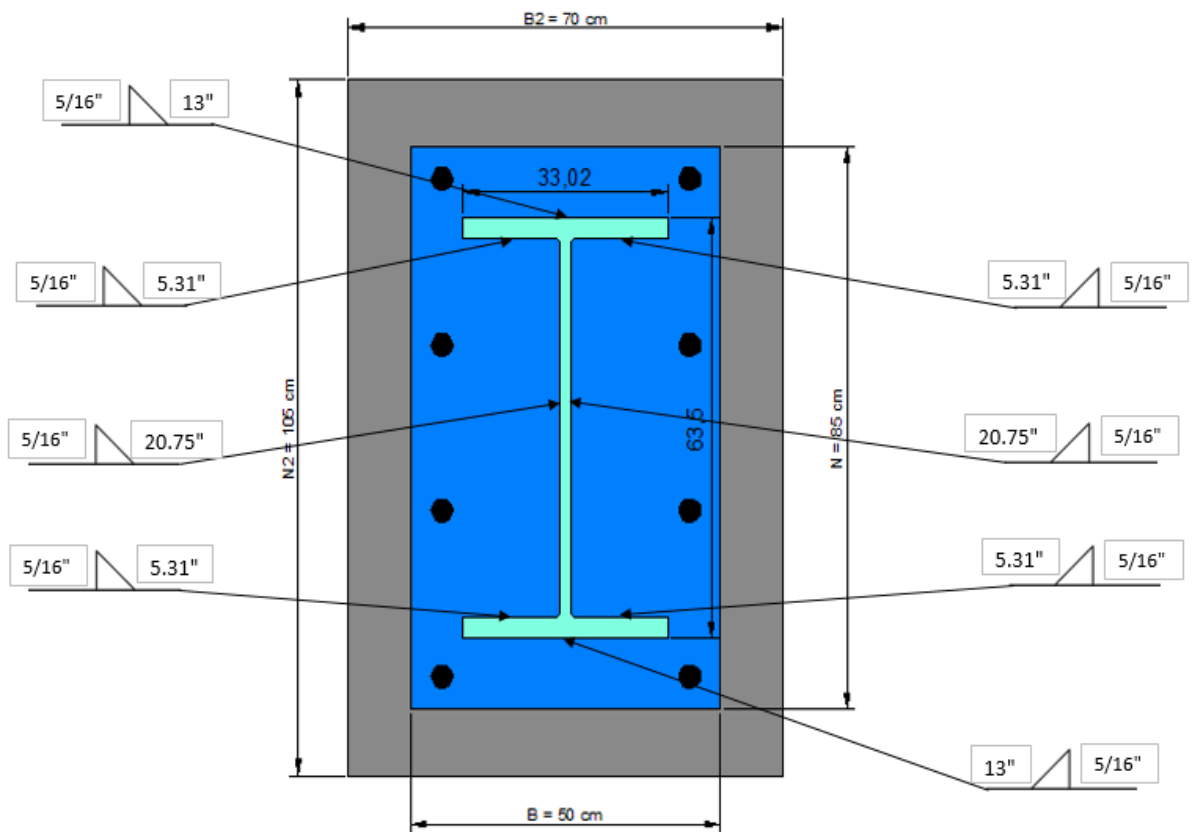
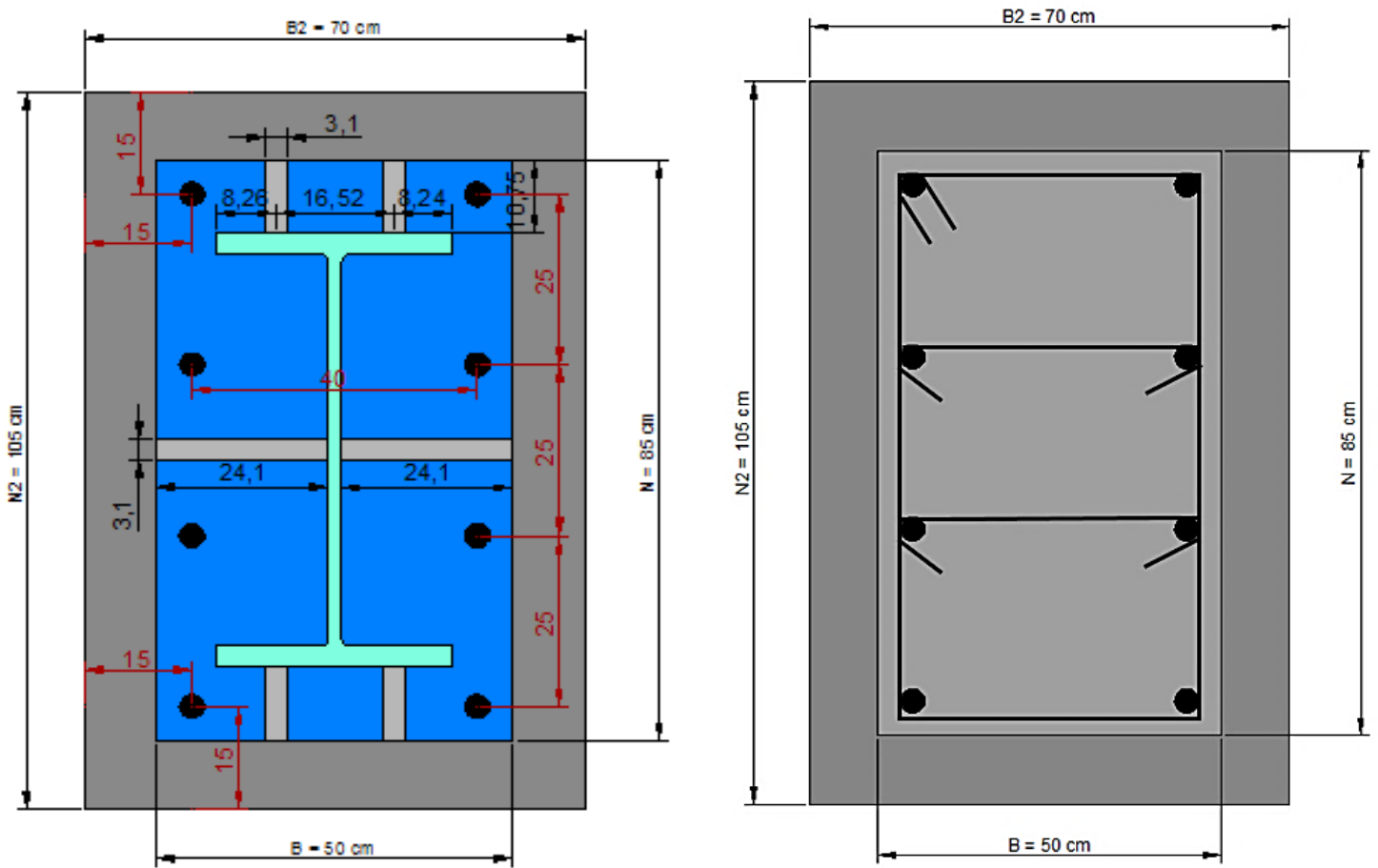


Figura 251: Ubicación en planta de los rigidizadores en la placa base

Fuente: Elaboración propia

**POR LO TANTO, AL CUMPLIR TODOS LOS REQUERIMIENTOS DE DISEÑO UTILIZAR UNA CONEXIÓN DE PLACA BASE, CON LAS CARACTERISTICAS QUE SE MUESTRA A CONTINUACIÓN EN EL GRÁFICO. Ver figura 252**





Los detalles para las demás conexiones de placa base de la estructura del proyecto de tesis en mención, se podrán observar en los respectivos planos en la parte de los anexos. **Ver plano de estructuras E-01**

#### 4.4.11 Diseño de pedestal de concreto armado

Se realizará el diseño del pedestal de concreto armado más crítico de la estructura, el cual es el pedestal “PC – 01”. Se mostrará el diseño con el pedestal que cumple todos los requerimientos del diseño. Para los demás pedestales el procedimiento de diseño es similar y se podrán observar sus detalles en los planos respectivos en los anexos de la presente tesis.

*Tabla 106: Datos generales del pedestal de concreto armado*

Datos generales del pedestal de concreto armado de 0.70 m x 1.15 m:			Datos del estudio de mecánica de suelos (EMS) y niveles de la edificación asumidos por el proyectista:		
<b>Dimensión en X =</b>	0.70	m	<b>Profundidad de desplante Df =</b>	1.50	m
	70	cm		150	cm
<b>Dimensión en Y =</b>	1.05	m	<b>Peralte de zapata asumida H =</b>	0.60	m
	105	cm		60	cm
<b>Fc =</b>	4	ksi	<b>Altura de pedestal encima del NTN =</b>	0.10	m
	280	kg/cm <sup>2</sup>		10	cm
<b>Fy =</b>	60	ksi	A criterio del tesista se considerara que el pedestal se proyectara 0.10 m encima del nivel de terreno natural (NTN) es decir llegara a nivel de falso piso (NFP)		
	4200	kg/cm <sup>2</sup>			

Fuente: Elaboración propia

#### **Datos del análisis estructural:**

Del programa Etabs obtenemos las reacciones (carga axial y momentos flectores) en la base de la columna en etapa de servicio, debido a que realizaremos las combinaciones manuales para concreto armado (en el programa Etabs sólo se realizaron las combinaciones de carga para el acero estructural):

Tabla 107: Solicitaciones de carga en etapa de servicio para el pedestal

SOLICITACIONES DE CARGA							
CM (tn y tn.m)		CV (tn y tn.m)		CSx (tn y tn.m)		CSy (tn y tn.m)	
$P_m$	92.85	$P_v$	73.33	$P_{sx}$	4.00	$P_{sy}$	7.49
$M_{mx}$	11.58	$M_{vx}$	9.55	$M_{sx}$	22.10	$M_{sy}$	37.90
$M_{my}$	0.12	$M_{vy}$	0.09	$M_{sy}$	2.54	$M_{sy}$	1.66

Fuente: Elaboración propia

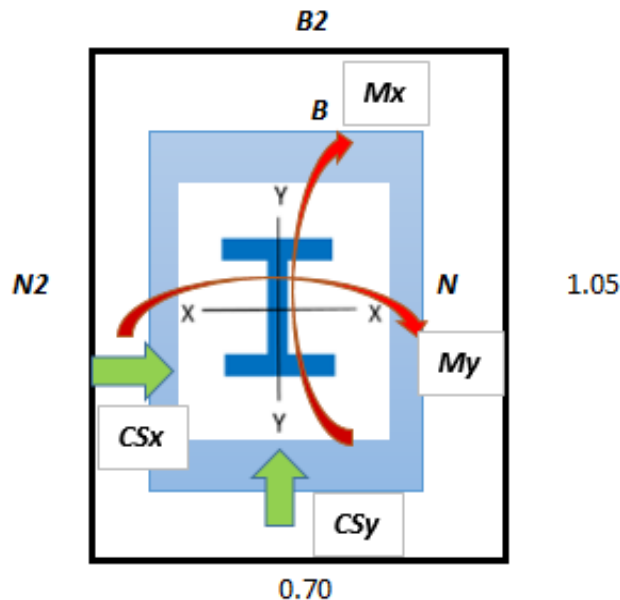


Figura 253: Convención de momentos en "X" y "Y" respecto a los ejes principales del perfil de acero

Fuente: Elaboración propia

#### **Dimensionamiento de la altura del pedestal:**

El dimensionamiento de la altura del pedestal es un proceso iterativo con la cimentación propiamente dicha, que en el caso de la presente tesis la mejor alternativa resultó utilizar una losa de cimentación. Por lo tanto, para dimensionar la altura del pedestal, los criterios y recomendaciones que se tomaron en cuenta son los siguientes:

- La longitud de anclaje de los pernos calculados deben respetarse y ubicarse correctamente dentro de la altura propuesta del pedestal.
- El peralte de la cimentación influye en la altura del pedestal debido a que la profundidad de desplante “ $Df$ ” limita la altura del pedestal siempre y cuando el tesista respete tal cual la profundidad de desplante “ $Df$ ” del EMS.
- La altura que se le dé encima del nivel de terreno natural (NTN) para evitar que la columna de acero quede en contacto con el suelo.

El procedimiento que se siguió fue el siguiente: Primero se calculó la altura del pedestal en función a peralte de zapata asumida de  $0.60\text{ m}$ , respetando la profundidad de desplante “ $Df$ ” del EMS de  $1.50\text{ m}$  y considerando que el pedestal se proyectará  $0.10\text{ m}$  encima del nivel de terreno natural (NTN), es decir llegara al nivel de falso piso (NFP). Por lo tanto, una 1ra altura de pedestal a ser evaluada estaría dado por:

$$\text{Altura de pedestal} = Df - H \text{ zapata asumida} + \text{Altura encima del NTN}$$

$$\text{Altura de pedestal} = 1.50\text{ m} - 0.60\text{ m} + 0.10\text{ m} = 1.00\text{ m}$$

De acuerdo a HARMSEN (2002), la altura del pedestal debe cumplir:

$$\frac{\text{Altura de pedestal}}{\text{mínima dimensión pedestal}} < 3.00 \Rightarrow \frac{1.00\text{ m}}{0.70\text{ m}} = 1.43\text{ m} < 3.00 \text{ (OK CUMPLE)}$$

$$\text{Altura de pedestal} > 0.20\text{ m} \Rightarrow 1.00\text{ m} > 0.20\text{ m} \text{ (OK CUMPLE)}$$

Para evaluar que la altura de pedestal es la correcta, también se debe cumplir que la profundidad de anclaje de los pernos “ $hef$ ” no puede ser mayor que la altura del pedestal. Por lo tanto, se debe cumplir:

$$hef < \text{Altura del pedestal} \Rightarrow 0.80\text{ m} < 1.00\text{ m} \text{ (OK CUMPLE)}$$

Por lo tanto, con una altura de pedestal de  $1.00\text{ m}$  se cumplen todos los requerimientos. Está altura se obtuvo asumiendo un peralte de zapata de  $0.60\text{ m}$  y respetando la profundidad de desplante “ $Df$ ” del EMS de  $1.50\text{ m}$ , pero como en el diseño de la cimentación se cumplió con un peralte de losa de cimentación de  $1.10\text{ m}$ . Si se seguiría respetando el “ $Df$ ” del EMS, la altura del pedestal resultaría:



$$\text{Altura de pedestal} = Df - H \text{ Losa de cimentación} + \text{Altura encima del NTN}$$

$$\text{Altura de pedestal} = 1.50 \text{ m} - 1.10 \text{ m} + 0.10 \text{ m} = 0.50 \text{ m}$$

Al verificar la profundidad de anclaje “*hef*”:

$$hef < \text{Altura del pedestal} \Rightarrow 0.80 \text{ m} < 0.50 \text{ m} \text{ (NO CUMPLE)}$$

En conclusión, se deberá utilizar una altura de pedestal de 1.00 m, y ya no se respetará la profundidad de desplante “*Df*” del EMS si no que estará en función del peralte de la cimentación (es decir a mayor peralte más profundo será el “*Df*”). **Ver figura 254**

$$Df = \text{Altura de pedestal} - \text{Altura encima del NTN} + H \text{ Losa de cimentación}$$

$$Df = 1.00 \text{ m} - 0.10 \text{ m} + 1.10 \text{ m} = 2.00 \text{ m}$$

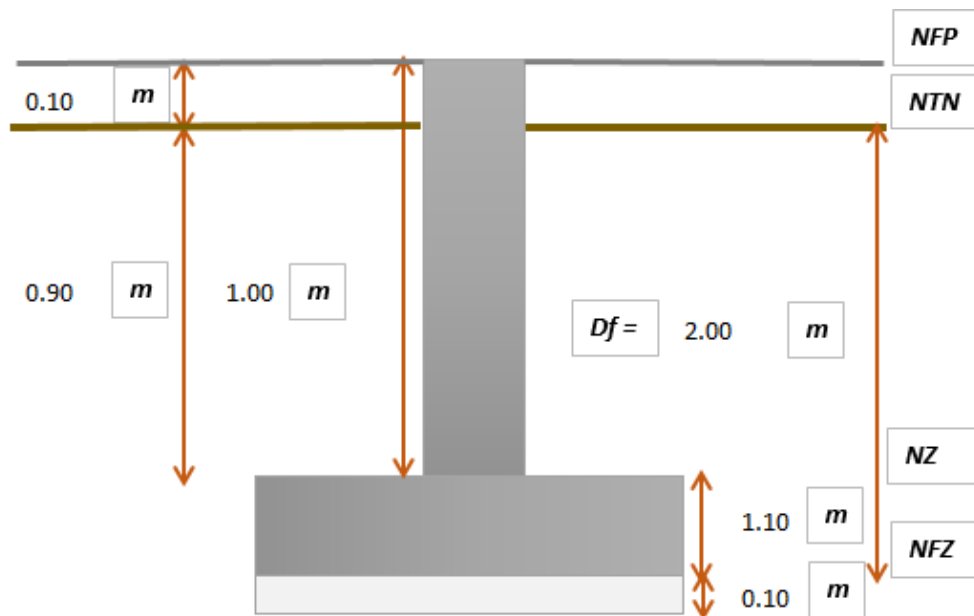


Figura 254: Altura del pedestal y niveles de la cimentación

Fuente: Elaboración propia

El peso propio del pedestal que se sumará a la carga muerta (*CM*) será:

$$\text{Peso propio del pedestal} = 2.40 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} \times 0.70 \text{ m} \times 1.05 \text{ m} \times 1.00 \text{ m} = 1.76 \text{ tn}$$

**Diseño del pedestal:**

Diseño para carga axial y momentos en “*X*” (*Mx*):

Sólo se analizará para momentos en “X” debido a que los momentos más fuertes y considerables se encuentran ahí. Para momentos en “Y” los momentos son insignificantes por tal motivo ya no habrá necesidad de evaluarlos. Para el diseño del pedestal por carga axial y momentos se utilizaran los ábacos de HARMSEN (2002).

Por lo tanto, los datos para entrar a los ábacos son los siguientes:

$h =$	$1.05 \text{ m}$
$b =$	$0.70 \text{ m}$
$Ag =$	$0.74 \text{ m}^2$
$\text{recubrimiento} =$	$0.07 \text{ m}$
$\delta h =$	$0.91 \text{ m}$
$\delta =$	$0.9$
$F'c =$	$4 \text{ ksi} \approx 280 \text{ kg/cm}^2$
$Fy =$	$60 \text{ ksi} \approx 4200 \text{ kg/cm}^2$

Las combinaciones de carga para concreto armado, el cálculo de  $Kn$ ,  $Rn$ , la cuantía de acero  $\rho$  y el área de acero requerido  $Ast$  es el siguiente:

$$Pn \geq P \text{ transición} = \left(\frac{0.1}{0.7}\right) \times (fc Ag) \Rightarrow \phi = 0.70$$

$$Pn < P \text{ transición} = \left(\frac{0.1}{0.7}\right) \times (fc Ag) \Rightarrow \phi > 0.70 ; \phi = 0.9 - \left(\frac{0.2 Pn}{P \text{ transición}}\right)$$

$$Kn = \frac{Pn}{fc \times b \times h} \quad \text{y} \quad Rn = \frac{Kn \times e}{h}$$

Tabla 108: Combinaciones de carga y cálculo del área de acero requerido "Ast" para el pedestal de concreto armado

Pn Corregido (Tn)	Mn Corregido (Tn.m)	e (m)	e/h	kn	Rn	p %	Ast (cm2)
367.32	46.35	0.126	0.120	0.178	0.021	0.005	36.75
310.60	91.88	0.296	0.282	0.151	0.043	0.005	36.75
287.86	-16.33	0.057	0.054	0.140	0.008	0.005	36.75
114.38	59.66	0.522	0.497	0.056	0.028	0.005	36.75
94.19	-33.33	0.354	0.337	0.046	0.015	0.005	36.75

VALOR	VALOR	VALOR	VALOR	VALOR	VALOR	VALOR	VALOR
0.9CM-SY	77.66	-27.48	0.70	110.95	294.00	No cumple $\phi > 0.70$	0.82

Fuente: Elaboración propia

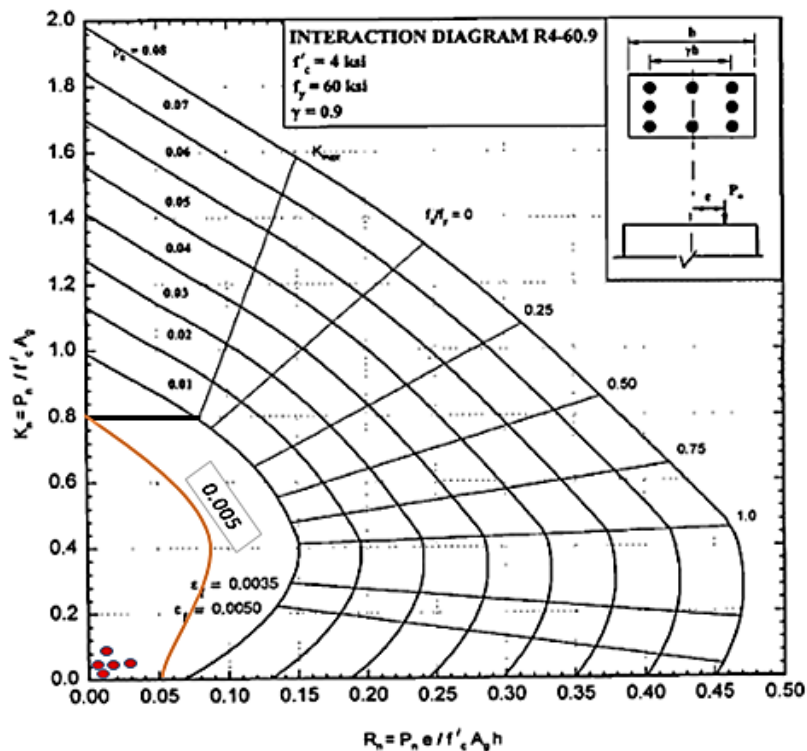


Diagrama C.8. Columna Rectangular, Refuerzo 4 caras,  $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$  ACI # R4-60.9

Figura 255: Diagrama de interacción para columna rectangular para  $F'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$  y  $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Fuente: (HARMSSEN, 2002)

Para el cálculo del área de acero requerido  $A_{st}$  se tiene:

- As mínimo (0.5%):  $As_{min} = 0.005 \times 105 \text{ cm} \times 70 \text{ cm} = 36.75 \text{ cm}^2$
- As máximo (6%):  $As_{min} = 0.06 \times 105 \text{ cm} \times 70 \text{ cm} = 441.00 \text{ cm}^2$
- As requerido máximo:  $max (Ast \text{ tabla}) = 36.75 \text{ cm}^2$
- As colocado:  $20 \phi 5/8" \approx 20 (2 \text{ cm}^2) = 40 \text{ cm}^2 > 36.75 \text{ cm}^2$  (OK)
- Cuantía colocada:

$$\rho \text{ colocada} = \frac{As \text{ colocado}}{Ag} = \frac{40 \text{ cm}^2}{105 \text{ cm} \times 70 \text{ cm}} = 0.544 \% > 0.5 \% \text{ (OK)}$$

**∴ POR LO TANTO UTILIZAR 20  $\phi$  5/8"**

*Diseño por Cortante:*

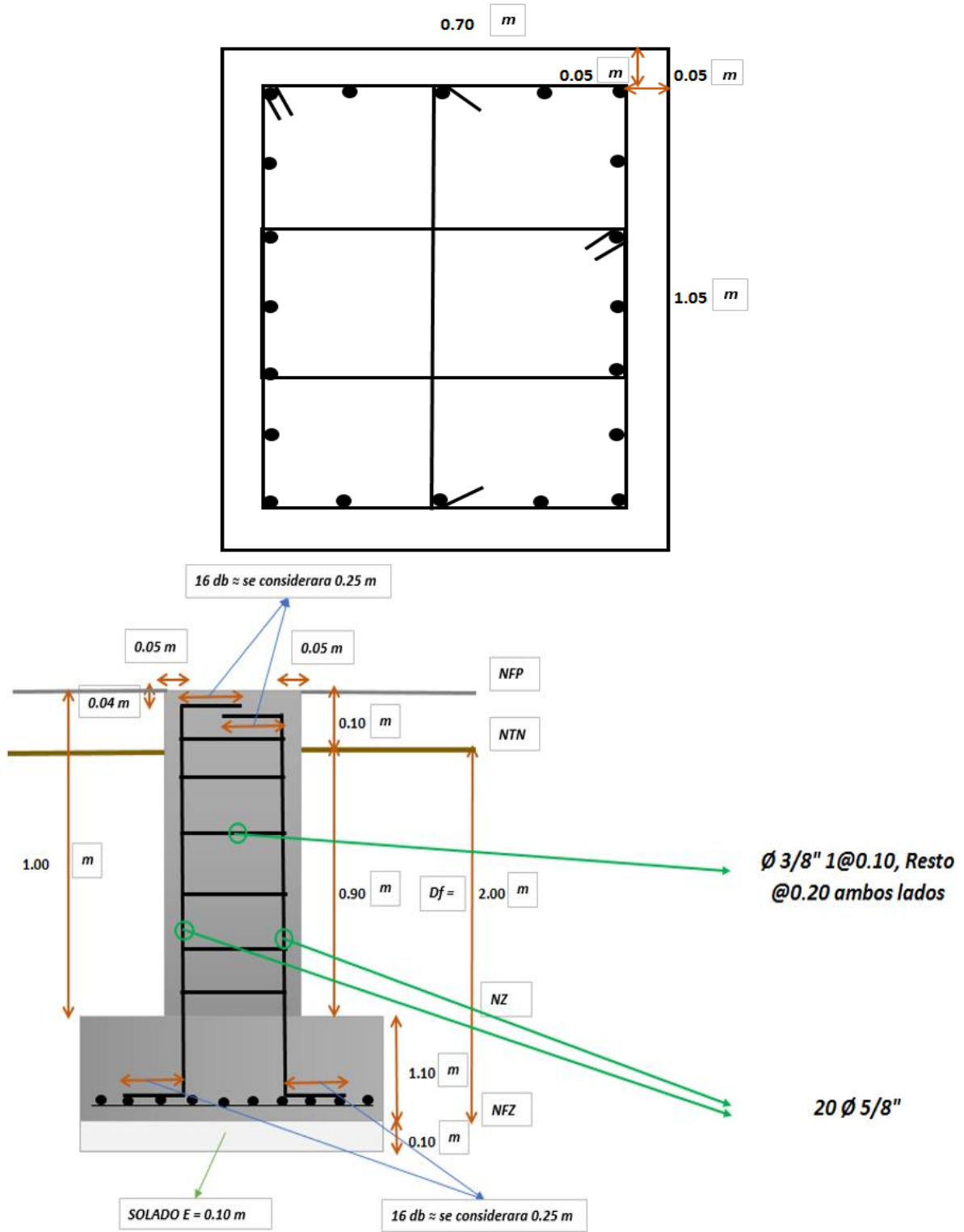
En general a criterio del tesista será más representativo en el diseño de los estribos, aquel espaciamiento que pueda restringir el pandeo de las barras verticales, para ello la norma E.060 limita el espaciamiento máximo de los estribos al menor de los siguientes valores:  $S \leq 16 db$  ( $db$  es el diámetro de las barras longitudinales);  $S \leq$  menor dimensión de la columna;  $S \leq 48 de$  ( $de$  es el diámetro del estribo). Entonces:

- Utilizando estribos  $\phi 3/8"$
- $S < 16 db \Rightarrow S < 16 (1.588 \text{ cm}) = 25.41 \text{ cm}$
- $S < \text{menor dimensión pedestal} \Rightarrow S < \min (105 \text{ cm}, 70 \text{ cm}) = 70.00 \text{ cm}$
- $S < 48 de \Rightarrow S < 48 (0.95 \text{ cm}) = 45.72 \text{ cm}$
- $S < \min (25.41 \text{ cm}, 70.00 \text{ cm}, 45.72 \text{ cm}) = 25.41 \text{ cm}$
- $S$  máximo a criterio del proyectista será 20 cm

**∴ POR LO TANTO A CRITERIO DEL PROYECTISTA UTILIZAR ESTRIBOS**

**$\phi 3/8" 1 @ 0.10 \text{ m}, \text{ Resto } @ 0.20 \text{ m}$  ambos lados**

**POR LO TANTO, AL CUMPLIR TODOS LOS REQUERIMIENTOS DE DISEÑO UTILIZAR UN PEDESTAL, CON LAS CARACTERISTICAS QUE SE MUESTRA A CONTINUACIÓN EN EL GRÁFICO. Ver figura 256**



**Pedestal de concreto armado  $F_c = 280$   
 Kg/cm<sup>2</sup> de 0.70 m X 1.05 m X 1.00 m**

Figura 256: Detalle de pedestal de concreto armado

Fuente: Elaboración propia

Los detalles para los demás pedestales de concreto armado de la estructura del proyecto de tesis en mención, se podrán observar en los respectivos planos en la parte de los anexos. **Ver plano de estructuras E-01**

#### **4.4.12 Diseño de la cimentación (losa o platea de cimentación de espesor uniforme)**

Para definir el tipo de cimentación a utilizarse para la estructura se analizaron varias alternativas de cimentación, tales como:

1. La primera alternativa de cimentación planteada fue utilizar **zapatas aisladas** para todos los soportes de la estructura. Al plantear este tipo de cimentación, las zapatas aisladas quedaban muy cercanas entre sí, por lo tanto se descartó esta alternativa por tal motivo.
2. La segunda alternativa de cimentación planteada fue utilizar **zapatas combinadas**, se combinaron los soportes de 2 en 2, con la dirección longitudinal de la zapata paralela a la dirección “Y” de la estructura. Al plantear este tipo de cimentación, las zapatas combinadas resultaban en la dirección longitudinal muy alargadas y de igual manera en el otro extremo de la estructura por ser simétrica. Por lo que ocuparía mucha área de cimentación comparada con el área total de la estructura. Así que al tener al tener ese tipo de situación se optó mejor en plantear una losa o platea de cimentación para la estructura.
3. La tercera alternativa de cimentación planteada fue utilizar una **losa o platea de cimentación de espesor uniforme** para todos los soportes de la estructura. Al plantear este tipo de cimentación, los esfuerzos en el terreno se distribuyeron mejor debido a que se generó un peso adicional producto del peso de la losa de cimentación y del peso del relleno encima de la losa de cimentación, con lo cual se soluciona en la estructura el problema presentado

en las *zapatas combinadas*. Distribuyéndose así mejor las presiones de tal manera que la resultante de presiones quede ubicado dentro del núcleo central. Según Terzaghi “Padre de la Mecánica de Suelos” recomienda el uso de una losa o platea de cimentación cuando la superficie de cimentación mediante zapatas aisladas exceda el 50% del área total del terreno de cimentación.

Por lo tanto, se planteó el tipo de cimentación que más se adecuó a: 1) El tipo y tecnología de la estructura; 2) La configuración estructural de la superestructura; 3) Las cargas en la base de los soportes y 4) Las características del terreno de fundación.

La cimentación que más se adecuó a todo lo mencionado es la tercera alternativa “*losa o platea de cimentación de espesor uniforme*”, cabe resaltar que no se utilizarán losa de cimentación con vigas rígidas, ya que la losa de espesor uniforme garantiza adecuado peso que contribuye a que la resultante de presiones del suelo actúe dentro del núcleo central. La resultante de presiones en el suelo es originada por las cargas axiales y momentos flectores que vienen a través de los soportes de la estructura.

Se realizará el diseño de la losa o platea de cimentación de espesor uniforme “**LC – 1**” cumpliendo todos los requerimientos de diseño. Y todos los detalles se podrán observar en los planos respectivos en los anexos de la presente tesis.

*Tabla 109: Datos generales de la losa de cimentación y del terreno de fundación*

Datos generales de la losa o platea de cimentación:			Datos generales del estudio de mecánica de suelos (EMS)		
<b>Peralte de losa de cimentación que cumple el diseño</b> <i>H =</i>	1.10	<i>m</i>	<b>Capacidad portante del terreno (<i>q</i> admisible) =</b>	1.86	<i>kg/cm2</i>
	110	<i>cm</i>		18.60	<i>tn/m2</i>
<b><i>F<sub>c</sub></i> =</b>	4	<i>ksi</i>	<b>Profundidad de desplante <i>D<sub>f</sub></i> del EMS =</b>	1.50	<i>m</i>
	280	<i>kg/cm2</i>		150	<i>cm</i>
<b><i>F<sub>y</sub></i> =</b>	60	<i>ksi</i>	<b>Peso específico del terreno de fundación =</b>	1824	<i>kg/m3</i>
	4200	<i>kg/cm2</i>		1.82	<i>tn/m3</i>
			<b>Profundidad de desplante <i>D<sub>f</sub></i> de diseño =</b>	2.00	<i>m</i>
				200	<i>cm</i>

Fuente: Elaboración propia

**Datos del análisis estructural:**

Del programa Etabs obtenemos las reacciones (carga axial y momentos flectores) en la base de todas las columnas en etapa de servicio, para evaluar el dimensionamiento y después diseñar realizando las combinaciones manuales para concreto armado:

*Tabla 110: Solicitaciones de carga en etapa de servicio para la losa o platea de cimentación*

Nombre de Pedestal	Peso del Pedestal (tn)	SOLICITACIONES DE CARGA							
		CM (tn y tn.m)		CV (tn y tn.m)		CSx (tn y tn.m)		CSy (tn y tn.m)	
C-B2 - C-C2 - C-B3 - C-C3	1.76	<i>Pm</i>	92.85	<i>Pv</i>	73.33	<i>Psx</i>	4.00	<i>Psy</i>	7.49
		<i>Mmx</i>	11.58	<i>Mvx</i>	9.55	<i>Msx</i>	22.10	<i>Msx</i>	37.90
		<i>Mmy</i>	0.12	<i>Mvy</i>	0.09	<i>Msy</i>	2.54	<i>Msy</i>	1.66
C-A2 - C-D3	1.33	<i>Pm</i>	35.73	<i>Pv</i>	24.95	<i>Psx</i>	1.48	<i>Psy</i>	2.67
		<i>Mmx</i>	4.78	<i>Mvx</i>	3.57	<i>Msx</i>	9.02	<i>Msx</i>	14.80
		<i>Mmy</i>	0.08	<i>Mvy</i>	0.06	<i>Msy</i>	1.27	<i>Msy</i>	0.83
C-A3 - C-D2	0.99	<i>Pm</i>	39.73	<i>Pv</i>	27.87	<i>Psx</i>	108.88	<i>Psy</i>	151.57
C-A4 - C-D1	0.92	<i>Pm</i>	36.16	<i>Pv</i>	26.72	<i>Psx</i>	94.50	<i>Psy</i>	165.82
C-A1 - C-D4	0.92	<i>Pm</i>	25.27	<i>Pv</i>	18.42	<i>Psx</i>	112.57	<i>Psy</i>	81.96
C-B1 - C-C1	0.92	<i>Pm</i>	36.19	<i>Pv</i>	27.50	<i>Psx</i>	132.95	<i>Psy</i>	81.96
C-B4 - C-C4	0.92	<i>Pm</i>	18.47	<i>Pv</i>	11.21	<i>Psx</i>	102.85	<i>Psy</i>	69.78

Fuente: Elaboración propia

***Dimensionamiento de la losa o platea de cimentación:***

El área de la losa o platea de cimentación se limitará perimetralmente alrededor de todos los pedestales de concreto armado, tal como se observa en la **figura 257**, luego de ello se evaluará si se cumple la capacidad admisible del suelo “*q adm*”.



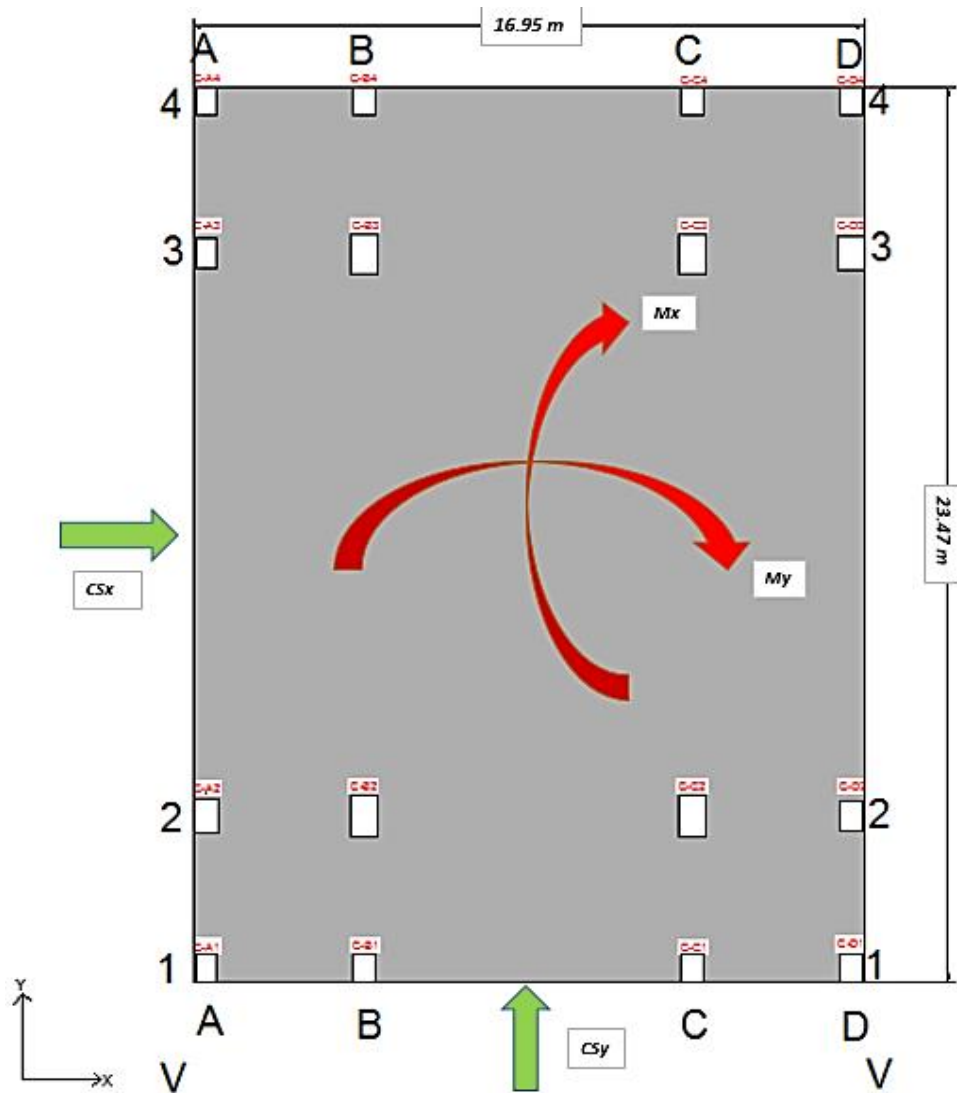


Figura 257: Dimensionamiento de la losa o platea de cimentación

Fuente: Elaboración propia

El peso de la losa o platea de cimentación y el peso del relleno encima de la losa o platea de cimentación que se sumará a la carga muerta (CM) será:

$$\text{Peso de losa de cimentación} = 2.40 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} \times 1.10 \text{ m} \times 23.47 \text{ m} \times 16.95 \text{ m} = 1050.24 \text{ tn}$$

$$\text{Peso de relleno encima} = 1.82 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} \times 0.90 \text{ m} \times 23.47 \text{ m} \times 16.95 \text{ m} = 653.06 \text{ tn}$$

Verificación para simultaneidad de momentos en las 2 direcciones X y Y para cargas de gravedad:

Tabla 111: Simultaneidad de momentos en las 2 direcciones "X" y "Y" para cargas de gravedad

Columna o Pedestal	Numero de columnas similares	Peso por cargas de gravedad (Tn)	Momento por cargas de gravedad en "X" (Tn.m)	Momento por cargas de gravedad en "Y" (Tn.m)
C-B2 - C-C2 - C-B3 - C-C3	4	167.94	21.13	0.21
C-A2 - C-D3	2	62.01	8.35	0.14
C-A3 - C-D2	2	68.59	0.00	0.00
C-A4 - C-D1	2	63.80	0.00	0.00
C-A1 - C-D4	2	44.61	0.00	0.00
C-B1 - C-C1	2	64.61	0.00	0.00
C-B4 - C-C4	2	30.60	0.00	0.00
<b>Peso, Momento en "X" y Momento en "Y" total por gravedad</b>				
Peso por cargas de gravedad X Numero de columnas similares (Tn)	Momentos por cargas de gravedad en "X" X Numero de columnas similares (Tn.m)		Momentos por cargas de gravedad en "Y" X Numero de columnas similares (Tn.m)	
671.76	84.52		0.84	
124.02	16.7		0.28	
137.18	0.00		0.00	
127.60	0.00		0.00	
89.22	0.00		0.00	
129.22	0.00		0.00	
61.20	0.00		0.00	
1340.20	101.22		1.12	

Fuente: Elaboración propia

$$q_1, q_2, q_3, q_4 = \frac{P}{A} \pm \frac{6M_x}{BL^2} \pm \frac{6M_y}{LB^2}$$

$$q_{act.} = \frac{1340.20 \text{ tn} + 1050.24 \text{ tn} + 653.06 \text{ tn}}{23.47 \text{ m} \times 16.95 \text{ m}} \pm \frac{6 (101.22 \text{ tn.m})}{16.95 \text{ m} \times (23.47 \text{ m})^2} \pm \frac{6 (1.12 \text{ tn.m})}{23.47 \text{ m} \times (16.95 \text{ m})^2}$$

$$q_1 = 7.72 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}; q_2 = 7.59 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}; q_3 = 7.71 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}; q_4 = 7.58 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$q_{actuante \max} \leq q_{admisible} \Rightarrow 7.72 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} < 18.60 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \quad (\text{OK})$$

Verificación para simultaneidad de momentos, para momentos en X por cargas de sismo y momentos en Y por cargas de gravedad: (Caso de momentos sísmicos en el mismo sentido que los momentos de gravedad)

Tabla 112: Simultaneidad de momentos para momentos en "X" por cargas de sismo y momentos en "Y" por cargas de gravedad

Columna o Pedestal	Numero de columnas similares	Peso por cargas de gravedad + cargas de sismo $P_{sy}$ (Tn)	Momento por cargas de gravedad + momento por cargas de sismo en "X" (Tn.m)	Momento por cargas de gravedad en "Y" (Tn.m)
<b>C-B2 - C-C2 - C-B3 - C-C3</b>	4	173.93	51.45	0.21
<b>C-A2 - C-D3</b>	2	64.15	20.19	0.14
<b>C-A3 - C-D2</b>	2	189.93	0.00	0.00
<b>C-A4 - C-D1</b>	2	196.46	0.00	0.00
<b>C-A1 - C-D4</b>	2	110.18	0.00	0.00
<b>C-B1 - C-C1</b>	2	130.18	0.00	0.00
<b>C-B4 - C-C4</b>	2	86.42	0.00	0.00
<b>Peso por gravedad y sismo, momento en "X" por gravedad y sismo y momento en "Y" por gravedad</b>				
Peso por cargas de gravedad + cargas de sismo $P_{sy}$ X Numero de columnas similares (Tn)	Momentos por cargas de gravedad + momento por cargas de sismo en "X" X Numero de columnas similares (Tn.m)		Momentos por cargas de gravedad en "Y" X Numero de columnas similares (Tn.m)	
695.728	205.8		0.84	
128.292	40.38		0.28	
379.852	0.00		0.00	
392.91	0.00		0.00	
220.356	0.00		0.00	
260.356	0.00		0.00	
172.85	0.00		0.00	
2250.34	246.18		1.12	

Fuente: Elaboración propia

$$q_1, q_2, q_3, q_4 = \frac{P}{A} \pm \frac{6Mx}{BL^2} \pm \frac{6My}{LB^2}$$

$$q_{act.} = \frac{2250.34 \text{ tn} + 1050.24 \text{ tn} + 653.06 \text{ tn}}{23.47 \text{ m} \times 16.95 \text{ m}} \pm \frac{6 (246.18 \text{ tn.m})}{16.95 \text{ m} \times (23.47 \text{ m})^2} \pm \frac{6 (1.12 \text{ tn.m})}{23.47 \text{ m} \times (16.95 \text{ m})^2}$$

$$q_1 = 10.10 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}; q_2 = 9.78 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}; q_3 = 10.10 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}; q_4 = 9.78 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$q_{actuante \text{ max}} \leq 1.3 q_{admisible} \Rightarrow 10.10 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} < 1.3 (18.60) = 24.18 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \text{ (OK)}$$

Se podrá considerar un incremento del 30% en el valor de la presión admisible del suelo "q adm" para los estados de carga en los que intervienen cargas temporales, tales como sismo o viento.

Verificación para simultaneidad de momentos, para momentos en Y por cargas de sismo y momentos en X por cargas de gravedad: (Caso de momentos sísmicos en el mismo sentido que los momentos de gravedad)

Tabla 113: Simultaneidad de momentos para momentos en "Y" por cargas de sismo y momentos en "X" por cargas de gravedad

Columna o Pedestal	Numero de columnas similares	Peso por cargas de gravedad + cargas de sismo $P_{sx}$ (Tn)	Momento por cargas de gravedad en "X" (Tn.m)	Momento por cargas de gravedad + momento por cargas de sismo en "Y" (Tn.m)
C-B2 - C-C2 - C-B3 - C-C3	4	171.14	21.13	2.24
C-A2 - C-D3	2	63.19	8.35	1.16
C-A3 - C-D2	2	155.69	0.00	0.00
C-A4 - C-D1	2	139.40	0.00	0.00
C-A1 - C-D4	2	134.67	0.00	0.00
C-B1 - C-C1	2	170.97	0.00	0.00
C-B4 - C-C4	2	112.88	0.00	0.00
<b>Peso por gravedad y sismo, momento en "X" por gravedad y momento en "Y" por gravedad y sismo</b>				
Peso por cargas de gravedad + cargas de sismo $P_{sx}$ X Numero de columnas similares (Tn)	Momentos por cargas de gravedad en "X" X Numero de columnas similares (Tn.m)		Momentos por cargas de gravedad + momento por cargas de sismo en "Y" X Numero de columnas similares (Tn.m)	
684.56	84.52		8.97	
126.388	16.7		2.31	
311.388	0.00		0.00	
278.80	0.00		0.00	
269.332	0.00		0.00	
341.94	0.00		0.00	
225.76	0.00		0.00	
2238.17	101.22		11.28	

Fuente: Elaboración propia

$$q_1, q_2, q_3, q_4 = \frac{P}{A} \pm \frac{6Mx}{BL^2} \pm \frac{6My}{LB^2}$$

$$q_{act.} = \frac{2238.17 \text{ tn} + 1050.24 \text{ tn} + 653.06 \text{ tn}}{23.47 \text{ m} \times 16.95 \text{ m}} \pm \frac{6 (101.22 \text{ tn.m})}{16.95 \text{ m} \times (23.47 \text{ m})^2} \pm \frac{6 (11.28 \text{ tn.m})}{23.47 \text{ m} \times (16.95 \text{ m})^2}$$

$$q_1 = 9.98 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}; q_2 = 9.85 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}; q_3 = 9.96 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}; q_4 = 9.83 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$q_{actuante \ max} \leq 1.3 q_{admisible} \Rightarrow 9.98 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} < 1.3 (18.60) = 24.18 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \text{ (OK)}$$

Se podrá considerar un incremento del 30% en el valor de la presión admisible del suelo "q adm" para los estados de carga en los que intervienen cargas temporales, tales como sismo o viento.

**OK cumple en todos los casos que el esfuerzo actuante es menor al esfuerzo admisible del terreno "q adm", por lo tanto el dimensionamiento de la losa o platea de cimentación es el correcto y se deberá pasar a la etapa de diseño.**

**Diseño de la losa o platea de cimentación:**

Presiones últimas para diseño:

Como la combinación que gobierna es donde interviene el sismo se puede amplificar la presión actuante en etapa de servicio a una presión actuante última multiplicando por 1.25. Por lo tanto, se tiene:

$$q_{\text{diseño para momento en "X"}} = 10.10 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \times 1.25 = 12.62 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

$$q_{\text{diseño para momento en "Y"}} = 9.98 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \times 1.25 = 12.48 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2}$$

División de franjas horizontales y franjas verticales (para el método de las franjas):

Según FRATELLI (1993), aplica el "método de las franjas" para resolver el diseño de la losa o plateas de cimentación rígidas. Para aplicar este método se debe dividir la losa o platea en bandas o franjas horizontales y verticales, para ello se deben trazar rectas equidistantes de las columnas en ambos sentidos ortogonales y dividir las franjas dependiendo del ancho tributario de cada eje de columna para cada sentido.

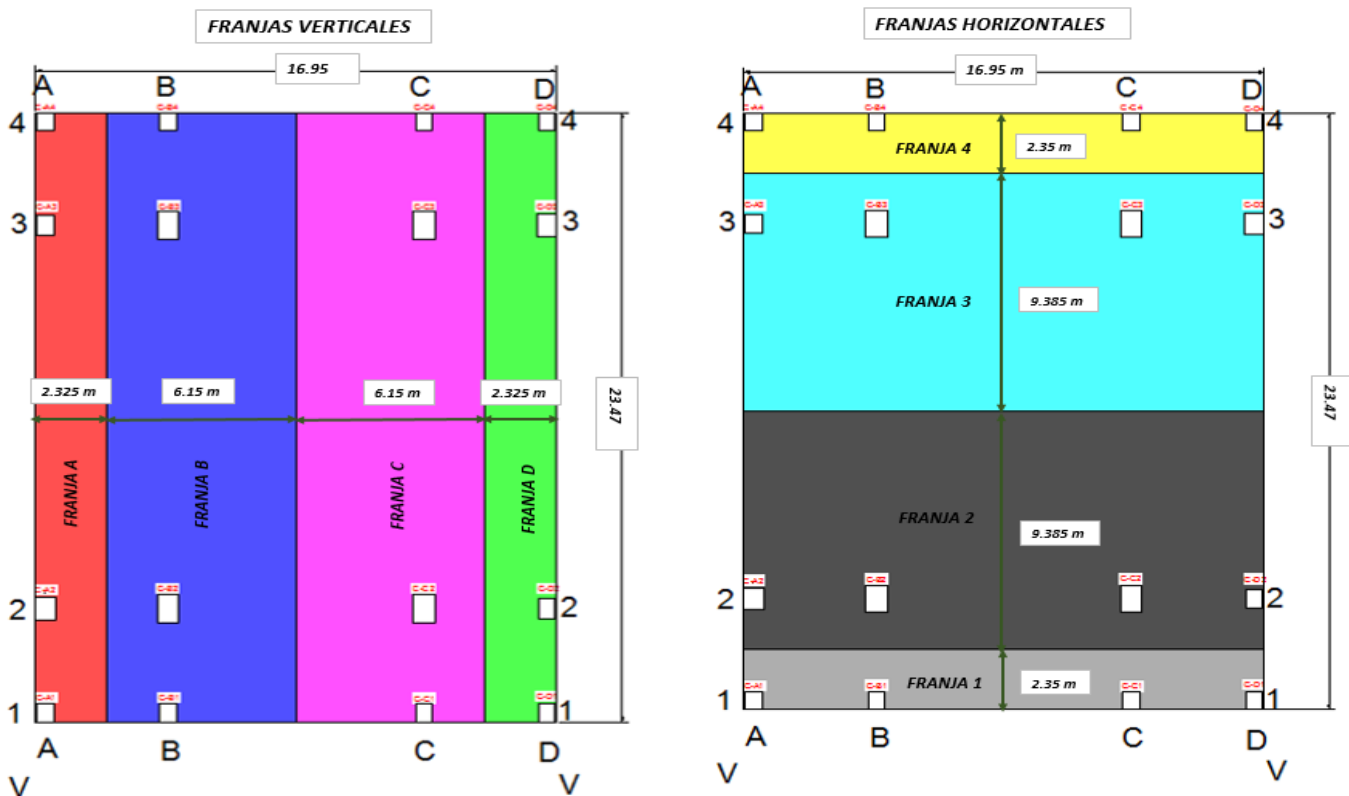


Figura 258: Franjas verticales y franjas horizontales para la losa de cimentación

Fuente: Elaboración propia

Diseño de la franja vertical más crítica (FRANJA B):

Ancho de franja = 6.15 m

qu diseño para momento en X para ancho de franja =  $12.62 \frac{tn}{m^2} \times 6.15 m = 77.62 \frac{tn}{m}$

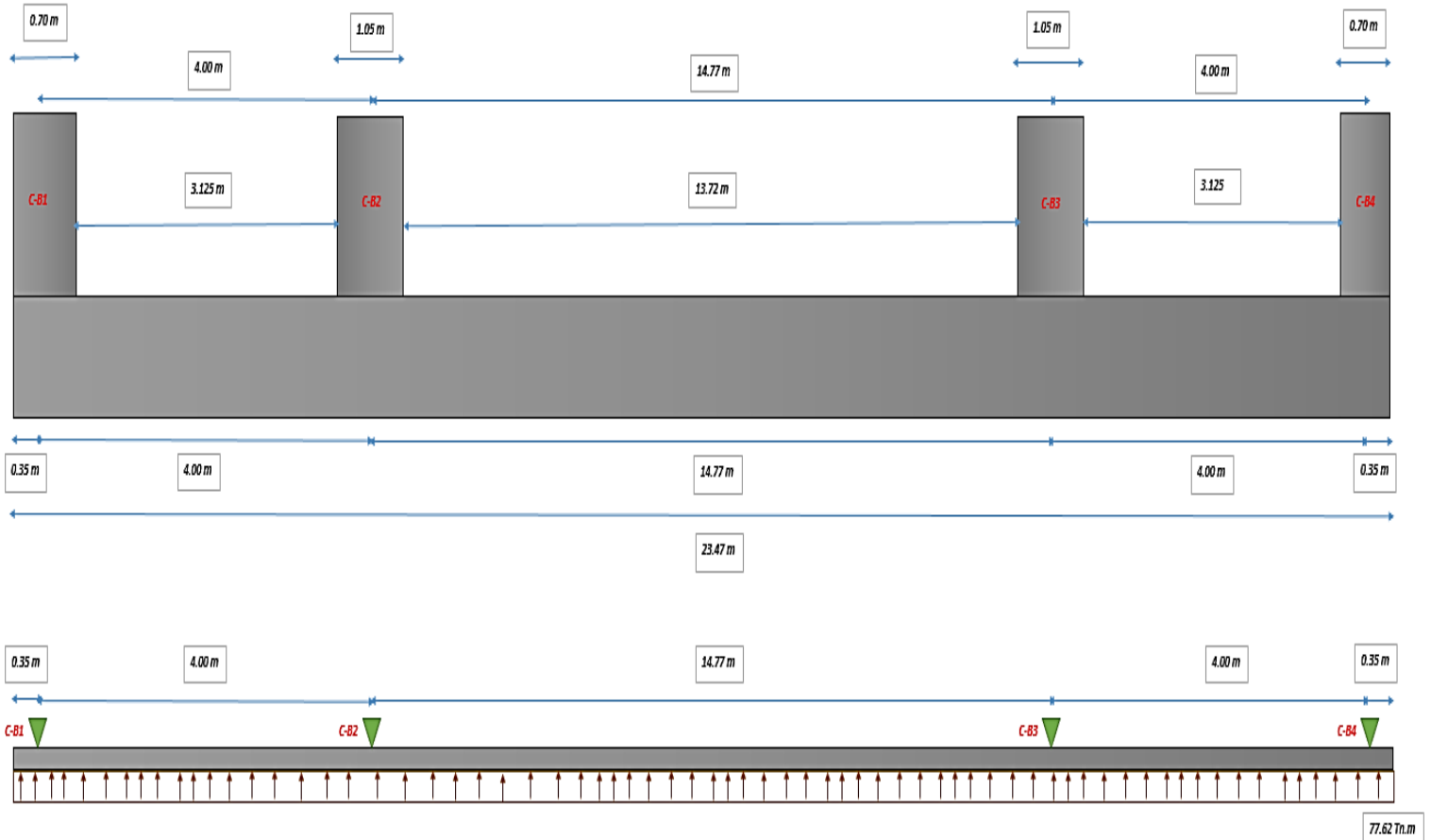


Figura 259: Idealización estructural para la franja vertical "B"

Fuente: Elaboración propia

Para realizar el análisis estructural y así obtener los diagramas de fuerza cortante *D.F.C* y de momento flector *D.M.F* para el diseño de la "Franja B" se utilizó el programa "SAP 2000 V.12". La **figura 260**, muestra ambos diagramas (*D.F.C* y *D.M.F*).

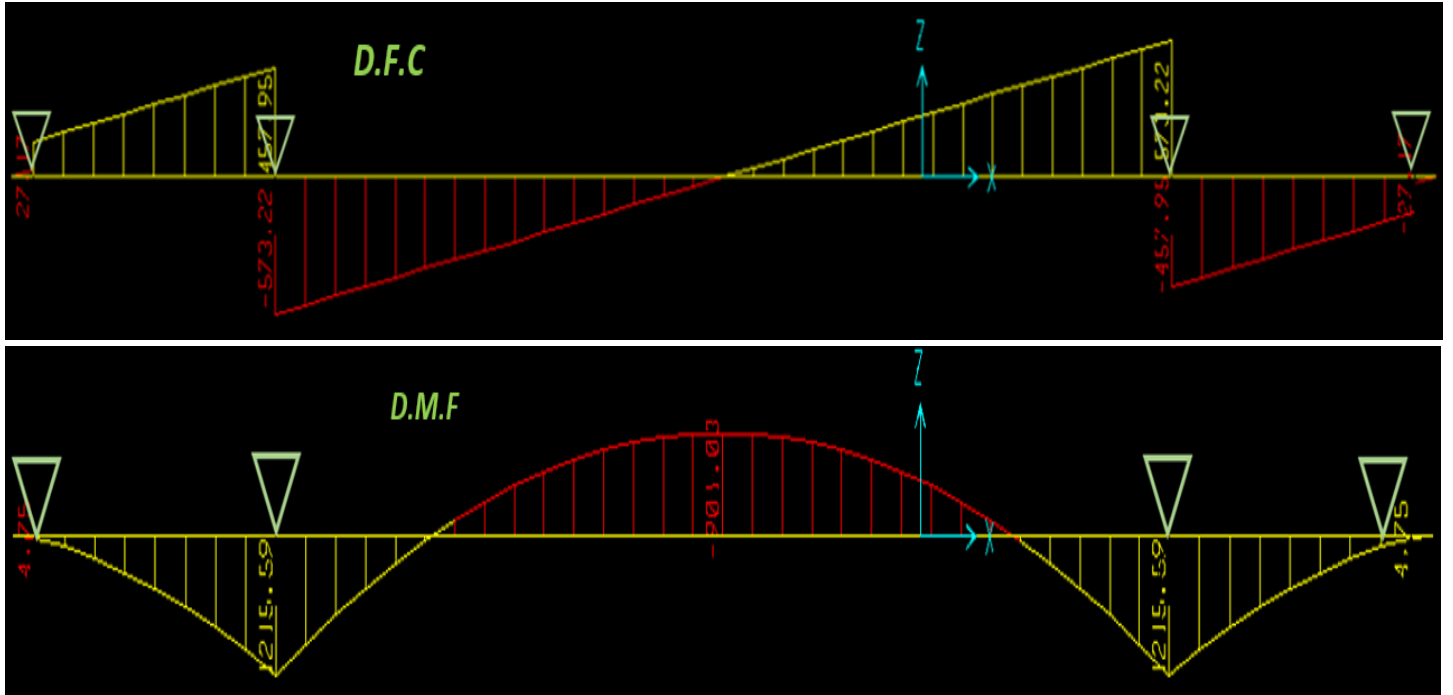


Figura 260: Diagrama de fuerza cortante y diagrama de momento flector para la franja vertical "B"

Fuente: Elaboración propia

Diseño por corte por punzonamiento:  $V_u \leq \phi V_c$

Se analizará el corte por punzonamiento para la columna más crítica entre todas las columnas de la losa o platea de cimentación, la cual es la columna C - A4.

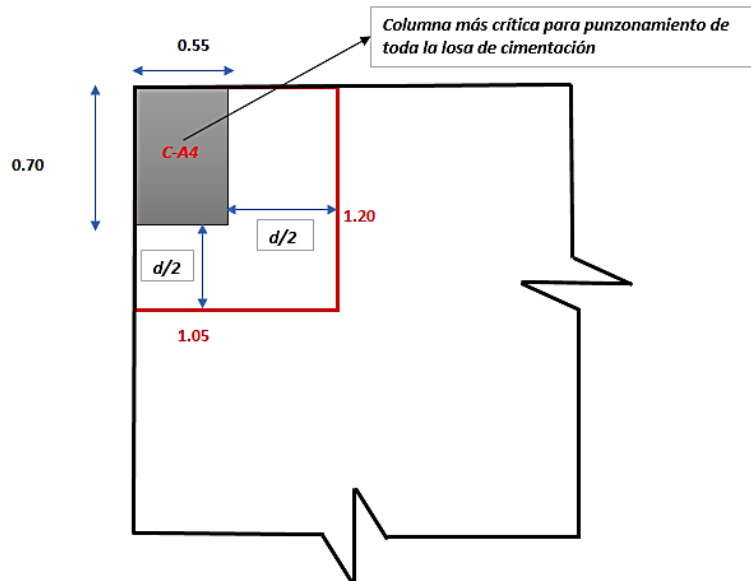


Figura 261: Sección crítica de punzonamiento para la columna "C-A4"

Fuente: Elaboración propia

<i>H losa que cumple diseño =</i>	1.10 m
<i>Peralte efectivo (d) =</i>	1.00 m
<i>d/2=</i>	0.50 m
<i>Perímetro de la sección crítica (bo) =</i>	1.20 m + 1.05 m = 2.25 m
<i>Área de la sección crítica (Ao) =</i>	1.20 m x 1.05 m = 1.26 m <sup>2</sup>
<i>Lado largo/Lado corto βc =</i>	$\frac{0.70 \text{ m}}{0.55 \text{ m}} = 1.27$
<i>Pu para C-A4 =</i>	(36.16 tn + 0.92 tn + 26.72 tn + 165.82 tn) x 1.25 = 287.03 tn

$$V_u = P_u - q_u (A_o) \Rightarrow 287.03 \text{ Tn} - 12.62 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} (1.26 \text{ m}^2) = 271.12 \text{ tn}$$

$$\phi V_c \leq \phi V_c \text{ limite} \Rightarrow \phi \left( 0.53 + \frac{1.1}{\beta_c} \right) \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d \leq \phi 1.1 \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

$$\phi V_c = 0.85 \left( 0.53 + \frac{1.1}{1.27} \right) \times \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \times 225 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} = 446202.74 \text{ kg} \approx 446.20 \text{ tn}$$

$$\phi V_c \text{ limite} = 0.85 \times 1.1 \times \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \times 225 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} = 352024.71 \text{ kg} \approx 352.02 \text{ tn}$$

$$\phi V_c = \min [446.20 \text{ tn}, 352.02 \text{ tn}] = 352.02 \text{ tn}$$

$$\phi V_c > V_u \Rightarrow 352.02 \text{ tn} > 271.12 \text{ tn} \quad (\text{OK CUMPLE})$$

Diseño por cortante como viga:  $V_u \leq \phi V_c$

La fuerza cortante deberá chequearse a una distancia "d" de la cara del apoyo, en este caso del pedestal con mayor fuerza cortante de acuerdo al DFC del análisis estructural.

$$\text{Distancia de eje de pedestal hasta "d" de cara del apoyo} = \frac{1.05 \text{ m}}{2} + 1 \text{ m} = 1.525 \text{ m}$$

$$V_u \text{ para } 1.525 \text{ m del eje de pedestal} = 454.85 \text{ tn}$$

$$\phi V_c = \phi 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b \times d \Rightarrow 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \times 615 \text{ cm} \times 100 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 463605.87 \text{ kg} \approx 463.61 \text{ tn}$$

$$\phi V_c > V_u \Rightarrow 463.61 \text{ tn} > 454.85 \text{ tn} \quad (\text{OK CUMPLE})$$



Diseño por flexión:

Cálculo del acero longitudinal inferior ( $A_s^-$ ) de la losa de cimentación.

$H$ losa que cumple diseño =	1.10 m
Peralte efectivo ( $d$ ) =	1.00 m
Distancia del eje a la cara del pedestal =	$\frac{1.05 \text{ m}}{2} = 0.525 \text{ m}$
Ancho de franja ( $b$ ) =	6.15 m
$M_u$ (-) del DMF a 0.525 del eje del pedestal =	925.93 tn.m
$K_u = \frac{M_u}{bd^2}$	$\frac{(925.83 \times 10^5) \text{ kg.cm}}{615 \text{ cm} \times (100 \text{ cm})^2} = 15.06 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
$\rho =$ <small>(Tabla de <math>\rho</math> vs <math>K_u</math> para <math>f_c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}</math> del Ing. Blanco Blasco)</small>	0.0042
$A_s^- \text{ req} = \rho \times b \times d$ <small>(Para un ancho 1.00 m es decir <math>b = 1.00 \text{ m}</math>)</small>	$0.0042 \times 100 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} = 42.00 \text{ cm}^2$
$A_s^- \text{ min} = 0.0018 \times b \times h$ <small>(Para un ancho 1.00 m es decir <math>b = 1.00 \text{ m}</math>)</small>	$0.0018 \times 100 \text{ cm} \times 110 \text{ cm} = 19.80 \text{ cm}^2$

$\therefore$  Como  $A_s^- \text{ req} > A_s^- \text{ min}$

$A_s^- \text{ colocado} = 42.00 \text{ cm}^2$

Sí se utilizan  $\phi 1"$  cuya área de acero es =  $5.10 \text{ cm}^2$ , el espaciamiento en 1 m será.

$$42.00 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 100 \text{ cm}$$

$$5.10 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots S \text{ cm}$$

$$S = \frac{100 \text{ cm} \times 5.10 \text{ cm}^2}{42.00 \text{ cm}^2} = 12.14 \text{ cm} \Rightarrow S @ 10 \text{ cm}$$

$\therefore$  Por lo tanto utilizar Acero Longitudinal Inferior  $A_s^- \phi 1" @ 0.10 \text{ m}$

Cálculo del acero longitudinal superior ( $A_s^+$ ) de la losa de cimentación.

$H$ losa que cumple diseño =	1.10 m
Peralte efectivo ( $d$ ) =	1.00 m
Ancho de franja ( $b$ ) =	6.15 m

$Mu (+)$ del DMF al centro de la luz mayor =	901.03 tn.m
$Ku = \frac{Mu}{bd^2}$	$\frac{(901.03 \times 10^5) \text{ kg} \cdot \text{cm}}{615 \text{ cm} \times (100 \text{ cm})^2} = 14.65 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
$\rho =$ (Tabla de $\rho$ vs $Ku$ para $f_c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ del Ing. Blanco Blasco)	0.0041
$As (+) \text{ req} = \rho \times b \times d$ (Para un ancho 1.00 m es decir $b = 1.00 \text{ m}$ )	$0.0041 \times 100 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} = 41.00 \text{ cm}^2$
$As (+) \text{ min} = 0.0018 \times b \times h$ (Para un ancho 1.00 m es decir $b = 1.00 \text{ m}$ )	$0.0018 \times 100 \text{ cm} \times 110 \text{ cm} = 19.80 \text{ cm}^2$

$\therefore$  Como  $As (+) \text{ req} > As (+) \text{ min}$

$$As (+) \text{ colocado} = 41.00 \text{ cm}^2$$

Sí se utilizan  $\phi 1"$  cuya área de acero es =  $5.10 \text{ cm}^2$ , el espaciamiento en 1 m será.

$$41.00 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 100 \text{ cm}$$

$$5.10 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots S \text{ cm}$$

$$S = \frac{100 \text{ cm} \times 5.10 \text{ cm}^2}{41.00 \text{ cm}^2} = 12.44 \text{ cm} \Rightarrow S @ 10 \text{ cm}$$

$\therefore$  Por lo tanto utilizar Acero Longitudinal Superior  $As (+) \phi 1" @ 0.10 \text{ m}$

Diseño de la franja horizontal más crítica (FRANJA 2):

$$\text{Ancho de franja} = 9.385 \text{ m}$$

$$\text{qu diseño para momento en Y para ancho de franja} = 12.48 \frac{\text{tn}}{\text{m}^2} \times 9.385 \text{ m} = 177.11 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

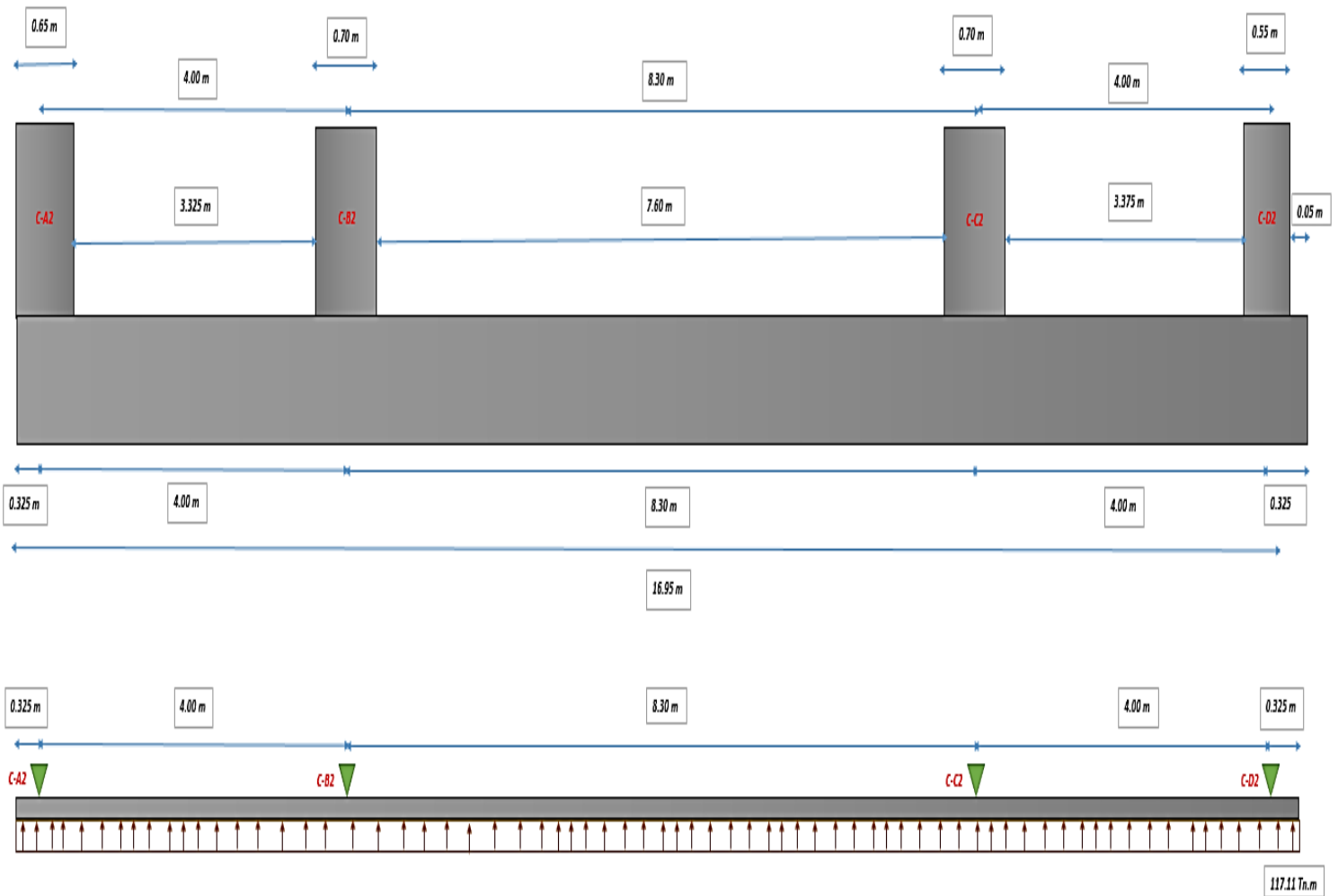


Figura 262: Idealización estructural para la franja horizontal "2"

Fuente: Elaboración propia

Para realizar el análisis estructural y así obtener los diagramas de fuerza cortante *D.F.C* y de momento flector *D.M.F* para el diseño de la "Franja 2" se utilizó el programa "SAP 2000 V.12". La figura 263, muestra ambos diagramas (*D.F.C* y *D.M.F*).

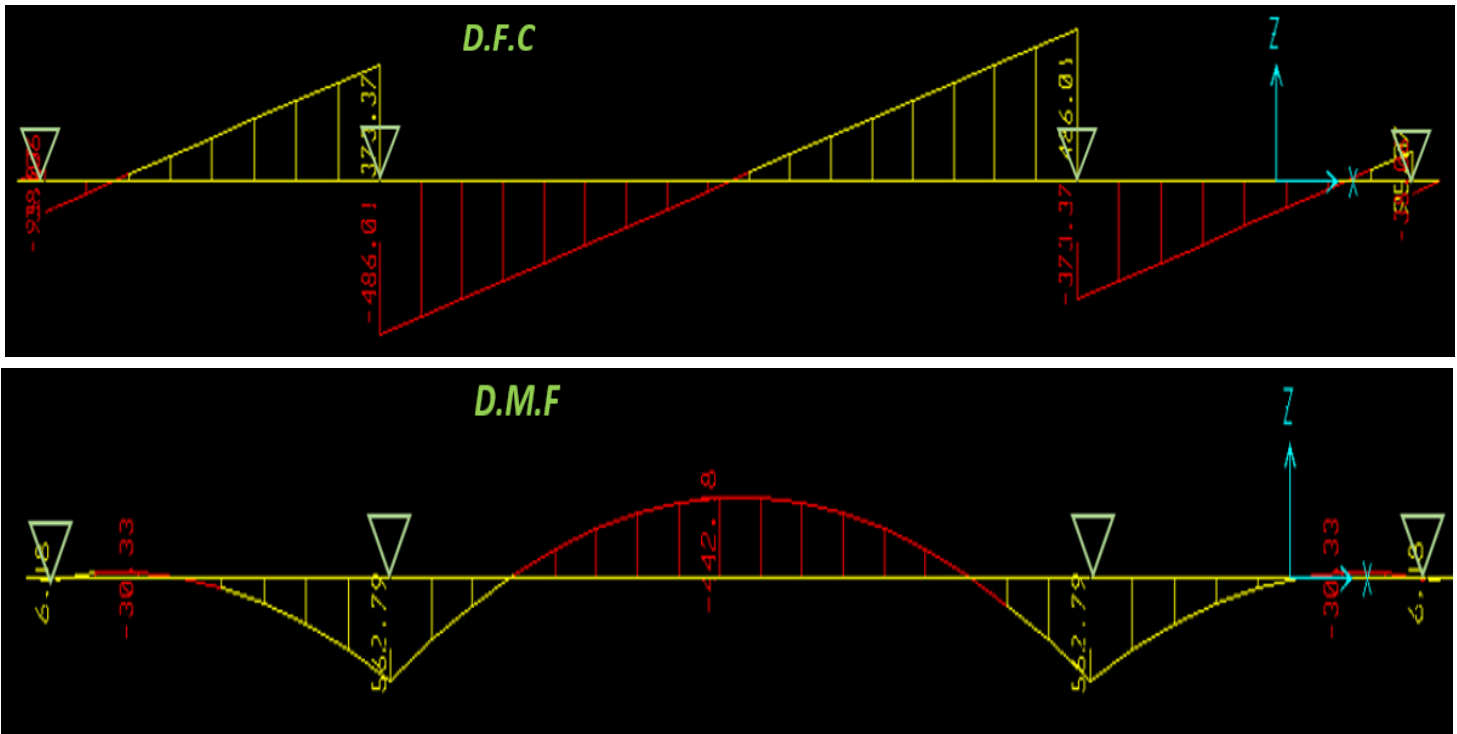


Figura 263: Diagrama de fuerza cortante y diagrama de momento flector para la franja horizontal "2"

Fuente: Elaboración propia

Diseño por cortante como viga:  $V_u \leq \phi V_c$

La fuerza cortante deberá chequearse a una distancia "d" de la cara del apoyo, en este caso del pedestal con mayor fuerza cortante de acuerdo al DFC del análisis estructural.

$$\text{Distancia de eje de pedestal hasta "d" de cara del apoyo} = \frac{0.70 \text{ m}}{2} + 1 \text{ m} = 1.35 \text{ m}$$

$$V_u \text{ para } 1.35 \text{ m del eje de pedestal} = 327.91 \text{ tn}$$

$$\phi V_c = \phi 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b \times d \Rightarrow 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \times 938.5 \text{ cm} \times 100 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 707470.10 \text{ kg} \approx 707.47 \text{ tn}$$

$$\phi V_c > V_u \Rightarrow 707.47 \text{ tn} > 327.91 \text{ tn} \quad (\text{OK CUMPLE})$$

Diseño por flexión:

Cálculo del acero transversal inferior ( $A_s$  -) de la losa de cimentación.

<i>H losa que cumple diseño =</i>	1.10 m
<i>Peralte efectivo (d) =</i>	1.00 m
<i>Distancia del eje a la cara del pedestal =</i>	$\frac{0.70 \text{ m}}{2} = 0.35 \text{ m}$
<i>Ancho de franja (b) =</i>	9.385 m
<i>Mu (-) del DMF a 0.35 del eje del pedestal =</i>	402.69 tn.m
$K_u = \frac{Mu}{bd^2}$	$\frac{(402.69 \times 10^5) \text{ kg.cm}}{938.5 \text{ cm} \times (100 \text{ cm})^2} = 4.29 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
$\rho =$ <i>(Tabla de <math>\rho</math> vs <math>K_u</math> para <math>f_c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}</math> del Ing. Blanco Blasco)</i>	0.0012
$As (-)_{req} = \rho \times b \times d$ <i>(Para un ancho 1.00 m es decir <math>b = 1.00 \text{ m}</math>)</i>	$0.0012 \times 100 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} = 12.00 \text{ cm}^2$
$As (-)_{min} = 0.0018 \times b \times h$ <i>(Para un ancho 1.00 m es decir <math>b = 1.00 \text{ m}</math>)</i>	$0.0018 \times 100 \text{ cm} \times 110 \text{ cm} = 19.80 \text{ cm}^2$

$\therefore$  Como  $As (-)_{req} < As (-)_{min}$

$$1.33 As_{req} = 1.33 (12.00 \text{ cm}^2) = 15.96 \text{ cm}^2 \geq 0.0012 \times b \times h = 13.20 \text{ cm}^2 \text{ (OK)}$$

$$As (-)_{colocado} = \max (19.80 \text{ cm}^2, 15.96 \text{ cm}^2) = 19.80 \text{ cm}^2$$

Sí se utilizan  $\phi 3/4"$  cuya área de acero es =  $2.84 \text{ cm}^2$ , el espaciamiento en 1 m será.

$$19.80 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 100 \text{ cm}$$

$$2.84 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots S \text{ cm}$$

$$S = \frac{100 \text{ cm} \times 2.84 \text{ cm}^2}{19.80 \text{ cm}^2} = 14.34 \text{ cm} \Rightarrow S @ 12.50 \text{ cm}$$

$\therefore$  Por lo tanto utilizar Acero Transversal Inferior  $As (-) \phi 3/4" @ 0.125 \text{ m}$

Cálculo del acero transversal superior ( $As +$ ) de la losa de cimentación.

<i>H losa que cumple diseño =</i>	1.10 m
<i>Peralte efectivo (d) =</i>	1.00 m
<i>Ancho de franja (b) =</i>	9.385 m
<i>Mu (+) del DMF al centro de la luz mayor =</i>	442.18 tn.m

$Ku = \frac{Mu}{bd^2}$	$\frac{(442.18 \times 10^5) \text{ kg} \cdot \text{cm}}{938.5 \text{ cm} \times (100 \text{ cm})^2} = 4.71 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
$\rho =$ <i>(Tabla de <math>\rho</math> vs <math>Ku</math> para <math>f_c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}</math> del Ing. Blanco Blasco)</i>	0.0013
$As (+) \text{ req} = \rho \times b \times d$ <i>(Para un ancho 1.00 m es decir <math>b = 1.00 \text{ m}</math>)</i>	$0.0013 \times 100 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} = 13.00 \text{ cm}^2$
$As (+) \text{ min} = 0.0018 \times b \times h$ <i>(Para un ancho 1.00 m es decir <math>b = 1.00 \text{ m}</math>)</i>	$0.0018 \times 100 \text{ cm} \times 110 \text{ cm} = 19.80 \text{ cm}^2$

$\therefore$  Como  $As (+) \text{ req} < As (+) \text{ min}$

$$1.33 As \text{ req} = 1.33 (13.00 \text{ cm}^2) = 17.29 \text{ cm}^2 \geq 0.0012 \times b \times h = 13.20 \text{ cm}^2 \text{ (OK)}$$

$$As (+) \text{ colocado} = \max (19.80 \text{ cm}^2, 17.29 \text{ cm}^2) = 19.80 \text{ cm}^2$$

Sí se utilizan  $\phi 3/4"$  cuya área de acero es =  $2.84 \text{ cm}^2$ , el espaciamiento en 1 m será.

$$19.80 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots 100 \text{ cm}$$

$$2.84 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots S \text{ cm}$$

$$S = \frac{100 \text{ cm} \times 2.84 \text{ cm}^2}{19.80 \text{ cm}^2} = 14.34 \text{ cm} \Rightarrow S @ 12.50 \text{ cm}$$

$\therefore$  Por lo tanto utilizar Acero Transversal Superior  $As (+) \phi 3/4" @ 0.125 \text{ m}$

Verificación de la rigidez de la losa o platea de cimentación (Franja más crítica):

Para verificar la rigidez de la losa o platea de cimentación, se deberá analizar la rigidez de la franja más crítica entre ambas franjas analizadas (Franja B).

Cálculo del módulo de elasticidad del concreto para un  $F_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ :

$$E = 15000\sqrt{f'c} = 15000 \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 250998.01 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Cálculo del momento de inercia de la sección transversal de la Franja B:

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{615 \text{ cm} \times (110 \text{ cm})^3}{12} = 68213750 \text{ cm}^4$$

Debido a que el estudio de mecánica de suelos (E.M.S) no tiene como dato el “módulo de balasto” del terreno de fundación o “coeficiente de rigidez del suelo” (K), obtendremos este valor de FRATELLI (1993). Ver tabla 114

Tabla 114: Coeficiente de rigidez del suelo “K”

TIPO DE SUELO		K (Kg/cm3)
Densidades compactadas	<b>Gravas</b>	
	Buena granulometría	13 a 20
	Granulometría mediana	12 a 18
	Granulometría pobre	11 a 13
	<b>Arenas</b>	
	Buena granulometría	10 a 12
	Granulometría mediana	8 a 11
	Granulometría pobre	7 a 9
	<b>Arenas arcillosas</b>	5 a 8
	<b>Arenas limosas</b>	3 a 7
Densidades no compactadas	<b>Arcillas y limos</b>	
	Poco compresibles	2 a 6
	<b>Limos y suelos orgánicos</b>	
	Compresibles	1 a 3
	<b>Arcillas y limos</b>	
	Compresibles	0,7 a 2
	Muy compresibles	0,5 a 1,5
<b>Suelos orgánicos</b>		
Compresibles	0,3 a 1	

Fuente: (FRATELLI – Tabla 6.4, 1993)

$$\text{Módulo de balasto del terreno de fundación (K)} = 5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}$$

Cálculo del valor de  $\lambda$ :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{K}{4EI}} \Rightarrow \sqrt[4]{\frac{5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}}{4 \times 250998.01 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 68213750 \text{ cm}^4}} = 5.198 \times 10^{-4}$$

Cálculo del valor promedio de L:

$$L = \frac{4 \text{ m} + 14.77 \text{ m} + 4 \text{ m}}{3} = 7.59 \text{ m} \approx 759 \text{ cm}$$

Verificación si la cimentación es rígida o flexible:

$$\lambda L = 5.198 \times 10^{-4} \times 759 = 0.395$$

$$\therefore \lambda L \leq \frac{\pi}{2} \Rightarrow 0.395 < 1.57 \text{ (OK)}$$

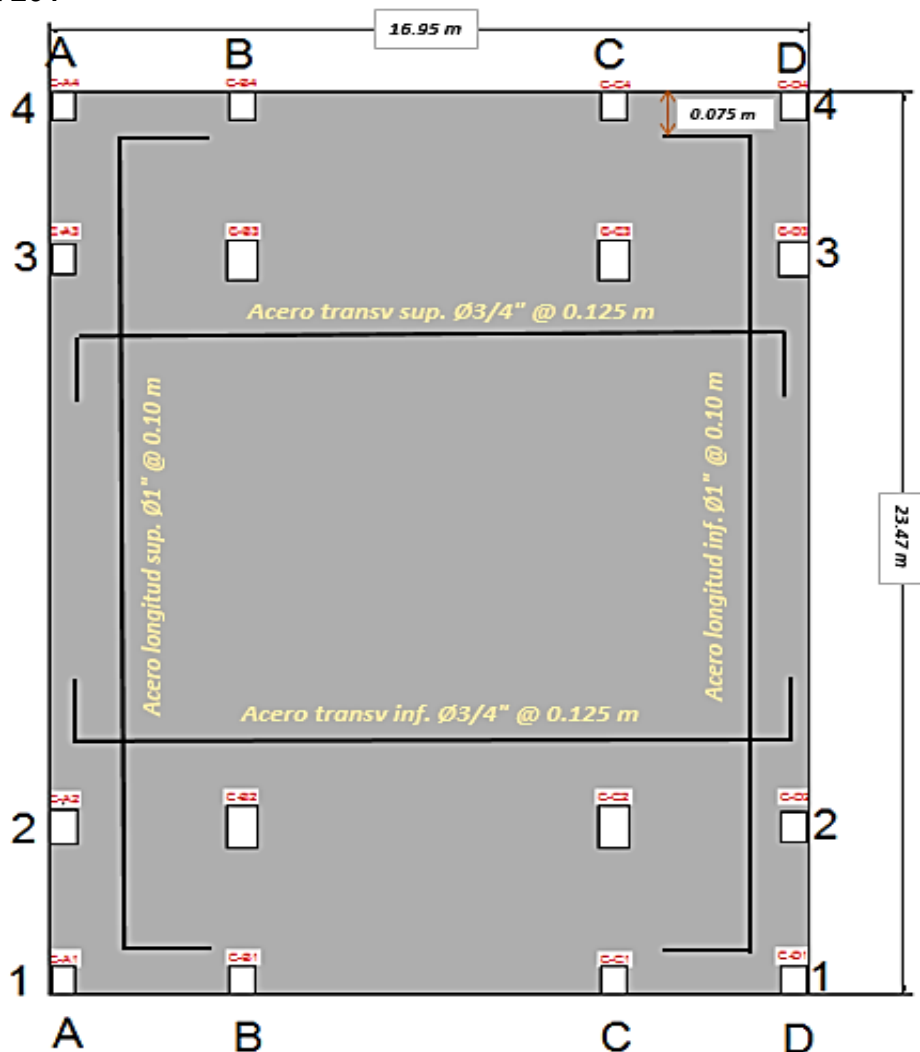
$$\therefore \lambda L \leq 0.75 \Rightarrow 0.395 < 0.75 \text{ (OK)}$$

**OK LA CIMENTACIÓN ES RÍGIDA YA QUE SE HA VERIFICADO SU RÍGIDEZ, Y POR LO TANTO, EL MÉTODO DE CÁLCULO EMPLEADO ES EL CORRECTO.**

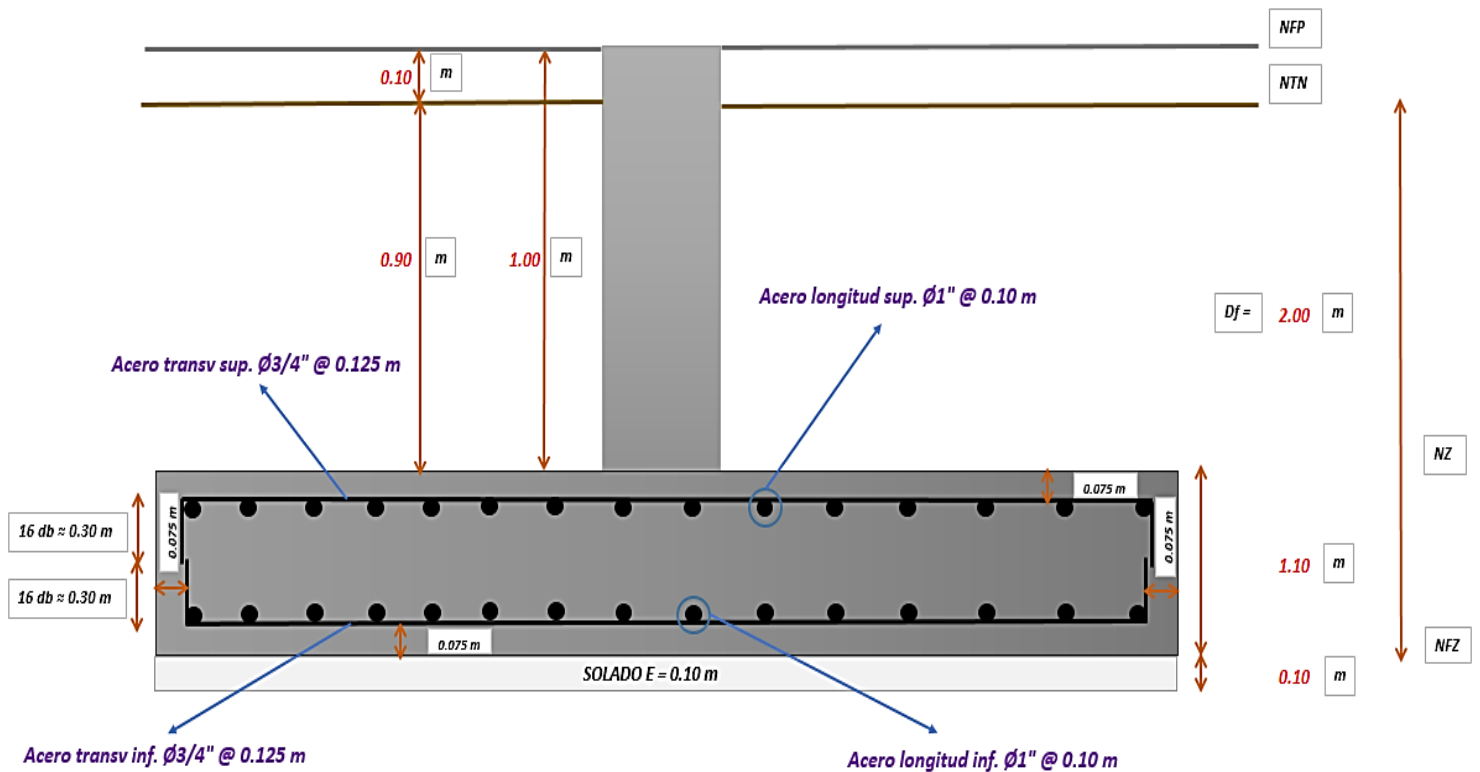
Además, al ser la losa o platea de cimentación rígida se garantiza que no se presentaran *asentamientos diferenciales* en el terreno de fundación.

**POR LO TANTO, AL CUMPLIR TODOS LOS REQUERIMIENTOS DE DISEÑO UTILIZAR UNA LOSA O PLATEA DE CIMENTACIÓN, CON LAS CARACTERÍSTICAS QUE SE MUESTRA A CONTINUACIÓN EN EL GRÁFICO. Ver**

figura 264







**Losa de cimentación de concreto armado  $F_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$  de 16.95 m X 23.47 m X 1.10 m**

Figura 264: Detalle de losa o platea de cimentación de espesor uniforme

Fuente: Elaboración propia

Para mayores detalles respecto a la "losa o platea de cimentación de espesor uniforme" que pertenece a la estructura del proyecto de tesis en mención, se podrán observar en los respectivos planos en la parte de los anexos. **Ver plano de estructuras E-01**

## CONCLUSIONES

- Siguiendo los lineamientos acorde a la norma E.090 de estructuras metálicas y los parámetros sísmicos que establece la norma E.030 de diseño sismorresistente, se concluye que la estructura es segura porque para los estados límites de resistencia todos los elementos estructurales y sus conexiones se diseñaron utilizando el método *Load and Resistance Factor Design (LRFD)*, con lo cual se garantiza que la *resistencia requerida ( $R_u$ )* es menor o igual a la *resistencia de diseño ( $R_u \leq \phi R_n$ )*. Además, ante cargas laterales como el sismo la edificación es confiable ya que la deriva máxima de la estructura tanto para la dirección “X” como para la dirección “Y” es de 0.007 muy por debajo del límite según la norma E.030 para estructuras de acero que es de 0.0010. Para los estados límites de servicio la estructura es funcional porque se verificaron las deflexiones y fisuraciones en los elementos estructurales los cuales cumplen los rangos permisibles establecidos.
- Los criterios que se plantearon para realizar una adecuada configuración estructural fueron: 1) Dotar de buena rigidez lateral a la estructura tanto en la dirección “X” y “Y”, en la dirección “X” mediante el uso de los pórticos arriostrados o contraventeados y en la dirección “Y” mediante el uso de pórticos arriostrados y pórticos a momento, 2) Se dispusieron los elementos estructurales simétricamente tanto el planta como en elevación para evitar efectos de torsión y 3) Se respetó la arquitectura planteada inicialmente.
- El tipo de sistema estructural en acero que garantiza un mejor comportamiento de acuerdo a la norma E.030 de diseño sismorresistente (ver **tabla 56**), por estar ubicada en una zona 2 y ser una categoría A2 es el

sistema estructural de “Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)”.

- El tipo de cimentación que mejor se adecuó al tipo y tecnología de la edificación, que interactuó con la configuración estructural de la superestructura, que distribuyó mejor las presiones en el terreno producto de las cargas en la base de los soportes y que se adecuó a las características del terreno de fundación, fue la tercera alternativa de cimentación planteada la cual es la *“losa o platea de cimentación de espesor uniforme”*.
- Se concluye que al realizar un resumen teórico del diseño de los elementos que componen una edificación de acero, plasmado en el capítulo II “marco teórico del estudio” se fortaleció el conocimiento respecto al diseño y comportamiento estructural de edificaciones de acero. Lo cual se constituirá en una valiosa herramienta para el autor y los tesisistas que opten por futuras líneas de investigación derivadas de esta tesis.

## RECOMENDACIONES Y TRABAJOS FUTUROS

- Se recomienda realizar futuras líneas de investigación utilizando los sistemas estructurales de acero de “Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)” y analizar su comportamiento ante cargas laterales controlando las derivas según la norma E.030 de diseño sismorresistente.
- Realizar una comparación estructural y económica del uso de perfiles tubulares en vez de utilizar perfiles de patín ancho W, para miembros sometidos a flexocompresión (es decir para columnas).
- Se recomienda realizar el diseño estructural de una edificación utilizando ambas tecnologías tanto de estructuras metálicas como de concreto armado para una edificación con las mismas características, y realizar una comparación de comportamiento estructural, tiempo de ejecución del proyecto y de costo aproximado por m<sup>2</sup> en la ciudad de Huancayo.
- Realizar futuras líneas de investigación acerca de la aplicación de los diferentes tipos de conexiones a momento (FR) y conexiones simples para realizar la conexión viga – columna, que se presentan en el manual AISC.
- Realizar el diseño de varias alternativas de cimentación para una edificación con tecnología de estructuras metálicas y evaluar la alternativa más económica y con mejor comportamiento estructural.
- Se recomienda realizar el diseño estructural de una edificación de acero y comparar los diseños manuales de los elementos estructurales con los diseños computarizados que nos brindan los programas como el “ETABS” y “SAP 2000”, con el objetivo de lograr que los diseños ejecutados con programas que reflejen ingeniería.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. **VINNAKOTA, Sriramulu.** *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. Primera Edición. México D.F. : McGraw-Hill Interamericana Editores S.A, 2006. pág. 904. ISBN 970-10-5639-6.
2. **SEGUI, William T.** *Steel Design*. Fifth Edition. Stamford : CENGAGE Learning, 2013. pág. 737. ISBN 1-111-57600-9.
3. **CRISAFULLI, Francisco Javier.** *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*. 4ta Edición. Santiago de Chile : ASOCIACIÓN LATINOAMERICANA DEL ACERO (ALACERO), 2014. pág. 165. ISBN 978-956-8181-16-1.
4. **ACERO - DECK.** *Manual Técnico para el uso de Placas Colaborantes para Losas de Entrepiso*. Primera Edición. Lima : ACERO - DECK, 2005. pág. 81.
5. **SEGUI, William T.** *Diseño de estructuras de acero con LRFD*. Segunda Edición. México D.F. : International Thomson Editores, 2000. ISBN 970-686-023-1.
6. **SAN BARTOLOMÉ, Ángel.** *Análisis de edificios*. Primera Edición. Lima : PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ FONDO EDITORIAL, 1998. pág. 319. ISBN 9972-42-112-0.
7. **HARMSSEN, Teodoro E.** *Diseño de estructuras de concreto armado*. Tercera Edición. Lima : PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ FONDO EDITORIAL, 2002. pág. 683.
8. **SALMON, Charles G., JOHNSON, John E. y MALHAS, Faris A.** *STEEL STRUCTURES Design and Behavior: Emphasizing Load and Resistance Factor Design*. Fifth Edition. New Jersey : Pearson Prentice Hall, 2009. pág. 866. ISBN 0-13-188556-1.
9. **RODRÍGUEZ SERQUÉN, Arturo.** *Diseño de estructuras metálicas*. Primera Edición. Chiclayo : s.n., 2011.
10. **BLANCO BLASCO, Antonio.** *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*. Lima : Consejo Departamental de Lima, 2010. pág. 304.
11. **ZAPATA BAGLIETTO, Luis F.** *Diseño estructural en acero*. Segunda Edición. Lima : UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA EDITORIAL, 1991.
12. **FRATELLI, María Graciela.** *Suelos, fundaciones y muros*. Primera Edición. Caracas : Bonalde Editores, 1993. pág. 570. ISBN 980-07-1626-2.
13. **AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC).** *Specification for Structural Steel Buildings - ANSI/AISC 360-10*. Illinois : AISC, 2010.
14. **AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC).** *MANUAL OF STEEL CONSTRUCTION: LOAD AND RESISTANCE FACTOR DESIGN*. Second Edition. Illinois : AISC, 1994. ISBN 1-56424-041-X.
15. **AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC).** *STEEL CONSTRUCTION MANUAL*. 14th Edition. Illinois : AISC, 2011. ISBN 1-56424-060-6.



16. **AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC).** *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings - ANSI/AISC 341-10.* Illinois : AISC, 2010.
17. **AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC).** *Steel Design Guide 1: Base Plate and Anchor Rod Design.* Second Edition. Illinois : AISC, 2006.
18. **AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI).** *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14).* Farmington Hill : ACI, 2014. ISBN 978-0-87031-964-8.
19. **CORREA V., Félix.** Tesis para optar el título de Ingeniero Civil. *Diseño estructural de un auditorio de estructuras metálicas.* Piura, Perú : Universidad de Piura, 2003. pág. 98.
20. **SALCEDO, Waldo, y otros.** Proyecto de Diplomado UPC. *Diseño de un Edificio Comercial con Estructura de Acero considerando un Espectro de Diseño que incluye el Sismo de Pisco 2007.* Lima, Perú : Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas (UPC), 2011. pág. 58.
21. **VÉLEZ T., Carlos.** *Ejecución de edificios de acero estructural.* Medellín : Universidad Nacional de Colombia Sede Medellín, 2004. pág. 159.
22. **PILLAJO N., Jorge.** Proyecto previo a la obtención del título de Ingeniero Mecánico. *Diseño de la estructura de acero para un edificio de apartamentos para ser utilizado en la región litoral del Ecuador.* Quito, Ecuador : Escuela Politécnica Nacional del Ecuador, 2009. pág. 292.
23. **DÍAZ, Jolman, MEJÍA, Everth y ORTEZ, Jorge.** Tesis para optar el grado de Ingeniero Civil. *Diseño de elementos estructurales típicos para un edificio de estructuras de acero utilizando las especificaciones AISC 2005.* Ciudad Universitaria, El Salvador : Universidad de el Salvador, 2007. pág. 411.
24. **SANTIAGO G., Elioth.** Tesis para optar el título de Ingeniero Civil. *Guía para el curso de estructuras metálicas I.* Ciudad Universitaria, Guatemala : Universidad de San Carlos de Guatemala, 1995.
25. **BERMÚDEZ M., Carlos.** *Curso básico de estructuras metálicas.* Primera Edición. Manizales : Universidad Nacional de Colombia Sede Manizales, 2005. pág. 77. ISBN 958-9322-89-1.
26. **MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO.** Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). *Norma Técnica de Edificación E.020, E.030, E.050, E.060 y E.090.* Lima, Perú : SENCICO, 2017.
27. **LABEIN TECNALIA.** *Buenas prácticas para la construcción en acero: Edificación comercial.* Derio, Bizkaia : Programa de Investigación de la Comisión Europea, 2008. pág. 59. ISBN 978-1-85942-158-1.
28. **ALTOS HORNOS DE MÉXICO (AHMSA).** *Manual de diseño para la construcción con acero.* México D.F. : AHMSA, 2013. pág. 414.
29. **MELI PIRALLA, Roberto.** *Diseño estructural.* Segunda Edición. México D.F. : LIMUSA NORIEGA EDITORES, 1985. pág. 596.

30. **COMPUTERS AND STRUCTURES, INC. (CSI).** *Optimized Modeling and Design of Steel Structures using ETABS.* Berkeley : CSI, 2012. pág. 60.
31. **INSTITUTO TÉCNICO DE ESTRUCTURAS DE ACERO (ITEA).** *Guía de diseño para edificios con estructura de acero.* Segunda Edición. Ordizia : ITEA, 2010. pág. 161. ISBN 84-605-6134-8.
32. **MCCORMAC, Jack C. y CSERNAK, Stephen F.** *Diseño de estructuras de acero.* Quinta Edición. México D.F. : Alfaomega Grupo Editor, 2012. pág. 736. ISBN 978 607 707 559 2.
33. **TASAICO COLOMA, Luis.** *Diplomado especializado en diseño estructural UPC.* Lima, Perú : Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas (UPC), 2012. Apuntes de diseño en acero.
34. **ARANÍS GÁRCIA ROSELL, César Augusto.** *Diplomado a nivel de post grado en ingeniería estructural ESI.* Huancayo, Perú : Escuela Superior de Ingeniería (ESI), 2016. Apuntes de diseño en acero.
35. **VILLARREAL CASTRO, Genner.** *Diplomado a nivel de post grado en ingeniería estructural ESI.* Huancayo, Perú : Escuela Superior de Ingeniería (ESI), 2016. Apuntes de estructuración y diseño sísmico de edificaciones.
36. **AIBAR OZEJO, Mario Eduardo.** *Cómo mejorar el estudio e incrementar el aprendizaje: Métodos y técnicas del trabajo universitario.* 1ra Edición. Lima : USMP Fondo Editorial, 2012. ISBN USMPEYC1000030.

## ANEXOS

Planos de la especialidad de arquitectura y de la especialidad de estructuras:

1. **LAMINA A-01:** ARQUITECTURA - PLANTAS DE DISTRIBUCIÓN DE AMBIENTES
2. **LAMINA A-02:** ARQUITECTURA - CORTES Y ELEVACIONES
3. **LAMINA E-01:** ESTRUCTURAS - CIMENTACIÓN
4. **LAMINA E-02:** ESTRUCTURAS - LOSA COLABORANTE Y CONEXIÓN SIMPLE VIGA - VIGUETA
5. **LAMINA E-03:** ESTRUCTURAS - DETALLE DE PÓRTICOS Y CONEXIÓN DE ARRIOSTRE
6. **LAMINA E-04:** ESTRUCTURAS - CONEXIÓN SIMPLE Y A MOMENTO VIGA - COLUMNA