

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO EN ALUMINIO DE CINCO PISOS EN
CARTAGENA DE FORMA REGULAR CON SUELO TIPO C, BASADO EN EL
CAPÍTULO F.5 DEL REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO
RESISTENTE, NSR-10**

JOSÉ DAVID TOBO RAMOS

Trabajo de Grado para optar por el Título de:
MAGISTER EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

Director:
MIGUEL ANTONIO PERALTA HERNÁNDEZ
Ingeniero civil y Magister en ingeniería estructural

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
MAESTRÍA EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL
BUCARAMANGA
2018**

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	23
OBJETIVOS DEL PROYECTO.....	27
ALCANCE.....	28
1. Material y diseño por servicio.....	29
1.1 Propiedades y selección de materiales.....	29
1.1.1 Propiedades físicas.....	29
1.1.2 Aleaciones.....	29
1.1.3 Pernos y remaches.....	38
1.1.4 Metales de aporte.....	40
1.1.5 Disponibilidad.....	41
1.2 Principios de diseño.....	43
1.2.1 Diseño para estados límite.....	43
1.2.2 Resistencia Estática.....	44
1.2.3 Deformación.....	45
1.3 Durabilidad y protección contra la corrosión	46
1.3.1 Ambiente del aluminio.....	46
1.3.2 Protección general contra la corrosión	47
1.3.3 Aluminio embebido en concreto	48
2. Diseño del entrepiso.....	49
2.1 Losa de entrepiso	49
2.1.1 Resistencia contra el fuego.....	50
2.1.2 Geometría y materiales.....	52
2.1.3 Cargas.....	54
2.1.4 Diseño para etapa constructiva.....	58

2.1.5	Diseño para etapa de funcionamiento	66
2.1.6	Refuerzo de la losa	76
2.2	Vigueta.....	79
2.2.1	Geometría y materiales.....	79
2.2.2	Solicitudes de Carga.....	81
2.2.3	Análisis de deflexiones.....	87
2.2.4	Geometría efectiva	89
2.2.5	Resistencias de diseño.....	102
2.3	Viga de carga	122
2.3.1	Geometría y materiales.....	122
2.3.2	Solicitudes de carga.....	124
2.3.3	Análisis de deflexiones.....	130
2.3.4	Geometría efectiva	133
2.3.5	Resistencias de diseño.....	145
2.4	Vibraciones	162
2.4.1	Generalidades	162
2.4.2	Ancho y largo de piso.....	167
2.4.3	Propiedades de los elementos.....	169
3.	Análisis estructural.....	184
3.1	Sistema estructural.....	184
3.1.1	Descripción del proyecto.....	184
3.1.2	Análisis sísmico.....	185
3.1.3	Método Directo	203
3.1.4	Modelo estructural.....	208
3.2	Viga secundaria	216
3.2.1	Geometría y materiales.....	216
3.2.2	Solicitudes de carga.....	218
3.2.3	Análisis de deflexiones.....	220
3.2.4	Geometría efectiva	221

3.2.5	Resistencias de diseño	234
3.3	Columna.....	255
3.3.1	Geometría y materiales.....	255
3.3.2	Solicitudes de carga.....	257
3.3.3	Análisis de deflexiones.....	259
3.3.4	Geometría efectiva	259
3.3.5	Resistencias de diseño.....	271
4.	Conexiones.....	298
4.1	Conexión viga-vigueta.....	300
4.1.1	Geometría de la conexión.....	300
4.1.2	Diseño de la Vigueta	310
4.1.3	Pernos de vigueta y placa	318
4.1.4	Diseño de la Placa	322
4.1.5	Diseño de la Soldadura.....	330
4.1.6	Diseño de la viga.....	333
4.2	Diseño y conexión de riostras.....	335
4.2.1	Generalidades	337
4.2.2	Solicitudes de carga.....	340
4.2.3	Geometría de la Cartela.....	353
4.2.4	Fuerzas de contacto	362
4.2.5	Resistencias de la conexión.....	370
4.2.6	Diseño de soldadura de las conexiones.....	390
4.2.1	Traslapo entre la viga y la columna	399
4.3	Placa base	401
4.3.1	Solicitudes de carga.....	401
4.3.2	Geometría y materiales.....	404
4.3.3	Resistencia de la placa de acero	421
4.3.4	Diseño de soldadura	429
4.3.5	Resistencia de concreto y pernos	430

5. Conclusiones	462
BIBLIOGRAFÍA.....	466
ANEXOS.....	469

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Grafica Esfuerzo Vs Deformación de aleaciones en aluminio.	38
Figura 2. Detalle de losa de entrepiso.	49
Figura 3. Detalle de construcción que garantiza un diagrama entre losa y viga.	50
Figura 4. Lámina colaborante de altura 2".	52
Figura 5. Límites dimensionales de la losa compuesta.	53
Figura 6. Diagramas de carga, momentos, deflexiones y reacciones en etapa constructiva. ...	58
Figura 7. Comportamiento de la adherencia entre lamina y el concreto.	73
Figura 8. Refuerzo negativo de viguetas en sección compuesta.	76
Figura 9. Geometría de la vigueta aislada.	79
Figura 10. Tipos de elementos planos (Figura F.5.4.3-1)	92
Figura 11. Elementos planos bajo gradiente de esfuerzos (Figura F.5.4.3-2).	93
Figura 12. Curvas de la Figura F.5.4.3-5(a).	95
Figura 13. Curvas de la Figura F.5.4.3-5(b).	95
Figura 14. Extensión de la zona afectada por el calor, ubicación de z (Figura F.5.4.4-1(a)) ..	98
Figura 15. Medición típica del camino de calor (Figura F.5.4.4-2).	100
Figura 16. Pandeo torsional lateral de vigas, esfuerzo de pandeo ρ_s (Figura F.5.4.5-2.)	116
Figura 17. Esfuerzo de pandeo como columna para miembros a compresión ρ_s (Figura F.5.4.5-3(a))	116
Figura 18. Pandeo torsional lateral, momento uniforme equivalente (Figura F.5.4.5-1).	118
Figura 19. Geometría de la viga aislada.	122
Figura 20. Tipos de elementos planos (Figura F.5.4.3-1)	135

Figura 21. Elementos planos bajo gradiente de esfuerzos (Figura F.5.4.3-2).....	136
Figura 22. Curvas de la Figura F.5.4.3-5(a).....	138
Figura 23. Curvas de la Figura F.5.4.3-5(b).....	138
Figura 24. Extensión de la zona afectada por el calor, ubicación de z (Figura F.5.4.4-1(a))	141
Figura 25. Medición típica del camino de calor (Figura F.5.4.4-2).	143
Figura 26. Pandeo torsional lateral de vigas, esfuerzo de pandeo ρ_s (Figura F.5.4.5-2.)	158
Figura 27. Esfuerzo de pandeo como columna para miembros a compresión ρ_s (Figura F.5.4.5-3(a))	158
Figura 28. Pandeo torsional lateral, momento uniforme equivalente (Figura F.5.4.5-1).....	159
Figura 29. Límite de la aceleración máxima permitida por análisis de vibración.	166
Figura 30. Longitud de viga y vigueta para el análisis de vibraciones.	167
Figura 31. Ejemplo de ancho y longitud en entrepisos.	168
Figura 32. Longitud de vigas y viguetas de la estructura.	168
Figura 33. Amenaza sísmica en Colombia.....	186
Figura 34. Valores de aceleración pico efectiva en Colombia.....	187
Figura 35. Espectro sísmico de aceleraciones.....	188
Figura 36. Espectro sísmico de Velocidades.....	189
Figura 37. Espectro sísmico de Desplazamientos.....	189
Figura 38. Geometría de la planta tipo.....	192
Figura 39. Derivas de puntos esquineros.	193
Figura 40. Reporte gráfico de derivas por piso y dirección.	203
Figura 41. Solicitudes en un elemento a compresión por efectos P- Δ y P- δ	204
Figura 42. Reporte gráfico de derivas de segundo orden por piso y dirección.....	207

Figura 43. Alturas de entrepiso.	209
Figura 44. Vista en planta de la estructura.	209
Figura 45. Vista 3D de la estructura.	210
Figura 46. Vista frontal de la estructura.	210
Figura 47. Vista lateral de la estructura.	211
Figura 48. Cargas en el modelo utilizado.	211
Figura 49. Definición de análisis en el modelo.	212
Figura 50. Definición de FHE en X.	213
Figura 51. Definición de FHE en Y.	213
Figura 52. Carga de Viento.	214
Figura 53. Definición de carga nocional por carga muerta en X.	214
Figura 54. Definición de carga nocional por carga viva en Y.	215
Figura 55. Geometría de la viga.	216
Figura 56. Solicitud de cargas ultimas de la viga (caso más crítico).	219
Figura 57. Solicitud de cargas de servicio de la viga (caso más crítico).	220
Figura 58. Tipos de elementos planos (Figura F.5.4.3-1)	224
Figura 59. Elementos planos bajo gradiente de esfuerzos (Figura F.5.4.3-2).	225
Figura 60. Curvas de la Figura F.5.4.3-5(a).	227
Figura 61. Curvas de la Figura F.5.4.3-5(b).	227
Figura 62. Extensión de la zona afectada por el calor, ubicación de z (Figura F.5.4.4-1(a))	230
Figura 63. Medición típica del camino de calor (Figura F.5.4.4-2).	232
Figura 64. Pandeo torsional lateral de vigas, esfuerzo de pandeo ρ_s (Figura F.5.4.5-2.)	248

Figura 65. Esfuerzo de pandeo como columna para miembros a compresión ρ_s (Figura F.5.4.5-3(a))	248
Figura 66. Pandeo torsional lateral, momento uniforme equivalente (Figura F.5.4.5-1).....	250
Figura 67. Geometría de la Columna.	255
Figura 68. Solicitud de P y T de la columna (caso más crítico).....	258
Figura 69. Solicitud de V_x y M_y de la columna (caso más crítico).....	258
Figura 70. Solicitud de V_y y M_x de la columna (caso más crítico).....	259
Figura 71. Tipos de elementos planos (Figura F.5.4.3-1)	262
Figura 72. Curvas de la Figura F.5.4.3-5(a).....	264
Figura 73. Curvas de la Figura F.5.4.3-5(b).....	264
Figura 74. Extensión de la zona afectada por el calor, ubicación de z (Figura F.5.4.4-1(a))	267
Figura 75. Medición típica del camino de calor (Figura F.5.4.4-2).....	269
Figura 76. Pandeo torsional lateral, momento uniforme equivalente (Figura F.5.4.5-1).....	274
Figura 77. Pandeo torsional de miembros a compresión, coeficiente de interacción k (Figura F.5.4.7-1).....	284
Figura 78. Secciones que no muestran interacción entre los modos de pandeo torsional puro y de flexión (Figura F.5.H-1).....	284
Figura 79. Sección monosimétrica (Figura F.5.H-2).	285
Figura 80. Sección asimétrica (Figura F.5.H-3).....	285
Figura 81. Esfuerzo de pandeo como columna para miembros a compresión ρ_s (Figura F.5.4.5-3(a))	290
Figura 82. Esfuerzo de pandeo como columna para miembros a compresión ρ_s . (Figura F.5.4.5-3(b)).....	290

Figura 83. Esfuerzo de pandeo como columna para miembros a compresión p_s (Figura F.5.4.5-3(c)) 290

Figura 84. Esfuerzo de pandeo torsional para miembros a compresión p_s (Figura F.5.4.7-2 (a)) 291

Figura 85. Esfuerzo de pandeo torsional para miembros a compresión p_s (Figura F.5.4.7-2 (b)) 291

Figura 86. Centro de rotación y fuerzas internas en los pernos. 318

Figura 87. Longitud efectiva de soldaduras de filete longitudinales (Figura F.5.6.6.9-3)..... 331

Figura 88. Método admisible de fuerza uniforme en la interfaz de la cartela..... 337

Figura 89. Método admisible de fuerza uniforme en la interfaz viga a columna..... 337

Figura 90. Esfuerzo de pandeo como columna para miembros a compresión p_s (Figura F.5.4.5-3(a)) 350

Figura 91. Esfuerzo de pandeo torsional para miembros a compresión p_s (Figura F.5.4.7-2 (a)) 351

Figura 92. Conexión entre la riostra y cartela. 354

Figura 93. Longitud efectiva de soldaduras de filete longitudinales (Figura F.5.6.6.9-3)..... 357

Figura 94. Requisito para capacidad de rotación de la riostra. 359

Figura 95. Disposición de arriostamiento con poca o nula fuerza de transferencia-Configuración A..... 363

Figura 96. Disposición de arriostamiento con gran fuerza de transferencia-Configuración B. 363

Figura 97. Fuerzas en los elementos de la conexión-Configuración A..... 364

Figura 98. Fuerzas en los elementos de la conexión-Configuración B..... 364

Figura 99. Área neta de la riostra.	370
Figura 100. Sección transversal de la riostra con refuerzo.	373
Figura 101. Esfuerzo de pandeo como columna para miembros a compresión p_s (Figura F.5.4.5-3(a))	384
Figura 102. Distancia libre para montaje	390
Figura 103. Esquema de conexión y traslapo de la viga.	400
Figura 104. Definición de $e'N$ para un grupo de anclajes.....	403
Figura 105. Definición de $e'v$ para un grupo de anclajes.	404
Figura 106. Ejemplo de tracción en elementos angostos.	410
Figura 107. Definición de distancias al borde.....	410
Figura 108. Ejemplo de Cortante cuando los anclajes están influenciados por tres o más bordes.....	412
Figura 109. Cono de arrancamiento por tracción y cortante.....	416
Figura 110. Áreas proyectadas para anclajes individuales y de grupo.....	417
Figura 111. Área proyectada al lado del elemento de concreto en su borde para anclajes individuales y de grupo.....	419
Figura 112. Placa base con solicitudes.....	421
Figura 113. Tipos de Fallas en los anclajes.....	431
Figura 114. Refuerzo de anclaje para tracción.....	440
Figura 115. Fuerza cortante paralela a un borde.	454
Figura 116. Refuerzo de anclaje de horquilla para cortante (Corte A-A) y Refuerzo de borde y refuerzo de anclaje para cortante (Corte B-B).	457
Figura 117. Interacción de cargas cortantes y de tracción.	461

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Propiedades físicas del aluminio (Tabla F.5.2.3-1 de la NSR-10).....	29
Tabla 2. Aleaciones tratadas en caliente (Tabla F.5.2.2-1).....	32
Tabla 3. Aleaciones tratadas en caliente (Tabla F.5.2.2-2).....	34
Tabla 4. Equivalente más cercano de las aleaciones para forjado y fundición (Tabla F.5.A-1)	35
Tabla 5. Esfuerzos límite, aleaciones tratadas en caliente (Tabla F.5.4.2-1).....	36
Tabla 6. Esfuerzos límite, aleaciones NO tratadas en caliente (Tabla F.5.4.2-2).....	37
Tabla 7. Materiales de pernos y remaches (Tabla F.5.2.2-3).....	39
Tabla 8. Esfuerzos límite del metal de aporte pw (Tabla F.5.6.8-1).....	40
Tabla 9. Metales de aporte para soldadura (Tabla F.5.2.2-4).....	41
Tabla 10. Disponibilidad de formas de producto (Tabla F.5.2.7-2).....	42
Tabla 11. Rango de tamaños de secciones extruidas más comúnmente disponibles (Tabla F.5.2.7-3.).....	43
Tabla 12. Coeficientes de reducción de capacidad (Tabla F.5.3.3-1).....	45
Tabla 13. Deflexiones límites (Tabla F.5.3.4-1).....	46
Tabla 14. Protección general contra la corrosión de estructuras de aluminio (Tabla F.5.2.4-1).	47
Tabla 15. Espesor mínimo de concreto de la losa resistente contra el fuego.....	51
Tabla 16. Especificaciones de la losa colaborante.....	52
Tabla 17. Materiales de la losa colaborante.....	54
Tabla 18. Carga muerta sobre impuesta.....	55

Tabla 19. Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas.	57
Tabla 20. Cargas vivas.	57
Tabla 21. Solicitaciones de carga en etapa constructiva.	60
Tabla 22. Esfuerzo nominal de cortante para losas colaborante.	64
Tabla 23. Propiedades de los Materiales.	79
Tabla 24. Propiedades geométricas.	80
Tabla 25. Cargas del entrepiso.	82
Tabla 26. Valores límite de β (Tabla F.5.4.3-1.).....	90
Tabla 27. Evaluación del parámetro β	92
Tabla 28. Curva de la figura F.5.4.3-5 (Tabla F.5.4.3-2).	94
Tabla 29. Coeficiente de ablandamiento (Tabla F.5.4.4-1.).....	96
Tabla 30. Extensión de la zona afectada por el calor, coeficiente α	99
Tabla 31. Parámetro z_o	99
Tabla 32. Cálculo de Resistencia a momento uniaxial de la sección.....	102
Tabla 33. Longitud efectiva para vigas (Tabla F.5.G-1).	111
Tabla 34. Longitud efectiva para vigas en voladizo (Tabla F.5.G-2).	111
Tabla 35. Pandeo torsional lateral de vigas, coeficientes X y Y (Tabla F.5.4.5-1).	113
Tabla 36. Propiedades de los Materiales.	122
Tabla 37. Propiedades geométricas.	123
Tabla 38. Cargas del entrepiso.	125
Tabla 39. Valores límite de β (Tabla F.5.4.3-1.).....	134
Tabla 40. Evaluación del parámetro β	136
Tabla 41. Curva de la figura F.5.4.3-5 (Tabla F.5.4.3-2).	138

Tabla 42. Coeficiente de ablandamiento (Tabla F.5.4.4-1.).....	140
Tabla 43. Extensión de la zona afectada por el calor, coeficiente α	142
Tabla 44. Parámetro z_0	142
Tabla 45. Cálculo de Resistencia a momento uniaxial de la sección.....	145
Tabla 46. Longitud efectiva para vigas (Tabla F.5.G-1).....	153
Tabla 47. Longitud efectiva para vigas en voladizo (Tabla F.5.G-2).	153
Tabla 48. Pandeo torsional lateral de vigas, coeficientes X y Y (Tabla F.5.4.5-1).	155
Tabla 49. Criterio de diseño.	162
Tabla 50. Cargas de análisis para vibraciones (Tabla 3-1 de la guía 11 del AISC).....	162
Tabla 51. Propiedades de la Placa.....	163
Tabla 52. Coeficiente de amortiguamiento.	164
Tabla 53. Valores de aceleración recomendados según la guía 11 del AISC.	166
Tabla 54. Dimensiones generales.....	168
Tabla 55. Propiedades de la Vigueta.....	169
Tabla 56. Propiedades de la Viga Izquierda.....	174
Tabla 57. Propiedades de la Viga derecha.	179
Tabla 58. Resumen de resultados.....	180
Tabla 59. Resumen de memorias	184
Tabla 60. Coeficientes Locales de la estructura.....	188
Tabla 61. Fuerza horizontal equivalente	190
Tabla 62. Fuerzas y desplazamientos distribuidos por piso.	190
Tabla 63. Coeficientes sísmicos locales.....	191
Tabla 64. Capacidad de disipación de energía por amenaza sísmica.....	191

Tabla 65. Irregularidad Tipo 1aP y 1bP (Irregularidad Torsional)	193
Tabla 66. Irregularidad Tipo 2P (Retrosesos en las esquinas).....	194
Tabla 67. Irregularidad Tipo 3P (Irregularidad del diafragma)	194
Tabla 68. Irregularidad Tipo 4P (Desplazamientos de los planos de acción)	195
Tabla 69. Irregularidad Tipo 5P (Sistemas No Paralelos).....	195
Tabla 70. Irregularidad Tipo 1Aa y 1bA (Piso Flexible).....	196
Tabla 71. Irregularidad Tipo 2A (Distribución de Masa)	196
Tabla 72. Irregularidad Tipo 3A (Geométrica)	197
Tabla 73. Irregularidad Tipo 4A (Desplazamiento dentro del plano de acción).....	197
Tabla 74. Irregularidad Tipo 5Aa Y 5bA (Piso débil y Piso débil extremo)	198
Tabla 75. Resumen de irregularidades de planta y altura	198
Tabla 76. Cargas de diseño con coeficientes utilizadas.	200
Tabla 77. Combos de diseño.	200
Tabla 78. Cargas de presión admisibles utilizadas.....	201
Tabla 79. Combos de presión admisible.	201
Tabla 80. Derivas por piso y dirección	202
Tabla 81. Resumen numérico de derivas por piso y dirección	202
Tabla 82. Derivas por piso y dirección	206
Tabla 83. Resumen numérico de derivas por piso y dirección	206
Tabla 84. Combinaciones de carga teniendo en cuenta el Método Directo.	215
Tabla 85. Propiedades de los Materiales.....	217
Tabla 86. Mayor valor de cargas últimas de la viga.	218
Tabla 87. Valores límite de β (Tabla F.5.4.3-1.).....	222

Tabla 88. Evaluación del parámetro β	224
Tabla 89. Curva de la figura F.5.4.3-5 (Tabla F.5.4.3-2).....	226
Tabla 90. Coeficiente de ablandamiento (Tabla F.5.4.4-1.).....	228
Tabla 91. Extensión de la zona afectada por el calor, coeficiente α	231
Tabla 92. Parámetro z_0	231
Tabla 93. Cálculo de Resistencia a momento uniaxial de la sección.....	234
Tabla 94. Longitud efectiva para vigas (Tabla F.5.G-1).....	243
Tabla 95. Longitud efectiva para vigas en voladizo (Tabla F.5.G-2).	243
Tabla 96. Pandeo torsional lateral de vigas, coeficientes X y Y (Tabla F.5.4.5-1).	245
Tabla 97. Propiedades de materiales.....	255
Tabla 98. Propiedades geométricas.....	256
Tabla 99. Cargas últimas de diseño.....	257
Tabla 100. Valores límite de β (Tabla F.5.4.3-1.).....	260
Tabla 101. Evaluación del parámetro β	262
Tabla 102. Curva de la figura F.5.4.3-5 (Tabla F.5.4.3-2).....	263
Tabla 103. Coeficiente de ablandamiento (Tabla F.5.4.4-1.).....	266
Tabla 104. Extensión de la zona afectada por el calor, coeficiente α	268
Tabla 105. Parámetro z_0	268
Tabla 106. Cálculo de Resistencia a momento uniaxial de la sección.....	271
Tabla 107. Coeficiente de longitud efectiva K para miembros a compresión (Tabla F.5.4.7-1.)	280
Tabla 108. Parámetros de pandeo torsional para miembros a compresión (Tabla F.5.4.7-2).285	
Tabla 109. Selección de la curva para miembros a compresión (Tabla F.5.4.7-3).....	289

Tabla 110. Resistencias nominales de aleaciones en aluminio (Tabla A.3.3M de AA).	299
Tabla 111. Variables de carga y materiales.....	300
Tabla 112. Variables geométricas del conector.	300
Tabla 113. Chequeos de Geometría.	301
Tabla 114. Esfuerzo límite para sujetadores de aluminio pf (Tabla F.5.6.4-1).....	302
Tabla 115. Resistencia del conector.....	307
Tabla 116. Origen y distancia de los pernos	319
Tabla 117. Componentes de la fuerza.	320
Tabla 118. Propiedades de la riostra.	338
Tabla 119. Propiedades de la columna.....	338
Tabla 120. Propiedades de la viga.....	339
Tabla 121. Propiedades de los Materiales.....	340
Tabla 122. Selección de la curva para miembros a compresión (Tabla F.5.4.7-3).....	350
Tabla 123. Selección de la curva para miembros a compresión (Tabla F.5.4.7-3).....	383
Tabla 124. Solicitudes de la base de la columna.....	401
Tabla 125. Carga por anclaje.	402
Tabla 126. Información del anclaje.....	402
Tabla 127. Materiales del anclaje.....	404
Tabla 128. Geometría de la columna.	406
Tabla 129. Geometría del anclaje.....	407
Tabla 130. Geometría del anclaje.....	411
Tabla 131. Longitud de soporte equivalente y tensión de los anclajes.	423
Tabla 132. Resistencia de tracción y cortante en los anclajes.....	457

Tabla 133. Chequeo de cargas combinadas. 461

RESUMEN

TÍTULO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO EN ALUMINIO DE CINCO PISOS EN CARTAGENA DE FORMA REGULAR CON SUELO TIPO C, BASADO EN EL CAPÍTULO F.5 DEL REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE, NSR-10*

AUTOR: José David Tobo Ramos**

PALABRAS CLAVE: diseño en aluminio, resistencia de diseño, demanda de cargas.

CONTENIDO: Este trabajo de grado tiene como finalidad profundizar el procedimiento de análisis y diseño de un edificio de cinco pisos ubicado en la ciudad de Cartagena, que pertenece a una zona de baja sismicidad de acuerdo con el mapa de amenaza sísmica de la NSR-10.

En la primera parte del trabajo de grado se menciona las ventajas de utilizar el aluminio como un material de construcción, además de mencionar las principales características mecánicas del aluminio y sus aleaciones, y los tipos de perfiles estructurales que normalmente se disponen en el mercado; posteriormente se definen los parámetros sísmicos de diseño del edificio, los cuales dependen de la ubicación, uso y geometría que tendría el edificio; La estructura del edificio se diseñó para cumplir con las exigencias de rigidez, resistencia y de tenacidad; el procedimiento de diseño estructural se basa en los pasos descritos en el numeral A.1.3 de la NSR-10.

El análisis se realizó mediante un programa computacional de estructuras, del cual se obtuvieron las solicitudes de cargas sobre los elementos y se asignaron los perfiles estructurales en los que las resistencias de diseño fueran mayores que la demanda producto de las solicitaciones de carga; El diseño estructural se basó en las disposiciones establecidas del capítulo F.5 de la NSR-10, la cual ofrece expresiones matemáticas para determinar la resistencia de diseño de los principales miembros y sus efectos combinados.

Los cálculos que se presentan en el trabajo de grado corresponden a un diseño tipo de cada miembro en aluminio. Al final del trabajo de grado se registraron las principales conclusiones, de acuerdo con los objetivos propuestos de este trabajo de grado, que pudieran describir aspectos importantes como el resumen de los perfiles estructurales de los miembros del edificio y las ventajas y desventajas que posee una estructura en aluminio.

*Proyecto de Grado

**Facultad Físico Mecánica. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Miguel Antonio Peralta Hernández

ABSTRACT

TITLE: STRUCTURAL DESIGN OF A BUILDING IN ALUMINUM OF FIVE FLOORS IN CARTAGENA OF REGULAR FORM WITH SOIL TYPE C, BASED ON CHAPTER F.5 OF THE COLOMBIAN REGULATION OF CONSTRUCTION RESISTANT SEISMIC, NSR-10 *

AUTOR: José David Tobo Ramos**

KEYWORD: design in aluminum, design resistance, load demand.

CONTENT: This degree project aims to deepen the procedure of analysis and design of a five-story building located in the city of Cartagena, which belongs to an area of low seismicity according to the seismic hazard map of the NSR-10.

In the first part of the work of degree it mentions the advantages of using aluminum as a construction material, in addition to mentioning the main mechanical characteristics of aluminum and its alloys, and the types of structural profiles that are normally available in the market; Subsequently, the seismic design parameters of the building are defined, which depend on the location, use and geometry that the building would have; The structure of the building was designed to meet the demands of rigidity, resistance and tenacity; The structural design procedure is based on the steps described in paragraph A.1.3 of the NSR-10.

The analysis was carried out by means of a computational program of structures, from which the load requests on the elements were obtained and the structural profiles were assigned in which the design resistance was greater than the demand product of the load solicitations; The structural design was based on the established provisions of chapter F.5 of the NSR-10, which provides mathematical expressions to determine the design strength of the main members and their combined effects.

The calculations presented in the degree work correspond to a design type of each member in aluminum. At the end of the degree work, the main conclusions were recorded, in accordance with the proposed objectives of this degree work, which could describe important aspects such as the summary of the structural profiles of the members of the building and the advantages and disadvantages of a structure. in aluminum.

* Project degree

**Faculty: Physical-Mechanical Engineering Faculty. School of Civil Engineering. Directors: Miguel Antonio Peralta Hernández

INTRODUCCIÓN

Los elementos con aleaciones de aluminio , cada vez toman mayor fuerza en la industria de la construcción, debido a los avances tecnológicos que en los últimos años se han presentado, convirtiendo el aluminio en un material muy competitivo si se compara con el acero [1-9], hoy en día existen en varios países del mundo más de 6000 estructuras construidas en aluminio (especialmente los Estados Unidos), como lo son los puentes, edificios y otros tipos de estructuras como muros disipadores de energía [10-14]. Debido al auge que el aluminio ha tenido, muchos países han reglamentado un código de diseño propio para miembros estructurales en aluminio [1-4,14-19], entre los más destacados se encuentran: el American Aluminum Design Manual “AA” [20] de los Estados Unidos, el euro código 9 “EC9” [21], para algunos países europeos, el Australian/New Zealand Standard [22] para Australia y Nueva Zelandia y el Chinese Design Specifications for Aluminum Structures “GB50429” [23] para China.

Se han realizado una gran cantidad de investigaciones para miembros con aleaciones en aluminio, tanto ensayos en equipos de laboratorio que buscan obtener la resistencia máxima que puede soportar un elemento, como de análisis por elementos finitos, con el fin de encontrar si es posible simular dichos ensayos de laboratorio mediante un software; los análisis en especial se han centrado en elementos que actúan como vigas [14,16-17,24-27] , columnas [1-5,7-9,18-19,28-33] y paneles [10-11,34]; además del análisis que se tiene en cuenta los procesos de soldadura y de fatiga en la reducción de resistencia de un miembro en aluminio en forma general [5,18,35-37]. La conclusión de la casi totalidad de esos estudios, es que las resistencias de cargas que se estipula en los reglamentos de diseño ofrecen valores conservadores respecto a los valores de carga máxima de los ensayos, y que, por lo tanto, realizar diseños estructurales con aluminio representa diseños seguros, y que pueden ser utilizados en la construcción de estructuras.

El hecho de que el aluminio haya tomado tanta importancia en los últimos años, se debe principalmente a sus características que lo diferencian respecto a las del acero, como de ser un material no lineal con una buena plasticidad, un material no magnético, su elevada relación resistencia-peso, su peso ligero, (su densidad es aproximadamente un tercio respecto a la del acero, lo que lo convierte en un material muy útil para estructuras arquitectónicamente valiosas), mejor resistencia a la corrosión, apariencia atractiva, fácil mantenimiento, su reciclaje puede hacerse infinidad de veces, buena durabilidad y facilidad de fabricación (debido a la baja temperatura de fusión permite una maleabilidad significativa en los procesos de fabricación, lo cual permite tener una amplia variedad de tipo de secciones transversales), entre otras; aunque también hay que mencionar que el aluminio tiene algunas desventajas respecto al acero, como lo son: tener un menor grado de ductilidad, tener bajas propiedades mecánicas y un alto costo de fabricación, su módulo elástico es un tercio al del acero (aproximadamente 70 GPa), lo que provoca que sea más vulnerable al pandeo local, pero sin dudar su principal desventaja se debe a que su utilización no ha sido tan amplia en las construcciones, lo que en muchos lugares conlleva a pensar que todavía tiene varios aspectos a mejorar, y por lo tanto se crea la premisa de que no exista la suficiente confianza en la predicción del comportamiento estructural [1-9,12-14,18-19,38].

Pero aun, cuando el aluminio no sea un material tan conocido, ni el favorito a la hora de construir, el tema de diseño de aluminio si ha avanzado con el tiempo y cada vez se utiliza más en el mundo, y por lo tanto una de las razones principales de este trabajo de grado, es ayudar a promover en Colombia este tipo de material como una alternativa en la construcción, pues en la búsqueda realizada por parte del autor de este trabajo de grado a la fecha de esta publicación, no pudo encontrar ningún tema bibliográfico que se refiera al aluminio como material viable para la

construcción de estructuras en el país, y más bien su utilización sigue siendo muy limitada a la construcción de marcos de ventanas y puertas.

Aunque en Colombia el tema pasa desapercibido, actualmente el país cuenta con una normativa de diseño propia para estructuras en aluminio, la cual se trata del capítulo F.5 de la norma sismo resistente del año 2010 (NSR-10) [39], la cual está basada en la normativa BS 8118 [40]; (norma británica de aluminio), en la que también está basada gran parte el euro código 9 [15]; (norma europea de diseño de aluminio); Por lo tanto se aclara que el diseño estructural de este proyecto se basará en el capítulo F.5 de la NSR-10, al ser la normativa del país.

El desarrollo del trabajo de grado se basó en un proyecto residencial, que cuenta con una geometría establecida, como lo son los bordes, vacíos y la ubicaciones de los elementos principales verticales de resistencia (columnas), y basados en ellos se dispuso bajo criterio estructural la ubicación de otros elementos como lo fueron las vigas y riostras, una vez se estableció la propuesta estructural inicial se llevó dicha propuesta a un modelo estructural, a un software de estructuras que debe tener como condición tener implementado el análisis del método directo, según el Capítulo C del American Aluminum Design Manual “AA” [20], dicho análisis es el apropiado para estructuras en aluminio. En el modelo se propusieron perfiles estructurales que cumplieran los límites de desplazamientos horizontales y las solicitudes de carga que les fueran suministradas, esto último se logró cuando la resistencia de diseño del elemento fuera mayor que las solicitudes de carga. El sistema estructural utilizado fue un pórtico con riostras concéntricas con capacidad mínima de disipación de energía. Como se mencionó antes, las resistencias de cálculo se basaron en las estipulaciones del capítulo F.5 y el proceso de obtención el perfil adecuado, fue de una forma iterativa, proponiendo un perfil de forma inicial y

realizando el análisis de cargas con ese perfil, hasta que las resistencias del perfil cumplieren con las solicitudes de carga.

Una vez establecido todos los perfiles, el siguiente paso fue el de plasmar todos los resultados en este documento, el cual tiene como función de memoria de cálculo.

OBJETIVOS DEL PROYECTO

Objetivo General

Realizar el diseño estructural de un edificio de 5 pisos de forma regular según lo estipulado en el Capítulo F.5 de la NSR-10 en la ciudad de Cartagena con un suelo Tipo C.

Objetivos específicos

- Diseñar en aluminio los principales elementos de resistencia (Columnas, Vigas y riostras), según su estado de carga (compresión, tensión, flexión) basados en las disposiciones del capítulo F.5 de la NSR-10.

ALCANCE

El alcance de este trabajo de grado se limitó en realizar el diseño estructural de un edificio de aluminio, de forma regular según lo estipulado en la sección A.3.3 de la NSR-10, en la ciudad de Cartagena, con un coeficiente de importancia de uno y con un suelo Tipo C: El trabajo de grado está enfocado aplicar un procedimiento de diseño estructural de acuerdo a los pasos recomendados del Título A de la NSR-10.

En este documento se detalló el cálculo tipo de cada elemento estructural que hacen parte de la estructura, además de las conexiones que hace parte entre ellos. El documento principal del trabajo de grado contiene las variables de diseño empleadas en el análisis, tales como: tipos de materiales utilizados, ubicación del proyecto, tipo de suelo, descripción del uso de la estructura, sistema estructural, método de análisis utilizado, análisis sísmico, resumen de cargas y combinaciones de carga utilizadas, control de deriva, diseño tipo de los elementos estructurales principales (viga, columna y riostras), conexiones de elementos.

Tanto el diseño de las divisiones de la estructura, como el diseño de la cimentación, fue ignorado en este documento, debido a la poca relevancia que tiene en el objetivo general del trabajo de grado, lo cual concierne al diseño de estructuras en aluminio.

Se aclara que el juego de planos que se adjunta, está únicamente enfocado a ser planos de diseño, es decir, solo tienen información de plantas y detalles generales de la estructura; En este documento a lo que se refiere con planos de taller y montaje no se tuvieron en cuenta.

1. Material y diseño por servicio

1.1 Propiedades y selección de materiales

1.1.1 **Propiedades físicas.** Las propiedades físicas de las aleaciones del aluminio pueden considerarse constantes y se enumeran en la siguiente tabla. En estructuras de gran tamaño e importancia, el ingeniero puede usar un valor más preciso obtenido por el fabricante.

Tabla 1. Propiedades físicas del aluminio (Tabla F.5.2.3-1 de la NSR-10)

Propiedad	Valor
Densidad	2 710 kg/m ³
Módulo de elasticidad	7 000 kgf/mm ²
Módulo de rigidez	2 660 kgf/mm ²
Coefficiente de expansión térmica	23 x10 ⁻⁶ por °C
Coefficiente de Poisson	$\nu = 0.3$

1.1.2 **Aleaciones.** La denominación del aluminio forjado y las aleaciones de aluminio usadas para propósitos de ingeniería utilizada en la NSR-10, está de acuerdo con el sistema de clasificación internacional de 4 dígitos.

El primer dígito indica el grupo de la aleación

- Aluminio 99.00% 1***
- Cobre 2***
- Manganeso 3***
- Silicio 4***
- Magnesio 5***
- Magnesio y silicio 6***
- Zinc 7***

- Otro elemento 8***
- Serie no usada 9***

El segundo dígito indica modificaciones en la aleación. Si el segundo dígito es cero, indica que la aleación es original (consultar el reglamento inglés BS 1490 para mayor conocimiento de la nomenclatura).

Los últimos dos dígitos de la designación no tienen significado especial, sino que sirven únicamente para identificar las diferentes aleaciones de aluminio dentro del grupo, excepto para la aleación 1*** que indican el porcentaje mínimo de aluminio.

En algunas aleaciones aparece al final la letra A, que significa una variación nacional del aluminio por país.

Existen dos tipos de clasificaciones de aleación del aluminio, la primera es aleaciones que aceptan tratamiento térmico (caliente) y la segunda es aleaciones que no aceptan tratamiento térmico (No calientes).

1.1.2.1 **Condición o Temple.** La designación para el temple o condición de la aleación de aluminio se indica con una letra que puede ir seguida por un número o números. Esta parte de la designación sigue a la designación del grupo de aleación y está separada por un guion.

- **O:** significa recocido para obtener la más baja condición de resistencia.
- **F:** Significa que fue fabricado sin control especial sobre el tratamiento térmico o el endurecimiento por deformación.

No Caliente:

- **H1:** Endurecido por deformación únicamente. Esta designación de temple se aplica al material sometido a la aplicación de trabajo en frío después del recocido o formado en caliente.
- **H2:** Endurecido por deformación y parcialmente recocido. Esta designación de temple se aplica para conseguir las propiedades mecánicas especificadas.
- **H3:** Endurecido por deformación y estabilizado.

El segundo dígito (2, 4, 6 u 8) que sigue la designación H1 o H2 indica el grado de endurecimiento por deformación en orden ascendente de temple.

Caliente:

- **T4:** Tratado en caliente en solución y envejecido naturalmente
- **T5:** Enfriado después de un proceso de formación a temperatura elevada y luego envejecido artificialmente
- **T6:** Tratado en caliente en solución y luego envejecido artificialmente
- **T8:** Tratado en caliente en solución, trabajado en frío y luego envejecido artificialmente

1.1.2.2 Ejemplos de aleaciones.

- 5154-H24: Indica la aleación 5154 de magnesio, no tratada en caliente, que ha sido endurecida por deformación y parcialmente recocida para lograr las propiedades mecánicas especificadas para un temple entre el recocido y el completamente endurecido.

- 6082-T6: Indica la aleación de forjado 6082 de magnesio - silicio, tratada en caliente.

1.1.2.3 *Aleaciones tratadas en caliente.* Las aleaciones tratadas en caliente derivan su resistencia del tratamiento con calor.

Tabla 2. Aleaciones tratadas en caliente (Tabla F.5.2.2-1).

Aleación	Condición	Producto	Espesor		Esfuerzo mínimo de tensión de prueba del 0.2%	Resistencia mínima a tensión	Elongación		Pérdida aproximada de resistencia por soldadura (no a T)	Clasificación de durabilidad	Designación ISO más cercana (véase ISO 209-1)				
			Desde mm	Hasta mm			5.65(S ₀) ^{1/2}	50 mm							
							%	%							
6061	T6	Extrusiones ¹⁾	-	150	24.0	28.0	8	7	50	B	AlMg1SiCu				
	T6	Tubería extruida	6.0	10	24.0	29.5	7 ²⁾	7 ²⁾	50						
6063	T4	Extrusiones	-	150	7.0	13.0	16	14	0	B	AlMg0.7Si				
		Tubería extruida	-	10	10.0	15.5	15 ²⁾	15 ²⁾	0						
		Forjados	-	150	8.5	14.0	16	-	0						
	T6	Extrusiones	-	25	11.0	15.0	8	7	25						
		Extrusiones	-	150	16.0	18.5	8	7	50						
		Tubería extruida	-	10	18.0	20.0	8 ²⁾	8 ²⁾	50						
6082	T4	Extrusiones	-	150	12.0	19.0	16	14	0	B	AlSiMgMn				
		Lámina	0.2	3.0	12.0	20.0	-	15	0						
		Plancha	3.0	25	11.5	20.0	12	15	0						
		Tubería extruida	-	6.0	11.5	21.5	12 ²⁾	12 ²⁾	0						
	T6	Forjados		-	150	12.0	18.5	16	-			0			
			Extrusiones	-	20	25.5	29.5	8	7			50			
		Lámina	0.2	3.0	25.5	31.0	8	-	50						
		Plancha	3.0	25	24.0	29.5	8	8	50						
		Tubería extruida		-	6.0	25.5	31.0	7 ²⁾	7 ²⁾			50			
			Forjados	-	120	25.5	29.5	8	-			50			
		7020	T4	Extrusiones	-	25	19.0	30.0	10			12	0	C	AlZn4.5Mg1
				Lámina y plancha	-	25	17.0	28.0	10			12	0		
T6	Extrusiones		-	25	28.0	34.0	8	10	40						
	Lámina y plancha		-	25	27.0	32.0	8	10	40						
LM25	TB7	Fundición con arena	-	-	8.0 a 11.0	16.0	2.5		NA	B	AlSi7Mg				
		Fundición con enfriamiento rápido	-	-	9.0 a 11.0	23.0	5								
	TF	Fundición con arena	-	-	20.0 a 25.0	23.0	-								
		Fundición con enfriamiento rápido	-	-	22.0 a 26.0	28.0	2								

En este diseño se ha utilizado la aleación **6061** (Al Mg1SiCu) que tiene Durabilidad B (Ver diseño por corrosión) y propiedades muy similares a la 6082, con una ligera mejoría en la

capacidad de dejarse formar y en el acabado de la superficie. Está disponible en formas tubulares extruidas y es usada principalmente en estructuras.

Esfuerzo mínimo de tensión de prueba del 0.2% en MPa:

$$f_{0.2} = 24.0 \frac{kgf}{mm^2} = 240 MPa$$

Resistencia mínima a tensión en MPa:

$$f_u = 28.0 \frac{kgf}{mm^2} = 280 MPa$$

1.1.2.4 ***Aleaciones NO tratadas en caliente.*** Las aleaciones NO tratadas en caliente derivan su resistencia únicamente de endurecimiento por deformación. Son normalmente producidas en formas de láminas delgadas y planchas y, ocasionalmente, en algunas formas extruidas simples.

Tabla 3. Aleaciones tratadas en caliente (Tabla F.5.2.2-2)

Aleación	Condición	Producto	Espesor		Esf. mínimo de tensión de prueba del 0.2%	Res. mínima a tensión	Elongación		Pérdida aproximada de resistencia por soldadura (F.7.4.4.2)	Clasif. de durabilidad	Designación ISO más cercana (véase ISO 2093-1)		
			Desde mm	Hasta mm			kgf/mm ²	kgf/mm ²				5.65(S ₀) ^{1/2}	50 mm
												%	%
1200	H14	Lámina	0.2	12.5	11.5 ¹⁾	10.5	-	3 a 6	50	A	Al99.0		
3103	H14	Lámina	0.2	12.5	14.0 ¹⁾	14.0	-	3 a 7	50	A	AlMn1		
	H18		0.2	3	18.5 ¹⁾	17.5	-	2 a 4	65				
3105	H14	Lámina	0.2	3	14.5	18.0	-	2 a 4	75	A	AlMn0.5Mg0.5		
	H16				17.0	18.5	-	1 a 3	80				
	H18				19.0	21.5	-	1 a 2	80				
					-	150	12.5	27.5	14			13	0
5083	O	Extrusiones	-	150	12.5	27.5	14	12 a 16	0	A	AlMn4.5Mn0.7		
		Lámina y plancha	0.2	80	12.5	27.5	12 ³⁾	12 ³⁾	0				
		Tubería extruida	-	10	12.5	27.5	12 ³⁾	11 ¹⁾	0				
	F	Extrusiones	-	150	13.0 ¹⁾	28.0 ¹⁾	12 ¹⁾	11 ¹⁾	0				
		Lámina y plancha	3	25	17.5 ¹⁾	32.0 ¹⁾	-	18 ¹⁾	0				
		Forjados	-	150	13.0	28.0	12	-	0				
	H22	Lámina y plancha	0.2	6	23.5	31.0	-	5 a 10	45				
	H22	Tubería extruida	-	10	23.5	31.0	5 ³⁾	5 ³⁾	45				
5154 ⁴⁾	O	Extrusiones	-	150	8.5	21.5	18	16	0	A	AlMg3.5 (A)		
		Lámina y plancha	0.2	6	8.5	21.5	-	12 a 18	0				
		Tubería extruida	-	10	8.5	21.5	16 ³⁾	16 ³⁾	0				
	F	Extrusiones	-	150	10.0 ¹⁾	21.5 ¹⁾	16 ¹⁾	14 ¹⁾	0				
		Forjados	-	150	10.0	21.5	16	-	0				
		Lámina y plancha	0.2	6	18.5	24.5	-	5 a 8	45				
	H24	Lámina y plancha	0.2	6	22.5	27.5	-	4 a 6	60				
	H24	Tubería extruida	-	10	20.0	24.5	4 ³⁾	4 ³⁾	60				
5251	F	Tubería con soldadura de costura	0.8	1.0	22.0	24.5	-	3	70	B	AlMg2		
			1.2	2.0	22.0	24.5	-	5	70				
		Forjados	-	150	6.0	17.0	16	-	70				
	H22	Lámina y plancha	0.2	6	13.0	20.0	-	4 a 8	55	A			
	H24	Lámina y plancha	0.2	6	17.5	22.5	-	3 a 5	65				
5454	O	Extrusiones	-	150	8.5	21.5	18	16	0	A	AlMg3Mn		
		Lámina y plancha	0.2	6	8.0	21.5	-	12 a 18	0				
	F	Extrusiones	-	150	10.0	21.5	16	14	0				
		H22	Lámina	0.2	3	18.0	25.0	-	4 a 8			55	
		H24	Lámina	0.2	3	20.0	27.0	-	3 a 6			60	
LM5	F	Fundición con arena	-	-	9.0 a 11.0	14.0	3		NA	A	AlMg5Si1		
		Fundición con enfriamiento rápido	-	-	9.0 a 12.0	17.0	5						
LM6	F	Fundición con arena	-	-	6.0 a 7.0	16.0	5		NA	B	AlSi12		
		Fundición con enfriamiento rápido	-	-	7.0 a 8.0	19.0	7						

No se ha utilizado ninguna aleación no tratada en caliente para este diseño.

1.1.2.5 **Equivalentes de aleaciones de aluminio.** La siguiente tabla enumera los equivalentes extranjeros más cercanos de las aleaciones de forjado y fundición de las tablas anteriores. No son necesariamente equivalentes exactos. Para mayor información sobre su composición y propiedades consultar las normas internacionales pertinentes como la norma inglesa BS 1490.

Tabla 4. Equivalente más cercano de las aleaciones para forjado y fundición (Tabla F.5.A-

1)

British Standard	ISO	BS anterior	International Aluminium Association	Austria	Bélgica	Canadá	Francia	Alemania
1200	Al99,0	S1C	1200	Al99	1200	2S	1200	Al99
3103	Al Mn1	N3	3103	AlMn	-	-	-	AlMn1
3105	Al Mn0,5Mg0,5	N31	3105	-	-	-	3105	AlMn0,5Mg0,5
5083	Al Mg4,5Mn0,7	N8	5083	AlMg4,5Mn	5083	5083	5083	AlMg4,5Mn
5154A	Al Mg3,5(A)	N5	5154A	-	5154	-	5154	-
5251	Al Mg2	N4	5251	-	5251	-	5251	AlMg2Mn0,3
5454	Al Mg3Mn	N51	5454	-	5454	5454	5454	AlMg2,7Mn
6061	Al Mg1SiCu	H20	6061	-	6061	6061	6061	AlMg1SiCu
6063	Al Mg0,7Si	H9	6063	-	6063	-	-	-
6082	Al Si1MgMn	H30	6082	-	6082	-	6082	AlMgSi1
7020	Al Zn4,5Mg1	H17	7020	AlZn4,5Mg1	7020	-	7020	-
LM5	Al Mg5Si1	LM5	514,1	G-AlMg5	SG AlMg6	GS40	A-G6	G-AlMg5
LM6	Al Si12	LM6	A413,2	G-AlSi	SG AlSi12 DG AlSi12Fe	S12N	A-S13	G-AlSi12
LM25	Al Si7Mg	LM25	A356,2 356,2 357,1 A357,2	-	SG AlSi7Mg	SG 70N SG 70	A-S7G A-S7G03 A-S7G06	G-AlSi7Mg

British Standard	Italia	Japón	Noruega	España	Suecia	Suiza	USA
1200	P-Al99,0	A1200	-	L-3001/Al99	Al99,0	Al99,0	1200
3103	P-Al Mn1,2	-	AlMn1	L-3811/Al-1Mn	Al-Mn1	AlMn	3103
3105	-	A3105	-	L-3831/Al-0,5MnMg	-	-	3105
5083	P-Al Mg4,5	A5083	AlMg4,5Mn	L-3321/Al-4,5Mg	Al-Mg4,5Mn	-	5083
5154A	-	A5154	-	L-3392/Al-3,5Mg	Al-Mg3,5	-	5154
5251	P-Al Mg2Mn	-	AlMg2	L-3361/Al-2Mg	-	-	-
5454	P-Al Mg2,7Mn	A5454	-	L-3391/Al-3MgMn	-	AlMg2,7Mn	5454
6061	P-Al Mg1SiCu	A6061	-	L-3420/Al-1MgSiCu	-	-	6061
6063	P-Al Si0,5Mg	A6063	AlMgSi	L-3441/Al-0,7MgSi	Al-Mg0,5Si	AlMgSi0,5	6063
6082	P-Al Si1MgMn	-	AlSi1Mg	L3453/Al-1SiMgMn	Al-SiMgMn	AlMgSi1Mn	-
7020	P-Al Zn4,5Mg	A7M01	-	L-3741/Al-4Zn1Mg	Al-Zn4,5Mg	AlZn4,5Mg	-
LM5	G-Al Mg5	ADC6 C7AV C7ASAC7A	AlMg5Si1	L-2331	4163	-	514,1
LM6	G-Al Si13	DIV DIS ADC1 C3AV C3AS AC3A	AlSi12(Fe)	L-2520	4261	G-AlSi13	A413,2
LM25	G-Al Si7MgMn	C4CV C4CS AC4C AC4CH C4CHS	AlSi7MgFe	L-2651 L-2652 L-2653	4244 4445	G-AlSi7Mg	A356,2 356,2 357,1 A357,2

1.1.2.6 **Esfuerzos límites.** Los cálculos de resistencia para miembros se hacen de acuerdo a los siguientes esfuerzos límites:

Tabla 5. Esfuerzos límite, aleaciones tratadas en caliente (Tabla F.5.4.2-1).

Aleación	Condición	Producto	Espesor		Esfuerzo límite		
			Desde	Hasta	P _o	P _a	P _v
			mm	mm	kgf/mm ²	kgf/mm ²	kgf/mm ²
6061	T6	Extrusión	-	150	24	26,0	14,5
	T6	Tubería extruida	-	6	24	26,5	14,5
			6	10	22,5	26,0	13,5
6063	T4	Extrusión	-	150	6,5	8,5	4,0
	T4	Tubería extruida	-	10	9,5	12,0	6,0
	T4	Forjados	-	150	8	10,0	5,0
	T5	Extrusión	-	25	11	13,0	6,5
	T6	Extrusión	-	150	16	17,5	9,5
	T6	Tubería extruida	-	10	18	19,0	11,0
	T6	Forjados	-	150	16	17,0	9,5
6082	T4	Extrusión	-	150	11,5	14,5	7,0
	T4	Lámina	0,2	3	11,5	14,5	7,0
	T4	Plancha	3	25	10,5	14,0	6,5
	T4	Tubería extruida	-	10	10,5	14,0	6,5
	T4	Forjados	-	150	11,5	14,5	7,0
	T6	Extrusión	-	20	25,5	27,5	15,5
			20	150	27	29,0	16,0
	T6	Lámina	0,2	3	25,5	27,5	15,5
	T6	Plancha	3	25	24	26,5	14,5
	T6	Tubería extruida	-	6	25,5	28,0	15,5
			6	10	24	27,5	14,5
	T6	Forjados	-	120	25,5	27,5	15,5
7020	T4	Extrusión	-	25	18,5	23,0	11,0
	T4	Lámina, plancha	0,2	25	16	20,5	9,5
	T6	Extrusión	-	25	28	31,0	17,0
	T6	Lámina, plancha	0,2	25	27	29,5	16,0

Esfuerzo límite para flexión y fluencia total en MPa:

$$p_o = 24.0 \frac{kgf}{mm^2} = 240 MPa$$

Esfuerzo límite para capacidad local de la sección a tensión o compresión en MPa:

$$p_a = 26.0 \frac{kgf}{mm^2} = 260 MPa$$

Esfuerzo límite a cortante en MPa:

$$p_v = 14.5 \frac{kgf}{mm^2} = 145 MPa$$

Tabla 6. Esfuerzos límite, aleaciones NO tratadas en caliente (Tabla F.5.4.2-2).

Aleación	Condición	Producto	Espesor		Esfuerzo límite		
			Desde mm	Hasta mm	P _o kgf/mm ²	P _a kgf/mm ²	P _v kgf/mm ²
1200	H14	Lámina	0,2	12,5	9,0	9,5	5,5
3103	H14	Lámina	0,2	12,5	11,0	12,0	6,5
	H18	Lámina	0,2	3	15,0	15,0	9,0
3105	H14	Lámina	0,2	3	14,5	15,0	8,5
	H16	Lámina	0,2	3	17,0	17,5	10,0
	H18	Lámina	0,2	3	19,0	20,0	11,5
5083	O, F	Extrusión	-	150	10,5	15,0	6,5
	O	Lámina, plancha	0,2	80	10,5	15,0	6,5
	O	Tubería extruida	-	10	10,5	15,0	6,5
	F	Lámina, plancha	3	25	13,0	17,0	7,5
	H22	Lámina, plancha	0,2	6	23,5	27,0	14,0
	H22	Tubería extruida	-	10	23,5	27,0	14,0
5154A	O, F	Extrusión	-	150	6,5	10,0	4,0
	O	Lámina, plancha	0,2	6	6,5	10,0	4,0
	O	Tubería extruida	-	10	6,5	10,0	4,0
	H22	Lámina, plancha	0,2	6	16,0	20,0	9,5
	H24	Lámina, plancha	0,2	6	22,5	25,0	13,5
5251	F	Tubería extruida	-	10	20,0	22,0	18,0
	H22	Tubería soldada	0,8	2,0	22,0	23,0	13,0
	H24	Lámina, plancha	0,2	6	12,5	15,5	7,5
5454	O, F	Lámina, plancha	0,2	6	17,5	20,0	10,5
	O	Extrusión	-	150	6,5	10,0	4,0
	F	Lámina, plancha	0,2	6	6,0	9,5	3,5
	H22	Lámina	0,2	3	18,0	21,5	11,0
	H24	Lámina	0,2	3	20,0	23,5	12,0

No se ha utilizado ninguna aleación no tratada en caliente para este diseño.

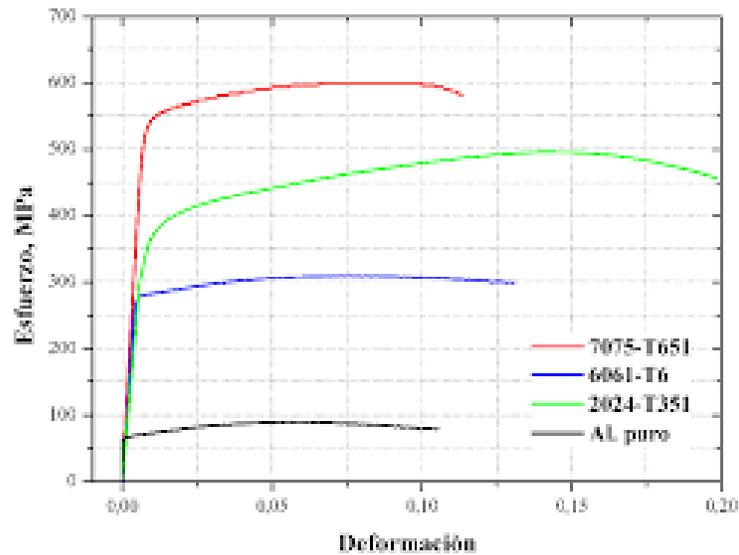


Figura 1. Grafica Esfuerzo Vs Deformación de aleaciones en aluminio.

1.1.3 **Pernos y remaches.** Los materiales de pernos y remaches y su durabilidad se dan en la siguiente tabla. Estos materiales pueden también ser usados para productos especiales para tornillos y remaches incluyendo elementos insertados en la rosca. Para los remaches de mayor diámetro pueden necesitarse formas de cabeza especiales.

Tabla 7. Materiales de pernos y remaches (Tabla F.5.2.2-3)

Tipo	Material	Proceso	Temple usado	Diámetro	Esfuerzo de prueba del 0.2%	Resistencia última	Durabilidad
				mm	kgf/mm ²	kgf/mm ²	
Pernos y sujetadores roscados patentados	6082		T6	menor igual a 6	25.5	29.5	B ¹⁾
				6 a 12	27.0	31.0	B ¹⁾
	6061		T8	menor o igual a 12	24.5	31.0	
	5056A ²⁾		H24	menor o igual a 12	24.0	31.0	B ¹⁾
	Acero Inoxidable: A4 (316S16) ³⁾		Véase la norma apropiada				(nota 1)
	A2 (304S15) ³⁾ Acero		Véase la norma apropiada				(nota 2)
Remaches sólidos y remaches ciegos patentados	5154A	Colocados en frío o en caliente	O u F	menor o igual a 25		21.5	A ¹⁾
		Colocados en frío	H22	menor o igual a 25		24.5	
	6082	Colocados en frío en temple T4	T4	menor o igual a 25		20.0	B ¹⁾
		Colocados en frío en temple T6 ⁴⁾	T6	menor o igual a 25		29.5	
	5056A ²⁾	Colocados en frío o en caliente	O u F	menor o igual a 25		25.5	B ¹⁾
		Colocados en frío	H22	menor o igual a 25		28.0	
	Acero Inoxidable: A4 (316S16) A2 (304S15)	Colocados en frío o en caliente	Véase la norma apropiada				(nota 1)
	Aleación de níquel y cobre	Colocados en frío (revestido zinc)	Véase la norma apropiada				(nota 1)
	Acero	Colocados en frío	Véase la norma apropiada				(nota 2)

Se ha utilizado un perno con aleación 6061-T8.

Esfuerzo mínimo de tensión de prueba del 0.2% en MPa:

$$f_{0.2} = 24.5 \frac{\text{kgf}}{\text{mm}^2} = 245 \text{ MPa}$$

Resistencia ultima en MPa:

$$f_u = 31.0 \frac{\text{kgf}}{\text{mm}^2} = 310 \text{ MPa}$$

1.1.4 **Metales de aporte.** Las guías de diseño dadas aquí se aplicarán a procesos de soldadura de gas inerte de metal (MIG) para todos los espesores y la soldadura de gas inerte de tungsteno (TIG) solo para espesores de material hasta $t = 6.0$ mm y para reparación.

Los valores del esfuerzo límite del metal de aporte p_w para las combinaciones permitidas de material base y de aportación mostradas en la Tabla F.5.2.7-1, se dan en la Tabla F.5.6.8-1.

Tabla 8. Esfuerzos límite del metal de aporte p_w (Tabla F.5.6.8-1).

Material base								
Aleaciones no tratadas en caliente						Aleaciones tratadas en caliente		
1200	3103 3105	5251	5454	5154A	5083	6063	6061 6082	7020
kgf/mm ²	kgf/mm ²	kgf/mm ²	kgf/mm ²	kgf/mm ²	kgf/mm ²	kgf/mm ²	kgf/mm ²	kgf/mm ²
5.5	8.0	20.0	19.0	21.0	24.5	15.0	19.0	25.5

NOTA. Cuando se usan materiales base disímiles, se debe tomar el menor de los esfuerzos límite para el material de aporte. Si la soldadura se hace con materiales base no incluidos en la tabla F.5.6.8-1 o en el apéndice F.5.C, el valor del esfuerzo límite del material de aporte se debe obtener experimentalmente.

$$p_w = 19.0 \frac{kgf}{mm^2} = 190 MPa$$

Los metales de aporte para soldadura TIG y soldadura MIG se dan en la siguiente tabla con su durabilidad.

Tabla 9. Metales de aporte para soldadura (Tabla F.5.2.2-4)

Grupo de metal de aporte	Denominación de la aleación		Durabilidad
Tipo 1	BS ¹⁾	ISO ²⁾	A
	1080A	Al99.8	
	1050A	Al99.5	
Tipo 3	3103	AlMn1	A
Tipo 4	4043	AlSi5 (A)	B
	4047A ³⁾	AlSi12 (A)	
Tipo 5	5056A	AlMg5	A
	5356	AlMg5Cr (A)	A
	5556A	AlMg5.2MnCr	
	5183	AlMg4.5Mn	
1) Para composición química véanse las normas pertinentes 2) O equivalente más cercano 3) La 4047A es específicamente usada para evitar el agrietamiento del metal de aporte en una unión que tiene alta dilución y alta restricción. En la mayoría de los casos, es preferible usar la 4043A			

Para mayor profundización respecto al proceso de soldadura en elementos de aluminio, consultar con el reglamento AWS D1.2 *Structural Welding Code—Aluminum*.

1.1.5 **Disponibilidad.** El rango de aleaciones dadas en las Tablas 2 y 3 no está disponible en todas las formas de producto. La siguiente Tabla indica las aleaciones que se consiguen en una forma de producto particular y su disponibilidad. Se indican los productos y combinaciones de aleación que no son manufacturadas normalmente, pero se consiguen con pedido especial; el diseño con este material sólo debe intentarse después de confirmar su disponibilidad con el encargado del suministro.

Tabla 10. Disponibilidad de formas de producto (Tabla F.5.2.7-2)

Aleación	Planchas Espesor mayor de 6 mm	Láminas y tiras Espesor menor o igual a 6 mm	Secciones extruídas			Secciones huecas	Tubería extruída	Tubería soldada longitudinalmente	Piezas forjadas	Piezas coladas
			Barras sólidas y formas simples	Secciones complejas y especiales	Tubería extruída redonda y rectangular					
1200	L	L 1)	S				S			
3103	O	L								
3105		O								
5083	L	L	S				S		O	
5154A	O	O	S				S		O	
5251	L	L	S				S	L	O	
5454	L	L	S				S			
6061	S	S	O	O	O	O	O			
6063			L	L	L	O	O		O	
6082	L 2)	L	L	O	L	O	O		O	
7020	O	O	S		S				S	
LM5										O
LM6										O
LM25										O

- **L** Producto estándar fabricado bajo pedido en un rango limitado de tamaños.
- **O** Producto estándar fabricado bajo pedido, (el tamaño dependerá según las limitaciones de fabricación de la empresa).
- **S** Producto normalmente no fabricado en esa aleación, pero con posibilidades de estar disponible por pedido especial.
- Un espacio en blanco indica que el producto no está disponible.

La disponibilidad es tipo O, por lo tanto, los perfiles se tienen que mandar a fabricar.

Tabla 11. Rango de tamaños de secciones extruidas más comúnmente disponibles (Tabla F.5.2.7-3.)

Tipo de sección	Rango de tamaño mm
Ángulos de lados iguales	30x30 a 120x120
Ángulos de lados desiguales	50x38 a 140x105
Canales	60x30 a 240x100
Secciones T	50x38 a 120x90
Secciones I	60x30 a 160x80
Ángulos con bulbos iguales	50x50 a 120x120
Ángulos con bulbos desiguales	50x37.5 a 140x105
Canales con pestañas	80x40 a 140x70
Secciones T con bulbos	90x75 a 180x150

Los perfiles que se utilizaron para este diseño fueron perfiles I con dimensionamiento equivalentes a W americanos, que tienen un mayor tamaño que en la tabla anterior, lo que significa que dichos perfiles deberán fabricarse en un pedido especial. La geometría de los perfiles se detalla en el diseño de cada elemento.

1.2 Principios de diseño

1.2.1 **Diseño para estados límite.** Las estructuras de aluminio se diseñan considerando los estados límite para los que pueden llegar a ser inapropiadas durante su uso futuro. Se deben considerar siempre los siguientes estados límite:

- Resistencia estática (estado límite último) (Ver F.5.3.3 de la NSR-10)
- Deformación (estado límite de servicio) (Ver F.5.3.4 de la NSR-10)
- Durabilidad (Ver F.5.3.5 de la NSR-10)

En ciertas estructuras es necesario considerar uno o ambos de los siguientes estados:

- Fatiga (Ver F.5.3.6 de la NSR-10)
- Vibración (Ver F.5.3.7 de la NSR-10)

Para este diseño se ha considerado todos los estados límites, a excepción del diseño por fatiga, pues al ser la estructura un edificio residencial, se determinó que no tiene incidencia.

1.2.2 **Resistencia Estática.** La resistencia de los elementos se determinó basado en la filosofía LRFD (*Load and Resistance factor design*), la cual se considera satisfactoria si cumple con la siguiente expresión:

$$\Phi R_n \geq \Sigma \gamma_i Q_i$$

- Φ = coeficiente de reducción de capacidad
- γ_i = coeficiente de mayoración para la carga i (Combinaciones del Título B)
- Q_i = acción sobre la estructura que resulta de la aplicación de la carga i
- R_n = resistencia nominal de un miembro estructural (flexión, compresión, tracción, cortante, etc.)

1.2.2.1 **Coefficiente de reducción de capacidad.** El Coeficiente de reducción de capacidad se obtiene de la siguiente tabla:

Tabla 12. Coeficientes de reducción de capacidad (Tabla F.5.3.3-1)

Tipo de construcción	ϕ	
	Miembros	Uniones
Remachada y empernada	0.86	0.86
Soldada	0.86	0.80 *
Pegada	0.86	0.34

*Debe usarse 0.70 en procedimientos que no cumplan con las especificaciones para aprobación de ensayos de procedimientos de soldadura tales como la BS4870 Parte 2, soldadura de aluminio y sus aleaciones con procesos TIG o MIG.

Se puede observar que el coeficiente de reducción de capacidad para los miembros es el mismo siempre, sin importar el tipo de construcción y el tipo de resistencia nominal que se esté analizando.

Coeficiente de reducción de capacidad para un miembro:

$$\Phi = 0.86$$

1.2.3 **Deformación.** Con fines de aceptación las deflexiones de una estructura de aluminio se calculan para las cargas de servicio y las combinaciones de carga estipuladas en B.2.3.

Una estructura es aceptable en términos de deformación si su deflexión elástica bajo carga de servicio es menor que la deflexión límite.

Tabla 13. Deflexiones límites (Tabla F.5.3.4-1)

Elemento	Deflexión límite recomendada (véase nota)
Voladizos que soportan pisos	L/180
Vigas con acabado de yeso u otro material frágil	L/360
viguetas y rieles de cubiertas	
(a) carga muerta únicamente	L/200
(b) bajo la peor combinación de carga muerta, impuesta, viento y nieve	L/100
Largueros y travesaños de paredes cortina	
(a) vidrio sencillo	L/175
(b) vidrio doble	L/250
Parte superior de columnas: deflexión horizontal	L/300

NOTA

L es la longitud entre apoyos.

1.3 Durabilidad y protección contra la corrosión

La buena resistencia a la corrosión del aluminio y sus aleaciones es atribuible a la capa de óxido protectora que se forma sobre la superficie del metal inmediatamente se expone al aire. Esta película es normalmente invisible, relativamente inerte y, como se forma naturalmente frente a la exposición al aire o el oxígeno, es autosellante.

La Protección general contra la corrosión depende del ambiente, el espesor y la durabilidad que tenga la aleación.

1.3.1 **Ambiente del aluminio.** Según F.5.2.4 del capítulo F.5 del Título F de la NSR-10, en ambientes suaves una superficie de aluminio mantiene su apariencia original por años y no se necesita protección adicional para la mayoría de las aleaciones. En ambientes

industriales moderados habrá oscurecimiento y formación de asperezas en la superficie. Cuando la atmósfera se vuelve más agresiva, como en ambientes fuertemente ácidos o alcalinos, el decoloro de la superficie y la formación de asperezas empeoran y se hacen visibles superficies blancas polvosas de óxido. La película de óxido puede ser autosoluble, el metal deja de estar completamente protegido y se necesita protección adicional. Estas condiciones pueden también ocurrir en hendiduras debido a condiciones locales altamente ácidas o alcalinas, pero los agentes que tienen este efecto extremo son relativamente escasos.

En ambientes costeros y marinos, la superficie se pone áspera y adquiere una apariencia gris parecida a piedra. Es necesaria la protección de ciertas aleaciones. Cuando el aluminio está sumergido en agua pueden ser necesarias precauciones especiales.

1.3.2 **Protección general contra la corrosión.** Se ha tenido en cuenta lo siguiente:

- La durabilidad de la aleación 6061-T6 se establece como B (Ver Tabla 2)
- El ambiente de contacto con el aluminio se estableció como industrial moderado.
- Los establecidos en este diseño tienen el espesor mayor que 3.0 milímetros.

Tabla 14. Protección general contra la corrosión de estructuras de aluminio (Tabla F.5.2.4-1).

Durabilidad de la aleación	Espesor (mm)	Protección necesaria de acuerdo con el ambiente							
		Atmosférico						Sumergido	
		Rural	Industrial/urbano Moderado	Severo	No industrial	Marino Moderado	Severo	Agua dulce	Agua salada
A	Todos	Ninguna	Ninguna	P	Ninguna	Ninguna	P	Ninguna	Ninguna
B	Menor de 3	Ninguna	P	P	P	P	P	P	P
	3 ó más	Ninguna	Ninguna	P	Ninguna	Ninguna	P	P	P
C	Todos	Ninguna	P ¹⁾	P	P	P	P	P ²⁾	NR

Por lo tanto, el aluminio no requiere protección especial contra la corrosión.

1.3.3 **Aluminio embebido en concreto.** Según F.5.2.4.2.C.2 del capítulo F.5 del Título F de la NSR-10, para los perfiles de aluminio que se tienen contemplado ir embebidos al concreto, lo primero a tener en cuenta es proteger las superficies con al menos dos capas de pintura bituminosa o betún caliente. Las capas deberán extenderse por lo menos 75 mm por encima de la superficie de concreto después de embeber. Si el concreto contiene cloruros, por ejemplo, como aditivos o debido al uso de agregados dragados del mar, se deben aplicar por lo menos dos capas de brea de alquitrán de hulla plastificada y el ensamblaje terminado debe ser repintado localmente con el mismo material para sellar la superficie luego de que el concreto haya fraguado totalmente. Se debe poner atención a los posibles contactos entre el aluminio embebido y el refuerzo de acero.

2. Diseño del entrepiso

Para conocer la vista en planta y corte del edificio, el sentido del armado de la losa, la ubicación de las columnas, la descripción del proyecto, ubicación, tipo de suelo, sistema estructural, etc., ir a la Sección 3.1 de este documento.

2.1 Losa de entrepiso

La losa de entrepiso se ha diseñado con lamina colaborante en acero y no en aluminio, debido a los problemas de perdida de resistencia al combinarse estos dos directamente, lo que conlleva a que no sea posible instalar directamente conectores de cortante en la losa y por lo tanto la losa de concreto y la lámina colaborante no trabaje en sección compuesta.

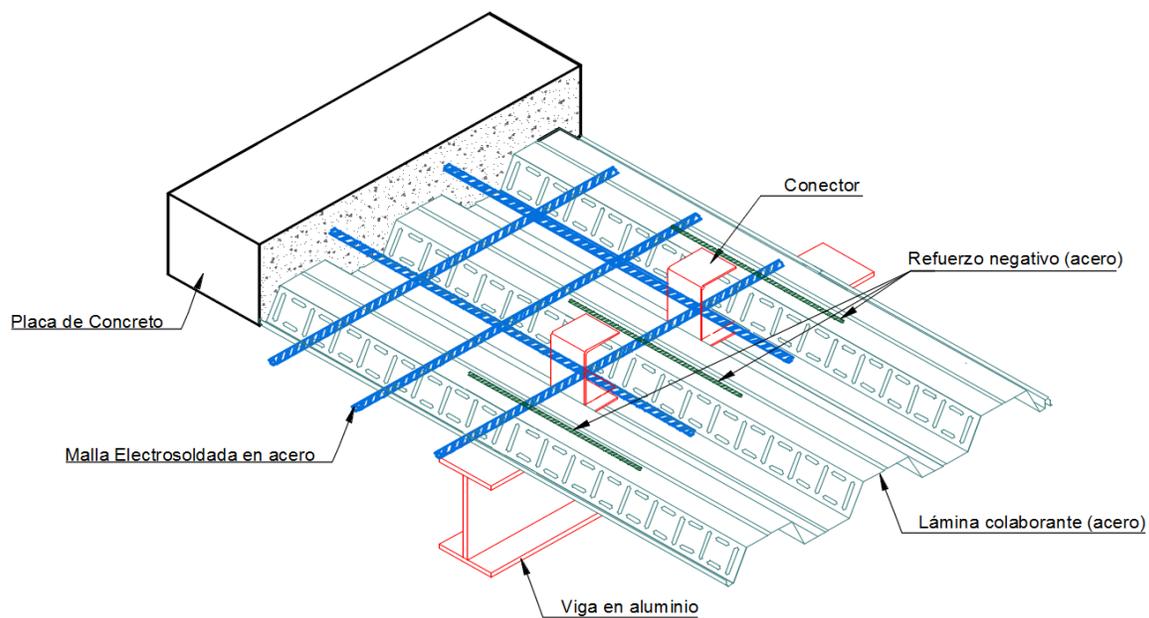


Figura 2. Detalle de losa de entrepiso.

Una forma que se ha propuesto para solucionar el problema anterior, ha sido la de utilizar un elemento intermedio entre ellos (esta solución se hace únicamente para garantizar el diafragma de la losa del entrepiso y no para que trabaje eventualmente en sección compuesta), dicha propuesta se muestra en la siguiente figura:

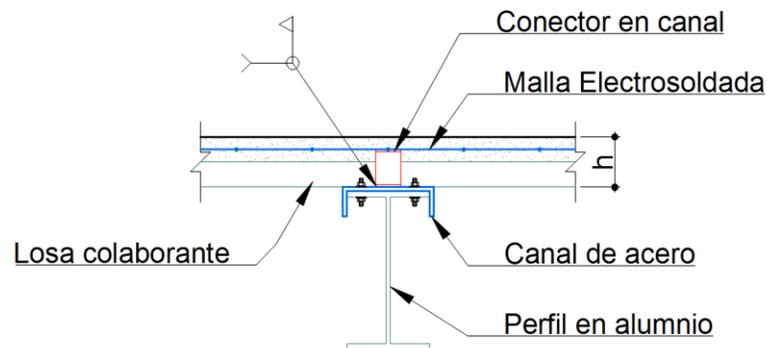


Figura 3. Detalle de construcción que garantiza un diafragma entre losa y viga.

Las propiedades de la losa de entrepiso se detallan en las Tablas 16 y 17.

2.1.1 **Resistencia contra el fuego.** El espesor mínimo de concreto que debe estar por encima de la lámina de acero de la losa, se obtuvo basado en la información de la empresa Vulcraft, que permite hallar de forma tabular el espesor mínimo de recubrimiento según el tiempo de resistencia contra fuego.

Para reducir el espesor, se protegió la losa con spray de materiales cementantes.

$$t_{p.fuego} = 2.5 \text{ Pulg.} = 63.5 \text{ mm}$$

Tabla 15. Espesor mínimo de concreto de la losa resistente contra el fuego.

Restrained Assembly Rating	Type of Protection	Concrete Thickness & Type (1)	U.L. Design No. (2,3,4)	Classified Deck Type		Unrestrained Beam Rating
				Fluted Deck	Cellular Deck (5)	
1 Hr.	Unprotected Deck	2 1/2" LW	D914 #	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1 Hr.
			D916 #	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3 Hr.
	Exposed Grid	2 1/2" NW	D216 +	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3 Hr.
			D743 *	2VLI, 3VLI	2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3 Hr.
	Cementitious	2 1/2" NW&LW	D703 *	1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1.5 Hr.
			D712 *	3VLI	3VLP	2 Hr.
			D722 *	2VLI, 3VLI	2VLP, 3VLP	1,1,5,2 Hr.
			D739 *	1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3,4 Hr.
			D759 *	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3 Hr.
			D859 *	2VLI, 3VLI	2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3 Hr.
			D832 *	1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3 Hr.
			D847 *	2VLI, 3VLI	2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3 Hr.
			D858 *	2VLI, 3VLI	2VLP, 3VLP	1,1,5,2,4 Hr.
			D871 *	2VLI, 3VLI	2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3 Hr.
	Sprayed Fiber	2 1/2" NW&LW	D902 #	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1.5 Hr.
			D914 #	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1 Hr.
			D916 #	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3 Hr.
			D918 #	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1.5 Hr.
			D919 #	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1.5 Hr.
			D802 #	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3 Hr.
			D916 #	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3 Hr.
			D918 #	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1.5 Hr.
			D919 #	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1.5 Hr.
			D802 #	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3 Hr.
	Unprotected Deck	2 1/2" NW	D919 #	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3 Hr.
			D918 #	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1.5 Hr.
	Gypsum Board	2 1/2" NW	D502 *	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3 Hr.
D743 *			2VLI, 3VLI	2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3 Hr.	
1 1/2 Hr.	Cementitious	2 1/2" NW&LW	D703 *	1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3 Hr.
			D712 *	3VLI	3VLP	2 Hr.
			D722 *	2VLI, 3VLI	2VLP, 3VLP	1,1,5,2 Hr.
	Sprayed Fiber	2 1/2" NW&LW	D739 *	1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3,4 Hr.
			D759 *	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3 Hr.
			D859 *	2VLI, 3VLI	2VLP, 3VLP	1,1,5,2,4 Hr.
	Unprotected Deck	3" LW	D902 #	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1.5 Hr.
			D916 #	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3 Hr.
			D919 #	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1.5 Hr.
			D902 #	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1.5 Hr.
			D916 #	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3 Hr.
			D918 #	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1.5 Hr.
	Exposed Grid	2 1/2" NW	D919 #	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3 Hr.
			D216 +	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	2VLP, 3VLP	2,3 Hr.
			D502 +	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	2VLP, 3VLP	1,5,2 Hr.
D743 *			2VLI, 3VLI	2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3 Hr.	
D746 *			1.5VLI	1.5VLP	1,1,5,2,3 Hr.	
D703 *			1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1.5 Hr.	
Cementitious	2 1/2" NW&LW	D712 *	3VLI	3VLP	2 Hr.	
		D716 *	1.5VLI, 2VLI, 3VLI	2VLP, 3VLP	1,5,2 Hr.	
		D722 *	2VLI, 3VLI	2VLP, 3VLP	1,1,5,2 Hr.	
		D739 *	1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3,4 Hr.	
		D745 *	2VLI, 3VLI	2VLP, 3VLP	1,1,5,2 Hr.	
		D750 *	1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,5,2 Hr.	
		D755 *	1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3 Hr.	
		D759 *	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3 Hr.	
		D760 *	2VLI, 3VLI	2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3,4 Hr.	
D730 *	2VLI, 3VLI	2VLP, 3VLP	1,5,2 Hr.			
D742 *	1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1,5 Hr.			
2 Hr.	Cementitious	2 1/2" NW&LW	D859 *	2VLI, 3VLI	2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3 Hr.
			D822 *	2VLI, 3VLI	2VLP, 3VLP	1 Hr.
			D825 *	1.5VLI, 2VLI, 3VLI	2VLP, 3VLP	1,1,5,2 Hr.
			D831 *	2VLI, 3VLI	2VLP, 3VLP	1,1,5 Hr.
			D832 *	1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3 Hr.
			D833 *	1.5VLI, 2VLI, 3VLI	2VLP, 3VLP	1.5 Hr.
			D847 *	2VLI, 3VLI	2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3 Hr.
			D858 *	2VLI, 3VLI	2VLP, 3VLP	1,1,5,2,4 Hr.
			D861 *	2VLI, 3VLI	2VLP, 3VLP	1.5 Hr.
			D870 *	1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1.2 Hr.
			D871 *	2VLI, 3VLI	2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3 Hr.
			D862 *	2VLI, 3VLI	2VLP, 3VLP	1 Hr.
			D864 *	3VLI	3VLP	1.5 Hr.
			D860 *	2VLI, 3VLI	3VLP	1,1,5,2 Hr.
			D739 #	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1,5 Hr.
			D826 #	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1,5,2 Hr.
			D840 #	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1.5 Hr.
			D902 #	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1,5 Hr.
			D907 #	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1.2 Hr.
			D913 #	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1 Hr.
			D916 #	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3 Hr.
			D918 #	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1.5 Hr.
			D919 #	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1,5 Hr.
			D920 #	2VLI, 3VLI	2VLP, 3VLP	1.5 Hr.
			D902 #	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1,5 Hr.
			D916 #	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3 Hr.
			D918 #	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1,5 Hr.
D919 #	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1,5 Hr.			
2 Hr. (continued)	Exposed Grid	3 1/4" NW	D216 +	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	2VLP, 3VLP	2,3 Hr.
			D743 *	2VLI, 3VLI	2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3 Hr.
			D746 *	1.5VLI	1.5VLP	1,1,5,2,3 Hr.
	Cementitious	2 1/2" NW&LW	D703 *	1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1.5 Hr.
			D708 *	1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,5,3 Hr.
			D739 *	1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3,4 Hr.
			D755 *	1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3 Hr.
			D759 *	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3 Hr.
			D760 *	2VLI, 3VLI	2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3,4 Hr.
			D794 *	1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,5,2 Hr.
			D742 *	1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1,5 Hr.
			D859 *	2VLI, 3VLI	2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3 Hr.
3 Hr.	Sprayed Fiber	2 1/2" NW&LW	D816 *	1.5VLI, 2VLI, 3VLI	2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3 Hr.
			D831 *	2VLI, 3VLI	2VLP, 3VLP	1,5,2 Hr.
			D832 *	1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3 Hr.
			D833 *	1.5VLI, 2VLI, 3VLI	2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3 Hr.
			D858 *	2VLI, 3VLI	2VLP, 3VLP	1,1,5,2,4 Hr.
			D871 *	2VLI, 3VLI	2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3 Hr.
	Unprotected Deck	4 1/4" LW	D860 *	2VLI, 3VLI	3VLP	1.5 Hr.
			D902 #	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1,5 Hr.
			D916 #	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3 Hr.
			D918 #	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1,5 Hr.
			D919 #	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1.5 Hr.
			D902 #	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1.5 Hr.
Cementitious	2 1/2" NW&LW	D916 #	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3 Hr.	
		D918 #	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3 Hr.	
		D919 #	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1.5 Hr.	
		D916 #	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3 Hr.	
		D918 #	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1,5 Hr.	
		D919 #	1.5VL, 1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1,5 Hr.	
4 Hr.	Cementitious	2 1/2" NW&LW	D760 *	2VLI, 3VLI	2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3,4 Hr.
			D739 *	1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1,5,2,3,4 Hr.
			D794 *	1.5VLI, 2VLI, 3VLI	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1,5 Hr.
Sprayed Fiber	3 1/4" LW	D858 *	2VLI, 3VLI	2VLP, 3VLP	1,1,5,2,4 Hr.	
		D860 *	2VLI, 3VLI	2VLP, 3VLP	1,1,5,2 Hr.	

2.1.2 **Geometría y materiales.** Se enumeran los valores de las propiedades geométricas y de materiales del tablero metálico en esta sección.

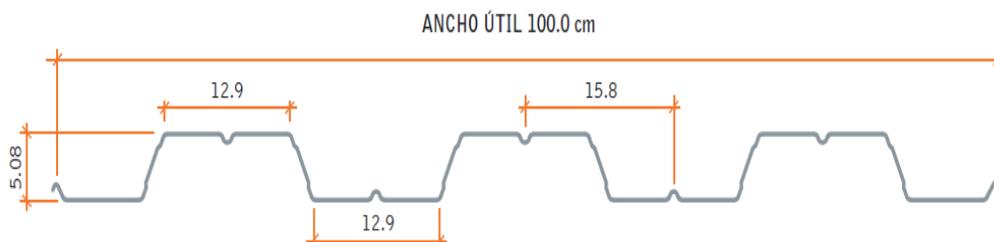


Figura 4. Lámina colaborante de altura 2”.

Tabla 16. Especificaciones de la losa colaborante.

Material	Valor
Espesor nominal de la lámina (calibre 22) [mm]	0.75
Altura total de la losa h [cm]	12
Altura del concreto tp [cm]	6.92
Altura de la lámina hr [cm]	5.08
Recubrimiento r [cm]	2
As (lámina) [cm ²]	9.67
Is (lámina) [cm ⁴]	47.7
Se (+) (lámina) [cm ³]	15.79
Se (-) (lámina) [cm ³]	16.66
Ancho promedio del valle de la lámina Wr [cm]	14.3
Luz entre apoyos permanentes de la lámina L [m]	1.5
Número de luces de diseño	3
Voladizo	No
Tipo de apuntalamiento*	Centro de la Luz

*Apuntalar voladizo en etapa constructiva

Chequeo de geometría:

Esta revisión se realizó basado en lo estipulado en F.2.9.3.2.3 de la NSR-10.

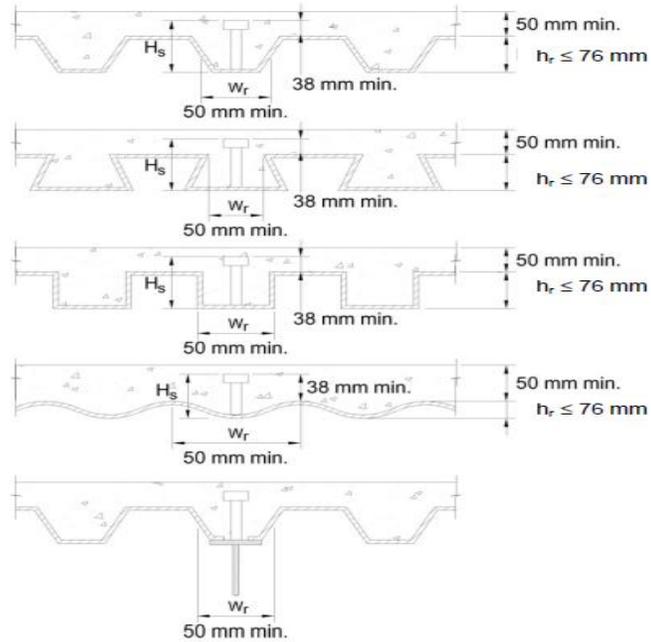


Figura 5. Límites dimensionales de la losa compuesta.

Condición	Cumple
$t_p \geq t_{p.fuego}$	Si
$h_r \leq 7.62$ cm (3 pulg.)	Si
$t_p \geq 5.0$ cm	Si
$W_r \geq 5.0$ cm	Si
$h \geq 9.0$ cm	Si

Tabla 17. Materiales de la losa colaborante.

Material	Valor
Módulo de elasticidad acero Es [MPa]	200000
Módulo de elasticidad concreto Ec [MPa]	$3900\sqrt{21} = 17850$
Esfuerzo de fluencia de la lámina colaborante Fy [MPa]	230
Esfuerzo fluencia del refuerzo (acero negativo) Fyr [MPa]	420
Resistencia a compresión del Concreto f'c [MPa]	21
Peso específico del concreto γc [kgf/m ³]	2300
Peso de la lámina colaborante W.lam [kgf/m ²]	7.41

2.1.3 **Cargas.** Las cargas que se muestran a continuación, reflejan las cargas que estaría sometida la losa de entrepiso. No se ha tenido en cuenta el análisis de las cargas de la cubierta debido a que son inferiores a las del entrepiso, por lo que solo se ha diseñado un tipo de losa.

2.1.3.1 **Carga muerta**

2.1.3.1.1 **Peso propio.** El peso propio del concreto se calculó tomando un valor promedio de la losa de concreto

$$W_{cto} \approx \gamma_c * \left(t_p + \frac{h_r}{2} \right) = \frac{2300}{100} * \left(6.92 + \frac{5.08}{2} \right) = 217.58 \frac{kgf}{m^2}$$

Peso propio húmedo:

La Guía de Diseño 3 del AISC recomienda aumentar el peso propio de concreto debido a que su valor es mayor cuando está recién puesto, para este ejercicio se ha seguido dicha recomendación y se ha tomado un incremento de 1.30.

$$W_{cto(hum)} = 1.30 * W_{cto} = 1.3 * 217.58 = 282.85 \frac{kgf}{m^2}$$

Peso propio total para etapa de funcionamiento:

$$W_{pp} = W_{lam} + W_{cto} = 7.41 + 217.58 = 224.99 \frac{kgf}{m^2}$$

Peso propio total para etapa constructiva:

$$W_{ppc} = W_{lam} + W_{cto(hum)} = 7.41 + 282.85 = 290.26 \frac{kgf}{m^2}$$

2.1.3.1.2 Sobreimpuesta.

Tabla 18. Carga muerta sobre impuesta.

Carga	Valor [kgf/m ²]
Piso, acabados	150

Muros y/o Tabiques	100
Cielos rasos	10
Instalaciones	10
Σ	270

$$W_{\text{Sobre}} = 270 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

2.1.3.1.3 *Carga muerta Total.* La carga muerta total es la suma del peso propio más la carga sobreimpuesta:

$$W_D = W_{\text{pp}} + W_{\text{Sobre}} = 224.99 + 270 = 494.99 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

2.1.3.2 *Carga viva.* El valor de carga viva del entrepiso se tomó de la Tabla B.4.2.1-1 del título B de la NSR-10.

Tabla 19. Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas.

Ocupación o uso		Carga uniforme (kN/m ²) m ² de área en planta	Carga uniforme (kgf/m ²) m ² de área en planta
Reunión	Balcones	5.0	500
	Corredores y escaleras	5.0	500
	Silletería fija (fijada al piso)	3.0	300
	Gimnasios	5.0	500
	Vestíbulos	5.0	500
	Silletería móvil	5.0	500
	Áreas recreativas	5.0	500
	Plataformas	5.0	500
	Escenarios	7.5	750
Oficinas	Corredores y escaleras	3.0	300
	Oficinas	2.0	200
	Restaurantes	5.0	500
Educativos	Salones de clase	2.0	200
	Corredores y escaleras	5.0	500
	Bibliotecas		
	Salones de lectura	2.0	200
Fábricas	Estanterías	7.0	700
	Industrias livianas	5.0	500
	Industrias pesadas	10.0	1000
Institucional	Cuartos de cirugía, laboratorios	4.0	400
	Cuartos privados	2.0	200
	Corredores y escaleras	5.0	500
Comercio	Minorista	5.0	500
	Mayorista	6.0	600
Residencial	Balcones	5.0	500
	Cuartos privados y sus corredores	1.8	180
	Escaleras	3.0	300
Almacenamiento	Liviano	6.0	600
	Pesado	12.0	1200
Garajes	Garajes para automóviles de pasajeros	2.5	250
	Garajes para vehículos de carga de hasta 2.000 kg de capacidad.	5.0	500
Coliseos y Estadios	Graderías	5.0	500
	Escaleras	5.0	500

Adicional a estas cargas, la sección F.4.7.3 del Título F de la NSR-10 establece cargas vivas adicionales para el análisis en la etapa constructiva.

Tabla 20. Cargas vivas.

Carga Viva	Valor
Carga viva de servicio WL [kgf/m ²]	180
Carga viva de Construcción Distribuida Wc [kgf/m ²]	100

Carga viva de Construcción Puntual P_c [kgf]	220
--	-----

2.1.4 **Diseño para etapa constructiva.** Los diagramas de carga, momentos, deflexiones y reacciones durante la construcción con un tablero metálico para entrepiso, se obtuvieron de la Figura F.4.7.3-1 del Título F de la NSR-10.

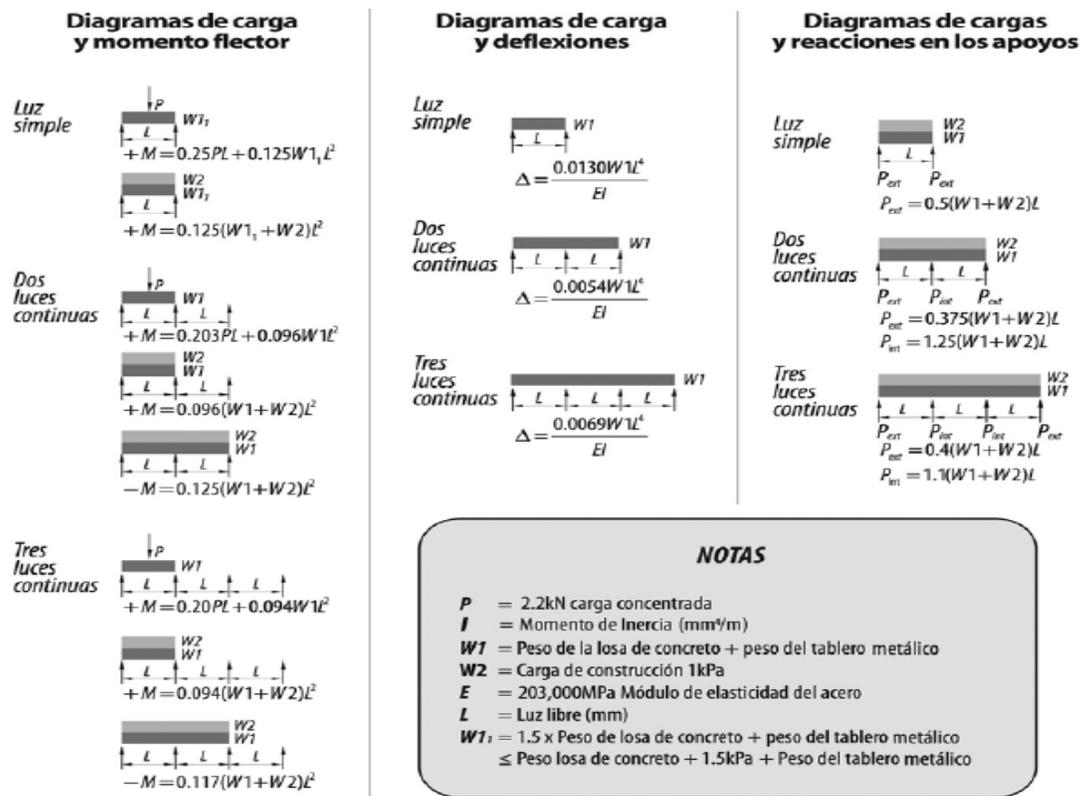


Figura 6. Diagramas de carga, momentos, deflexiones y reacciones en etapa constructiva.

2.1.4.1 **Verificación de Apuntalamiento.**

Longitud de apuntalamiento:

$$L_a = \frac{L}{2} = \frac{1.50}{2} = 0.75 \text{ m}$$

Carga:

$$W'_{ppc} = W_{ppc} * L = 290.26 * 1.50 = 435.39 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Deflexión por peso propio:

$$\Delta_{pp} = \frac{0.0069 W'_{ppc} L_a^4}{E_s I_s} = \frac{0.0069 * 435.39 * 0.75^4}{2 * 10^5 * 47.7} * 10^6 = 0.10 \text{ mm}$$

Deflexión admisible (Se obtuvieron de F.4.7.3.3 y F.4.7.7.2 de la NSR-10):

Piso	Δ_{ppADM}
Entrepiso	$\frac{L}{180}$ ó 20 mm
Voladizo	$\frac{L}{120}$

Aplica la primera opción:

$$\Delta_{ppADM} = \frac{L_a}{180} = \frac{0.75}{180} * 1000 = 4.17 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \rightarrow \Delta_{ppADM} = 4.17 \text{ mm}$$

$$\Delta_{ppADM} > \Delta_{pp} \rightarrow Ok$$

2.1.4.2 **Solicitudes de Carga.** El análisis de las solicitudes de las cargas se estipulo como de 3 luces continuas.

Tabla 21. Solicitaciones de carga en etapa constructiva.

Solicitud	Carga distribuida	Carga puntual
$M_u(+)$	$0.094 * (W_{ppc} + W_c) * L_a^2$	$0.094 * W_{ppc} * L_a^2 + 0.2 * P_c * L_a$
$M_u(-)$	$0.117 * (W_{ppc} + W_c) * L_a^2$	N/A
V_u	$0.617 * (W_{ppc} + W_c) * L_a$	$0.617 * W_{ppc} * L_a + 0.5 * P_c$

COMBO 1.4D

$$M_u(+) = 0.094 * (1.4 * 290.26 + 0 * 100) * 0.75^2 = 21.49 \text{ kgf} * m$$

$$M_u(+) = 1.4 * (0.094 * 290.26 * 0.75^2) + 0 * (0.2 * 220 * 0.75) = 21.49 \text{ kgf} * m$$

$$M_u(-) = 0.117 * (1.4 * 290.26 + 0 * 100) * 0.75^2 = 26.74 \text{ kgf} * m$$

$$V_u = 0.617 * (1.4 * 290.26 + 0 * 100) * 0.75 = 188.04 \text{ kgf}$$

$$V_u = 1.4 * (0.617 * 290.26 * 0.75) + 0 * (0.5 * 220) = 188.041 \text{ kgf}$$

COMBO 1.2D+1.6L

$$M_u(+)= 0.094 * (1.2 * 290.26 + 1.6 * 100) * 0.75^2 = 26.87 \text{ kgf} * m$$

$$M_u(+)= 1.2 * (0.094 * 290.26 * 0.75^2) + 1.6 * (0.2 * 220 * 0.75) = 71.22 \text{ kgf} * m$$

$$M_u(-)= 0.117 * (1.2 * 290.26 + 1.6 * 100) * 0.75^2 = 33.45 \text{ kgf} * m$$

$$V_u = 0.617 * (1.2 * 290.26 + 1.6 * 100) * 0.75 = 235.22 \text{ kgf}$$

$$V_u = 1.2 * (0.617 * 290.26 * 0.75) + 1.6 * (0.5 * 220) = 337.18 \text{ kgf}$$

Se escogen las solicitudes de mayor valor:

$$M_u(+)= 71.22 \text{ kgf} * m$$

$$M_u(-)= 33.45 \text{ kgf} * m$$

$$V_u = 337.18 \text{ kgf}$$

2.1.4.3 **Resistencia a flexión.** La resistencia a flexión se calculó según lo estipulado en F.4.3.3.1 de la NSR-10.

Resistencia de diseño a flexión:

$$\Phi M_n(+) = \Phi * S_{e(+)} * F_y = \frac{0.95 * 15.79 * 230}{10} = 345.0 \text{ kgf} * m$$

$$\Phi M_n(-) = \Phi * S_{e(-)} * F_y = \frac{0.95 * 16.66 * 230}{10} = 364.0 \text{ kgf} * m$$

Chequeo:

$$\Phi M_n(+) \geq M_u(+) \rightarrow Ok$$

$$\Phi M_n(-) \geq M_u(-) \rightarrow Ok$$

2.1.4.4 **Resistencia a cortante.** La resistencia a cortante se calculó según lo estipulado en F.4.3.3.2 de la NSR-10.

Espesor del alma:

$$t = 0.075 \text{ cm}$$

Altura de la porción plana del alma medida a lo largo de su plano (ver Figura 4):

$$h = 5.08 \text{ cm}$$

Área del elemento alma:

$$A_w = h * t = 0.075 * 5.08 = 0.381 \text{ cm}^2$$

Relación de altura-espesor:

$$\frac{h}{t} = \frac{5.08}{0.075} = 67.73$$

Coefficiente de pandeo al corte:

Alma Reforzada	k_v
No	5.34
Si, pero $a/h \leq 1.0$	$4 + \frac{5.34}{(a/h)^2}$
Si, pero $a/h > 1.0$	$5.34 + \frac{4}{(a/h)^2}$

- **a** = longitud del panel de corte para el elemento alma no reforzado; distancia libre entre rigidizadores transversales de elementos alma reforzados.

Aplica la primera condición:

$$k_v = 5.34$$

Tabla 22. Esfuerzo nominal de cortante para losas colaborante.

Condición	F_v
$\frac{h}{t} < \sqrt{\frac{k_v * E}{F_y}}$	$0.6F_y$
$\sqrt{k_v * \frac{E}{F_y}} \leq \frac{h}{t} \leq 1.51 \sqrt{\frac{k_v * E}{F_y}}$	$0.6 * \frac{t}{h} * \sqrt{k_v * E * F_y}$
$\frac{h}{t} > 1.51 \sqrt{\frac{k_v * E}{F_y}}$	$0.904 * k_v * E * \left(\frac{t}{h}\right)^2$

Remplazando:

$$\sqrt{\frac{k_v * E}{F_y}} = \sqrt{\frac{5.34 * 2 * 10^5}{230}} = 68.14 \quad ; \quad 1.51 \sqrt{\frac{k_v * E}{F_y}} = 1.51 \sqrt{\frac{5.34 * 2 * 10^5}{230}} = 102.9$$

Aplica la primera opción:

$$F_v = 0.6 * F_y = 0.6 * 230 = 138 \text{ MPa}$$

Resistencia de diseño a cortante:

$$\Phi V_n = \Phi * A_w * F_v = (0.95 * 0.381 * 138) * 10 = 499.49 \text{ kgf}$$

Chequeo:

$$\Phi V_n > V_u \rightarrow 499.49 \text{ kgf} > 337.18 \text{ kgf} \rightarrow Ok$$

2.1.4.5 *Verificación de flexión y corte combinados.* La resistencia de la combinación entre flexión y cortante se calculó según lo estipulado en F.4.3.3.3, con la condición para almas no reforzadas:

Apoyo:

$$\sqrt{\left(\frac{M_u}{\Phi M_n}\right)^2 + \left(\frac{V_u}{\Phi V_n}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{33.45}{364.0}\right)^2 + \left(\frac{337.18}{499.49}\right)^2} = 0.68$$

Centro de la luz:

$$\sqrt{\left(\frac{M_u}{\Phi M_n}\right)^2 + \left(\frac{V_u}{\Phi V_n}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{71.22}{345.0}\right)^2 + \left(\frac{0}{499.49}\right)^2} = 0.21$$

La relación de trabajo es menor que 1.0 en ambos casos, por lo que está cumpliendo.

2.1.5 Diseño para etapa de funcionamiento

2.1.5.1 *Solicitudes de Carga.* Las expresiones para determinar los momentos y cortantes

en la losa de entrepiso se presenta a continuación (expresiones para 3 luces):

$$M_u(+)=0.08 * W_D * L^2 + 0.1013 * W_L * L^2$$

$$M_u(-)=0.1 * W_D * L^2 + 0.1167 * W_L * L^2$$

$$V_u=0.6 * W_D * L + 0.617 * W_L * L$$

SERVICIO D+L

$$M(+)= (0.08 * 494.99 * 1.5^2) + (0.1013 * 180 * 1.5^2) = 130.12 \text{ kgf} * m$$

$$M(-)= (0.1 * 494.99 * 1.5^2) + (0.1167 * 180 * 1.5^2) = 158.64 \text{ kgf} * m$$

$$V = (0.6 * 494.99 * 1.5) + (0.617 * 180 * 1.5) = 612.08 \text{ kgf}$$

COMBO 1.4D

$$M_u(+)= 1.4 * (0.08 * 494.99 * 1.5^2) + 0 * (0.1013 * 180 * 1.5^2) = 124.74 \text{ kgf} * m$$

$$M_u(-)= 1.4 * (0.1 * 494.99 * 1.5^2) + 0 * (0.1167 * 180 * 1.5^2) = 155.92 \text{ kgf} * m$$

$$V_u = 1.4 * (0.6 * 494.99 * 1.5) + 0 * (0.617 * 180 * 1.5) = 623.69 \text{ kgf}$$

COMBO 1.2D+1.6L

$$M_u(+) = 1.2 * (0.08 * 494.99 * 1.5^2) + 1.6 * (0.1013 * 180 * 1.5^2) = 172.56 \text{ kgf} * m$$

$$M_u(-) = 1.2 * (0.1 * 494.99 * 1.5^2) + 1.6 * (0.1167 * 180 * 1.5^2) = 209.27 \text{ kgf} * m$$

$$V_u = 1.2 * (0.6 * 494.99 * 1.5) + 1.6 * (0.617 * 180 * 1.5) = 801.13 \text{ kgf}$$

Se escogen las solitudes de mayor valor:

$$M_u(+) = 172.56 \text{ kgf} * m$$

$$M_u(-) = 209.27 \text{ kgf} * m$$

$$V_u = 801.13 \text{ kgf}$$

2.1.5.2 Resistencia a flexión

2.1.5.2.1 *Método de Diseño por Esfuerzos Admisibles (DEA)*. Esta sección se calculó según

lo establecido en F.4.7.5.6.1 de la NSR-10.

Relación de módulos de elasticidad (no aplica, debido a que no se trabaja en sección compuesta):

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 * 10^5}{1.78 * 10^4} \approx 11$$

Espesor efectivo del concreto:

$$t_e = t_p + \frac{h_r}{2} = 6.92 + \frac{5.08}{2} = 9.46 \text{ cm}$$

Ancho efectivo transformado:

$$b'_e = \frac{\text{ancho útil}}{n} = \frac{100}{11} = 9.09 \text{ cm}$$

Área efectiva transformada:

$$A'_e = t_e * b'_e = 9.46 * 9.09 = 85.99 \text{ cm}^2$$

Centroide del concreto transformado:

$$y'_e = h - \frac{t_e}{2} = 12 - \frac{9.46}{2} = 7.27 \text{ cm}$$

Centroide del tablero metálico:

$$y_b \approx \frac{h_r}{2} = \frac{5.08}{2} = 2.54 \text{ cm}$$

Centroide de la losa compuesta:

$$Y_c = \frac{y'_e * A'_e + y_b * A_s}{A'_e + A_s} = \frac{7.27 * 85.99 + 2.54 * 9.67}{85.99 + 9.67} = 6.79 \text{ cm}$$

Inercia bruta compuesta:

$$I_{gc} = \frac{b'_e * t_e^3}{12} + I_s + A'_e (Y_c - y'_e)^2 + A_s (Y_c - y_b)^2$$

$$I_{gc} = \frac{9.09 * 9.46^3}{12} + 47.7 + 85.99 * (6.79 - 7.27)^2 + 9.67 * (6.79 - 2.54)^2 = 883.47 \text{ cm}^4$$

Módulo elástico de la sección efectiva:

$$S_c = \frac{I_{gc}}{Y_c} = \frac{883.47}{6.79} = 130.11 \text{ cm}^3$$

Factor de seguridad:

Se considera la presencia de conectores de cortante en el diseño	C
Si	0.60
No	0.75

Aplica la segunda condición:

$$C = 0.75$$

Resistencia admisible a flexión:

$$M_{adm} = C * F_y * S_c = \frac{0.75 * 230 * 130.11}{10} = 2244.40 \text{ kgf} * m$$

Momento de servicio (el mayor de M (+) y M (-))

$$M = 138.19 \text{ kgf} * m$$

Chequeo:

$$M_{adm} \geq M \rightarrow Ok$$

2.1.5.2.2 *Método de Diseño con Coeficientes de Carga y Resistencia (DCCR)*. Esta sección se calculó según lo establecido en F.4.7.5.6.2 de la NSR-10.

Altura efectiva de la losa:

$$d = h - y_b = 12 - 2.54 \approx 9.50 \text{ cm}$$

Factor que relaciona la profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro.

Condición [MPa]	β_1
$f'c \leq 28$	0.85
$28 < f'c < 56$	$-\frac{0.05 * f'c}{7} + 1.05$
$f'c \geq 56$	0.65

Aplica la primera condición:

$$\beta_1 = 0.85$$

Cuantía balanceada de acero:

$$\rho_{bal} = 0.85 * \beta_1 * \left(\frac{f'c}{f_y}\right) \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_y}\right) \left(\frac{h - h_r}{d}\right)$$

$$\rho_{bal} = 0.85 * 0.85 * \left(\frac{21}{230}\right) \left(\frac{0.005}{0.005 + 0.002}\right) \left(\frac{12 - 5.08}{9.50}\right) = 0.0340$$

Cálculo de la Cuantía Disponible:

$$\rho_o = \frac{A_s}{b * d} = \frac{9.67}{100 * 9.50} = 0.01 < \rho_{bal} \rightarrow Ok$$

Distancia del borde de la placa al eje neutro:

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 * f'c * b} = \frac{9.67 * 230}{0.85 * 21 * 100} = 1.25 \text{ cm}$$

Resistencia de diseño a flexión:

$$\Phi M_n = \Phi A_s F_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) = \frac{0.85 * 9.67 * 230}{10} * \left(9.50 - \frac{1.25}{2} \right) = 1677.8 \text{ kgf} * m$$

Chequeo:

$$\Phi M_n \geq M_u \rightarrow Ok$$

2.1.5.3 Resistencia a cortante

2.1.5.3.1 Adherencia lámina y Concreto. La resistencia a corte por adherencia debe ser suministrada por el fabricante (depende del tipo de corrugación que tenga la lámina).

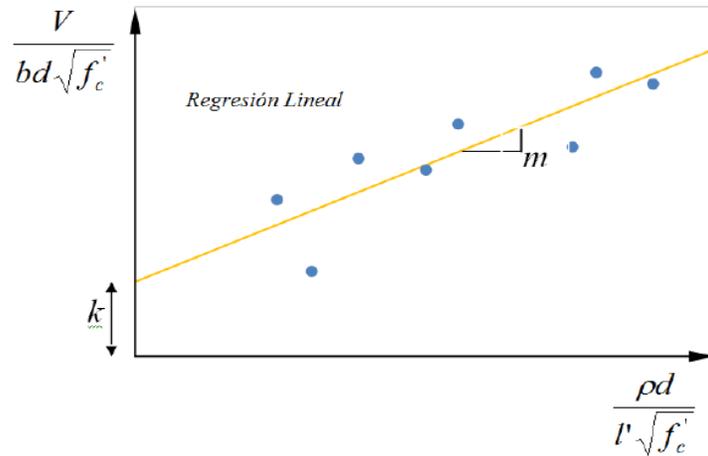


Figura 7. Comportamiento de la adherencia entre lamina y el concreto.

Constantes:

$$k = 0.05 \quad ; \quad m = 775$$

Longitud aferente:

$$l' = \frac{L}{4} = \frac{150}{4} = 37.5 \text{ cm}$$

Resistencia de diseño a cortante:

$$\Phi V_{na} = \Phi * b * d \left(k \sqrt{f'_c} + m \frac{\rho_o d}{l'} \right) = 0.8 * 100 * 9.50 * \left(0.05 * \sqrt{210} + 775 * \frac{0.01 * 9.50}{37.5} \right)$$

$$\Phi V_{na} = 2042.81 \text{ kgf}$$

Cortante ultimo:

$$V_a = 801.13 \text{ kgf}$$

Chequeo:

$$\Phi V_{na} \geq V_a \rightarrow Ok$$

2.1.5.4 Verificación de deflexiones.

Relación de módulos de elasticidad:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 * 10^5}{1.78 * 10^4} \approx 11$$

Inercia promedio de la losa (se obtiene del fabricante):

$$I_{prom} = \frac{I_{tr} + I_{tr.agrietado}}{2} = 6808.44 \text{ cm}^4$$

2.1.5.4.1 Carga viva.

Carga:

$$W'_L = W_L * L = 180 * 1.5 = 270 \frac{kgf}{m}$$

Deflexión por carga viva:

$$\Delta_{cv} = \frac{5W'_L L^4}{384E_s I_{prom}} = \frac{5 * 270 * 1.5^4}{384 * 2 * 10^5 * 6808.44} * 10^6 = 0.010 \text{ mm}$$

Deflexión admisible:

$$\Delta_{cvAdm} = \frac{L}{360} = \frac{1.5}{360} * 1000 = 4.17 \text{ mm}$$

$$\Delta_{cvAdm} > \Delta_{cv} \rightarrow Ok$$

2.1.5.4.2 Carga muerta sobreimpuesta más carga viva.

Carga:

$$W_{sobre+L} = (W_{Sobre} + W_L) * L = (270 + 180) * 1.5 = 675 \frac{kgf}{m}$$

Deflexión carga muerta sobrepuesta más carga viva:

$$\Delta_{cm+cv} = \frac{5(W_{sobre+L})L^4}{384E_sI_{prom}} = \frac{5 * 675 * 1.5^4}{384 * 2 * 10^5 * 6808.44} * 10^6 = 0.03 \text{ mm}$$

Deflexión admisible:

$$\Delta_{(cm+cv)Adm} = \frac{L}{240} = \frac{1.5}{240} * 1000 = 6.25 \text{ mm}$$

$$\Delta_{(cm+cv)Adm} > \Delta_{cm+cv} \rightarrow Ok$$

2.1.6 Refuerzo de la losa

2.1.6.1 Refuerzo adicional de la losa en los apoyos internos

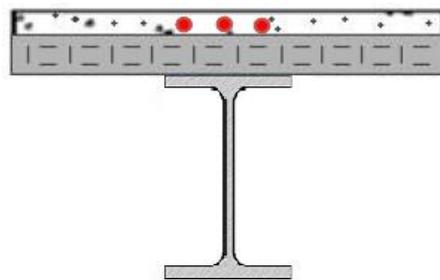


Figura 8. Refuerzo negativo de viguetas en sección compuesta.

Base:

Se desconoce el tamaño del apoyo, por lo que se asume un valor relativamente grande.

$$b = 45 \text{ cm}$$

Cuantía mínima:

$$\rho_{min} = 0.002$$

Refuerzo adicional:

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} * d * b = 0.002 * 9.50 * 45 = 0.86 \text{ cm}^2 \approx 4.5 \text{ mm c/15}$$

$$A_{s_{min}} = 1.06 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

2.1.6.2 **Refuerzo por Retracción y Fraguado.** El refuerzo por retracción y temperatura se ha establecido según F.4.7.5.5 de la NSR-10. El refuerzo puede consistir de una malla electro-soldada o barras de refuerzo, o fibras de acero acuerdo a las especificaciones NTC 5214 (ASTM A820) con una cuantía mínima de 14.8 kgf/m³

Ancho de diseño:

$$b = 100 \text{ cm}$$

Cuantía mínima:

$$\rho_{min} = 0.00075$$

Refuerzo:

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} * b * t_p = 0.00075 * 100 * 6.92 = 0.519 \frac{cm^2}{m} \approx 4.50 \text{ mm c/15}$$

$$A_{s_{min}} = 1.06 \frac{cm^2}{m}$$

Chequeo:

$$A_{s_{min}} \geq 0.593 \frac{cm^2}{m} \rightarrow Ok$$

2.2 Vigueta

2.2.1 Geometría y materiales

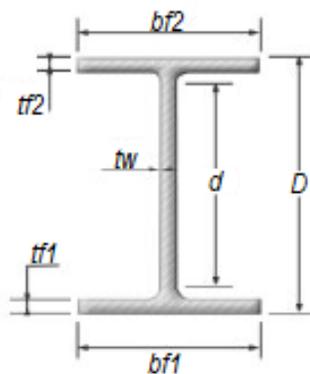


Figura 9. Geometría de la vigueta aislada.

Tabla 23. Propiedades de los Materiales.

Propiedad	Valor
Módulo de elasticidad del aluminio E_s [MPa]	70000
Módulo de cortante del aluminio G [MPa] $\left(\frac{E_s}{2(1+\nu)}\right)$	26600
Esfuerzo límite para flexión y fluencia total p_o [MPa]	240
Esfuerzo límite para capacidad local de la sección a tensión o compresión p_a [MPa]	260
Esfuerzo límite a cortante p_v [MPa]	145
Peso W_s [kgf/m]	$32.9 * \left(\frac{2.71}{7.85}\right) = 11.36$

Tabla 24. Propiedades geométricas.

Elemento	Valor
Perfil	W14X22
Separación entre Viguetas Sv [m]	1.40
Luz de cálculo L [m]	5.0
Longitud no arriostrada Lb [m]	5.0
Apuntalamiento temporal	En la mitad de la luz
Altura total de la vigueta D [cm]	34.798
Altura del alma de la vigueta d [cm]	33.096
Espesor del alma tw [cm]	0.5842
Ancho de la aleta inferior bf1 [cm]	12.70
Espesor de la aleta inferior tf1 [cm]	0.8509
Ancho de la aleta superior bf2 [cm]	12.70
Espesor de la aleta superior tf2 [cm]	0.8509
Centroide del perfil Yb [cm]	17.4
Área del perfil As [cm ²]	41.87
Inercia en el eje fuerte Ix [cm ⁴]	8283.01
Radio de giro en el eje fuerte rx [cm]	14.10
Módulo de sección elástico en el eje fuerte Sx [cm ³]	476
Módulo de sección plástico en el eje fuerte Zx [cm ³]	544

Inercia en el eje débil I_y [cm ⁴]	291
Radio de giro en el eje débil r_y [cm]	2.64
Módulo de sección elástico en el eje débil S_y [cm ³]	46
Módulo de sección plástico en el eje débil Z_y [cm ³]	72
Constante de alabeo C_w [cm ⁶]	389171
Coefficiente de torsión de Saint Venant J [cm ⁴]	8.66

Luz debida al apuntalamiento en construcción:

$$L' = \frac{L}{2} = \frac{5.0}{2} = 2.50 \text{ m}$$

2.2.2 Solicitudes de Carga

2.2.2.1 *Distribución de cargas.* Las cargas de entrepiso fueron evaluadas en el Capítulo

2.1, las cuales son las mismas que soportaría la vigueta, pero adicionándole el peso propio distribuido de la vigueta.

Peso propio distribuido de la vigueta:

$$W_{\text{vigüeta}} = \frac{W_s}{S_v} = \frac{11.36}{1.5} = 7.57 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Peso propio total:

$$W_{pp} = W_{lam} + W_{cto} + W_{vigueta} = 7.41 + 217.58 + 7.57 = 232.56 \frac{kgf}{m^2}$$

Resumen de cargas:

Tabla 25. Cargas del entrepiso.

Elemento	Valor [kgf/m²]
Peso propio Wpp	232.56
Sobreimpuesta Wsobre	270
Carga Muerta WD	502.56
Carga Viva WL	180
Carga constructiva WL.cons	100

2.2.2.2 *Solicitudes de carga para etapa constructiva.* Las expresiones para determinar los momentos y cortantes en la vigueta se presenta a continuación:

COMBO 1.4D

Carga:

$$W_{UC} = (1.4 * W_{pp}) * S_v = (1.4 * 232.56) * 1.50 = 488.38 \frac{kgf}{m}$$

Momento positivo:

$$M_u(+)=\frac{W_{UC} * L'^2}{24} = \frac{488.38 * 2.5^2}{24} = 127.18 \text{ kgf} * m$$

Momento negativo:

$$M_u(-)=\frac{W_{UC} * L'^2}{12} = \frac{488.38 * 2.5^2}{12} = 254.36 \text{ kgf} * m$$

Cortante:

$$V_U = \frac{W_{UC} * L'}{2} = \frac{488.38 * 2.5}{2} = 610.48 \text{ kgf}$$

COMBO 1.2D+1.6L

Carga:

$$W_{UC} = (1.2 * W_{pp} + 1.6 * W_{L.cons}) * S_v = (1.2 * 232.56 + 1.6 * 100) * 1.50 = 658.61 \frac{kgf}{m}$$

Momento positivo:

$$M_u(+)=\frac{W_{UC} * L'^2}{24} = \frac{658.61 * 2.5^2}{24} = 171.51 \text{ kgf} * m$$

Momento negativo:

$$M_u(-)=\frac{W_{UC} * L'^2}{12} = \frac{658.61 * 2.5^2}{12} = 343.03 \text{ kgf} * m$$

Cortante:

$$V_u = \frac{W_{UC} * L'}{2} = \frac{658.61 * 2.5}{2} = 823.26 \text{ kgf}$$

Se escogen las solicitudes de mayor valor:

$$M_u(+)= 171.51 \text{ kgf} * m$$

$$M_u(-)= 343.03 \text{ kgf} * m$$

$$V_u = 823.26 \text{ kgf}$$

2.2.2.3 *Solicitudes de carga para etapa de funcionamiento.* Las expresiones para determinar los momentos y cortantes en la vigueta se presenta a continuación:

COMBO 1.4D

Carga:

$$W_U = (1.4 * W_D) * S_v = (1.4 * 502.56) * 1.50 = 1055.38 \frac{kgf}{m}$$

Momento positivo:

$$M_u(+)= \frac{W_U * L^2}{8} = \frac{1055.38 * 5^2}{8} = 3298.06 \text{ kgf} * m$$

Momento negativo:

$$M_u(-) = 0$$

Cortante:

$$V_U = \frac{W_U * L}{2} = \frac{1055.38 * 5}{2} = 2638.45 \text{ kgf}$$

COMBO 1.2D+1.6L

Carga:

$$W_U = (1.2 * W_D + 1.6 * W_L) * S_v = (1.2 * 502.56 + 1.6 * 180) * 1.50 = 1336.61 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Momento positivo:

$$M_u(+)= \frac{W_U * L^2}{8} = \frac{1336.61 * 5^2}{8} = 4176.91 \text{ kgf} * \text{m}$$

Momento negativo:

$$M_u(-) = 0$$

Cortante:

$$V_U = \frac{W_U * L}{2} = \frac{1336.61 * 5}{2} = 3341.53 \text{ kgf}$$

Se escogen las solitudes de mayor valor:

$$M_u(+) = 4176.91 \text{ kgf} * m$$

$$M_u(-) = 0 \text{ kgf} * m$$

$$V_u = 3341.53 \text{ kgf}$$

2.2.3 Análisis de deflexiones

2.2.3.1 Etapa constructiva.

Carga:

$$W_C = (W_{pp} + W_{L.cons}) * S_v = (232.56 + 100) * 1.50 = 498.84 \frac{\text{kgf}}{m}$$

Deflexión por construcción:

$$\Delta_{construcción} = \frac{5W_C L'^4}{384E_S I_x} = \frac{5 * 498.84 * 2.5^4}{384 * 7 * 10^4 * 8283.01} * 10^6 = 0.44 \text{ mm}$$

Deflexión admisible:

$$\Delta_{construcciónAdm} = \frac{L'}{180} = \frac{2.5}{180} * 1000 = 13.89 \text{ mm}$$

$$\Delta_{construcciónAdm} > \Delta_{construcción} \rightarrow Ok$$

2.2.3.2 Etapa de funcionamiento.

2.2.3.2.1 Carga muerta.

Carga:

$$W'_D = W_D * S_v = 502.56 * 1.50 = 753.84 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Deflexión por carga muerta:

$$\Delta_D = \frac{5W'_D L^4}{384E_s I_x} = \frac{5 * 753.84 * 5.0^4}{384 * 7 * 10^4 * 8283.01} * 10^6 = 10.58 \text{ mm}$$

Deflexión admisible:

$$\Delta_{DAdm} = \frac{L}{360} = \frac{5.0}{360} * 1000 = 13.89 \text{ mm}$$

$$\Delta_{DAdm} > \Delta_D \rightarrow Ok$$

2.2.3.2.2 Carga muerta más viva.

Carga:

$$W'_{D+L} = (W_D + W_L) * S_v = (502.56 + 180) * 1.50 = 1023.84 \frac{kgf}{m}$$

Deflexión por carga muerta más viva:

$$\Delta_{D+L} = \frac{5W_D L^4}{384E_s I_x} = \frac{5 * 1023.84 * 5.0^4}{384 * 7 * 10^4 * 8283.01} * 10^6 = 14.37 \text{ mm}$$

Deflexión admisible:

$$\Delta_{(D+L)Adm} = \frac{L}{240} = \frac{5.0}{240} * 1000 = 20.83 \text{ mm}$$

$$\Delta_{(D+L)Adm} > \Delta_{D+L} \rightarrow Ok$$

2.2.4 Geometría efectiva

2.2.4.1 Clasificación de la sección y pandeo Local

2.2.4.1.1 Clasificación de la sección. La clasificación de la sección se determinó basado en

F.5.4.3.3 del Título F de la NSR-10.

El procedimiento consiste en clasificar los elementos individuales que conforman la sección, exceptuando cualquier elemento sometido totalmente a tensión. La clasificación de la sección se toma como la del elemento menos favorable.

Clasificación	Viga (resistencia a momento)	Columna (resistencia a Compresión)	Incidencia
Compacta	$\beta \leq \beta_1$	$\beta \leq \beta_0$	El pandeo local puede ignorarse
Semi-compacta	$\beta_1 < \beta \leq \beta_0$	<i>No aplica</i>	La sección puede desarrollar un momento igual a po veces el módulo elástico de la sección
Esbelta	$\beta > \beta_0$	$\beta > \beta_0$	La resistencia a se reduce por pandeo local prematuro con un esfuerzo en la fibra extrema menor que po .

Los parámetros β_0 y β_1 se definen en la siguiente tabla:

Tabla 26. Valores límite de β (Tabla F.5.4.3-1.)

Elementos	β_0		β_1	
	No soldado	Soldado	No soldado	Soldado
Elementos salientes	7 ϵ	6 ϵ	6 ϵ	5 ϵ
Elementos internos	22 ϵ	18 ϵ	18 ϵ	15 ϵ

Se recalca que un elemento saliente y un elemento interno es análogo a un elemento no atiesado y atiesado respectivamente, si se quiere guiar con la nomenclatura del AISC.

Notas:

- Un elemento se considera soldado si contiene soldadura en un borde o en cualquier punto de su ancho. Sin embargo, cuando se evalúa la estabilidad de una sección transversal particular de un miembro, se permite considerar el elemento como no soldado si no contiene soldadura en esa sección, aunque esté soldado en cualquier otro lugar de su longitud.
- En un elemento soldado, la clasificación es independiente de la extensión de la zona afectada por el calor.

Parámetro ε :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{250}{p_o \text{ [MPa]}}} = \sqrt{\frac{250}{240}} = 1.02$$

2.2.4.1.2 *Parámetro de esbeltez β* . El parámetro de esbeltez se determinó basado en F.5.4.3.2 del Título F de la NSR-10.

El Título F.5 propone cuatro tipos de elementos para definir el parámetro de esbeltez:

- Elementos planos no reforzados (saliente o interno)

- Elementos planos reforzados (saliente o interno)
- Elementos curvos internos
- Tubos redondos

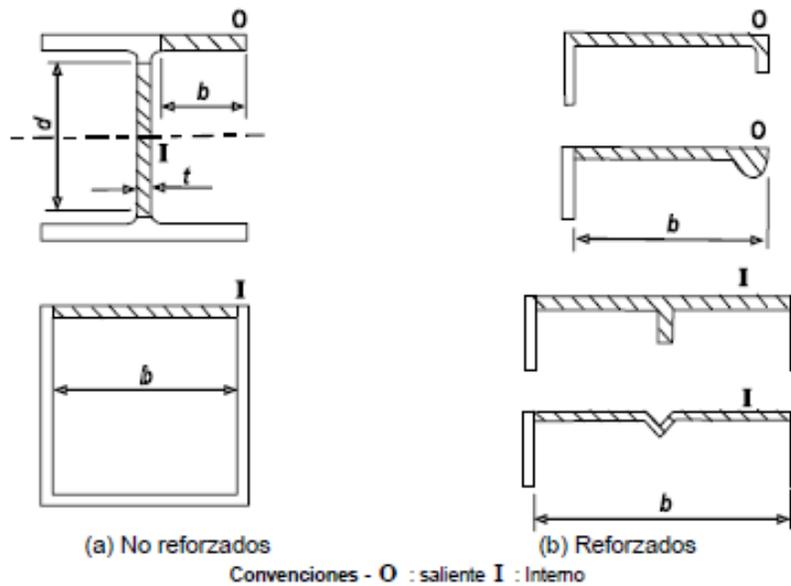


Figura 10. Tipos de elementos planos (Figura F.5.4.3-1)

El parámetro de esbeltez del perfil para elementos plano no reforzado se define a continuación:

Tabla 27. Evaluación del parámetro β .

Análisis	β	Aplica
Elemento sometido a compresión uniforme	b/t	No
Elemento sometido a un gradiente de esfuerzos		

1) Elemento interno con un gradiente de esfuerzos que resulta en un eje neutro en el centro	$0.35d/t$ o $0.35b/t$	Si (alma)
2) Para cualquier otro gradiente de esfuerzos	gb/t o gd/t	Si (aletas)

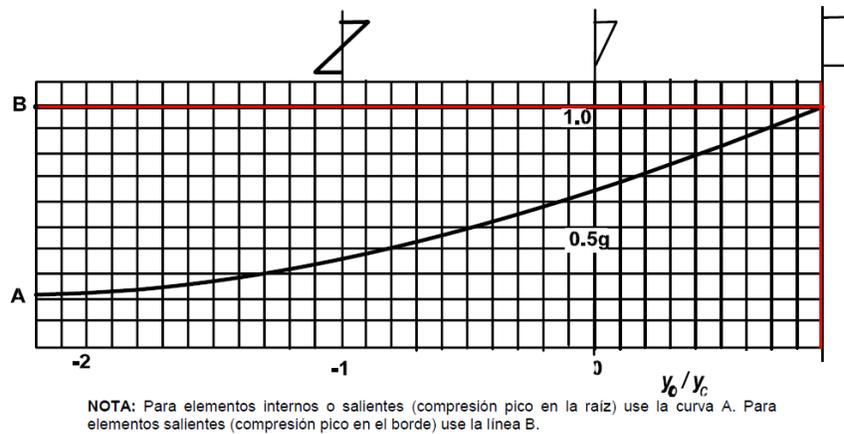


Figura 11. Elementos planos bajo gradiente de esfuerzos (Figura F.5.4.3-2).

El valor de g se calcula mediante la curva A (en el elemento hay un gradiente de esfuerzo el cual es el esfuerzo de flexión) y la relación y_o/y_c , la cual varía para cada combinación de carga, por lo que se decide entonces utilizar el caso más crítico de todos, el cual es el que garantice el mayor valor de g .

$$g = 1.00$$

Remplazando:

Elemento	β	β_0	β_1	Sección
Saliente	$\frac{g * b}{t_f} = \frac{1.0 * 12.70}{2 * 0.85} = 7.47$	$7\varepsilon = 7 * 1.02 = 7.14$	$6\varepsilon = 6 * 1.02 = 6.12$	Esbelta
Interno	$\frac{0.35d}{t_w} = \frac{0.35 * 33.10}{0.583} = 19.87$	$22\varepsilon = 22 * 1.02 = 22.44$	$18\varepsilon = 18 * 1.02 = 18.36$	Semi-compacta

La sección entera se considera esbelta.

2.2.4.1.3 *Pandeo local.* El pandeo local se determinó basado en F.5.4.3.4 del Título F de la NSR-10.

La resistencia de los miembros sometidos a momento o compresión axial puede reducirse por pandeo local si la esbeltez de sus elementos componentes es alta (alto parámetro β).

El coeficiente de pandeo local se determina de acuerdo a las curvas de las Figuras F.5.4.3-5(a) y F.5.4.3-5(b).

Tabla 28. Curva de la figura F.5.4.3-5 (Tabla F.5.4.3-2).

Elementos	No soldado	Soldado
Elementos salientes planos	Curva A	Curva B
Elementos internos (planos o curvos)	Curva C	Curva D
Tubería redonda	La inferior entre las curvas C y E	La inferior entre las curvas D y E

NOTA: En un elemento soldado, la clasificación es independiente de la extensión de la zona afectada por el calor.

$$\frac{\beta}{\varepsilon} = \frac{7.47}{1.02} = 7.32$$

$$\frac{\beta}{\varepsilon} = \frac{19.87}{1.02} = 19.48$$

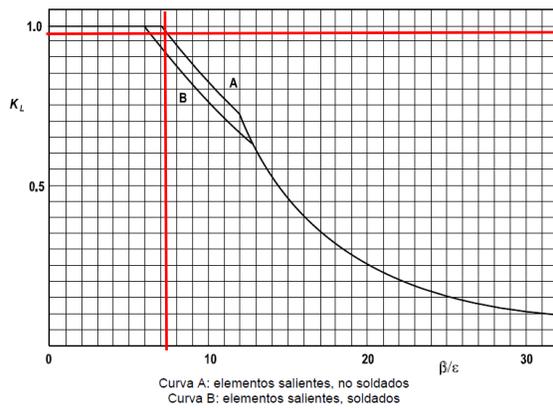


Figura 12. Curvas de la Figura F.5.4.3-

5(a).

$$k_L = 0.98$$

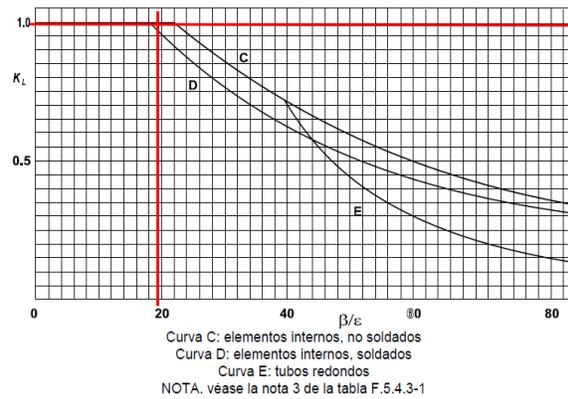


Figura 13. Curvas de la Figura F.5.4.3-

5(b).

$$k_L = 1.00$$

Estos coeficientes afectaran la geometría de los perfiles No compactos.

2.2.4.2 **Ablandamiento en la zona afectada por el calor adyacente a la soldadura.** El material de aluminio estructural generalmente se debilita en la zona afectada por el calor adyacente a las soldaduras y esto debe ser tenido en cuenta en el diseño, lo cual es el ablandamiento que usualmente se presenta en la vecindad de las soldaduras. La región más afectada se localiza inmediatamente alrededor de la soldadura, sin embargo, las propiedades del material mejoran rápidamente con la distancia hasta tener las del material original. El ablandamiento afecta más severamente el esfuerzo de prueba del 0.2% ($f_{0.2}$) que la resistencia a tensión (f_u).

Para el diseño es aceptable aproximarse a la condición real suponiendo que alrededor de cada soldadura existe una zona afectada por el calor en la que las propiedades de resistencia están

reducidas por un coeficiente constante **kz**. Por fuera de esta zona, se supone que se pueden aplicar todas las propiedades originales del material base.

Es importante darse cuenta de que una soldadura pequeña como la que se usa, por ejemplo, para colocar un pequeño aditamento, puede causar una reducción considerable en la resistencia del miembro debido al ablandamiento de parte de la sección transversal. En vigas, es a menudo benéfico localizar las soldaduras en áreas de bajo esfuerzo como, por ejemplo, cerca del eje neutro o lejos de la región de momento pico.

2.2.4.2.1 *Coeficiente de ablandamiento.* El coeficiente de ablandamiento de la zona afectada por el calor normalmente puede obtenerse de la Tabla F.5.4.4-1.

Tabla 29. Coeficiente de ablandamiento (Tabla F.5.4.4-1.)

Aleación	Condición	Producto (nota 1)	k_z
No tratadas en caliente			
1200	H14	S	0.13
3103	H14	S	0.18
	H18	S	0.13
3105	H14	S	0.17
	H16	S	0.15
	H18	S	0.13
5083	O, F	E, S, P, DT	1.00
	H22	S, P	0.45
5154A	O, F	E, S, P	1.00
	H22	S, P	0.40
	H24	S, P	0.29
5251	F	WT	0.20
	F	F	1.00
	H22	S, P	0.35
	H24	S, P	0.24
5454	O, F	E, S, P	1.00
	H22	S	0.35
	H24	S	0.30
Tratadas en caliente			
6061	T6	E, DT	0.50
6063	T4	E	1.00
	T4	DT	0.65
	T4	F	0.80
	T5	E	0.75
	T6	E, F	0.50
	T6	DT	0.45
6082	T4	E, S, P, DT, F	1.00
	T6	E, S, P, DT, F	0.50
7020	T4	E, S, P	0,80(A) 1,00(B)
	T6	E, S, P	0,60(A) 0,80(B)
			(nota 2)

$$k_z = 0.50$$

Para aleaciones 6*** no se recomienda instalar el elemento antes de los 3 días después de soldado, en caso de que se instale antes, se deberá reducir el coeficiente k_z con la siguiente expresión (se supuso que la instalación fue después de los 3 días, $k'_z = k_z$):

$$k'_z = \frac{k_z}{f} \rightarrow f_{(6***)} = 0.9 + 0.1 \sqrt{\frac{\text{días} - 1}{2}}$$

2.2.4.2.2 *Extensión de la zona afectada por el calor.* Las fronteras de la zona afectada por el calor generalmente deben ser tomadas como líneas rectas normales a la superficie del metal, como se muestra en la siguiente figura. Sin embargo, se permite, en su lugar, suponer una frontera curva de radio z .

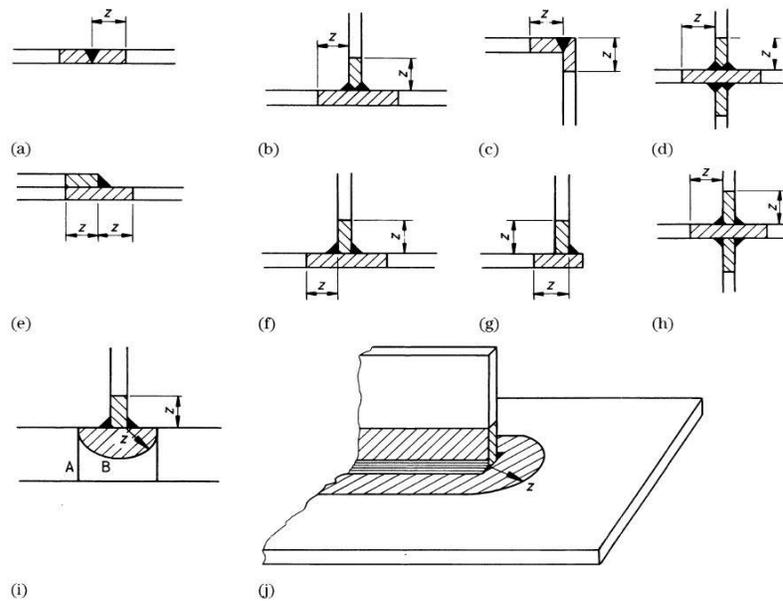


Figura 14. Extensión de la zona afectada por el calor, ubicación de z (Figura F.5.4.4-1(a))

Espesores de los elementos a conectar por medio de la soldadura:

$$t_C = 8.50 \text{ mm (mayor)} \quad ; \quad t_B = 5.84 \text{ mm (menor)}$$

Coefficiente α :

Tabla 30. Extensión de la zona afectada por el calor, coeficiente α .

Caso	Configuración de la unión	Valor de α	
		$t_c \leq 25 \text{ mm}$	$t_c > 25 \text{ mm}$
	Soldadura continua substancialmente recta (véanse figuras F.5.4.4-1(a) (a), (c), (e) y (g))		
P	área total del depósito menor o igual que 50 mm^2	1.0	1.5
Q	área total del depósito mayor que 50 mm^2	1.5	2.0
R	Soldadura continua substancialmente recta que tiene dos o más soldaduras adyacentes (véanse figuras F.5.4.4-1(a) (b), (d), (f) y (h))	1.5	2.0
S	Unión con irregularidad local	1.5	2.0
	(a) uniones miembro a miembro en armaduras		
	(b) soldaduras que conectan rigidizadores transversales en vigas y vigas ensambladas		
	(c) soldaduras usadas para conectar orejas y otros accesorios		

$$\alpha = 1.50$$

Parámetro z_o :

Tabla 31. Parámetro z_o .

Aleación	Soldadura a tope	Tipo de soldadura incluyendo las variaciones de soldadura de filete
Serie 7***	$z_o = \min\left(30 - \frac{t_A}{2}, 4.5t_A\right)$	$z_o = \min\left(30 - \frac{t_A}{2}, 4.5\frac{t_B^2}{t_A}\right)$
Otras aleaciones	$z_o = \min\left(20 - \frac{t_A}{3}, 3.0t_A\right)$	$z_o = \min\left(20 + \frac{t_A}{3}, 3.0\frac{t_B^2}{t_A}\right)$

$$t_A = \min\left(\frac{t_B + t_C}{2}, 1.5t_B\right) = \min\left(\frac{5.84 + 8.50}{2} = 7.17 \text{ mm}, 1.5 * 5.84 = 8.76 \text{ mm}\right)$$

$$t_A = 7.17 \text{ mm}$$

El parámetro para una aleación 6061 con soldadura a filete es:

$$z_o = \min\left(20 + \frac{7.17}{3} = 22.39 \text{ mm}, 3.0 * \frac{5.84^2}{7.17} = 14.27 \text{ mm}\right) = 22.39 \text{ mm}$$

Camino válido de calor:

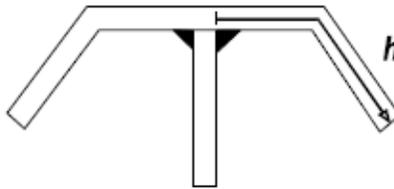


Figura 15. Medición típica del camino de calor (Figura F.5.4.4-2).

Aleación	h_1
Serie 7***	$4.5\alpha z_o$
otras aleaciones	$3\alpha z_o$

Aplica la segunda condición:

$$h_1 = 3 * 1.50 * 22.39 = 100.76 \text{ mm}$$

Distancia medida desde el punto de referencia en la soldadura considerado y a lo largo del camino de calor relevante a través del metal en la mitad del espesor.

$$h = \frac{b_f}{2} = \frac{127}{2} = 63.50 \text{ mm}$$

Chequeo:

$$h \geq h_1 \rightarrow \text{Se consideran 2 caminos validos a calor}$$

Coefficiente η :

¿La unión tiene mínimo dos caminos de calor válidos?	η
<i>Si</i>	1.00
<i>No y $t_c \leq 2.5 \text{ cm}$</i>	1.50
<i>No y $t_c > 2.5 \text{ cm}$</i>	1.33

Aplica la primera opción:

$$\eta = 1.00$$

Extensión de la zona afectada por el calor:

$$z = \alpha * \eta * z_o = 1.50 * 1.00 * 22.39 = 33.59 \text{ mm}$$

2.2.5 **Resistencias de diseño.** Las resistencias de diseño del perfil se han tomado de forma aislada (es decir no se ha trabajado en sección compuesta con el concreto), debido a que el Título F.5 de la NSR-10 no establece reglas claras para una interacción entre estos dos materiales; el autor reconoce los beneficios del trabajo con sección compuesta y el ahorro que conduce a trabajar con ella, pero también es consiente que la interacción entre concreto y aluminio incluso puede ser perjudicial en algunos casos (químicamente hablando), entonces por las anteriores razones se tomó la decisión de diseñar el perfil de forma independiente a la losa.

2.2.5.1 **Resistencia a momento.** La resistencia de diseño a momento de una sección dada en ausencia de cortante, debe calcularse de acuerdo a F.5.4.5.2 del título F de la NSR-10.

Tabla 32. Cálculo de Resistencia a momento uniaxial de la sección

Sección	M_{RS}	Aplica
No soldada, compacta	$\Phi P_o Z_n$	No

No soldada, semi-compacta	$\Phi P_o S_n$	No
Soldada, compacta	$\Phi P_o Z_{ne}$	No
Soldada, semi-compacta	$\Phi P_o S_{ne}$	No
No soldada, esbelta	$\min(\Phi P_o S_e, \Phi P_o S_n)$	Si
Soldada, esbelta	$\min(\Phi P_o S_e, \Phi P_o S_{ne})$	No

Para secciones semi compactas se permite lo siguiente (es opcional):

$$M_{RS} = M_{RS(semi-compacto)} + \left(\frac{\beta_0 - \beta}{\beta_0 - \beta_1} \right) (M_{RS(compacto)} - M_{RS(semi-compacto)})$$

- **S_n** y **Z_n**: Módulos elástico y plástico, respectivamente, de la sección neta
- **S_{ne}** y **Z_{ne}**: Módulos elástico y plástico, respectivamente, de la sección neta efectiva
- **Z_e**: Módulo plástico de la sección efectiva

Módulo elástico de la sección neta (no hay perforaciones):

$$S_n = S_x - S_{agujeros} = 476 - 0 = 476 \text{ cm}^3$$

Módulo elástico de la sección neta efectiva (no hay perforaciones):

$$S_{ne} = k_z * S_x - S_{agujeros} = 0.5 * 476 - 0 = 238 \text{ cm}^3$$

Módulo elástico de la sección neta efectiva (no hay perforaciones):

La sección efectiva se puede calcular directamente con el menor de los factores de reducción entre el ablandamiento por calor o el de pandeo, debido a que la reducción crítica en los dos casos es el calor (es el mismo valor para el alma y la aleta).

$$S_e = \min(k_z, k_L) S_x = 0.5 * 476 = 238 \text{ cm}^3$$

Resistencia a momento uniaxial de la sección:

$$\Phi P_o S_e = \frac{0.86 * 240 * 238}{100^2} = 4.91 \text{ Ton} * \text{m}$$

$$\Phi P_o S_n = \frac{0.86 * 240 * 476}{100^2} = 9.82 \text{ Ton} * \text{m}$$

$$M_{RS} = \min(\Phi P_o S_e, \Phi P_o S_n) = 4.91 \text{ Ton} * \text{m}$$

Chequeo:

$$M_{RS} \geq M_u \rightarrow Ok$$

2.2.5.2 **Resistencia a fuerza cortante.** Primero es necesario clasificar la sección como compacta, semi-compacta o esbelta basándose en el elemento componente menos favorable (esta clasificación es diferente a la de flexión).

Elemento	Clasificación	Aplica
Secciones que contienen almas a cortante orientadas en el plano de carga, sin platinas de enchape.	$\frac{d}{t_w} \leq 49\varepsilon \rightarrow \text{Compacta}$ $\frac{d}{t_w} > 49\varepsilon \rightarrow \text{Esbelta}$	Si
Secciones que contienen almas a cortante orientadas en el plano de carga, con platinas de enchape.	No aplica	No
Barra sólida	Compacta	No
Tubería redonda	La misma clasificación que para compresión axial	No

Parámetro ε :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{150}{p_v [MPa]}} = \sqrt{\frac{150}{145}} = 1.02$$

Remplazando:

$$\frac{d}{t_w} = \frac{331}{5.84} = 56.67 \quad ; \quad 49\varepsilon = 49 * 1.02 = 49.98$$

La sección se clasifica como: **Esbelta**

Altura total del alma medida desde la superficie exterior de las aletas

$$D = 348 \text{ mm}$$

Número de almas:

$$N = 1$$

Altura total de material de la zona afectada por el calor dentro de la altura libre entre aletas del alma (Ver F.5.4.4.3):

$$d_{zt} = 2 * z = 2 * 33.59 = 67.18 \text{ mm}$$

Área efectiva de cortante:

¿El alma está afectada por ablandamiento?	A_v	Aplica
No	$0.8ND * t_w$	No
Si	$N[0.8 * D * t_w - (1 - kz)d_{zt} * t_w]$	Si

Remplazando:

$$A_v = 1 * (0.8 * 348 * 5.84 - (1 - 0.5) * 67.18 * 5.84) = 1429.69 \text{ mm}^2$$

Resistencia a diseño a cortante:

Para almas a cortante sin platinas de enchape y orientadas en el plano de carga.

Clasificación	V_{RS}	Aplica
Compactas	$\Phi P_v A_v$	No
Esbeltas	Revisión a fluencia: $\Phi P_v A_v$ Revisión por pandeo: $\Phi \frac{34000 N t_w^3}{d} [\text{kgf, cm}] \leq \Phi P_v A_v$	Si
Para una barra sólida	$0.8 * \min(A . A_e)$	No
Para un tubo redondo compacto	$0.6 * \min(A . A_e)$	No

Remplazando:

$$\Phi P_v A_v = \frac{0.86 * 145 * 1429.69}{100^2} = 17.82 \text{ Ton}$$

$$\Phi \frac{34000 N t_w^3}{d} = \frac{0.86 * 34000 * 1 * 5.84^3}{331 * 1000} = 17.59 \text{ Ton} < 17.82 \text{ Ton}$$

$$V_{RS} = 17.59 \text{ Ton}$$

Chequeo:

$$V_{RS} \geq V_u \rightarrow Ok$$

2.2.5.3 **Combinación de momento y fuerza cortante.** Resistencia de diseño a momento de

la sección, teniendo en cuenta el cortante:

Condición	Sección	M_{RSO}
$V_u \geq 0.5V_{RS}$	Secciones con almas a cortante conectadas a aletas en	$M_{RS} \left[1 + (1 - \alpha) \left(0.6 - \frac{1.2V_u}{V_{RS}} \right) \right]$

	ambos extremos longitudinales	
$V_u \geq 0.5V_{RS}$	Otras secciones	$M_{RS} \left(1.6 - \frac{1.2V_u}{V_{RS}} \right)$
$V_u < 0.5V_{RS}$	-	M_{RS}

α = relación entre los esfuerzos cortantes mínimo y máximo en el alma suponiendo distribución elástica de esfuerzos.

$$0.5V_{RS} = 0.5 * 17.59 = 8.80 \text{ Ton} > V_u$$

Aplica la tercera condición:

$$M_{RSO} = M_{RS} = 4.91 \text{ Ton} * \text{m}$$

Chequeo:

$$M_{RSO} \geq M_u \rightarrow Ok$$

2.2.5.4 ***Pandeo torsional lateral.*** La posibilidad de falla prematura por pandeo torsional lateral se puede ignorar en cualquiera de los siguientes casos:

- Flexión respecto al eje menor

- Viga soportada contra movimiento lateral en toda su longitud
- Soporte lateral de la aleta a compresión suministrado a espaciamiento no mayor a:

$$L_{b.m\acute{a}x} = 40 * \varepsilon * r_y = \frac{40 * 1.02 * 26.40}{1000} = 1.07 \text{ m}$$

No cumple con ninguna de las 3 condiciones, por lo que la viga debe revisarse por posible pandeo torsional lateral en cada tramo no soportado entre puntos de apoyo lateral.

2.2.5.4.1 *Longitud efectiva para pandeo torsional lateral.* La longitud efectiva para pandeo torsional lateral se determinó basado en el Apéndice F.5.G del Título F de la NSR-10.

Las condiciones de carga desestabilizadoras suceden cuando una carga es aplicada a la aleta superior de una viga y tanto la carga como la viga tienen la libertad de deflectarse lateralmente con relación al centroide de la viga; dicha condición no está contemplada en este diseño, por lo que se utiliza una condición de carga Normal.

Tabla 33. Longitud efectiva para vigas (Tabla F.5.G-1).

Condiciones de restricción en los apoyos		Condiciones de carga	
		Normal	Desestabilizadora
Aleta a compresión restringida lateralmente	Ambas aletas totalmente restringidas contra rotación en el plano	0.7L	0.85L
Viga totalmente restringida contra torsión	Ambas aletas parcialmente restringidas contra rotación en el plano	0.85L	1.0L
	Ambas aletas libres de rotar en el plano	1.0L	1.2L
Aleta a compresión no restringida lateralmente	Restricción contra torsión suministrada únicamente por la conexión positiva de la aleta inferior a los apoyos	1.0L + 2D	1.2L + 2D
Ambas aletas libres de rotar en el plano	Restricción contra torsión suministrada únicamente por apoyo muerto de la aleta inferior sobre los apoyos	1.2L + 2D	1.4L + 2D

NOTA. D es la altura de la viga, L es la longitud de la viga.

$$l = 1.2L + 2D = 1.2 * 6.00 + 2 * 0.348 = 7.90 \text{ m}$$

La siguiente tabla es para voladizo (no aplica para este diseño).

Tabla 34. Longitud efectiva para vigas en voladizo (Tabla F.5.G-2).

Condiciones de restricción		Condiciones de carga	
En el apoyo	En la punta	Normal	Desestabilizadora
Continuo con restricción lateral únicamente	Libre	3.0L	7.5L
	Lateralmente restringido en la aleta superior únicamente	2.7L	7.5L
	Torsionalmente restringido únicamente	2.4L	4.5L
	Lateral y torsionalmente restringido	2.1L	3.6L
Continuo con restricción lateral y torsional	Libre	1.0L	2.5L
	Lateralmente restringido en la aleta superior únicamente	0.9L	2.5L
	Torsionalmente restringido únicamente	0.8L	1.5L
	Lateral y torsionalmente restringido	0.7L	1.2L
Empotrado lateral y torsionalmente	Libre	0.8L	1.4L
	Lateralmente restringido en la aleta superior únicamente	0.7L	1.4L
	Torsionalmente restringido únicamente	0.6L	0.6L
	Lateral y torsionalmente restringido	0.5L	0.5L

$l = \text{No aplica}$

2.2.5.4.2 *Momento uniforme elástico crítico.* El Momento uniforme elástico crítico se determinó basado en el Apéndice F.5.G del Título F de la NSR-10.

Sección	M_{CR}	Aplica
Sección uniforme doble-simétrica.	$\frac{\pi}{l} \sqrt{EI_y GJ} \sqrt{1 + \frac{\pi^2 EC_w}{L^2 GJ}}$	Si
Sección uniforme simétrica respecto al eje menor solamente.	$\frac{\pi}{l} \sqrt{EI_y GJ} \left(\sqrt{1 + \frac{\pi^2 \beta_x^2 EI_y}{4l^2 GJ}} + \frac{\pi \beta_x}{2l} \sqrt{\frac{EI_y}{GJ}} \right)$	No

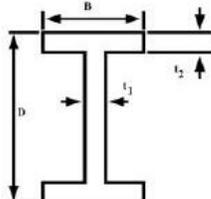
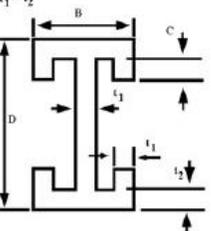
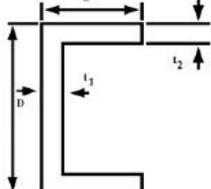
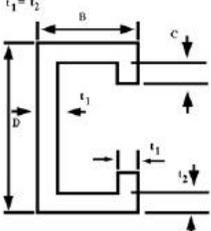
$$\beta_x = \frac{1}{I_x} \left(\int_0^A X^2 y dA + \int_0^A y^3 dA \right) - 2y_o$$

Remplazando:

$$M_{CR} = \frac{\pi * \sqrt{7 * 10^4 * 291 * 2.66 * 10^4 * 8.66}}{7.90 * 10^6} \sqrt{1 + \frac{\pi^2 * 7 * 10^4 * 389171}{600^2 * 2.66 * 10^4 * 8.66}} = 1.77 \text{ Ton} * m$$

2.2.5.4.3 *Parámetro de esbeltez.* El parámetro de esbeltez de pandeo torsional lateral, λ , necesario para obtener ψ_s , se puede obtener usando cualquiera de las siguientes expresiones:

Tabla 35. Pandeo torsional lateral de vigas, coeficientes X y Y (Tabla F.5.4.5-1).

Sección de la viga	Coeficientes
	$X = 0.90 - 0.03 \frac{D}{B} + 0.04 \frac{t_2}{t_1}$ $Y = 0.05 + 0.010 \left\{ \frac{D}{B} \left(\frac{t_2}{t_1} - 1 \right) \right\}^{1/2}$
	$X = 0.94 - \frac{D}{B} \left(0.03 - 0.07 \frac{C}{B} \right) - 0.3 \frac{C}{B}$ $Y = 0.05 - 0.06 \frac{C}{D}$
	$X = 0.95 - 0.03 \frac{D}{B} + 0.06 \frac{t_2}{t_1}$ $Y = 0.07 + 0.014 \left\{ \frac{D}{B} \left(\frac{t_2}{t_1} - 1 \right) \right\}^{1/2}$
	$X = 1.01 - \frac{D}{B} \left(0.03 - 0.06 \frac{C}{B} \right) - 0.3 \frac{C}{B}$ $Y = 0.07 - 0.10 \frac{C}{D}$

Condición para usar la tabla:

$$1.5 \leq \frac{D}{B} \leq 4.5 \rightarrow \frac{D}{B} = \frac{34.8}{12.7} = 2.74 \rightarrow Ok \quad ; \quad 0 \leq \frac{C}{B} \leq 0.5 \rightarrow \frac{C}{B} = No \text{ aplica}$$

Parámetro X (si se desea puede tomarse conservadoramente como $X = 1.0$):

$$X = 0.90 - 0.03 * \frac{D}{B} + 0.04 * \frac{t_f}{t_w} = 0.90 - 0.03 * \frac{34.8}{12.7} + 0.04 * \frac{0.85}{0.58} = 0.88$$

Parámetro Y (si se desea puede tomarse conservadoramente como $Y = 0.05$)

$$Y = 0.05 + 0.01 * \sqrt{\frac{D}{B} \left(\frac{t_f}{t_w} - 1 \right)} = 0.05 + 0.01 * \sqrt{\frac{34.8}{12.7} \left(\frac{0.85}{0.58} - 1 \right)} = 0.06$$

Parámetro de esbeltez:

Método	λ
Valor conservador	$\lambda_y = \frac{l}{r_y} = \frac{7.9 * 100}{2.64} = 299.24$
Expresión general	$\pi \sqrt{\frac{EZ_x}{M_{CR}}} = \pi \sqrt{\frac{7 * 10^4 * 544}{1.77 * 100^2}} = 145.3$

Miembros con sección en I o en canal cubiertos en la Tabla F.5.4.5-1.	$\frac{X\lambda_y}{\left[1 + Y \left(\frac{\lambda_y}{\frac{D}{t_f}}\right)^2\right]^{1/4}} = \frac{0.88 * 299.24}{\left(1 + 0.06 \left(\frac{299.09}{\frac{34.8}{0.85}}\right)^2\right)^{1/4}} = 183.92$
---	---

Se toma el menor de los 3:

$$\lambda = 145.3$$

2.2.5.4.4 Esfuerzo de pandeo

Esfuerzo P1:

Sección	p_1	Aplica
Secciones no soldadas totalmente compactas	p_o	No
Otras secciones incluyendo secciones híbridas	$\frac{M_{RS}}{\Phi Z_x}$	Si

Remplazando:

$$p_1 = \frac{4.91 * 100^2}{0.86 * 544} = 104.95 \text{ MPa}$$

El esfuerzo de pandeo se obtiene de acuerdo a lo siguiente:

Condición	p_s	Aplica
$\lambda \leq 130$	Utilizar la Figura F.5.4.5-2	No
$\lambda > 130$	Utilizar el Apéndice F.5.I	Si

Para la Figura F.5.4.5-2, el esfuerzo de pandeo torsional lateral p_s se lee usando la curva que intercepta el eje de esfuerzos en un esfuerzo p_1

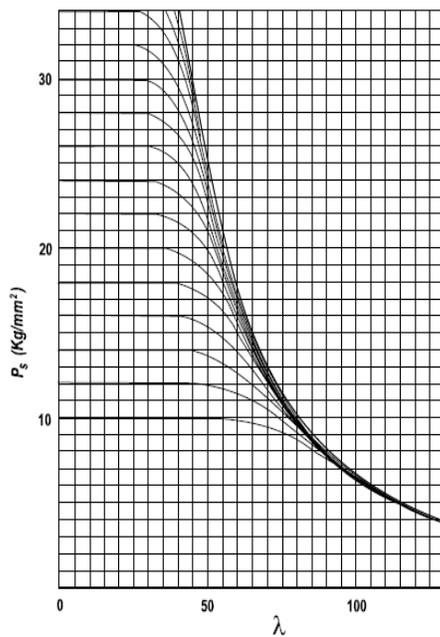
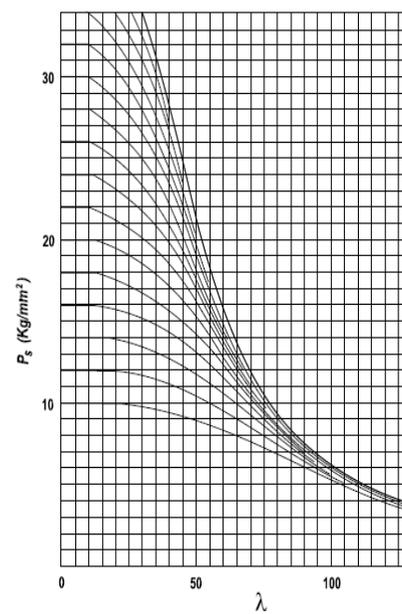


Figura 16. Pandeo torsional lateral de vigas, esfuerzo de pandeo p_s (Figura F.5.4.5-2.)



NOTA: Para encontrar p_s con $\lambda > 130$ véase la figura F.5.I-1, apéndice

Figura 17. Esfuerzo de pandeo como columna para miembros a compresión p_s (Figura F.5.4.5-3(a))

Apéndice F.5.I:

Figura	$\bar{\lambda}_1$	c	Aplica
F.5.4.5-2	0.6	0.10	Si
F.5.4.5-3(a)	0.2	0.20	No
F.5.4.5-3(b)	0.2	0.45	No
F.5.4.5-3(c)	0.2	0.80	No
F.5.4.7-2 (a)	0.4	0.35	No
F.5.4.7-2 (b)	0.6	0.20	No

Remplazando:

Expresión	Valor
$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{p_1}{E}}$	$\bar{\lambda} = \frac{145.3}{\pi} \sqrt{\frac{105}{7 * 10^4}} = 1.79$
$\Phi = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{c}{\bar{\lambda}} + \frac{1 - c\bar{\lambda}_1}{\bar{\lambda}^2} \right)$	$\Phi = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{0.10}{1.79} + \frac{1 - 0.10 * 0.6}{1.79^2} \right) = 0.67$
$N = \Phi \left(1 - \sqrt{1 - \frac{1}{\bar{\lambda}^2 * \Phi^2}} \right)$	$N = 0.65 * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{1}{1.79^2 * 0.67^2}} \right) = 0.29$
$\lambda > \bar{\lambda}_1 \pi \sqrt{\frac{E}{p_1}}$	$145.3 > 0.6 * \pi \sqrt{\frac{7 * 10^4}{105}} = 48.67 \rightarrow Ok$
$p_s = N p_1$	$p_s = 0.29 * 105 = 30.50 MPa$

2.2.5.4.5 *Condición básica.* Momento factorado de resistencia a pandeo torsional lateral:

$$M_{RX} = p_s * \frac{Z_x}{\Phi} = \frac{30.50 * 544}{0.86 * 100^2} = 1.93 \text{ Ton} * m$$

Momento de margen para variación:

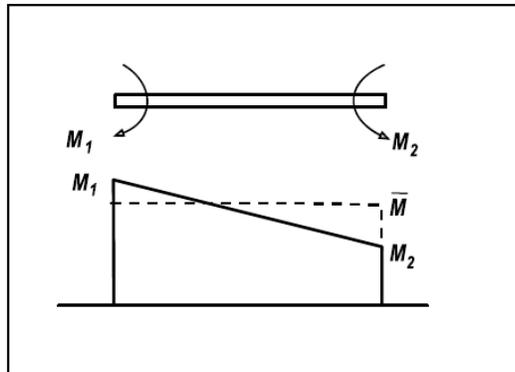


Figura 18. Pandeo torsional lateral, momento uniforme equivalente (Figura F.5.4.5-1).

Condición	\bar{M}
$1.0 > \frac{M_2}{M_1} \geq -0.5$	$0.6M_1 + 0.4M_2$
$\frac{M_2}{M_1} < -0.5$	$0.4M_1$

Aplica la primera condición:

$$\bar{M} = 0.6 * 0 + 0.4 * 0 = 0.00 \text{ Ton} * m$$

Chequeo:

$$\bar{M} \leq M_{RX} \rightarrow Ok$$

2.2.5.5 *Aplastamiento del alma.*

Parámetro de esbeltez:

$$\lambda = 145.3 \quad ; \quad \frac{2.5 * d}{t_w} = \frac{2.5 * 331}{5.84} = 141.69$$

$$\lambda \geq \frac{2.5 * d}{t_w} \rightarrow \lambda = 145.3$$

Esfuerzo de pandeo:

Condición	p_s	Aplica
$\lambda \leq 130$	Únicamente la Figura F.5.4.5-3(a)	No
$\lambda > 130$	Utilizar el apéndice F.5.I	Si

Para la Figura F.5.4.5-3(a), El esfuerzo de pandeo torsional lateral p_s se lee usando la curva que intercepta el eje de esfuerzos en un esfuerzo p_o

Apéndice F.5.I:

Figura	$\bar{\lambda}_1$	c	Aplica
F.5.4.5-2	0.6	0.10	No
F.5.4.5-3(a)	0.2	0.20	Si
F.5.4.5-3(b)	0.2	0.45	No
F.5.4.5-3(c)	0.2	0.80	No
F.5.4.7-2 (a)	0.4	0.35	No
F.5.4.7-2 (b)	0.6	0.20	No

Remplazando:

Expresión	Valor
$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{p_1}{E}}$	$\bar{\lambda} = \frac{145.3}{\pi} \sqrt{\frac{105}{7 * 10^4}} = 1.79$
$\Phi = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{c}{\bar{\lambda}} + \frac{1 - c\bar{\lambda}_1}{\bar{\lambda}^2} \right)$	$\Phi = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{0.20}{1.79} + \frac{1 - 0.20 * 0.2}{1.79^2} \right) = 0.71$

$N = \Phi \left(1 - \sqrt{1 - \frac{1}{\lambda^2 * \Phi^2}} \right)$	$N = 0.71 * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{1}{1.79^2 * 0.71^2}} \right) = 0.27$
$\lambda > \bar{\lambda}_1 \pi \sqrt{\frac{E}{p_1}}$	$145.3 > 0.2 * \pi \sqrt{\frac{7 * 10^4}{105}} = 16.22 \rightarrow Ok$
$p_s = N p_1$	$p_s = 0.27 * 105 = 28.35 MPa$

Resistencia al aplastamiento:

Estado	Chequeo	Aplica
Alma no rigidizada	$p_{w1} \leq \Phi p_a \text{ o } \frac{k_z p_a}{\Phi} ; p_{w2} \leq \Phi p_s$	Si
Alma con platina de enchape	$p_{w1} \leq \Phi p_a \text{ o } \frac{k_z p_a}{\Phi}$	No
Alma rigidizada	Despreciar la resistencia del alma y diseñar el rigidizador de acuerdo con F.5.5.4.4.	No

p_{w1} , p_{w2} = esfuerzos en el borde extremo y en el punto medio, respectivamente, suponiendo un ángulo de dispersión de 45° a cada lado de una fuerza localizada.

Remplazando:

$$\Phi p_a = 0.86 * 260 = 223.6 \text{ MPa} \quad ; \quad \frac{k_z p_a}{\Phi} = \frac{0.5 * 260}{0.86} = 151.16 \text{ MPa}$$

$$\Phi p_s = 0.86 * 28.35 = 24.38 \text{ MPa}$$

2.3 Viga de carga

2.3.1 Geometría y materiales

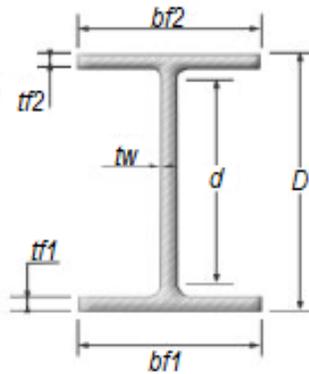


Figura 19. Geometría de la viga aislada.

Tabla 36. Propiedades de los Materiales.

Propiedad	Valor
Módulo de elasticidad del aluminio E_s [MPa]	70000
Módulo de cortante del aluminio G [MPa] $\left(\frac{E_s}{2(1+\nu)}\right)$	26600
Esfuerzo límite para flexión y fluencia total p_o [MPa]	240
Esfuerzo límite para capacidad local de la sección a	260

tensión o compresión pa [MPa]	
Esfuerzo límite a cortante pv [MPa]	145
Peso Ws [kgf/m]	$99.71 * \left(\frac{2.71}{7.85}\right) = 34.42$

Tabla 37. Propiedades geométricas.

Elemento	Valor
Perfil	W16X67
Separación entre Vigas Sv [m]	$(5+4)/2=4.50$
Luz de cálculo L [m]	6.0
Longitud no arriostrada Lb [m]	6.0
Apuntalamiento temporal	No
Altura total de la viga D [cm]	41.50
Altura del alma de la viga d [cm]	38.12
Espesor del alma tw [cm]	1.00
Ancho de la aleta inferior bf1 [cm]	26.00
Espesor de la aleta inferior tf1 [cm]	1.69
Ancho de la aleta superior bf2 [cm]	26.00
Espesor de la aleta superior tf2 [cm]	1.69
Centroide del perfil Yb [cm]	20.75
Área del perfil As [cm ²]	127

Inercia en el eje fuerte I_x [cm ⁴]	39760
Radio de giro en el eje fuerte r_x [cm]	17.69
Módulo de sección elástico en el eje fuerte S_x [cm ³]	1916
Módulo de sección plástico en el eje fuerte Z_x [cm ³]	2129
Inercia en el eje débil I_y [cm ⁴]	4954
Radio de giro en el eje débil r_y [cm]	6.25
Módulo de sección elástico en el eje débil S_y [cm ³]	381
Módulo de sección plástico en el eje débil Z_y [cm ³]	581
Constante de alabeo C_w [cm ⁶]	1962819
Coefficiente de torsión de Saint Venant J [cm ⁴]	99.7

Luz debida al apuntalamiento en construcción:

$$L' = \frac{L}{1} = \frac{6.0}{1} = 6.0 \text{ m}$$

2.3.2 Solicitudes de carga

2.3.2.1 **Distribución de cargas.** Las cargas de entrepiso fueron evaluadas en el Capítulo 2.1, las cuales son las mismas que soportaría la viga, pero adicionándole el peso propio distribuido de la viga.

Peso propio distribuido de la viga:

$$W_{\text{viga}} = \frac{W_s}{S_v} = \frac{34.42}{4.5} = 7.65 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Peso propio total:

$$W_{\text{pp}} = W_{\text{lam}} + W_{\text{cto}} + W_{\text{vigueta}} + W_{\text{viga}} = 7.41 + 217.58 + 7.57 + 7.65 = 240.21 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Resumen de cargas:

Tabla 38. Cargas del entrepiso.

Elemento	Valor [kgf/m²]
Peso propio W_{pp}	240.21
Sobreimpuesta W_{sobre}	270
Carga Muerta W_D	510.21
Carga Viva W_L	180
Carga constructiva W_{L.cons}	100

2.3.2.2 *Solicitudes de carga para etapa constructiva.* Las expresiones para determinar los momentos y cortantes en la viga se presenta a continuación:

COMBO 1.4D

Carga:

$$W_{UC} = (1.4 * W_{pp}) * S_v = (1.4 * 240.21) * 4.50 = 1513.32 \frac{kgf}{m}$$

Momento positivo:

$$M_u(+)= \frac{W_{UC} * L'^2}{8} = \frac{1513.32 * 6^2}{8} = 6809.94 \text{ kgf} * m$$

Momento negativo:

$$M_u(-) = 0$$

Cortante:

$$V_U = \frac{W_{UC} * L'}{2} = \frac{1513.32 * 6}{2} = 4539.96 \text{ kgf}$$

COMBO 1.2D+1.6L

Carga:

$$W_{UC} = (1.2 * W_{pp} + 1.6 * W_{L.cons}) * S_v = (1.2 * 240.21 + 1.6 * 100) * 4.5 = 2017.13 \frac{kgf}{m}$$

Momento positivo:

$$M_u(+)= \frac{W_{UC} * L'^2}{8} = \frac{2017.13 * 6^2}{8} = 9077.08 \text{ kgf} * m$$

Momento negativo:

$$M_u(-) = 0$$

Cortante:

$$V_U = \frac{W_{UC} * L'}{2} = \frac{2017.13 * 6}{2} = 6051.39 \text{ kgf}$$

Se escogen las solitudes de mayor valor:

$$M_u(+)=9077.08 \text{ kgf} * m$$

$$M_u(-)=0 \text{ kgf} * m$$

$$V_u=6051.39 \text{ kgf}$$

2.3.2.3 *Solicitudes de carga para etapa de funcionamiento.* Las expresiones para determinar los momentos y cortantes en la viga se presenta a continuación:

COMBO 1.4D

Carga:

$$W_U=(1.4 * W_D) * S_v=(1.4 * 510.21) * 4.5=3214.32 \frac{\text{kgf}}{m}$$

Momento positivo:

$$M_u(+)=\frac{W_U * L^2}{8}=\frac{3214.32 * 6.0^2}{8}=14464.44 \text{ kgf} * m$$

Momento negativo:

$$M_u(-) = 0$$

Cortante:

$$V_U = \frac{W_U * L}{2} = \frac{3214.32 * 6.0}{2} = 9642.96 \text{ kgf}$$

COMBO 1.2D+1.6L

Carga:

$$W_U = (1.2 * W_D + 1.6 * W_L) * S_v = (1.2 * 510.21 + 1.6 * 180) * 4.5 = 4051.13 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Momento positivo:

$$M_u(+) = \frac{W_U * L^2}{8} = \frac{4051.13 * 6.0^2}{8} = 18230.08 \text{ kgf} * \text{m}$$

Momento negativo:

$$M_u(-) = 0$$

Cortante:

$$V_U = \frac{W_U * L}{2} = \frac{4051.13 * 6.0}{2} = 12153.39 \text{ kgf}$$

Se escogen las solitudes de mayor valor:

$$M_u(+)= 18230.08 \text{ kgf} * m$$

$$M_u(-) = 0 \text{ kgf} * m$$

$$V_u = 12153.39 \text{ kgf}$$

2.3.3 Análisis de deflexiones

2.3.3.1 Etapa constructiva.

Carga:

$$W_C = (W_{pp} + W_{L.cons}) * S_v = (240.21 + 100) * 4.50 = 1530.94 \frac{\text{kgf}}{m}$$

Deflexión por construcción:

$$\Delta_{construcción} = \frac{5W_C L'^4}{384E_S I_x} = \frac{5 * 1530.94 * 6.0^4}{384 * 7 * 10^4 * 8283.01} * 10^6 = 32.56 \text{ mm}$$

Deflexión admisible:

$$\Delta_{construcciónAdm} = \frac{L'}{180} = \frac{6.0}{180} * 1000 = 33.33 \text{ mm}$$

$$\Delta_{construcciónAdm} > \Delta_{construcción} \rightarrow Ok$$

2.3.3.2 *Etapa de funcionamiento.*

2.3.3.2.1 *Carga muerta.*

Carga:

$$W'_D = W_D * S_v = 510.21 * 4.50 = 2295.95 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Deflexión por carga muerta:

$$\Delta_D = \frac{5W'_D L^4}{384E_S I_x} = \frac{5 * 2295.95 * 6.0^4}{384 * 7 * 10^4 * 8283.01} * 10^6 = 14.81 \text{ mm}$$

Deflexión admisible:

$$\Delta_{DAdm} = \frac{l}{360} = \frac{6.0}{360} * 1000 = 16.67 \text{ mm}$$

$$\Delta_{DAdm} > \Delta_D \rightarrow Ok$$

2.3.3.2.2 Carga muerta más viva.

Carga:

$$W'_{D+L} = (W_D + W_L) * S_v = (510.21 + 180) * 4.50 = 3105.95 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Deflexión por carga muerta más viva:

$$\Delta_{D+L} = \frac{5W_D L^4}{384E_s I_x} = \frac{5 * 3105.95 * 6.0^4}{384 * 7 * 10^4 * 8283.01} * 10^6 = 23.40 \text{ mm}$$

Deflexión admisible:

$$\Delta_{(D+L)Adm} = \frac{l}{240} = \frac{6.0}{240} * 1000 = 25.00 \text{ mm}$$

$$\Delta_{(D+L)Adm} > \Delta_{D+L} \rightarrow Ok$$

2.3.4 Geometría efectiva

2.3.4.1 Clasificación de la sección y pandeo Local

2.3.4.1.1 *Clasificación de la sección.* La clasificación de la sección se determinó basado en

F.5.4.3.3 del Título F de la NSR-10.

El procedimiento consiste en clasificar los elementos individuales que conforman la sección, exceptuando cualquier elemento sometido totalmente a tensión. La clasificación de la sección se toma como la del elemento menos favorable.

Clasificación	Viga (resistencia a momento)	Columna (resistencia a Compresión)	Incidencia
Compacta	$\beta \leq \beta_1$	$\beta \leq \beta_0$	El pandeo local puede ignorarse
Semi-compacta	$\beta_1 < \beta \leq \beta_0$	<i>No aplica</i>	La sección puede desarrollar un momento igual a po veces el módulo elástico de la sección
Esbelta	$\beta > \beta_0$	$\beta > \beta_0$	La resistencia a se reduce por pandeo local prematuro con un esfuerzo en la fibra extrema menor que po .

Los parámetros β_0 y β_1 se definen en la siguiente tabla:

Tabla 39. Valores límite de β (Tabla F.5.4.3-1.)

Elementos	β_0		β_1	
	No soldado	Soldado	No soldado	Soldado
Elementos salientes	7 ϵ	6 ϵ	6 ϵ	5 ϵ
Elementos internos	22 ϵ	18 ϵ	18 ϵ	15 ϵ

Se recalca que un elemento saliente y un elemento interno es análogo a un elemento no atiesado y atiesado respectivamente, si se quiere guiar con la nomenclatura del AISC.

Notas:

- Un elemento se considera soldado si contiene soldadura en un borde o en cualquier punto de su ancho. Sin embargo, cuando se evalúa la estabilidad de una sección transversal particular de un miembro, se permite considerar el elemento como no soldado si no contiene soldadura en esa sección, aunque esté soldado en cualquier otro lugar de su longitud.
- En un elemento soldado, la clasificación es independiente de la extensión de la zona afectada por el calor.

Parámetro ϵ :

$$\epsilon = \sqrt{\frac{250}{p_o \text{ [MPa]}}} = \sqrt{\frac{250}{240}} = 1.02$$

2.3.4.1.2 *Parámetro de esbeltez β* . El parámetro de esbeltez se determinó basado en F.5.4.3.2 del Título F de la NSR-10.

El Título F.5 propone cuatro tipos de elementos para definir el parámetro de esbeltez:

- Elementos planos no reforzados (saliente o interno)
- Elementos planos reforzados (saliente o interno)
- Elementos curvos internos
- Tubos redondos

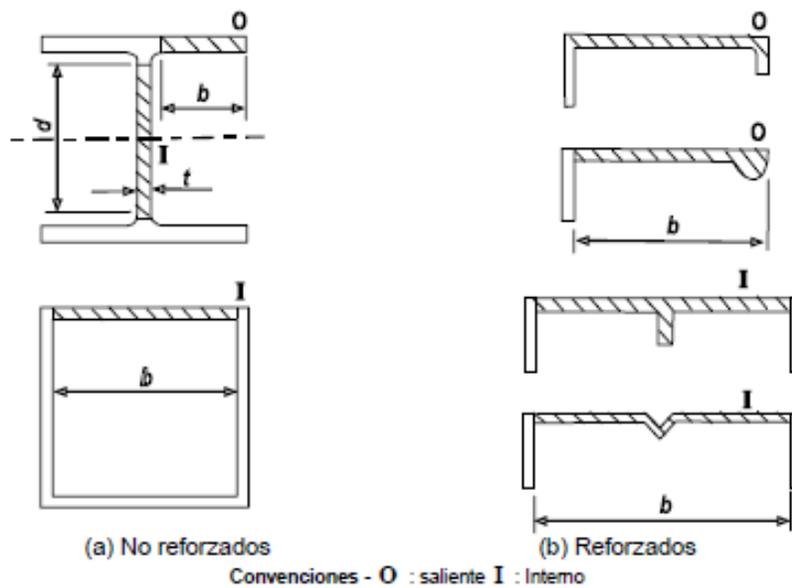


Figura 20. Tipos de elementos planos (Figura F.5.4.3-1)

El parámetro de esbeltez del perfil para elementos plano no reforzado se define a continuación:

Tabla 40. Evaluación del parámetro β .

Análisis	β	Aplica
Elemento sometido a compresión uniforme	b/t	No
Elemento sometido a un gradiente de esfuerzos		
1) Elemento interno con un gradiente de esfuerzos que resulta en un eje neutro en el centro	0.35d/t o 0.35b/t	Si (alma)
2) Para cualquier otro gradiente de esfuerzos	gb/t o gd/t	Si (aletas)

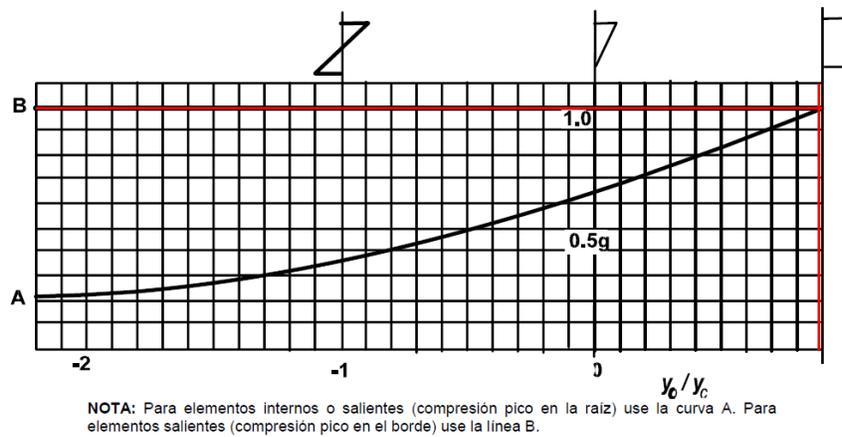


Figura 21. Elementos planos bajo gradiente de esfuerzos (Figura F.5.4.3-2).

El valor de g se calcula mediante la curva A (en el elemento hay un gradiente de esfuerzo el cual es el esfuerzo de flexión) y la relación y_o/y_c , la cual varía para cada combinación de carga, por lo que se decide entonces utilizar el caso más crítico de todos, el cual es el que garantice el mayor valor de g .

$$g = 1.00$$

Remplazando:

Elemento	β	β_0	β_1	Sección
Saliente	$\frac{g * b}{t_f} = \frac{1.0 * 26.00}{2 * 1.69} = 5.58$	$7\varepsilon = 7 * 1.02 = 7.14$	$6\varepsilon = 6 * 1.02 = 6.12$	Compacta
Interno	$\frac{0.35d}{t_w} = \frac{0.35 * 38.12}{1.00} = 13.34$	$22\varepsilon = 22 * 1.02 = 22.44$	$18\varepsilon = 18 * 1.02 = 18.36$	Compacta

La sección entera se considera compacta.

2.3.4.1.3 *Pandeo local.* El pandeo local se determinó basado en F.5.4.3.4 del Título F de la NSR-10.

La resistencia de los miembros sometidos a momento o compresión axial puede reducirse por pandeo local si la esbeltez de sus elementos componentes es alta (alto parámetro β).

El coeficiente de pandeo local se determina de acuerdo a las curvas de las Figuras F.5.4.3-5(a) y F.5.4.3-5(b).

Tabla 41. Curva de la figura F.5.4.3-5 (Tabla F.5.4.3-2).

Elementos	No soldado	Soldado
Elementos salientes planos	Curva A	Curva B
Elementos internos (planos o curvos)	Curva C	Curva D
Tubería redonda	La inferior entre las curvas C y E	La inferior entre las curvas D y E

NOTA: En un elemento soldado, la clasificación es independiente de la extensión de la zona afectada por el calor.

$$\frac{\beta}{\varepsilon} = \frac{5.58}{1.02} = 5.47$$

$$\frac{\beta}{\varepsilon} = \frac{13.34}{1.02} = 13.08$$

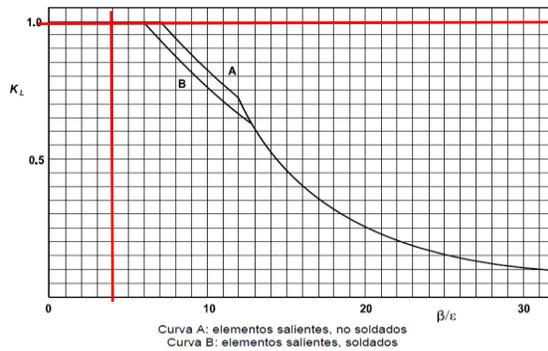


Figura 22. Curvas de la Figura F.5.4.3-

5(a).

$$k_L = 1.00$$

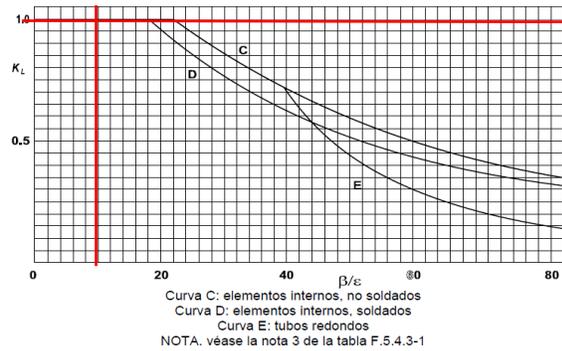


Figura 23. Curvas de la Figura F.5.4.3-

5(b).

$$k_L = 1.00$$

Estos coeficientes no afectan la geometría del perfil por ser compactos.

2.3.4.2 **Ablandamiento en la zona afectada por el calor adyacente a la soldadura.** El material de aluminio estructural generalmente se debilita en la zona afectada por el calor adyacente a las soldaduras y esto debe ser tenido en cuenta en el diseño, lo cual es el

ablandamiento que usualmente se presenta en la vecindad de las soldaduras. La región más afectada se localiza inmediatamente alrededor de la soldadura, sin embargo, las propiedades del material mejoran rápidamente con la distancia hasta tener las del material original. El ablandamiento afecta más severamente el esfuerzo de prueba del 0.2% ($f_{0.2}$) que la resistencia a tensión (f_u).

Para el diseño es aceptable aproximarse a la condición real suponiendo que alrededor de cada soldadura existe una zona afectada por el calor en la que las propiedades de resistencia están reducidas por un coeficiente constante k_z . Por fuera de esta zona, se supone que se pueden aplicar todas las propiedades originales del material base.

Es importante darse cuenta de que una soldadura pequeña como la que se usa, por ejemplo, para colocar un pequeño aditamento, puede causar una reducción considerable en la resistencia del miembro debido al ablandamiento de parte de la sección transversal. En vigas, es a menudo benéfico localizar las soldaduras en áreas de bajo esfuerzo como, por ejemplo, cerca del eje neutro o lejos de la región de momento pico.

2.3.4.2.1 *Coeficiente de ablandamiento.* El coeficiente de ablandamiento de la zona afectada por el calor normalmente puede obtenerse de la Tabla F.5.4.4-1.

Tabla 42. Coeficiente de ablandamiento (Tabla F.5.4.4-1.)

Aleación	Condición	Producto (nota 1)	k_z
No tratadas en caliente			
1200	H14	S	0.13
3103	H14	S	0.18
	H18	S	0.13
3105	H14	S	0.17
	H16	S	0.15
	H18	S	0.13
5083	O, F	E, S, P, DT	1.00
	H22	S, P	0.45
5154A	O, F	E, S, P	1.00
	H22	S, P	0.40
	H24	S, P	0.29
5251	F	WT	0.20
	F	F	1.00
	H22	S, P	0.35
	H24	S, P	0.24
5454	O, F	E, S, P	1.00
	H22	S	0.35
	H24	S	0.30
Tratadas en caliente			
6061	T6	E, DT	0.50
6063	T4	E	1.00
	T4	DT	0.65
	T4	F	0.80
	T5	E	0.75
	T6	E, F	0.50
	T6	DT	0.45
6082	T4	E, S, P, DT, F	1.00
	T6	E, S, P, DT, F	0.50
7020	T4	E, S, P	0,80(A) 1,00(B)
	T6	E, S, P	0,60(A) 0,80(B)
			(nota 2)

$$k_z = 0.50$$

Para aleaciones 6*** no se recomienda instalar el elemento antes de los 3 días después de soldado, en caso de que se instale antes, se deberá reducir el coeficiente k_z con la siguiente expresión (se supuso que la instalación fue después de los 3 días, $k'_z = k_z$):

$$k'_z = \frac{k_z}{f} \rightarrow f_{(6***)} = 0.9 + 0.1 \sqrt{\frac{\text{días} - 1}{2}}$$

2.3.4.2.2 *Extensión de la zona afectada por el calor.* Las fronteras de la zona afectada por el calor generalmente deben ser tomadas como líneas rectas normales a la superficie del metal, como se muestra en la siguiente figura. Sin embargo, se permite, en su lugar, suponer una frontera curva de radio z .

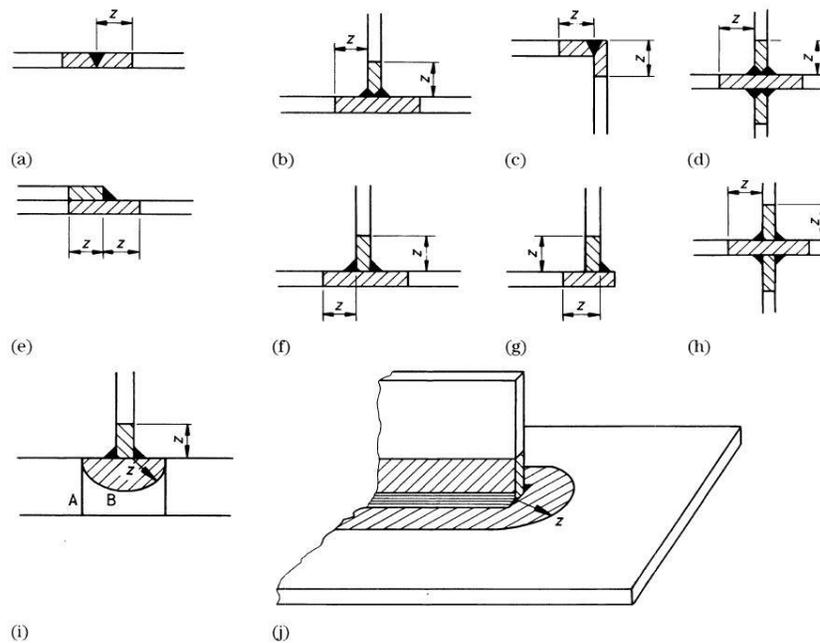


Figura 24. *Extensión de la zona afectada por el calor, ubicación de z (Figura F.5.4.4-1(a))*

Espesores de los elementos a conectar por medio de la soldadura:

$$t_C = 16.90 \text{ mm (mayor)} \quad ; \quad t_B = 10.00 \text{ mm (menor)}$$

Coefficiente α :

Tabla 43. Extensión de la zona afectada por el calor, coeficiente α .

Caso	Configuración de la unión	Valor de α	
		$t_c \leq 25 \text{ mm}$	$t_c > 25 \text{ mm}$
	Soldadura continua substancialmente recta (véanse figuras F.5.4.4-1(a) (a), (c), (e) y (g))		
P	área total del depósito menor o igual que 50 mm^2	1.0	1.5
Q	área total del depósito mayor que 50 mm^2	1.5	2.0
R	Soldadura continua substancialmente recta que tiene dos o más soldaduras adyacentes (véanse figuras F.5.4.4-1(a) (b), (d), (f) y (h))	1.5	2.0
S	Unión con irregularidad local	1.5	2.0
	(a) uniones miembro a miembro en armaduras		
	(b) soldaduras que conectan rigidizadores transversales en vigas y vigas ensambladas		
	(c) soldaduras usadas para conectar orejas y otros accesorios		

$$\alpha = 1.50$$

Parámetro z_o :

Tabla 44. Parámetro z_o .

Aleación	Soldadura a tope	Tipo de soldadura incluyendo las variaciones de soldadura de filete
Serie 7***	$z_o = \min\left(30 - \frac{t_A}{2}, 4.5t_A\right)$	$z_o = \min\left(30 - \frac{t_A}{2}, 4.5 \frac{t_B^2}{t_A}\right)$
Otras aleaciones	$z_o = \min\left(20 - \frac{t_A}{3}, 3.0t_A\right)$	$z_o = \min\left(20 + \frac{t_A}{3}, 3.0 \frac{t_B^2}{t_A}\right)$

$$t_A = \min\left(\frac{t_B + t_C}{2}, 1.5t_B\right) = \min\left(\frac{16.90 + 10.00}{2} = 13.45 \text{ mm}, 1.5 * 16.90 = 25.35 \text{ mm}\right) \\ = 13.45 \text{ mm}$$

El parámetro para una aleación 6061 con soldadura a filete es:

$$z_o = \min\left(20 + \frac{13.45}{3} = 24.48 \text{ mm}, 3.0 * \frac{16.90^2}{13.45} = 63.70 \text{ mm}\right) = 24.48 \text{ mm}$$

Caminos validos de calor:

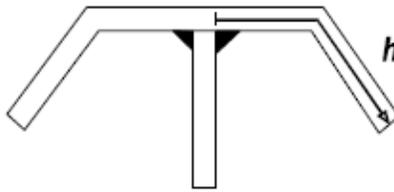


Figura 25. Medición típica del camino de calor (Figura F.5.4.4-2).

Aleación	h_1
Serie 7***	$4.5\alpha z_o$
otras aleaciones	$3\alpha z_o$

Aplica la segunda condición:

$$h_1 = 3 * 1.50 * 24.48 = 110.16 \text{ mm}$$

Distancia medida desde el punto de referencia en la soldadura considerado y a lo largo del camino de calor relevante a través del metal en la mitad del espesor.

$$h = \frac{b_f}{2} = \frac{260.0}{2} = 130.0 \text{ mm}$$

Chequeo:

$$h < h_1 \rightarrow \text{No se consideran 2 caminos validos a calor}$$

Coefficiente η :

¿La unión tiene mínimo dos caminos de calor válidos?	η
<i>Si</i>	1.00
<i>No y $t_c \leq 2.5 \text{ cm}$</i>	1.50
<i>No y $t_c > 2.5 \text{ cm}$</i>	1.33

Aplica la segunda opción:

$$\eta = 1.50$$

Extensión de la zona afectada por el calor:

$$z = \alpha * \eta * z_o = 1.50 * 1.50 * 24.48 = 55.08 \text{ mm}$$

2.3.5 **Resistencias de diseño.** Las resistencias de diseño del perfil se han tomado de forma aislada (es decir no se ha trabajado en sección compuesta con el concreto), debido a que el Título F.5 de la NSR-10 no establece reglas claras para una interacción entre estos dos materiales; el autor reconoce los beneficios del trabajo con sección compuesta y el ahorro que conduce a trabajar con ella, pero también es consiente que la interacción entre concreto y aluminio incluso puede ser perjudicial en algunos casos (químicamente hablando), entonces por las anteriores razones se tomó la decisión de diseñar el perfil de forma independiente a la losa.

2.3.5.1 **Resistencia a momento.** La resistencia de diseño a momento de una sección dada en ausencia de cortante, debe calcularse de acuerdo a F.5.4.5.2 del título F de la NSR-10.

Tabla 45. Cálculo de Resistencia a momento uniaxial de la sección

Sección	M_{RS}	Aplica
No soldada, compacta	$\Phi P_o Z_n$	Si
No soldada, semi-compacta	$\Phi P_o S_n$	No

Soldada, compacta	$\Phi P_o Z_{ne}$	No
Soldada, semi-compacta	$\Phi P_o S_{ne}$	No
No soldada, esbelta	$\min(\Phi P_o S_e, \Phi P_o S_n)$	No
Soldada, esbelta	$\min(\Phi P_o S_e, \Phi P_o S_{ne})$	No

Para secciones semi compactas se permite lo siguiente (es opcional):

$$M_{RS} = M_{RS(semi-compacto)} + \left(\frac{\beta_0 - \beta}{\beta_0 - \beta_1} \right) (M_{RS(compacto)} - M_{RS(semi-compacto)})$$

- **Sn** y **Zn**: Módulos elástico y plástico, respectivamente, de la sección neta
- **Sne** y **Zne**: Módulos elástico y plástico, respectivamente, de la sección neta efectiva
- **Ze**: Módulo plástico de la sección efectiva

Módulo plástico de la sección neta (no hay perforaciones):

$$Z_n = Z_x - Z_{agujeros} = 2129 - 0 = 2129 \text{ cm}^3$$

Resistencia a momento uniaxial de la sección:

$$M_{RS} = \Phi P_o Z_n = \frac{0.86 * 240 * 2129}{100^2} = 43.94 \text{ Ton} * \text{m}$$

Chequeo:

$$M_{RS} \geq M_u \rightarrow Ok$$

2.3.5.2 **Resistencia a fuerza cortante.** Primero es necesario clasificar la sección como compacta, semi-compacta o esbelta basándose en el elemento componente menos favorable (esta clasificación es diferente a la de flexión).

Elemento	Clasificación	Aplica
Secciones que contienen almas a cortante orientadas en el plano de carga, sin platinas de enchape.	$\frac{d}{t_w} \leq 49\varepsilon \rightarrow Compacta$ $\frac{d}{t_w} > 49\varepsilon \rightarrow Esbelta$	Si
Secciones que contienen almas a cortante orientadas en el plano de carga, con platinas de enchape.	No aplica	No
Barra sólida	Compacta	No
Tubería redonda	La misma clasificación que para compresión axial	No

Parámetro ε :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{150}{p_v [MPa]}} = \sqrt{\frac{150}{145}} = 1.02$$

Remplazando:

$$\frac{d}{t_w} = \frac{38.12}{1.73} = 22.03 \quad ; \quad 49\varepsilon = 49 * 1.02 = 49.98$$

La sección se clasifica como: **Compacta**

Altura total del alma medida desde la superficie exterior de las aletas

$$D = 415.0 \text{ mm}$$

Número de almas:

$$N = 1$$

Altura total de material de la zona afectada por el calor dentro de la altura libre entre aletas del alma (Ver F.5.4.4.3):

$$d_{zt} = 2 * z = 2 * 55.08 = 110.16 \text{ mm}$$

Área efectiva de cortante:

¿El alma está afectada por ablandamiento?	A_v	Aplica
No	$0.8ND * t_w$	No
Si	$N[0.8 * D * t_w - (1 - kz)d_{zt} * t_w]$	Si

Remplazando:

$$A_v = 1 * (0.8 * 415.0 * 10.0 - (1 - 0.5) * 110.16 * 10.0) = 2769.2 \text{ mm}^2$$

Resistencia a diseño a cortante:

Para almas a cortante sin platinas de enchape y orientadas en el plano de carga.

Clasificación	V_{RS}	Aplica
Compactas	$\Phi P_v A_v$	No
Esbeltas	Revisión a fluencia: $\Phi P_v A_v$	Si

	Revisión por pandeo: $\Phi \frac{34000Nt_w^3}{d} [\text{kgf, cm}] \leq \Phi P_v A_v$	
Para una barra sólida	$0.8 * \min(A . A_e)$	No
Para un tubo redondo compacto	$0.6 * \min(A . A_e)$	No

Remplazando:

$$V_{RS} = \Phi P_v A_v = \frac{0.86 * 145 * 2769.2}{100^2} = 34.53 \text{ Ton}$$

Chequeo:

$$V_{RS} \geq V_u \rightarrow Ok$$

2.3.5.3 **Combinación de momento y fuerza cortante.** Resistencia de diseño a momento de la sección, teniendo en cuenta el cortante:

Condición	Sección	M_{RSO}
$V_u \geq 0.5V_{RS}$	Secciones con almas a cortante conectadas a aletas en	$M_{RS} \left[1 + (1 - \alpha) \left(0.6 - \frac{1.2V_u}{V_{RS}} \right) \right]$

	ambos extremos longitudinales	
$V_u \geq 0.5V_{RS}$	Otras secciones	$M_{RS} \left(1.6 - \frac{1.2V_u}{V_{RS}} \right)$
$V_u < 0.5V_{RS}$	-	M_{RS}

α = relación entre los esfuerzos cortantes mínimo y máximo en el alma suponiendo distribución elástica de esfuerzos.

$$0.5V_{RS} = 0.5 * 34.53 = 17.27 \text{ Ton} > V_u$$

Aplica la tercera condición:

$$M_{RSO} = M_{RS} = 43.94 \text{ Ton} * \text{m}$$

Chequeo:

$$M_{RSO} \geq M_u \rightarrow Ok$$

2.3.5.4 ***Pandeo torsional lateral.*** La posibilidad de falla prematura por pandeo torsional lateral se puede ignorar en cualquiera de los siguientes casos:

- Flexión respecto al eje menor

- Viga soportada contra movimiento lateral en toda su longitud
- Soporte lateral de la aleta a compresión suministrado a espaciamiento no mayor a:

$$L_{b.m\acute{a}x} = 40 * \varepsilon * r_y = \frac{40 * 1.02 * 67.36}{1000} = 2.75 \text{ m}$$

No cumple con ninguna de las 3 condiciones, por lo que la viga debe revisarse por posible pandeo torsional lateral en cada tramo no soportado entre puntos de apoyo lateral.

2.3.5.4.1 *Longitud efectiva para pandeo torsional lateral.* La longitud efectiva para pandeo torsional lateral se determinó basado en el Apéndice F.5.G del Título F de la NSR-10.

Las condiciones de carga desestabilizadoras suceden cuando una carga es aplicada a la aleta superior de una viga y tanto la carga como la viga tienen la libertad de deflectarse lateralmente con relación al centroide de la viga; dicha condición no está contemplada en este diseño, por lo que se utiliza una condición de carga Normal.

Tabla 46. Longitud efectiva para vigas (Tabla F.5.G-1).

Condiciones de restricción en los apoyos		Condiciones de carga	
		Normal	Desestabilizadora
Aleta a compresión restringida lateralmente	Ambas aletas totalmente restringidas contra rotación en el plano	0.7L	0.85L
Viga totalmente restringida contra torsión	Ambas aletas parcialmente restringidas contra rotación en el plano	0.85L	1.0L
	Ambas aletas libres de rotar en el plano	1.0L	1.2L
Aleta a compresión no restringida lateralmente	Restricción contra torsión suministrada únicamente por la conexión positiva de la aleta inferior a los apoyos	1.0L + 2D	1.2L + 2D
Ambas aletas libres de rotar en el plano	Restricción contra torsión suministrada únicamente por apoyo muerto de la aleta inferior sobre los apoyos	1.2L + 2D	1.4L + 2D

NOTA. D es la altura de la viga, L es la longitud de la viga.

$$l = 1.2L + 2D = 1.2 * 6.00 + 2 * 0.415 = 8.03 \text{ m}$$

La siguiente tabla es para voladizo (no aplica para este diseño).

Tabla 47. Longitud efectiva para vigas en voladizo (Tabla F.5.G-2).

Condiciones de restricción		Condiciones de carga	
En el apoyo	En la punta	Normal	Desestabilizadora
Continuo con restricción lateral únicamente	Libre	3.0L	7.5L
	Lateralmente restringido en la aleta superior únicamente	2.7L	7.5L
	Torsionalmente restringido únicamente	2.4L	4.5L
	Lateral y torsionalmente restringido	2.1L	3.6L
Continuo con restricción lateral y torsional	Libre	1.0L	2.5L
	Lateralmente restringido en la aleta superior únicamente	0.9L	2.5L
	Torsionalmente restringido únicamente	0.8L	1.5L
	Lateral y torsionalmente restringido	0.7L	1.2L
Empotrado lateral y torsionalmente	Libre	0.8L	1.4L
	Lateralmente restringido en la aleta superior únicamente	0.7L	1.4L
	Torsionalmente restringido únicamente	0.6L	0.6L
	Lateral y torsionalmente restringido	0.5L	0.5L

$l = \text{No aplica}$

2.3.5.4.2 *Momento uniforme elástico crítico.* El Momento uniforme elástico crítico se determinó basado en el Apéndice F.5.G del Título F de la NSR-10.

Sección	M_{CR}	Aplica
Sección uniforme doble-simétrica.	$\frac{\pi}{l} \sqrt{EI_y GJ} \sqrt{1 + \frac{\pi^2 E C_w}{L^2 GJ}}$	Si
Sección uniforme simétrica respecto al eje menor solamente.	$\frac{\pi}{l} \sqrt{EI_y GJ} \left(\sqrt{1 + \frac{\pi^2 \beta_x^2 EI_y}{4l^2 GJ}} + \frac{\pi \beta_x}{2l} \sqrt{\frac{EI_y}{GJ}} \right)$	No

$$\beta_x = \frac{1}{I_x} \left(\int_0^A X^2 y dA + \int_0^A y^3 dA \right) - 2y_o$$

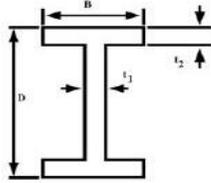
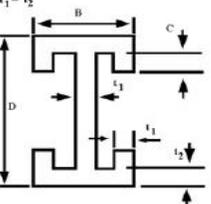
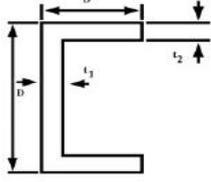
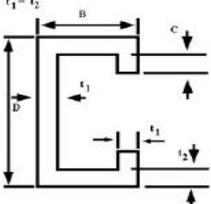
Remplazando:

$$M_{CR} = \frac{\pi * \sqrt{7 * 10^4 * 4954 * 2.66 * 10^4 * 99.7}}{8.03 * 10^6} \sqrt{1 + \frac{\pi^2 * 7 * 10^4 * 1962819}{600^2 * 2.66 * 10^4 * 99.7}}$$

$$= 18.46 \text{ Ton} * m$$

2.3.5.4.3 *Parámetro de esbeltez.* El parámetro de esbeltez de pandeo torsional lateral, λ , necesario para obtener ψ_s , se puede obtener usando cualquiera de las siguientes expresiones:

Tabla 48. Pandeo torsional lateral de vigas, coeficientes X y Y (Tabla F.5.4.5-1).

Sección de la viga	Coeficientes
	$X = 0.90 - 0.03 \frac{D}{B} + 0.04 \frac{t_2}{t_1}$ $Y = 0.05 + 0.010 \left\{ \frac{D}{B} \left(\frac{t_2}{t_1} - 1 \right) \right\}^{1/2}$
	$X = 0.94 - \frac{D}{B} \left(0.03 - 0.07 \frac{C}{B} \right) - 0.3 \frac{C}{B}$ $Y = 0.05 - 0.06 \frac{C}{D}$
	$X = 0.95 - 0.03 \frac{D}{B} + 0.06 \frac{t_2}{t_1}$ $Y = 0.07 + 0.014 \left\{ \frac{D}{B} \left(\frac{t_2}{t_1} - 1 \right) \right\}^{1/2}$
	$X = 1.01 - \frac{D}{B} \left(0.03 - 0.06 \frac{C}{B} \right) - 0.3 \frac{C}{B}$ $Y = 0.07 - 0.10 \frac{C}{D}$

Condición para usar la tabla:

$$1.5 \leq \frac{D}{B} \leq 4.5 \rightarrow \frac{D}{B} = \frac{41.5}{26.0} = 1.60 \rightarrow Ok \quad ; \quad 0 \leq \frac{C}{B} \leq 0.5 \rightarrow \frac{C}{B} = \text{No aplica}$$

Parámetro X (si se desea puede tomarse conservadoramente como $X = 1.0$):

$$X = 0.90 - 0.03 * \frac{D}{B} + 0.04 * \frac{t_f}{t_w} = 0.90 - 0.03 * \frac{41.5}{26.0} + 0.04 * \frac{1.69}{1.00} = 0.92$$

Parámetro Y (si se desea puede tomarse conservadoramente como $Y = 0.05$)

$$Y = 0.05 + 0.01 * \sqrt{\frac{D}{B} \left(\frac{t_f}{t_w} - 1 \right)} = 0.05 + 0.01 * \sqrt{\frac{41.5}{26.0} \left(\frac{1.69}{1.00} - 1 \right)} = 0.06$$

Parámetro de esbeltez:

Método	λ
Valor conservador	$\lambda_y = \frac{l}{r_y} = \frac{6.74 * 100}{6.25} = 107.84$
Expresión general	$\pi \sqrt{\frac{EZ_x}{M_{CR}}} = \pi \sqrt{\frac{7 * 10^4 * 2129}{18.46 * 100^2}} = 89.26$
Miembros con sección en I o en canal cubiertos en la Tabla F.5.4.5-1.	$\frac{X\lambda_y}{\left[1 + Y \left(\frac{\lambda_y}{\frac{D}{t_f}} \right)^2 \right]^{1/4}} = \frac{0.92 * 107.84}{\left(1 + 0.06 \left(\frac{107.84}{\frac{41.50}{1.69}} \right)^2 \right)^{1/4}} = 81.86$

Se toma el menor de los 3:

$$\lambda = 81.86$$

2.3.5.4.4 Esfuerzo de pandeo.

Esfuerzo P1:

Sección	p_1	Aplica
Secciones no soldadas totalmente compactas	p_o	Si
Otras secciones incluyendo secciones híbridas	$\frac{M_{RS}}{\Phi Z_x}$	No

Remplazando:

$$p_1 = p_o = 240 \text{ MPa}$$

El esfuerzo de pandeo se obtiene de acuerdo a lo siguiente:

Condición	p_s	Aplica
$\lambda \leq 130$	Utilizar la Figura F.5.4.5-2	Si

$\lambda > 130$	Utilizar el Apéndice F.5.I	No
-----------------	----------------------------	----

Para la Figura F.5.4.5-2, el esfuerzo de pandeo torsional lateral p_s se lee usando la curva que intercepta el eje de esfuerzos en un esfuerzo p_1

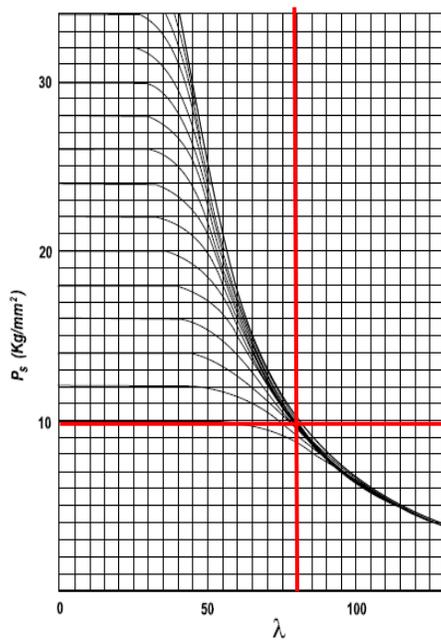
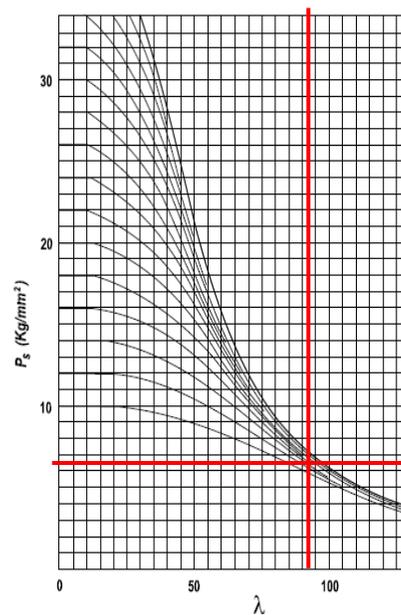


Figura 26. Pandeo torsional lateral de vigas, esfuerzo de pandeo p_s (Figura F.5.4.5-2.)



NOTA: Para encontrar p_s con $\lambda > 130$ véase la figura F.5.I-1, apéndice

Figura 27. Esfuerzo de pandeo como columna para miembros a compresión p_s (Figura F.5.4.5-3(a))

$$p_s = 9.98 \frac{kgf}{mm^2} = 99.80 \text{ MPa}$$

;

$$p_s = 8.20 \frac{kgf}{mm^2} = 82.0 \text{ MPa}$$

2.3.5.4.5 *Condición básica.* Momento factorado de resistencia a pandeo torsional lateral:

$$M_{RX} = p_s * \frac{Z_x}{\Phi} = \frac{99.80 * 2129}{0.86 * 100^2} = 24.71 \text{ Ton} * m$$

Momento de margen para variación:

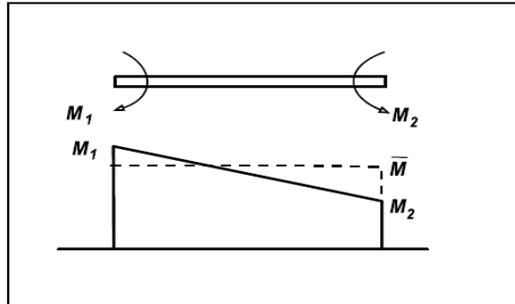


Figura 28. Pandeo torsional lateral, momento uniforme equivalente (Figura F.5.4.5-1).

Condición	\bar{M}
$1.0 > \frac{M_2}{M_1} \geq -0.5$	$0.6M_1 + 0.4M_2$
$\frac{M_2}{M_1} < -0.5$	$0.4M_1$

Aplica la primera condición:

$$\bar{M} = 0.6 * 0 + 0.4 * 0 = 0.00 \text{ Ton} * m$$

Chequeo:

$$\bar{M} \leq M_{RX} \rightarrow Ok$$

2.3.5.5 *Aplastamiento del alma*

Parámetro de esbeltez:

$$\lambda = 81.86 \quad ; \quad \frac{2.5 * d}{t_w} = \frac{2.5 * 381.20}{10.0} = 95.30$$

$$\lambda \geq \frac{2.5 * d}{t_w} \rightarrow \lambda = 95.30$$

Esfuerzo de pandeo:

Condición	p_s	Aplica
$\lambda \leq 130$	Únicamente la Figura F.5.4.5-3(a)	Si
$\lambda > 130$	Utilizar el apéndice F.5.I	No

Para la Figura F.5.4.5-3(a), El esfuerzo de pandeo torsional lateral p_s se lee usando la curva que intercepta el eje de esfuerzos en un esfuerzo p_o

Figura F.5.4.5-3(a):

Obtenido de la penúltima gráfica:

$$p_s = 82.0 \text{ MPa}$$

Resistencia al aplastamiento:

Estado	Chequeo	Aplica
Alma no rigidizada	$p_{w1} \leq \Phi p_a \text{ o } \frac{k_z p_a}{\Phi} ; p_{w2} \leq \Phi p_s$	Si
Alma con platina de enchape	$p_{w1} \leq \Phi p_a \text{ o } \frac{k_z p_a}{\Phi}$	No
Alma rigidizada	Despreciar la resistencia del alma y diseñar el rigidizador de acuerdo con F.5.5.4.4.	No

p_{w1} , p_{w2} = esfuerzos en el borde extremo y en el punto medio, respectivamente, suponiendo un ángulo de dispersión de 45° a cada lado de una fuerza localizada.

Remplazando:

$$\Phi p_a = 0.86 * 260 = 223.6 \text{ MPa} \quad ; \quad \frac{k_z p_a}{\Phi} = \frac{0.5 * 260}{0.86} = 151.16 \text{ MPa}$$

$$\Phi p_s = 0.86 * 82.0 = 70.52 \text{ MPa}$$

2.4 Vibraciones

El análisis de vibración se calculó según lo estipulado en la guía de diseño número 11 del AISC.

2.4.1 Generalidades

Tabla 49. Criterio de diseño.

Criterio de diseño	Estructura	Aplica
Caminante	Oficinas, uso residencial, iglesias y centros comerciales	Si
Rítmico	Salones de baile, conciertos en vivo, eventos deportivos y aeróbicos	No
Equipos Sensibles	Caminantes cerca de equipos sensibles.	No

Las cargas de entepiso que anteriormente se calcularon, se ignoraran para este análisis y en vez de ellas se utilizaran las cargas que recomiendan la Tabla 3-1 de la Guía 11 del AISC.

Tabla 50. Cargas de análisis para vibraciones (Tabla 3-1 de la guía 11 del AISC).

Sistema	$W_{Sobre} \left[\frac{kN}{m^2} \right]$	$W_L \left[\frac{kN}{m^2} \right]$	Aplica
Oficina con papeles	0.20	0.50	No
Oficina con equipos electrónicos	0.20	0.35	No
Residencial	0.20	0.25	Si
Iglesia o Salón de reunión	0.20	0.10	No
Centro comercial-Parqueaderos	0.20	0	No

$$W_{Sobre} = 20 \frac{kg}{m^2} \quad ; \quad W_L = 25 \frac{kg}{m^2}$$

Propiedades de la Placa:

Tabla 51. Propiedades de la Placa.

Ítem	Valor
Calibre de la lámina	22
Altura total de la losa h [cm]	12
Altura del concreto tp [cm]	6.92
Altura de la lámina hr [cm]	5.08
Resistencia a la Compresión del Concreto f'c [MPa]	21
Módulo de Elasticidad del Concreto de la Placa Ec	$3900\sqrt{21} = 17850$

[MPa]	
Peso Propio de la lámina [kgf/m ²]	7.41
Peso Propio del Concreto de la Placa [kgf/m ²]	217.58
Peso Propio de la vigueta [kgf/m ²]	8.11
Peso Propio de la viga [kgf/m ²]	3.96

Profundidad efectiva de la losa colaborante:

$$d_e = t_p + \frac{h_r}{2} = 6.92 + \frac{5.08}{2} = 9.46 \text{ cm}$$

Relación modular dinámica:

$$n_s = \frac{E_s}{1.35 * E_c} = \frac{200000}{1.35 * 17850} = 8.30 \quad ; \quad n_a = \frac{E_a}{1.35 * E_c} = \frac{70000}{1.35 * 17850} = 2.90$$

Tabla 52. Coeficiente de amortiguamiento.

Sistema	Aplica	Coefficiente de Amortiguamiento β
Sistema estructural	Si	1%

Cielos y ductos	Si	1%
Oficina electrónica	No	0.5%
Oficina con papel	No	1%
Iglesias, escuelas y centros comerciales	Si	0%
Divisiones en Dry Wall	Si	5%
Divisiones en mampostería	No	10%
Σ	-	7%

Se decidió utilizar un coeficiente de amortiguamiento del 5% para ser más conservador el diseño.

$$\beta = 5\%$$

Aceleración límite:

La aceleración límite depende de la frecuencia fundamental del vano, la cual se obtiene más adelante (Ver modo Combinado).

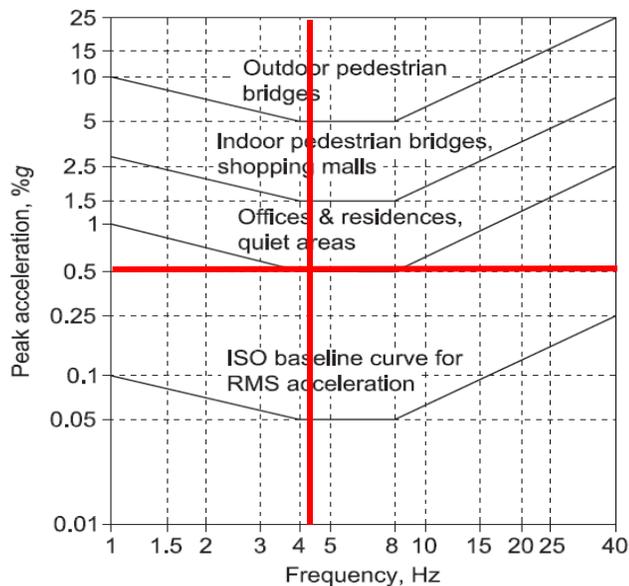


Figura 29. Límite de la aceleración máxima permitida por análisis de vibración.

$$\frac{a_0}{g} = 0.5\%$$

Los valores de coeficiente de amortiguamiento y aceleración límite también se pueden obtener de la siguiente tabla:

Tabla 53. Valores de aceleración recomendados según la guía 11 del AISC.

Valores recomendados de parámetros y límites de a_0/g			
	Fuerza Constante P_o	Coficiente de Amortiguamiento β	Límite de aceleración a_0/g
Oficinas, residencia, Iglesias	0.29 kN	0.02-0.05*	0.5%
Centros comerciales	0.29 kN	0.02	1.5%
Puentes Peatonales Interiores	0.41 kN	0.01	1.5%
Puentes Peatonales Exteriores	0.41 kN	0.01	5.0%

*0.02 para picos con pocos componentes no estructurales (celdas, ductos, particiones, etc) como puede ocurrir en áreas abiertas de trabajo e iglesias.
 0.03 para pisos con componentes no estructurales y muebles, pero con sólo pequeñas particiones desmontables, típico de muchas áreas modulares de oficina
 0.05 para particiones de altura completa entre los pisos

Carga típica que excita el sistema:

$$P_o = 29 \text{ kgf}$$

2.4.2 **Ancho y largo de piso.** El ancho y largo de piso para el cálculo de vibraciones, se puede obtener de las siguientes figuras:

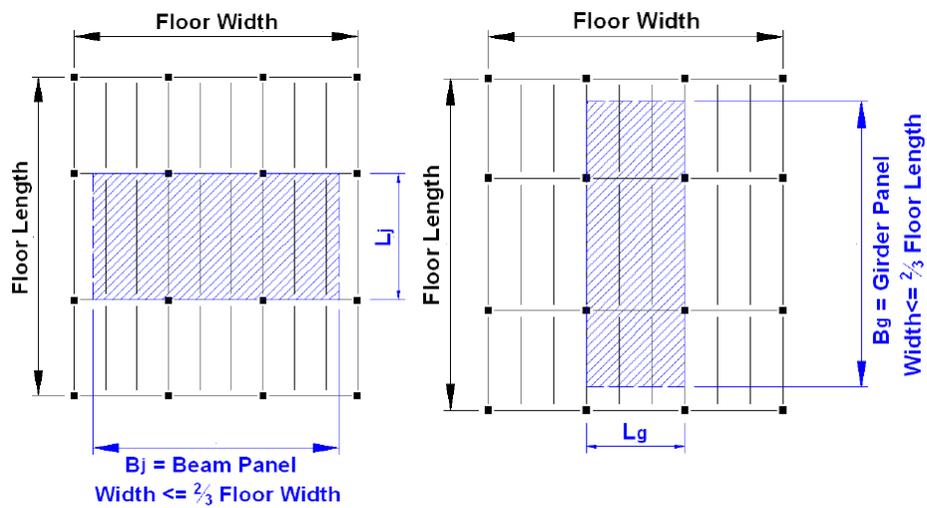


Figura 30. Longitud de viga y vigueta para el análisis de vibraciones.

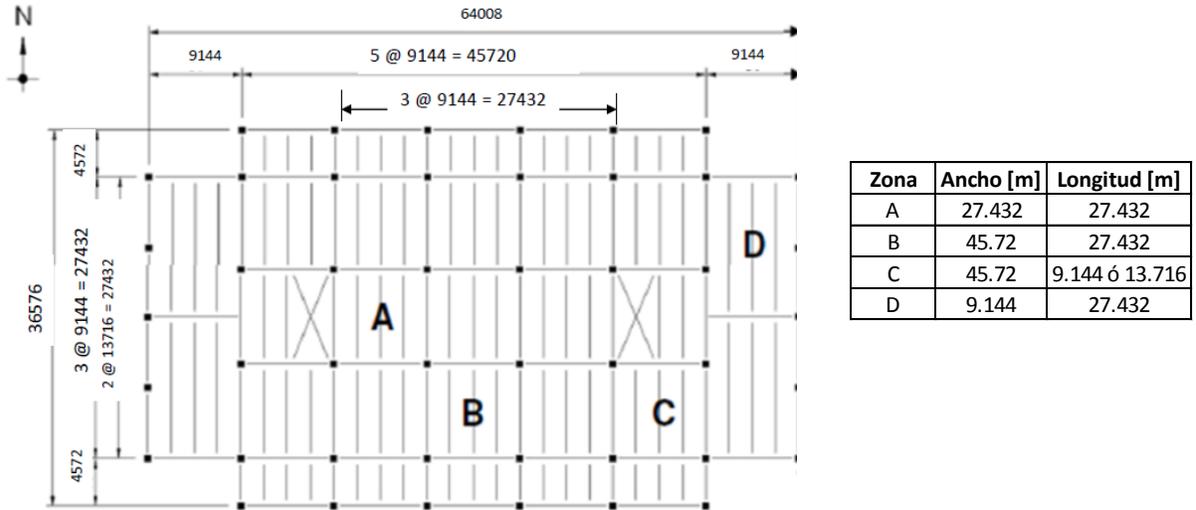


Figura 31. Ejemplo de ancho y longitud en entrepisos.

El ancho y largo de piso para el diseño de la estructura, se muestra en la siguiente figura:

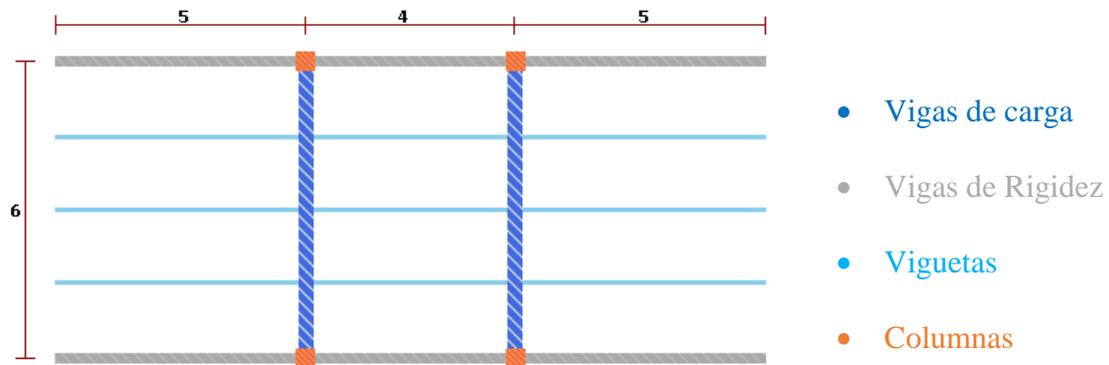


Figura 32. Longitud de vigas y viguetas de la estructura.

Tabla 54. Dimensiones generales.

Tipo	Longitud [m]
Luz de las Vigas de Carga	6.0

Luz Izquierda de las Viguetas	5.0
Luz Central de las Viguetas	4.0
Luz Derecha de las Viguetas	5.0
Separación entre viguetas	1.5
Cantidad de Viguetas	3
Ancho Total del Entrepiso (En Dirección de las Vigas de Carga)	6.00
Longitud Total del Entrepiso (En Dirección de las Viguetas)	14.00

2.4.3 Propiedades de los elementos

2.4.3.1 Vigüeta.

Tabla 55. Propiedades de la Vigüeta.

Ítem	Valor
Perfil	W14x22
Continuidad (¿La Vigüeta es Continua?)	No
Módulo de Elasticidad del aluminio E_s [MPa]	70000
Luz izquierda de la Vigüeta $L_j(i)$ [m]	5.0
Luz central de la Vigüeta $L_j(c)$ [m]	4.0
Luz derecha de la Vigüeta $L_j(d)$ [m]	5.0
Separación entre viguetas Vigüeta S [m]	1.50
Distancia desde la Parte Superior hasta el Centroides Y_b [cm]	17.399

Área del perfil As [cm ²]	41.87
Momento de Inercia I_x [cm ⁴]	8283.01
Altura de la vigueta D [cm]	34.8
Peso Propio W [kgf/m]	$32.9 * \left(\frac{2.71}{7.85}\right) = 11.36$

Ancho efectivo de la placa de concreto:

Lado	$0.4L_j$ [m]	$\frac{S}{2}$ [m]	Vol [m]	$\min\left(0.4L, \frac{S_v}{2}, vol\right)$ [m]
Derecho	$0.4*5.0=2.0$	$1.50/2=0.75$	-	0.75
Izquierdo	$0.4*5.0=2.0$	$1.50/2=0.75$	-	0.75
Σ	-	-	-	1.50

$$b_e = 1.50 \text{ m}$$

Inercia transformada:

$$I_j = \frac{b'_e * t_e^3}{12} + I_x + A'_e(Y_c - y'_e)^2 + A_s(Y_c - y_b)^2$$

El diseño de la sección compuesta no se ha tenido en cuenta, (Ver la explicación en el diseño de la vigueta)

$$I_j = I_x = 8283.01 \text{ cm}^4$$

Carga Uniformemente Distribuida:

$$w = W_{\text{lam}} + W_{\text{cto}} + W_{\text{vigüeta}} + W_{\text{sobre}} + W_L = 7.41 + 217.58 + 7.57 + 20 + 25$$

$$w = 277.56 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Peso efectivo del panel de la vigueta:

$$w_j = w * S = 277.56 * 1.5 = 416.34 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Deflexión de la Vigueta:

$$\Delta_j = \frac{5w_j L_j^4}{384 E_s I_j} = \frac{5 * 416.34 * 5^4}{384 * 7 * 10^4 * 8283.01} * 10^6 = 5.84 \text{ mm}$$

Frecuencia Fundamental según el método de Murray:

La frecuencia no debe ser inferior a 3 Hz, en caso de que lo fuera, la vigueta se debe rigidizar (aumentar altura).

$$f_j = 0.18 \sqrt{\frac{g}{\Delta_j}} = 0.18 \sqrt{\frac{9810}{5.84}} = 7.38 \text{ Hz} > 3 \text{ Hz} \rightarrow Ok$$

Inercia transformada de la placa por unidad de ancho:

$$D_s = \frac{d_e^3}{12n_a} = \frac{9.46^3}{12 * 2.90} = 24.33 \frac{\text{cm}^4}{\text{cm}}$$

Inercia transformada de la vigueta por unidad de ancho:

$$D_j = \frac{I_j}{S} = \frac{8283.01}{150} = 55.22 \frac{\text{cm}^4}{\text{cm}}$$

Constante relacionada con la ubicación de las Viguetas:

Panel	C_j
Viguetas internas	2.0
Viguetas de borde	1.0

Aplica el segundo caso:

$$C_j = 1.0$$

Ancho efectivo del panel de viguetas:

$$B_j = C_j \left(\frac{D_s}{D_j} \right)^{\frac{1}{4}} L_j = 1 * \left(\frac{24.33}{55.22} \right)^{\frac{1}{4}} * 5 = 4.07 \text{ m} \leq \frac{2}{3} (\text{Ancho piso}) = \frac{2}{3} * 6.00 = 4.00 \text{ m}$$

$$B_j = 4.00 \text{ m}$$

Factor de Continuidad de viguetas:

Condición	C_1
La Vigueta es continua o está conectado al alma	1.5
La Vigueta es en celosía y la cuerda inferior está extendida, y una vigueta adyacente o la luz de la viga es mayor de 0,7 veces la celosía o la luz de la vigueta de la bahía (Paneles adyacentes > 0.7Lj).	1.3
La Vigueta No es continua	1.0

Aplica la tercera condición:

$$C_1 = 1.0$$

Peso del Panel de Viguetas:

$$W_j = \frac{w_j}{S} * B_j * L_j * C_1 = \frac{416.34}{1.40} * 4.00 * 5.0 * 1.0 = 5947.71 \text{ kgf}$$

2.4.3.2 *Viga Izquierda.*

Propiedades de la viga izquierda:

Tabla 56. Propiedades de la Viga Izquierda.

Ítem	Valor
Perfil	W16X67
Viga de Borde	Si
Continuidad (¿La Viga es Continua?)	No
Módulo de Elasticidad del aluminio Es [MPa]	70000
Luz de la Viga Lg [m]	6.0
Distancia desde la Parte Superior hasta el Centroide Yb [cm]	20.75
Área del perfil As [cm ²]	127

Momento de Inercia I_x [cm ⁴]	39760
Altura de la viga D [cm]	41.50
Peso Propio W [kgf/m]	$99.71 * \left(\frac{2.71}{7.85}\right) = 34.42$
Ancho Tributario de la Viga S [m]	$(5+4)/2=4.50$

Ancho efectivo de la Placa de Concreto:

Lado	$0.2L_g$ [m]	$\frac{S}{2}$ [m]	Vol [m]	$\min\left(0.2L, \frac{S_v}{2}, vol\right)$ [m]
Derecho	$0.2*6=1.20$	$5/2=2.50$	-	1.20
Izquierdo	$0.2*6=1.20$	$4/2=2.00$	-	1.20
Σ	-	-	-	2.40

$$b_e = 2.40 \text{ m}$$

Inercia transformada:

$$I_g = \frac{b'_e * t_e^3}{12} + I_x + A'_e(Y_c - y'_e)^2 + A_s(Y_c - y_b)^2$$

El diseño de la sección compuesta no se ha tenido en cuenta, (Ver la explicación en el diseño de la viga)

$$I_g = I_x = 39760 \text{ cm}^4$$

Carga Uniformemente Distribuida:

$$w = W_{\text{lam}} + W_{\text{cto}} + W_{\text{vigüeta}} + W_{\text{viga}} + W_{\text{sobre}} + W_L$$

$$w = 7.41 + 217.58 + 7.57 + 7.65 + 20 + 25 = 285.21 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

Peso efectivo del panel de la viga:

$$w_g = w * L_j = 285.21 * 5 = 1426.05 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Deflexión de la Viga:

$$\Delta_g = \frac{5w_g L_g^4}{384 E_s I_g} = \frac{5 * 1426.05 * 6^4}{384 * 7 * 10^4 * 39760} * 10^6 = 8.65 \text{ mm}$$

Frecuencia Fundamental según el método de Murray:

La frecuencia no debe ser inferior a 3 Hz, en caso de que lo fuera, la viga se debe rigidizar (aumentar altura).

$$f_g = 0.18 \sqrt{\frac{g}{\Delta_g}} = 0.18 \sqrt{\frac{9810}{8.65}} = 6.06 \text{ Hz} > 3 \text{ Hz} \rightarrow Ok$$

Inercia transformada de la viga por unidad de ancho:

Viga	D_g
Interior	$\frac{I_g}{L_j(\text{promedio})}$
Borde	$\frac{I_g}{L_j/2}$

Aplica la segunda condición:

$$D_g = \frac{I_g}{L_j} = \frac{39760}{500/2} = 159.04 \frac{\text{cm}^4}{\text{cm}}$$

Condición	C_g
Para viguetas apoyadas	1.6

en la aleta de la viga	
Para viguetas apoyadas en el alma de la viga	1.8

Aplica la segunda condición:

$$C_g = 1.8$$

Ancho efectivo del panel de vigas:

Viga	B_g
Interior	$C_g \left(\frac{D_j}{D_g} \right)^{\frac{1}{4}} * L_g \leq \frac{2}{3} (\text{Longitud piso})$
Borde	$\frac{2L_j}{3}$

Aplica la segunda condición:

$$B_g = \frac{2}{3} * 5.0 = 3.33 \text{ m}$$

Factor de Continuidad de vigas:

Condición	C_1
La viga es continua sobre la parte superior de las columnas de soporte y la luz de una viga adyacente es mayor que 0,7 veces la luz de la viga en la bahía (La viga no es de módulo de borde).	1.5
Otro caso	1.0

Aplica la segunda condición:

$$C_1 = 1.0$$

Peso del Panel de Vigas:

$$W_g = \frac{w_g}{S} * B_g * L_g * C_1 = \frac{1426.05}{4.5} * 3.33 * 6.0 * 1.0 = 6331.66 \text{ kgf}$$

2.4.3.3 *Viga Derecha.*

Propiedades de la viga derecha:

Tabla 57. Propiedades de la Viga derecha.

Ítem	Valor

Perfil	W16X67
Viga de Borde	Si
Continuidad (¿La Viga es Continua?)	No
Módulo de Elasticidad del aluminio E_s [MPa]	70000
Luz de la Viga L_g [m]	6.0
Distancia desde la Parte Superior hasta el Centroide Y_b [cm]	20.75
Área del perfil A_s [cm ²]	127
Momento de Inercia I_x [cm ⁴]	39760
Altura de la viga D [cm]	41.50
Peso Propio W [kgf/m]	$99.71 * \left(\frac{2.71}{7.85}\right) = 34.42$
Ancho Tributario de la Viga S [m]	$(5+4)/2=4.50$

El análisis de la viga derecha es exactamente igual al de la viga izquierda.

2.4.3.4 **Modo combinado.** La Viga que se analiza es la que posea menor frecuencia.

Tabla 58. Resumen de resultados.

Ítem	Vigueta (j)	Viga derecha (g)	Viga izquierda (g)
Deflexión [mm]	5.84	8.65	8.65

Longitud [m]	5.0	6.0	6.0
Ancho efectivo [m]	4.00	3.33	3.33
Peso Panel [kgf]	416.34	1426.05	1426.05
Frecuencia [Hz]	7.38	6.06	6.06

Frecuencia Fundamental del Vano:

$$f_n = 0.18 * \sqrt{\frac{g}{\Delta_j + \Delta_g}} = 0.18 * \sqrt{\frac{9810}{5.84 + 8.65}} = 4.68 \text{ Hz} > 3 \text{ Hz} \rightarrow Ok$$

Deflexión reducida:

Condición	Δ'_g
$\frac{L_g}{B_j} < 1.0$	$\max\left(0.5, \frac{L_g}{B_j}\right) * \Delta_g$
$\frac{L_g}{B_j} \geq 1.0$	Δ_g

$$\frac{L_g}{B_j} = \frac{6}{4.00} = 1.50 > 0.5$$

Aplica la primera Condición:

$$\Delta'_g = \frac{L_g}{B_j} \Delta_g = 1.50 * 8.65 = 12.98 \text{ mm}$$

Peso equivalente del panel combinado:

$$W = \frac{\Delta_j * W_j}{\Delta_j + \Delta'_g} + \frac{\Delta'_g * W_g}{\Delta_j + \Delta'_g} = \frac{5.84 * 416.34}{5.84 + 12.98} + \frac{12.98 * 1426.05}{5.84 + 12.98} = 1112.73 \text{ kgf}$$

Aceleración pico (porcentaje de la gravedad):

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_o * e^{-0.35f_n}}{\beta W} = \frac{29 * e^{-0.35*4.06}}{0.05 * 1112.73} = 0.13$$

Chequeo:

$$\frac{a_p}{g} = 0.13 \leq \frac{a_o}{g} = 0.50 \rightarrow Ok$$

En caso de que no cumpla, se aconseja lo siguiente:

- Incrementar la rigidez del elemento con menor frecuencia siempre.

- Si la frecuencia de la vigueta es menor que la frecuencia de la viga, incrementar la frecuencia de la vigueta. Después incrementarlas simultáneamente hasta que se logre un diseño satisfactorio.
- Desde que sea posible, incrementar la masa es una buena alternativa para mejorar el comportamiento del sistema para vibraciones.
- La mejor forma de controlar las vibraciones es aumentar el amortiguamiento.

3. Análisis estructural

3.1 Sistema estructural

3.1.1 Descripción del proyecto

3.1.1.1 *Descripción arquitectónica.* El proyecto está conformado por una torre de 5 niveles de uso residencial.

3.1.1.2 Descripción geotécnica

ESTUDIO DE SUELOS	
EMPRESA:	xxx
INGENIERO DE SUELOS:	xxx
PERFIL DE SUELO:	Tipo C (NSR-10)
CAPACIDAD PORTANTE:	1.5 kgf/cm ² (15 Ton/m ²)
MÓDULO DE BALASTRO:	4.40 kgf/cm ³
PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN:	2.0 m medido desde el nivel del terreno actual.
TIPO DE CIMENTACIÓN:	Zapatas y vigas de cimentación

3.1.1.3 *Descripción estructural.* La estructura posee 5 niveles con una altura de entrepiso de 3.00 metros (todos los pisos tienen la misma altura).

La distribución de viguetas se realizó en el sentido paralelo al eje X, las cuales tienen perfil W14X22.

Las vigas de carga tienen un perfil W16X67 y las vigas secundarias tienen perfil W21X50.

Las columnas tienen un perfil W14x90 y a las riostras se les asignó un perfil tubular, de 6 pulgadas de diámetro con 8 milímetros de espesor

Tabla 59. Resumen de memorias

Ubicación	Cartagena-Bolívar
Estructura	Edificio Residencial

Número de niveles	5
sistema estructural en X	Sistema Combinado: Pórtico de aluminio con diagonales concéntricas (DMI)
Sistema estructural en X	Sistema Combinado: Pórtico de aluminio con diagonales concéntricas (DMI)
Área	1120 m ²
Edificaciones de este tipo	1
Materiales	Aluminio estructural (vigas y columnas), Acero estructural (Steel deck) y Concreto reforzado (cimentación y pedestales)
Tipo de placa cubierta	Lamina colaborante
Grupo de uso	I
Coefficiente de importancia I	1.0
Capacidad de disipación de energía	Mínima (DMI)
Tipo de análisis estructural*	Fuerza horizontal equivalente

*Debido a que el análisis de estabilidad de la estructura se va realizar con un método estático como es el Método Directo, el análisis de la estructura también debe hacerse con un método estático, y no un dinámico como modal, debido a la integración que tienen los dos métodos.

3.1.2 **Análisis sísmico.** Este capítulo contiene el cálculo y la estimación de las cargas sísmicas tal y como lo establece el Título A de la NSR-10.

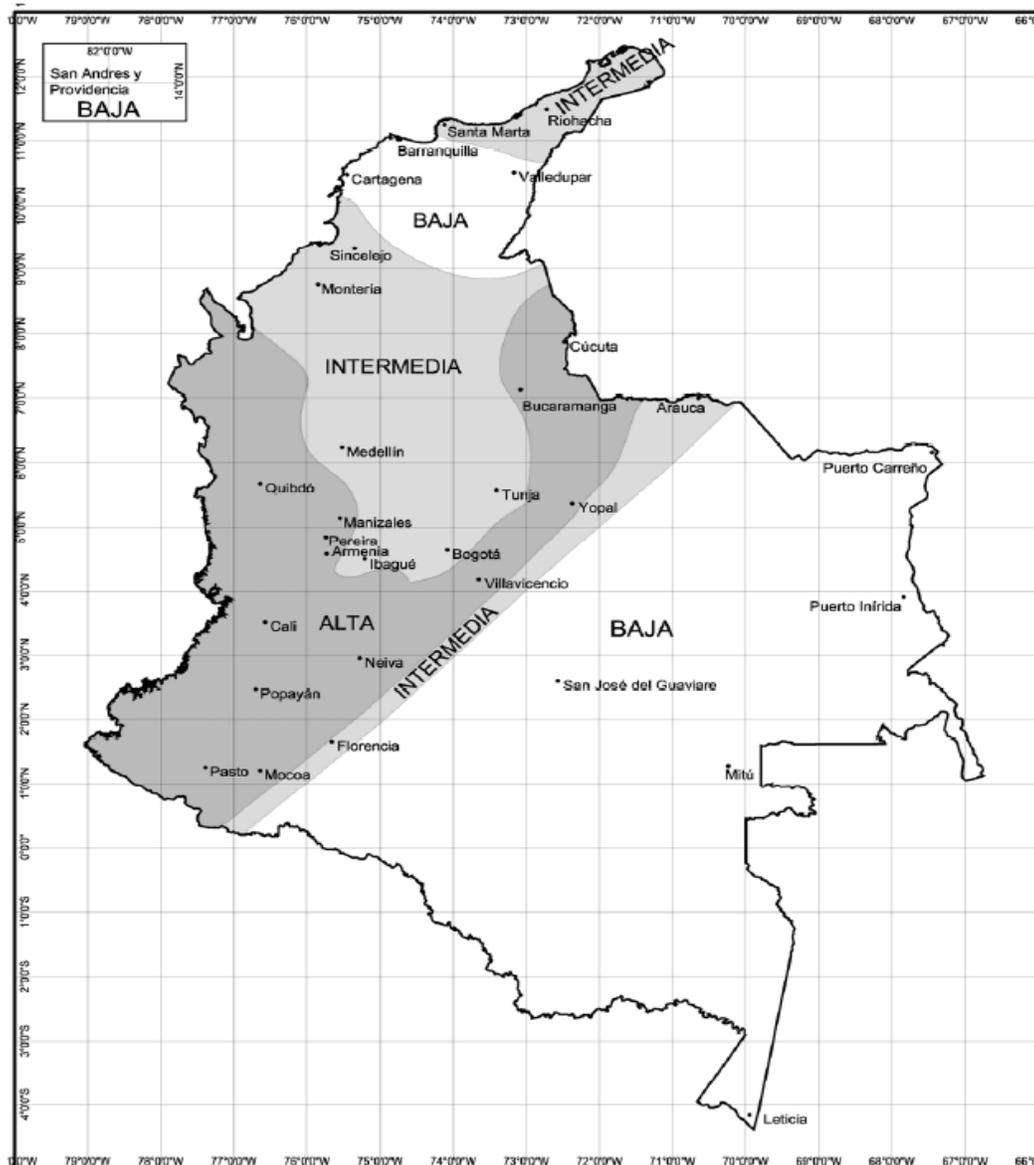


Figura 33. Amenaza sísmica en Colombia.

3.1.2.1 *Espectro sísmico y FHE.* Para conocer el espectro sísmico del proyecto, se necesita conocer el valor de la aceleración pico efectiva (A_a) del terreno, debido a que A_a varía según la ubicación (todas las regiones tienen comportamientos sísmicos diferentes), debido a que el municipio del proyecto no tiene un estudio de microzonificación, se utilizará

el coeficiente A_a propuesto por la NSR-10 en su Apéndice A-4, y cuyo valor se puede observar en la siguiente figura del mapa de Colombia.

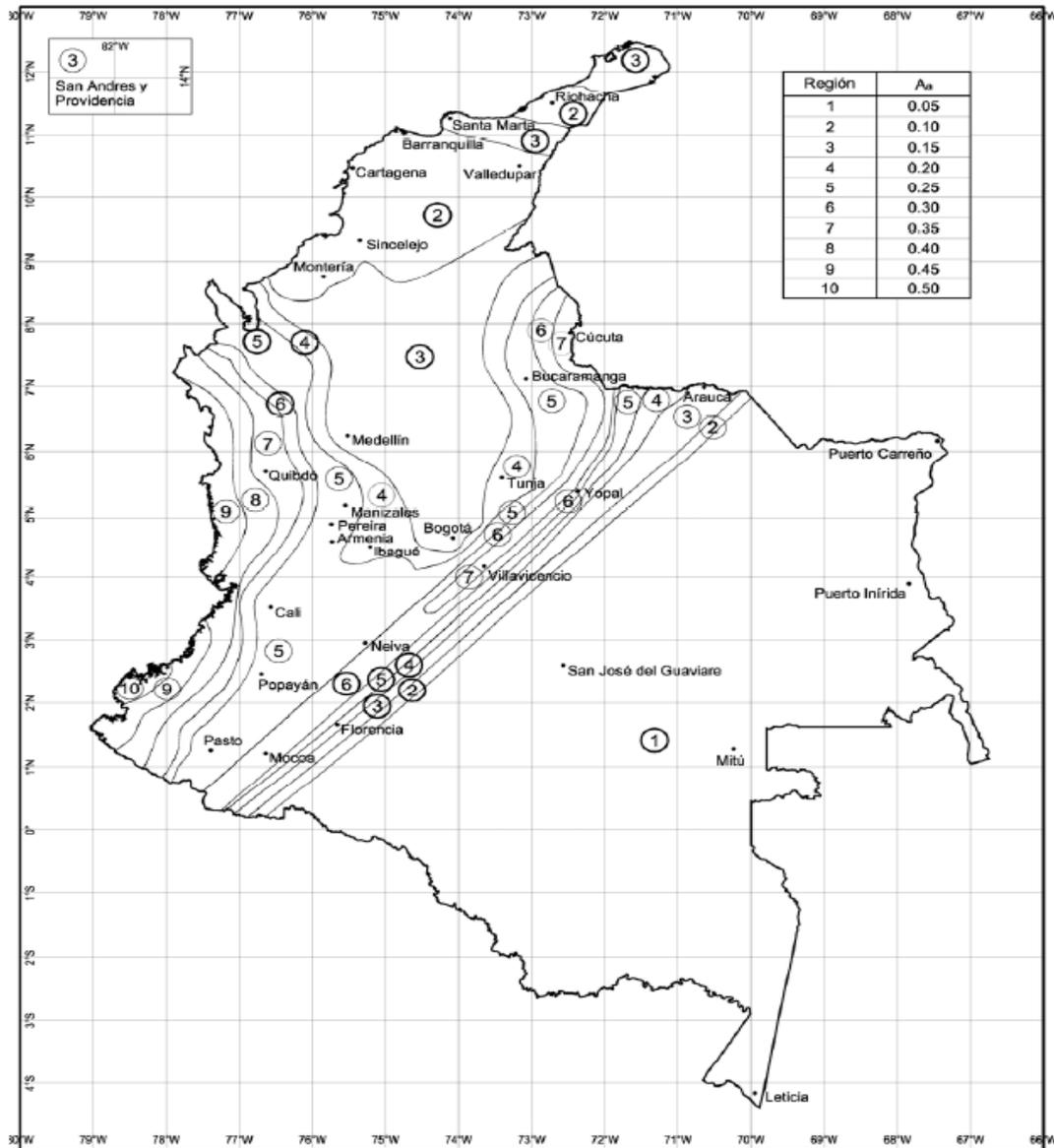


Figura A.2.3-2 — Mapa de valores de A_a

Figura 34. Valores de aceleración pico efectiva en Colombia.

Tabla 60. Coeficientes Locales de la estructura.

Departamento	BOLÍVAR	
Municipio	Cartagena	
Tipo Suelo	C	-
Grupo de Uso	Grupo I	-
Condición	No	-
Disipación de energía	DMI	-
M	43.46	Ton*s ² /m
h	15	m
N	5	-
g	9.81	m/s ²
Tx	0.518	s
Ty	0.528	s
Aa	0.1	-
Av	0.1	-
Ae	0.05	-
Ad	0.03	-
Amenaza	Baja	-
Fa	1.2	-
Fv	1.7	-
I	1	-
To	0.14	s
Tc	0.68	s
TL	4.08	s
M.S.N.M.	16	m

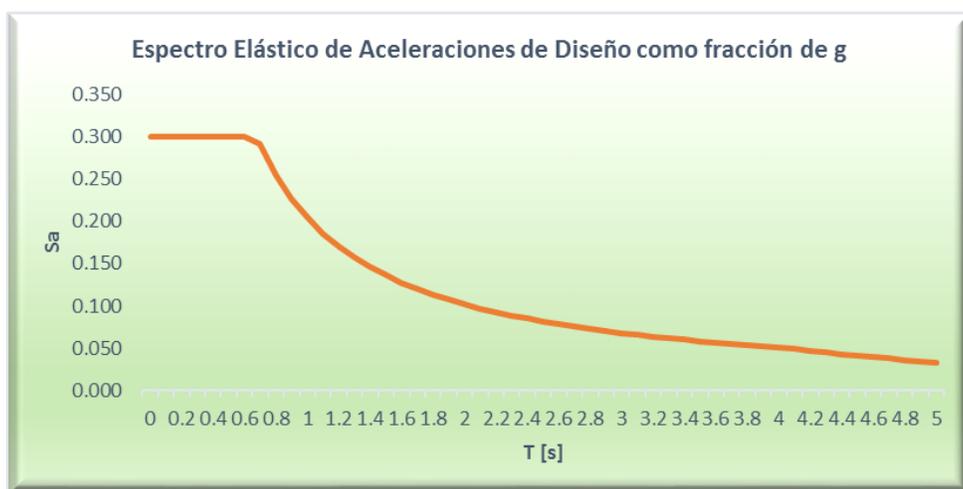


Figura 35. Espectro sísmico de aceleraciones.

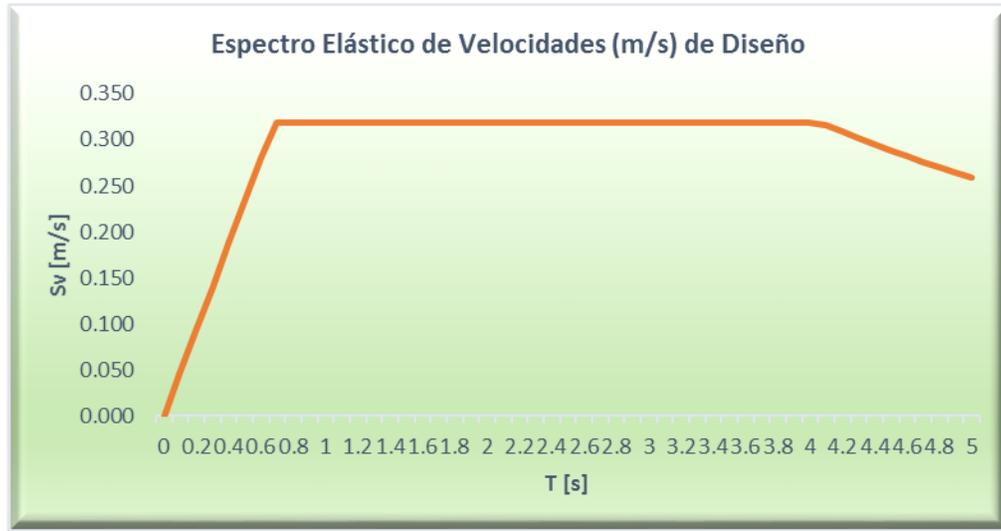


Figura 36. Espectro sísmico de Velocidades.



Figura 37. Espectro sísmico de Desplazamientos.

Tabla 61. Fuerza horizontal equivalente

Sistema estructura	Pórticos arriostrados de acero	
hp	3	m
hn	15	m
N	5	-
α	0.75	-
ctx	0.073	-
cty	0.073	-
Tax	0.56	s
Tay	0.56	s
Cu	1.55	-
Tx	0.52	s
Ty	0.53	s
Sax	0.30	-
Say	0.30	-
Tx_Rayleigh	0.18	s
Ty_Rayleigh	0.18	s

Tabla 62. Fuerzas y desplazamientos distribuidos por piso.

Nivel	m_i [Ton*s ² /m]	δ_{ix} [m]	δ_{iy} [m]	m^*h^{kx}	m^*h^{ky}	C_{vx}	C_{vy}
N+15.00	8.234	0.00201463	0.00213344	126.613	128.244	0.323	0.324
N+12.00	8.6795	0.00254427	0.002634112	106.553	107.812	0.272	0.272
N+9.00	8.6795	0.00282357	0.002876458	79.704	80.536	0.203	0.203
N+6.00	8.6797	0.00284959	0.002878505	52.940	53.391	0.135	0.135
N+3.00	8.6797	0.00191871	0.001912722	26.303	26.439	0.067	0.067

Fix [Ton]	Fiy [Ton]	$m_i^*\delta_i^2x$	$F_i^*\delta_{ix}$	$m_i^*\delta_i^2y$	$F_i^*\delta_{iy}$	Vx [Ton]	Vy [Ton]
41.303	41.380	0.000	0.083	0.000	0.088	41.303	41.380
34.759	34.787	0.000	0.088	0.000	0.092	76.062	76.167
26.001	25.986	0.000	0.073	0.000	0.075	102.062	102.154
17.270	17.227	0.000	0.049	0.000	0.050	119.332	119.381
8.580	8.531	0.000	0.016	0.000	0.016	127.912	127.912

3.1.2.2 *Capacidad de disipación de energía.* Según la localización del proyecto (Municipio de Cartagena), el proyecto se encuentra localizado en un área de amenaza sísmica Baja tal como se observa en la siguiente Tabla (extraída de la NSR-10).

Tabla 63. Coeficientes sísmicos locales.

Departamento de Bolívar						
Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Cartagena	13001	0.10	0.10	Baja	0.05	0.03

La NSR-10 permite que una estructura en zona de amenaza sísmica Baja esté configurada con condiciones de Disipación de Energía Mínima tal como se muestra en la siguiente tabla (extraída de la NSR-10).

Tabla 64. Capacidad de disipación de energía por amenaza sísmica.

CAPACIDAD DE DISIPACION ENERGIA	ZONA DE AMENAZA SISMICA		
	BAJA	INTERMEDIA	ALTA
MINIMA DMI	✓	no	no
MODERADA DMO	✓	✓	no
ESPECIAL DES	✓	✓	✓

3.1.2.3 *Coeficiente de disipación de energía.*

El coeficiente de disipación de energía R_o , funciona como divisor de la fuerza sísmica obtenida en los cálculos, esto debido a las siguientes condiciones:

- La capacidad de disipación de energía de la estructura debido a la hipótesis de que entra en el rango inelástico del evento sísmico.
- La redundancia debido a la capacidad de soportar fuerzas en varios trayectos.
- El efecto: (carga no sostenida) /Resorte.
- La redistribución de esfuerzos en las diferentes partes geométricas de la estructura.

Debido a la incertidumbre en este factor, se decidió diseñar la estructura en forma elástica (El autor reviso la Tabla 12.2-1 del ASCE/SEI7-10 y no pudo encontrar una referencia para pórticos en aluminio).

$$R = 1.0 \quad ; \quad \Omega_o = 2.0$$

3.1.2.4 Irregularidades de la estructura

3.1.2.4.1 Irregularidad por planta

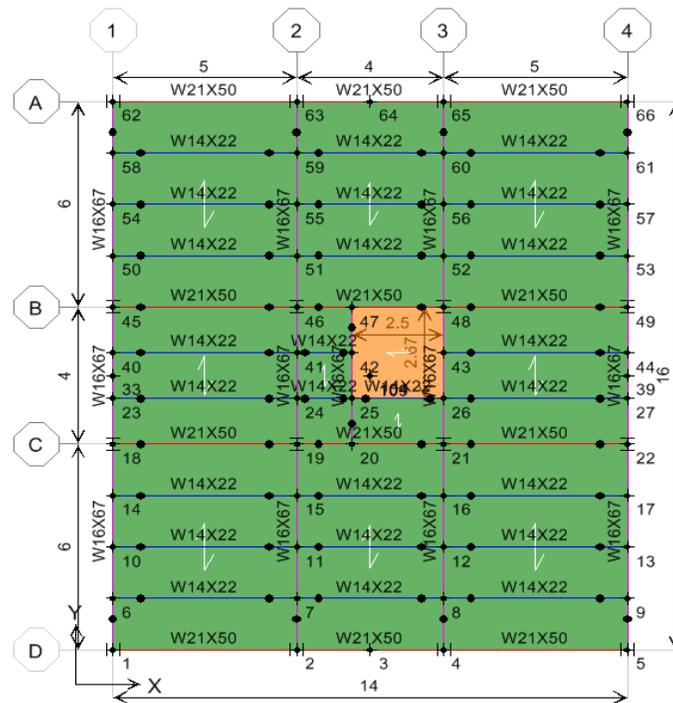
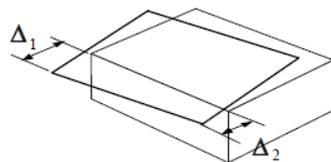


Figura 38. Geometría de la planta tipo.

<p>Tipo 1aP — Irregularidad torsional</p> $\phi_p = 0.9$ $1.4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right) \geq \Delta_1 > 1.2 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$
<p>Tipo 1bP — Irregularidad torsional extrema</p> $\phi_p = 0.8$ $\Delta_1 > 1.4 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$



ESQUINA	Punto
Esquina Sup. Izquierda	62
Esquina Inf. Izquierda	1
Esquina Inf. Derecha	5
Esquina Sup. Derecha	66

ϕ_{1P}	1.0
-------------	-----

Figura 39. Derivas de puntos esquineros.

Tabla 65. Irregularidad Tipo 1aP y 1bP (Irregularidad Torsional)

-	Dirección X		Esq. Sup izq Vs Esq. Inf izq			
Nivel	$\Delta 1-X$	$\Delta 2-X$	$1.4(\Delta 1+\Delta 2)/2$	$1.2(\Delta 1+\Delta 2)/2$	$\Delta 1$	Check
N+15.00	0.001692	0.001494	0.0022302	0.0019116	0.001692	Regular
N+12.00	0.002303	0.002035	0.0030366	0.0026028	0.002303	Regular
N+9.00	0.002729	0.002416	0.0036015	0.003087	0.002729	Regular
N+6.00	0.002846	0.002519	0.0037555	0.003219	0.002846	Regular
N+3.00	0.001916	0.001682	0.0025186	0.0021588	0.001916	Regular

-	Dirección Y		Esq. Sup izq Vs Esq. Sup Der			
Nivel	$\Delta 1-Y$	$\Delta 2-Y$	$1.4(\Delta 1+\Delta 2)/2$	$1.2(\Delta 1+\Delta 2)/2$	$\Delta 1$	Check
N+15.00	0.001672	0.001822	0.0024458	0.0020964	0.001822	Regular
N+12.00	0.002202	0.002406	0.0032256	0.0027648	0.002406	Regular
N+9.00	0.002561	0.0028	0.0037527	0.0032166	0.0028	Regular
N+6.00	0.002626	0.002875	0.0038507	0.0033006	0.002875	Regular
N+3.00	0.001732	0.00191	0.0025494	0.0021852	0.00191	Regular

-	Dirección X		Esq. Sup Der Vs Esq. Inf Der				
	Nivel	$\Delta 1-X$	$\Delta 2-X$	$1.4(\Delta 1+\Delta 2)/2$	$1.2(\Delta 1+\Delta 2)/2$	$\Delta 1$	Check
	N+15.00	0.001692	0.001494	0.0022302	0.0019116	0.001692	Regular
	N+12.00	0.002303	0.002035	0.0030366	0.0026028	0.002303	Regular
	N+9.00	0.002729	0.002416	0.0036015	0.003087	0.002729	Regular
	N+6.00	0.002846	0.002519	0.0037555	0.003219	0.002846	Regular
	N+3.00	0.001916	0.001682	0.0025186	0.0021588	0.001916	Regular

-	Dirección Y		Esq. Inf Izq. Vs Esq. Inf. Der				
	Nivel	$\Delta 1-Y$	$\Delta 2-Y$	$1.4(\Delta 1+\Delta 2)/2$	$1.2(\Delta 1+\Delta 2)/2$	$\Delta 1$	Check
	N+15.00	0.001672	0.001822	0.0024458	0.0020964	0.001822	Regular
	N+12.00	0.002202	0.002406	0.0032256	0.0027648	0.002406	Regular
	N+9.00	0.002561	0.0028	0.0037527	0.0032166	0.0028	Regular
	N+6.00	0.002626	0.002875	0.0038507	0.0033006	0.002875	Regular
	N+3.00	0.001732	0.00191	0.0025494	0.0021852	0.00191	Regular

Tabla 66. Irregularidad Tipo 2P (Retrosesos en las esquinas)

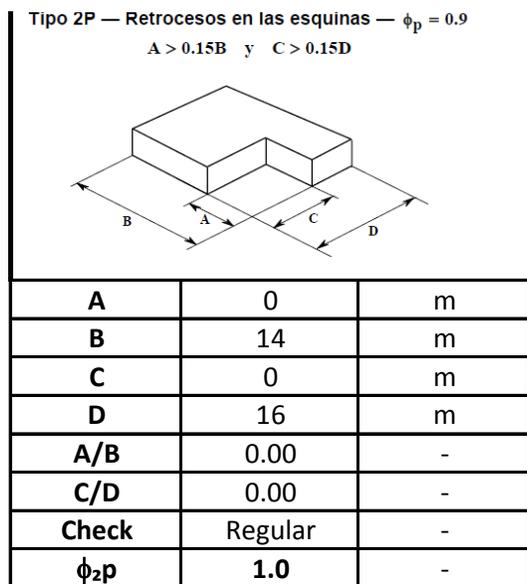
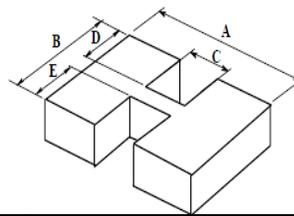
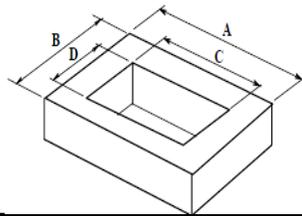


Tabla 67. Irregularidad Tipo 3P (Irregularidad del diafragma)

Tipo 3P — Irregularidad del diafragma — $\phi_p = 0.9$

1) $C \times D > 0.5A \times B$

2) $(C \times D + C \times E) > 0.5A \times B$



Tipo 1			Tipo 2		
A	14	m	A	14	m
B	16	m	B	16	m
C	2.5	m	C	0	m
D	2.67	m	D	0	m
CxD	6.7	m ²	E	0	m
0.5AxB	112.0	m ²	CxD+CxE	0.0	m ²
Check	Regular	-	0.5AxB	112.0	m ²
ϕ_{3p}	1.0	-	Check	Regular	-
			ϕ_{3p}	1.0	-

Tabla 68. Irregularidad Tipo 4P (Desplazamientos de los planos de acción)

¿HAY DESPLAZAMIENTOS DE LOS PLANOS DE ACCIÓN?

No

ϕ_{4p}	1.0
-------------	-----

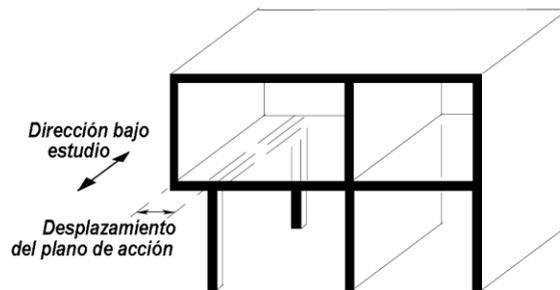
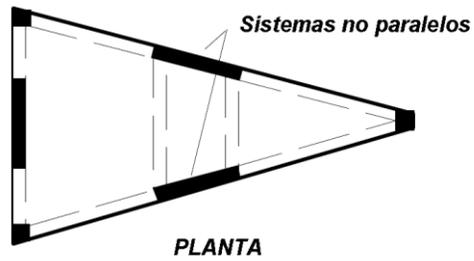


Tabla 69. Irregularidad Tipo 5P (Sistemas No Paralelos)

SISTEMAS NO PARALELOS

¿EL SISTEMA ES NO PARALELO? No

ϕ_{ap}	1.0
-------------	-----



3.1.2.4.2 Irregularidad por altura

Tabla 70. Irregularidad Tipo 1Aa y 1bA (Piso Flexible)

<p>Tipo 1aA — Piso flexible $\phi_a = 0.9$ 0.60 Rigidez $K_D \leq$ Rigidez $K_C < 0.70$ Rigidez K_D o 0.70 $(K_D+K_E+K_F) / 3 \leq$ Rigidez $K_C < 0.80 (K_D+K_E+K_F) / 3$</p>	
<p>Tipo 1bA — Piso flexible extremo $\phi_a = 0.8$ Rigidez $K_C < 0.60$ Rigidez K_D o Rigidez $K_C < 0.70 (K_D+K_E+K_F) / 3$</p>	

ϕ_{1ax}	1.0
ϕ_{1ay}	1.0

-	X			Y		
	Nivel	Kx [Ton/m]	Chequeo 1	Chequeo 2	Ky [Ton/m]	Chequeo 1
N+15.00	-20323.06	No aplica	No aplica	-397087.38	No aplica	No aplica
N+12.00	-29685.16	0.8	No aplica	-584806.20	0.8	No aplica
N+9.00	-35950.35	0.8	No aplica	-714084.51	0.8	No aplica
N+6.00	-41721.71	0.8	0.8	-830489.51	0.8	0.8
N+3.00	-66529.23	0.8	0.8	-1250000.00	0.8	0.8
0	0.00			0.00		

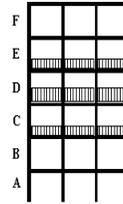
Tabla 71. Irregularidad Tipo 2A (Distribución de Masa)

Tipo 2A — Distribución masa — $\phi_a = 0.9$

$$m_D > 1.50 m_E$$

$$0$$

$$m_D > 1.50 m_C$$



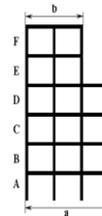
ϕ_{2a}	1
-------------	---

Cubierta	Nivel	Masa [Ton*s ² /m	ϕ_{2a}
No	N+15.00	8.23	1
	N+12.00	8.68	1
	N+9.00	8.68	1
	N+6.00	8.68	1
	N+3.00	8.68	1

Tabla 72. Irregularidad Tipo 3A (Geométrica)

Tipo 3A — Geométrica — $\phi_a = 0.9$

$$a > 1.30 b$$

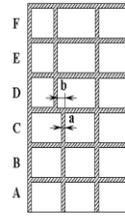


Condición	No	-
a	14	m
b	14	m
ϕ_{3a}	1	-

Tabla 73. Irregularidad Tipo 4A (Desplazamiento dentro del plano de acción)

Tipo 4A — Desplazamiento dentro del plano de acción — $\phi_a = 0.8$

$$b > a$$



Condición	No	-
b	0	m
a	0.2	m
ϕ_a	1	-

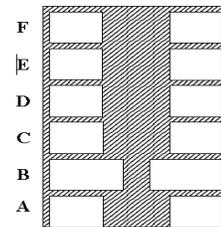
Tabla 74. Irregularidad Tipo 5Aa Y 5bA (Piso débil y Piso débil extremo)

Tipo 5aA — Piso débil
 $\phi_a = 0.9$

$$0.65 \text{ Resist. Piso C} \leq \text{Resist. Piso B} < 0.80 \text{ Resist. Piso C}$$

Tipo 5bA — Piso débil extremo
 $\phi_a = 0.8$

$$\text{Resistencia Piso B} < 0.65 \text{ Resistencia Piso C}$$



$\phi_{5a} =$	1
---------------	---

Tabla 75. Resumen de irregularidades de planta y altura

Planta	ϕ_p
1aP	1.0
1bP	1.0
2P	1.0
3P	1.0
4P	1.0
5P	1.0
Φ_p	1.0

Altura	ϕ_a
1aA	1.0
1bA	1.0
2A	1.0
3A	1.0
4A	1.0
5aA	1.0
5bA	1.0
Φ_a	1.0

3.1.2.4.3 *Irregularidad por redundancia.* Debido a que se desconoce si la falla de cualquiera de las diagonales o sus conexiones al pórtico resulta en una reducción de más del 33 por ciento de la resistencia ante fuerzas horizontales del piso (el sistema presenta tres vanos), el sistema completo se considera como irregular en redundancia y su coeficiente será igual a lo indicado en la NSR-10.

$$\Phi_r=0.75$$

3.1.2.5 *Combinaciones de carga.* La función de las combinaciones de cargas consiste en combinar todas las solicitudes de cargas que se verán sometidas en el proyecto, para que el análisis de la estructura sea un modelo realista y severo. El análisis de las combinaciones de carga para diseñar se realizó según B.2.4 (cargas mayoradas que utilizan coeficientes de aumento en las cargas) y para el análisis de esfuerzo admisible del suelo se realizó como lo indica A.1.3.5 (b) con las combinaciones de carga de B.2.3, que son combinaciones de carga de servicio (cargas no mayoradas). Los coeficientes de aumento de las combinaciones de B.2.4 son valores determinados en investigaciones estadísticas, en que refleja casos severos de cargas que se puede ver presentes en el mismo momento en la estructura durante su vida útil.

Las principales cargas en esta estructura corresponden: carga muerta (D), carga viva (L), carga sísmica (E) y carga de viento (W).

Tabla 76. Cargas de diseño con coeficientes utilizadas.

B.2.4	D	L	Ex	Ey	H	W	Edx	Edy	F	Lr	G	Le	T
Combo B.2.4-1	1.4								1.4				
Combo B.2.4-2.1	1.2	1.6			1.2				1.2	0.5			1.2
Combo B.2.4-2.2	1.2	1.6			1.2				1.2		0.5		1.2
Combo B.2.4-2.3	1.2	1.6			1.2				1.2			0.5	1.2
Combo B.2.4-3.1	1.2	1							1.2	1.6			
Combo B.2.4-3.2	1.2	1							1.2		1.6		
Combo B.2.4-3.3	1.2	1							1.2			1.6	
Combo B.2.4-3.4	1.2					0.5			1.2	1.6			
Combo B.2.4-3.5	1.2					0.5			1.2		1.6		
Combo B.2.4-3.6	1.2					0.5			1.2			1.6	
Combo B.2.4-4.1	1.2	1				1			1.2	0.5			
Combo B.2.4-4.2	1.2	1				1			1.2		0.5		
Combo B.2.4-4.3	1.2	1				1			1.2			0.5	
Combo B.2.4-5X	1.2	1	1	0.3			1	0.3	1.2				
Combo B.2.4-5Y	1.2	1	0.3	1			0.3	1	1.2				
Combo B.2.4-6	0.9				1.2	1							
Combo B.2.4-7X	0.9		1	0.3	1.2		1	0.3	0.9				
Combo B.2.4-7Y	0.9		0.3	1	1.2		0.3	1	0.9				

Tabla 77. Combos de diseño.

B.2.4	COMBOS-B.2.4
Combo B.2.4-1	1.4D
Combo B.2.4-2.1	1.2D+1.6L
Combo B.2.4-2.2	
Combo B.2.4-2.3	
Combo B.2.4-3.1	1.2D+1L
Combo B.2.4-3.2	
Combo B.2.4-3.3	
Combo B.2.4-3.4	1.2D+0.5W
Combo B.2.4-3.5	
Combo B.2.4-3.6	
Combo B.2.4-4.1	1.2D+1L+1W
Combo B.2.4-4.2	
Combo B.2.4-4.3	
Combo B.2.4-5X	1.2D+1L+1Ex+0.3Ey
Combo B.2.4-5Y	1.2D+1L+0.3Ex+1Ey
Combo B.2.4-6	0.9D+1W
Combo B.2.4-7X	0.9D+1Ex+0.3Ey
Combo B.2.4-7Y	0.9D+0.3Ex+1Ey

Tabla 78. Cargas de presión admisibles utilizadas.

D	L	Ex	Ey	H	W	Edx	Edy	F	Lr	G	Le	T
1								1				
1	1			1				1				1
1				1				1	1			
1				1				1		1		
1				1				1			1	
1	0.75			1				1	0.75			0.75
1	0.75			1				1		0.75		0.75
1	0.75			1				1			0.75	0.75
1				1	1			1				
1		0.7	0.21	1		0.7	0.21	1				
1		0.21	0.7	1		0.21	0.7	1				
1	0.75			1	0.75			1	0.75			
1	0.75			1	0.75			1		0.75		
1	0.75			1	0.75			1			0.75	
1	0.75	0.525	0.158	1		0.525	0.158	1	0.75			
1	0.75	0.525	0.158	1		0.525	0.158	1		0.75		
1	0.75	0.525	0.158	1		0.525	0.158	1			0.75	
1	0.75	0.158	0.525	1		0.158	0.525	1	0.75			
1	0.75	0.158	0.525	1		0.158	0.525	1		0.75		
1	0.75	0.158	0.525	1		0.158	0.525	1			0.75	
0.6				1	1							
0.6		0.7	0.21	1		0.7	0.21					
0.6		0.21	0.7	1		0.21	0.7					

Tabla 79. Combos de presión admisible.

B.2.3	COMBOS-B.2.3
Combo B.2.3-1	1D
Combo B.2.3-2	1D+1L
Combo B.2.3-3.1	
Combo B.2.3-3.2	
Combo B.2.3-3.3	
Combo B.2.3-4.1	1D+0.75L
Combo B.2.3-4.2	
Combo B.2.3-4.3	
Combo B.2.3-5	1D+1W
Combo B.2.3-6X	1D+0.7Ex+0.21Ey
Combo B.2.3-6Y	1D+0.21Ex+0.7Ey
Combo B.2.3-7.1	1D+0.75L+0.75W
Combo B.2.3-7.2	
Combo B.2.3-7.3	
Combo B.2.3-8.1X	1D+0.75L+0.525Ex+0.158Ey
Combo B.2.3-8.2X	
Combo B.2.3-8.3X	
Combo B.2.3-8.1Y	1D+0.75L+0.158Ex+0.525Ey
Combo B.2.3-8.2Y	
Combo B.2.3-8.3Y	
Combo B.2.3-9	0.6D+1W
Combo B.2.3-10X	0.6D+0.7Ex+0.21Ey
Combo B.2.3-10Y	0.6D+0.21Ex+0.7Ey

3.1.2.6 Análisis de derivas de primer orden

Tabla 80. Derivas por piso y dirección

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
N+15.00	Max Drift X	SPECX	64-1	8	17	13.5	0.002012	
N+15.00	Max Drift Y	SPECX	33-1	1	9	13.5		0.000103
N+15.00	Max Drift X	SPECY	64-1	8	17	13.5	0.000102	
N+15.00	Max Drift Y	SPECY	39-1	15	9	13.5		0.002131
N+12.00	Max Drift X	SPECX	64-1	8	17	10.5	0.002541	
N+12.00	Max Drift Y	SPECX	33-1	1	9	10.5		0.000129
N+12.00	Max Drift X	SPECY	64-1	8	17	10.5	0.000128	
N+12.00	Max Drift Y	SPECY	39-1	15	9	10.5		0.002631
N+9.00	Max Drift X	SPECX	64-1	8	17	7.5	0.00282	
N+9.00	Max Drift Y	SPECX	33-1	1	9	7.5		0.000142
N+9.00	Max Drift X	SPECY	64-1	8	17	7.5	0.000141	
N+9.00	Max Drift Y	SPECY	39-1	15	9	7.5		0.002873
N+6.00	Max Drift X	SPECX	66.00	15	17	6	0.002846	
N+6.00	Max Drift Y	SPECX	40.00	1	9.667	6		0.000143
N+6.00	Max Drift X	SPECY	66.00	15	17	6	0.000142	
N+6.00	Max Drift Y	SPECY	66.00	15	17	6		0.002875
N+3.00	Max Drift X	SPECX	66.00	15	17	3	0.001916	
N+3.00	Max Drift Y	SPECX	62.00	1	17	3		0.000102
N+3.00	Max Drift X	SPECY	66.00	15	17	3	0.000102	
N+3.00	Max Drift Y	SPECY	66.00	15	17	3		0.00191

Tabla 81. Resumen numérico de derivas por piso y dirección

i	Nivel	SPECX				SPECY			
		$\Delta X X$	$\Delta X Y$	$\Delta X T$	chequeo X	$\Delta Y X$	$\Delta Y Y$	$\Delta Y T$	chequeo Y
5	N+15.00	0.2012	0.0103	0.2015	Ok	0.0102	0.2131	0.2133	Ok
4	N+12.00	0.2541	0.0129	0.2544	Ok	0.0128	0.2631	0.2634	Ok
3	N+9.00	0.2820	0.0142	0.2824	Ok	0.0141	0.2873	0.2876	Ok
2	N+6.00	0.2846	0.0143	0.2850	Ok	0.0142	0.2875	0.2879	Ok
1	N+3.00	0.1916	0.0102	0.1919	Ok	0.0102	0.1910	0.1913	Ok

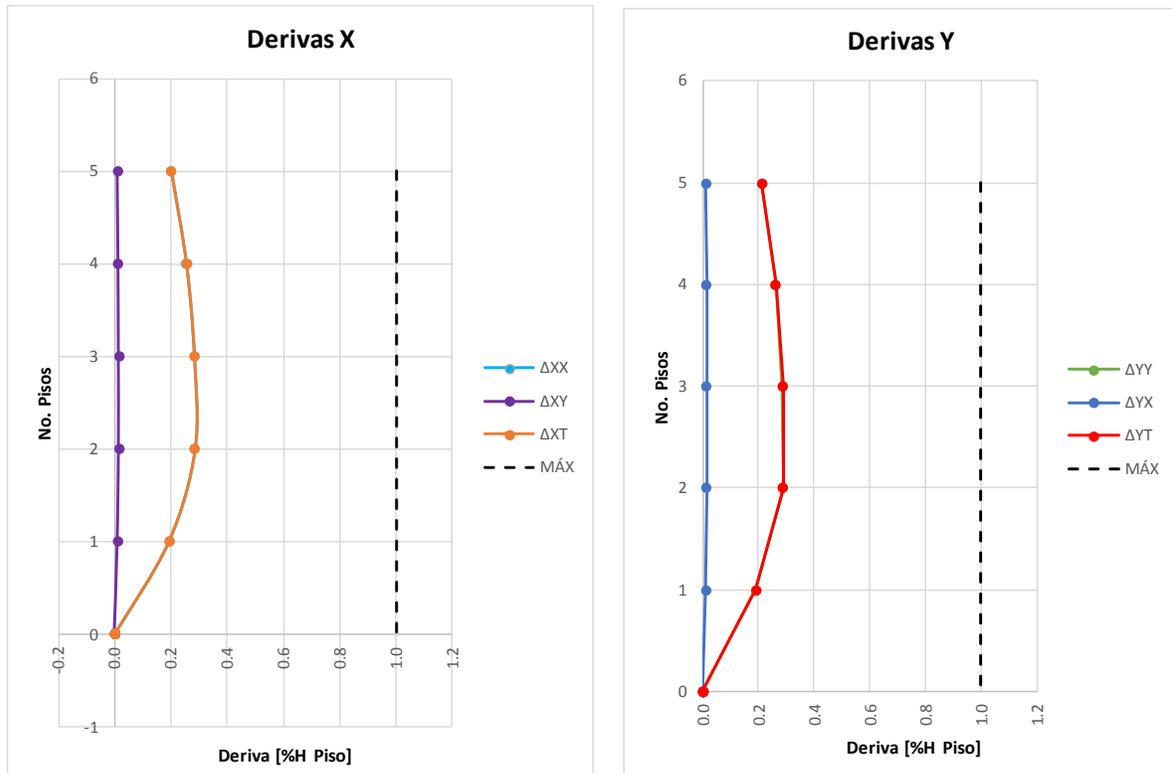


Figura 40. Reporte gráfico de derivas por piso y dirección.

3.1.3 **Método Directo.** El análisis por el Método Directo se determinó basado en el Capítulo C del American Aluminum Design Manual “AA” [20] y del capítulo 3 de la Guía de Diseño 28 del AISC.

3.1.3.1 **Requisitos para el diseño por estabilidad.** El diseño por estabilidad se define como la condición alcanzada en la carga de un componente, pórtico o estructura en la cual una ligera perturbación en sus cargas o geometría no produce grandes desplazamientos

En el análisis estructural, para todas las combinaciones de carga mayorada, deben considerarse:

- 1) Deformaciones por flexión, axial y cortante
- 2) Efectos $P-\Delta$ y $P-\delta$
- 3) Imperfecciones geométricas (desplome y falta de rectitud)
- 4) Reducción de la rigidez por comportamiento inelástico
- 5) Incertidumbre en la rigidez y la resistencia.

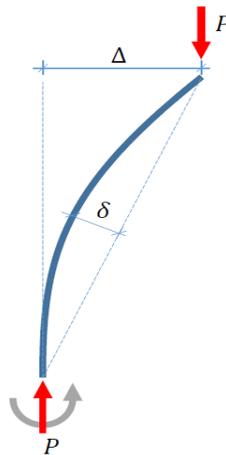


Figura 41. Solicitudes en un elemento a compresión por efectos $P-\Delta$ y $P-\delta$.

Efectos de segundo orden por el método directo:

- No se requieren factores de longitud efectiva ($k=1.0$)
- Fuerzas internas más precisas
- Aplica para cualquier tipo de estructuras

3.1.3.2 Procedimiento.

- 1) Aplicar una carga nocional $N_i=0.02Y_i$ (Y_i son cargas gravitacionales)
- 2) Reducir
 - a. Rigidez axial: $EA^*=0.8EA$

- b. Rigidez a flexión: $EI^*=0.8EI$
 3) Reducción adicional de la rigidez a flexión: $EI^*=0.8\tau EI$

Donde sí:

$$\frac{p_u}{p_y} \leq 0.5 \rightarrow \tau = 1.0 \quad ; \quad \frac{p_u}{p_y} > 0.5 \rightarrow \tau = 0.4 \frac{p_u}{p_y} \left(1 - \frac{p_u}{p_y} \right)$$

Hay dos opciones:

- I. Si $p_u/p_y > 0.5$ calcular τ
- II. Si $p_u/p_y > 0.5$ dejar $\tau = 1.0$ y adicionar una carga nocional extra de $0.001Y_i$

- 4) Aplicación en las combinaciones de carga
- a. Se calcula Δ_2/Δ_1 (Δ_2 : Deriva segundo orden, Δ_1 : Deriva de primer orden)
 - b. Hacer lo siguiente:
 - i. Si $\Delta_2/\Delta_1 < 1.50^*$ (aplicar solo las combinaciones de carga vertical)
 - ii. Si $\Delta_2/\Delta_1 > 1.50^*$ (se debe aplicar en todas las combinaciones de carga)
 *El factor de 1.50 es si se calcula las derivas con las rigidices de las secciones brutas, si las derivas se calculan con las rigidices de las secciones fisuradas, el factor es 1.71.

3.1.3.3 *Análisis de derivas de segundo orden.*

Tabla 82. Derivas por piso y dirección

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
N+15.00	Max Drift X	SPECX	64-1	8	17	13.5	0.00265182	0
N+15.00	Max Drift Y	SPECX	33-1	1	9	13.5	0	0.00013225
N+15.00	Max Drift X	SPECY	64-1	8	17	13.5	0.00013444	0
N+15.00	Max Drift Y	SPECY	39-1	15	9	13.5	0	0.0027362
N+12.00	Max Drift X	SPECX	64-1	8	17	10.5	0.00334904	0
N+12.00	Max Drift Y	SPECX	33-1	1	9	10.5	0	0.00016564
N+12.00	Max Drift X	SPECY	64-1	8	17	10.5	0.0001687	0
N+12.00	Max Drift Y	SPECY	39-1	15	9	10.5	0	0.0033782
N+9.00	Max Drift X	SPECX	64-1	8	17	7.5	0.00371676	0
N+9.00	Max Drift Y	SPECX	33-1	1	9	7.5	0	0.00018233
N+9.00	Max Drift X	SPECY	64-1	8	17	7.5	0.00018584	0
N+9.00	Max Drift Y	SPECY	39-1	15	9	7.5	0	0.00368893
N+6.00	Max Drift X	SPECX	66.00	15	17	6	0.00375103	0
N+6.00	Max Drift Y	SPECX	40.00	1	9.667	6	0	0.00018361
N+6.00	Max Drift X	SPECY	66.00	15	17	6	0.00018716	0
N+6.00	Max Drift Y	SPECY	66.00	15	17	6	0	0.0036915
N+3.00	Max Drift X	SPECX	66.00	15	17	3	0.00252529	0
N+3.00	Max Drift Y	SPECX	62.00	1	17	3	0	0.00013097
N+3.00	Max Drift X	SPECY	66.00	15	17	3	0.00013444	0
N+3.00	Max Drift Y	SPECY	66.00	15	17	3	0	0.00245244

Tabla 83. Resumen numérico de derivas por piso y dirección

i	Nivel	SPECX				SPECY			
		ΔX	ΔY	ΔT	chequeo X	ΔYX	ΔYY	ΔYT	chequeo Y
5	N+15.00	0.2652	0.0132	0.2655	Ok	0.0134	0.2736	0.2740	Ok
4	N+12.00	0.3349	0.0166	0.3353	Ok	0.0169	0.3378	0.3382	Ok
3	N+9.00	0.3717	0.0182	0.3721	Ok	0.0186	0.3689	0.3694	Ok
2	N+6.00	0.3751	0.0184	0.3756	Ok	0.0187	0.3692	0.3696	Ok
1	N+3.00	0.2525	0.0131	0.2529	Ok	0.0134	0.2452	0.2456	Ok

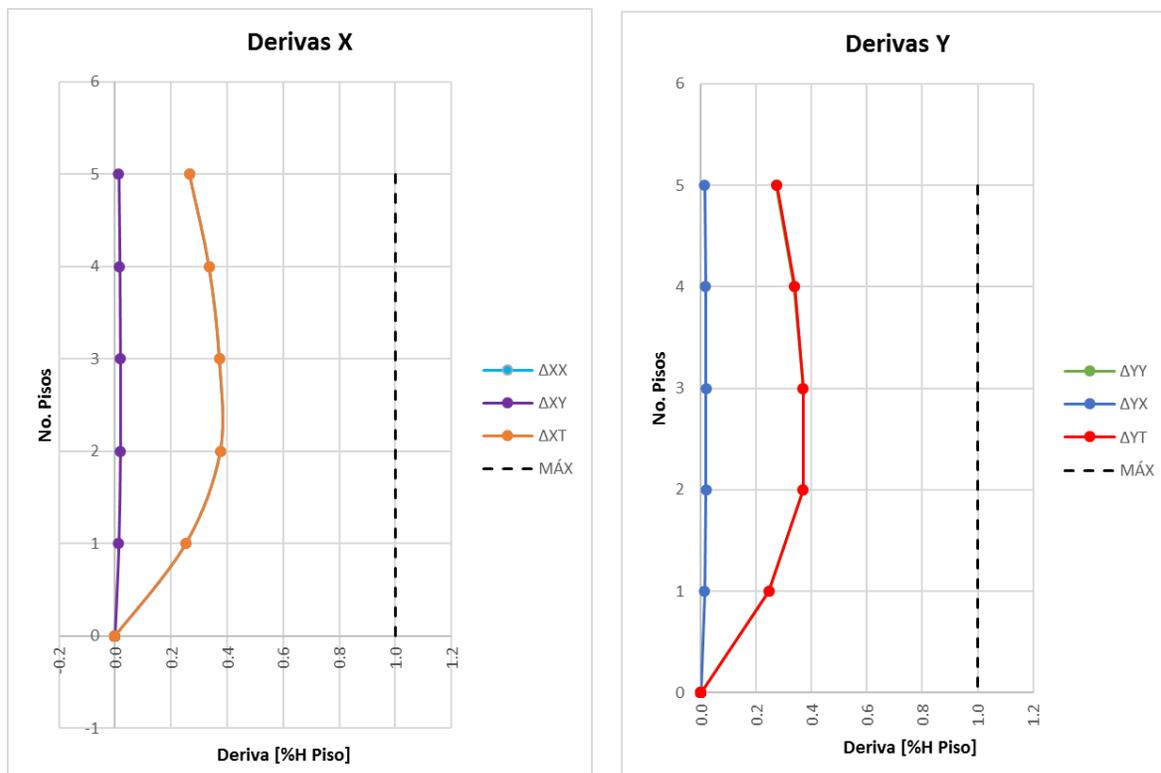


Figura 42. Reporte gráfico de derivas de segundo orden por piso y dirección.

3.1.3.4 Carga nocional (Fuerzas ficticias).

Para las dos direcciones, las derivas de segundo orden divididas sobre las derivas de primer orden son inferiores a 1.50, por lo que solo se aplicaran cargas nocionales a las cargas

Análisis	Deriva X	Deriva Y
Primer Orden	0.002012	0.000103
Segundo Orden	0.002652	0.000132
Segundo Orden/ Primer Orden	1.318	1.284

gravitacionales y no se deben tener en cuenta las cargas nocionales en las combinaciones con carga sísmica.

3.1.4 Modelo estructural

3.1.4.1 **Descripción.** El análisis estructural se hizo con la ayuda del programa de computadora. El procedimiento consistió en construir un modelo matemático de análisis tridimensional elástico con múltiples grados de libertad y amortiguamiento igual al 5% del amortiguamiento crítico, suponiendo un diafragma rígido en cada entrepiso, considerando las no linealidades producidas por los efectos $P-\Delta$ y asumiendo que los materiales tengan propiedades isotrópicas. A las vigas y columnas se les dio un tratamiento de elementos tipo Frame, mientras que las losas se consideraron elementos tipo membrane. El análisis realizado, tanto para fuerzas gravitacionales como para fuerzas sísmicas, es estático. En el caso del análisis sísmico consistió en introducir el valor S_a (valor de la aceleración como fracción de la gravedad) y el exponente k de la ecuación A.4.3-3 del título A de la NSR-10, además de introducir una excentricidad de 5% en el diafragma para cada dirección de estudio.

3.1.4.2 **Geometría del modelo.** Se ha tenido cuidado, de que la geometría de la estructura coincida en lo mayor posible con la propuesta arquitectónica planteada, siéndole obligado a utilizar diferencias, solamente en los casos, en que existan limitaciones por parte del modelo. Para este modelo no se modelaron las viguetas, si no que se incluyeron como carga.

Altura de niveles:

Story Data

Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
6	N+15.00	15	No	NONE	No	0
5	N+12.00	12	No	NONE	No	0
4	N+9.00	9	No	NONE	No	0
3	N+6.00	6	No	NONE	No	0
2	N+3.00	3	No	NONE	No	0
1	BASE	0				

Reset Selected Rows:

Height: 3 [Reset] Units: Change Units [Ton-m] [v]

Master Story: No [Reset]

Similar To: NONE [Reset]

Splice Point: [Reset]

Splice Height: 0 [Reset]

[OK] [Cancel]

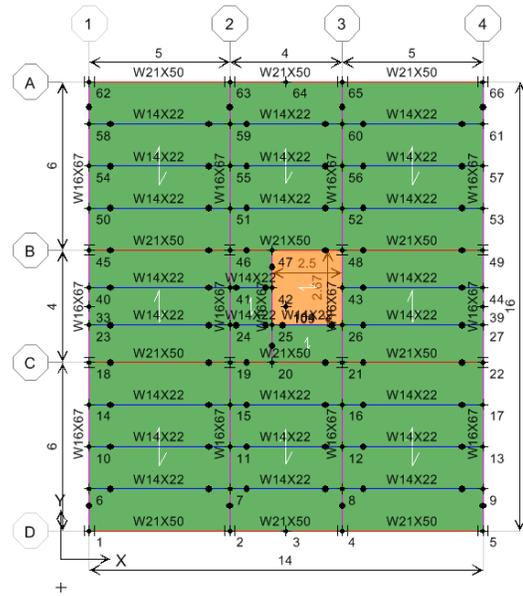


Figura 43. Alturas de entresuelo.

VISTA DEL MODELO

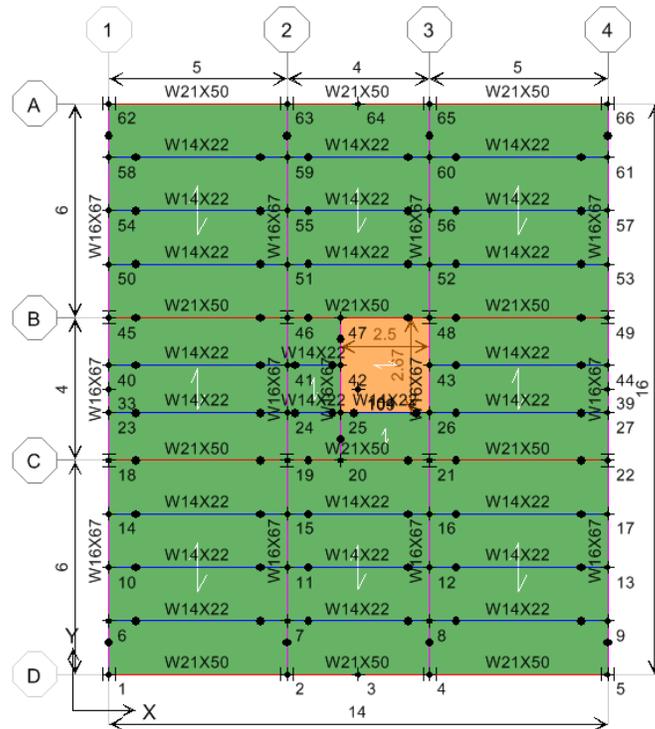


Figura 44. Vista en planta de la estructura.

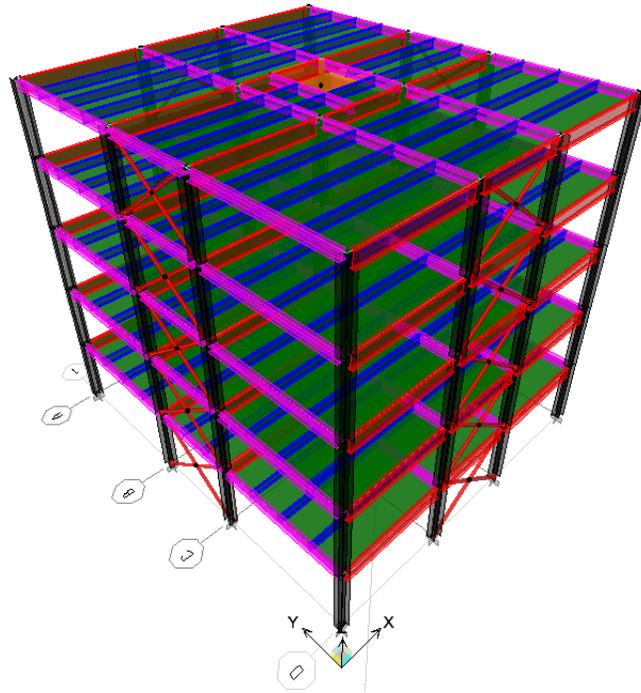


Figura 45. Vista 3D de la estructura.

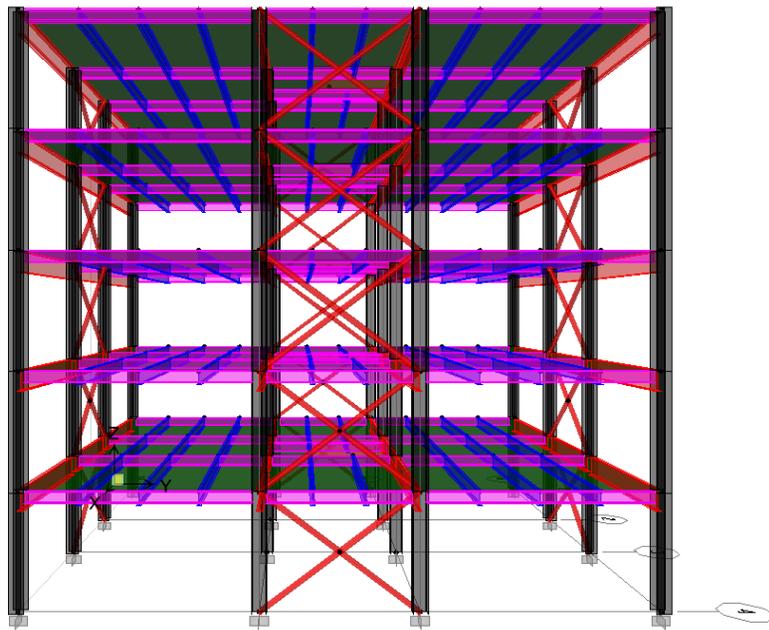


Figura 46. Vista frontal de la estructura.

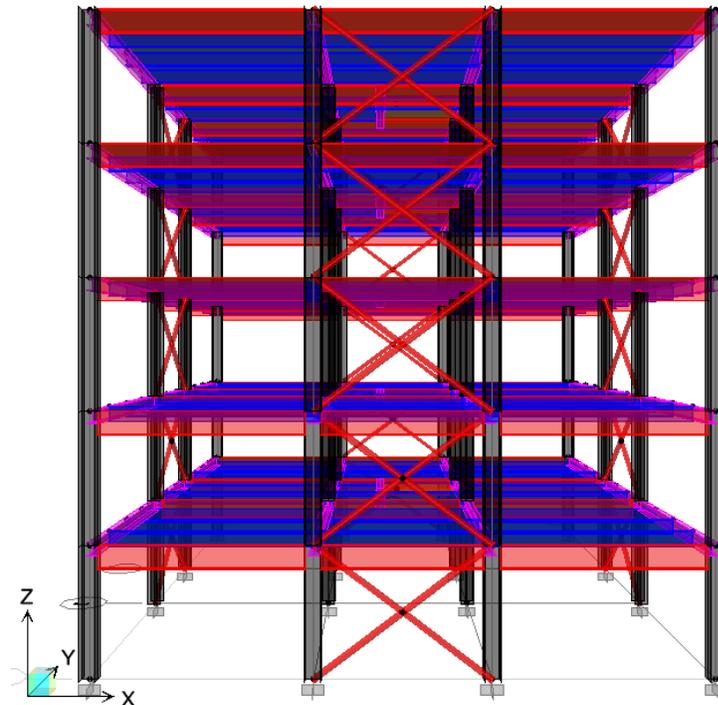


Figura 47. Vista lateral de la estructura.

3.1.4.3 **Cargas utilizadas en el modelo.** Se muestran las cargas utilizadas en el modelo, como carga muerta, viva, de viento y sísmica.

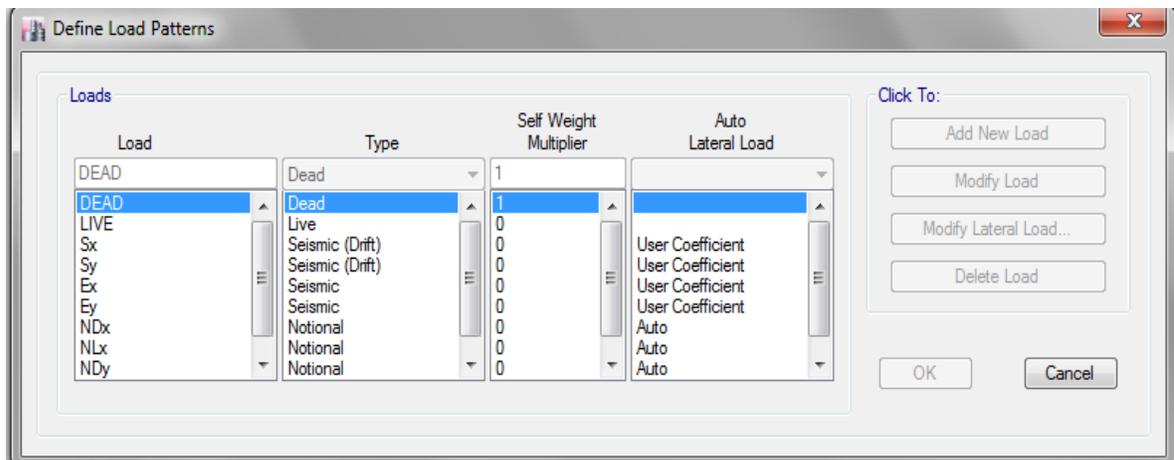


Figura 48. Cargas en el modelo utilizado.

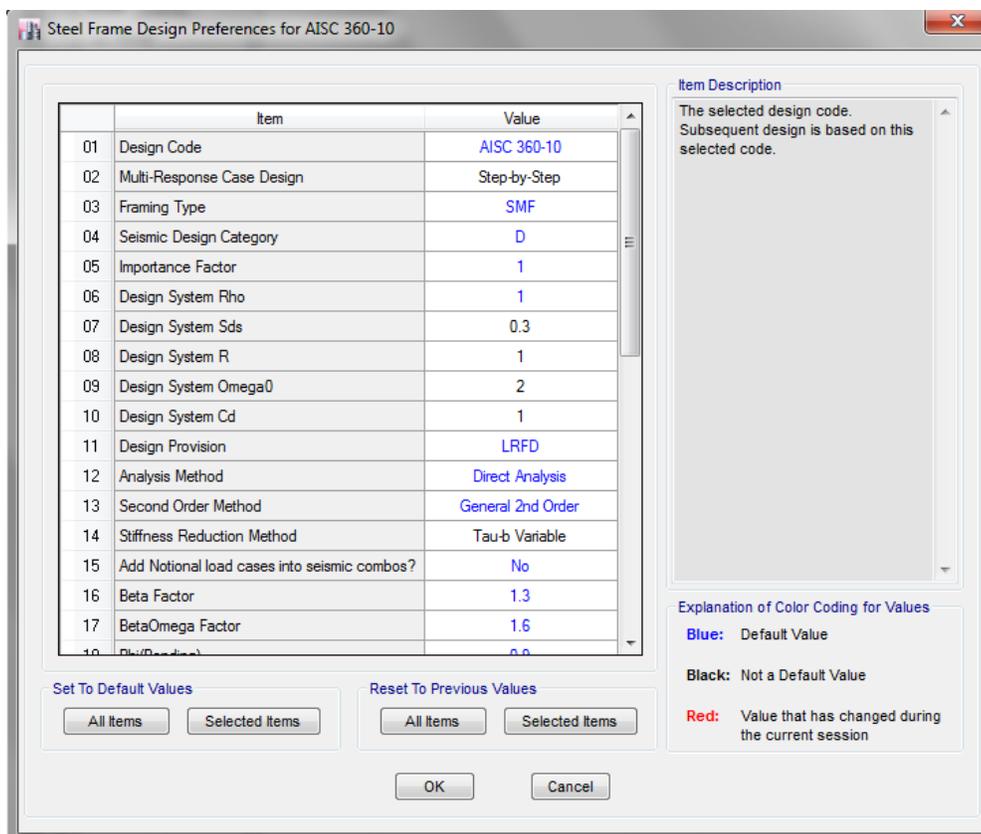


Figura 49. Definición de análisis en el modelo.

$$s_{ds} = \frac{2.5 * A_a * F_a}{R} = \frac{2.5 * 0.10 * 1.2}{1} = 0.30$$

El coeficiente **C** que aparece en las figuras de abajo, es igual al valor **S_a** (valor del espectro en que la aceleración es constante) y el parámetro **k**, es el exponente de la variación en altura del método de FHE del título A.4.

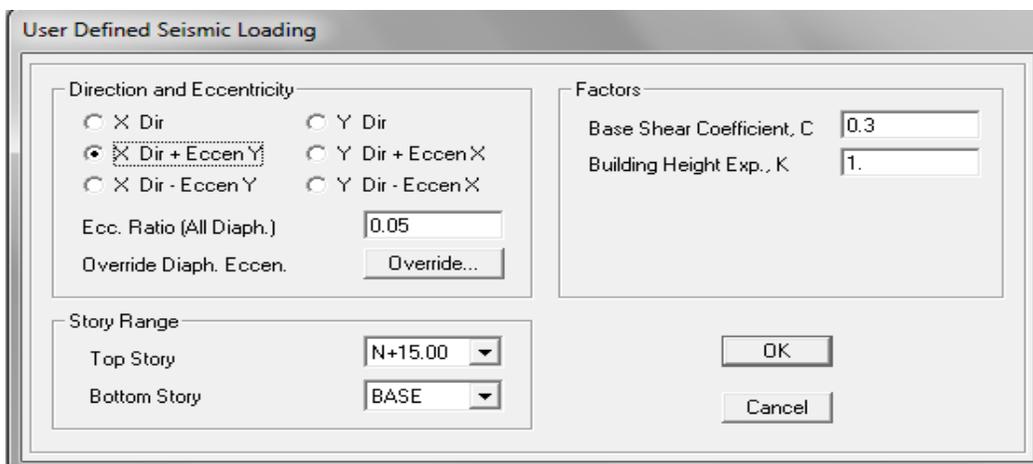


Figura 50. Definición de FHE en X.

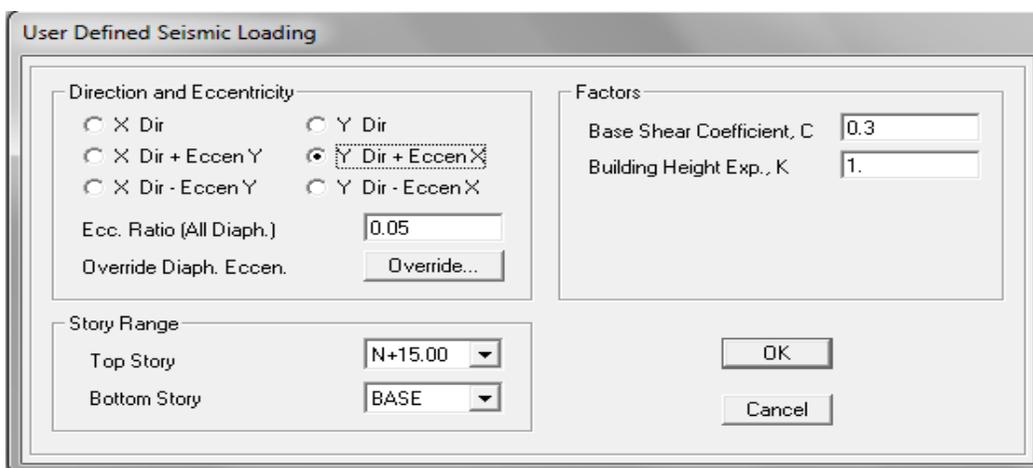


Figura 51. Definición de FHE en Y.

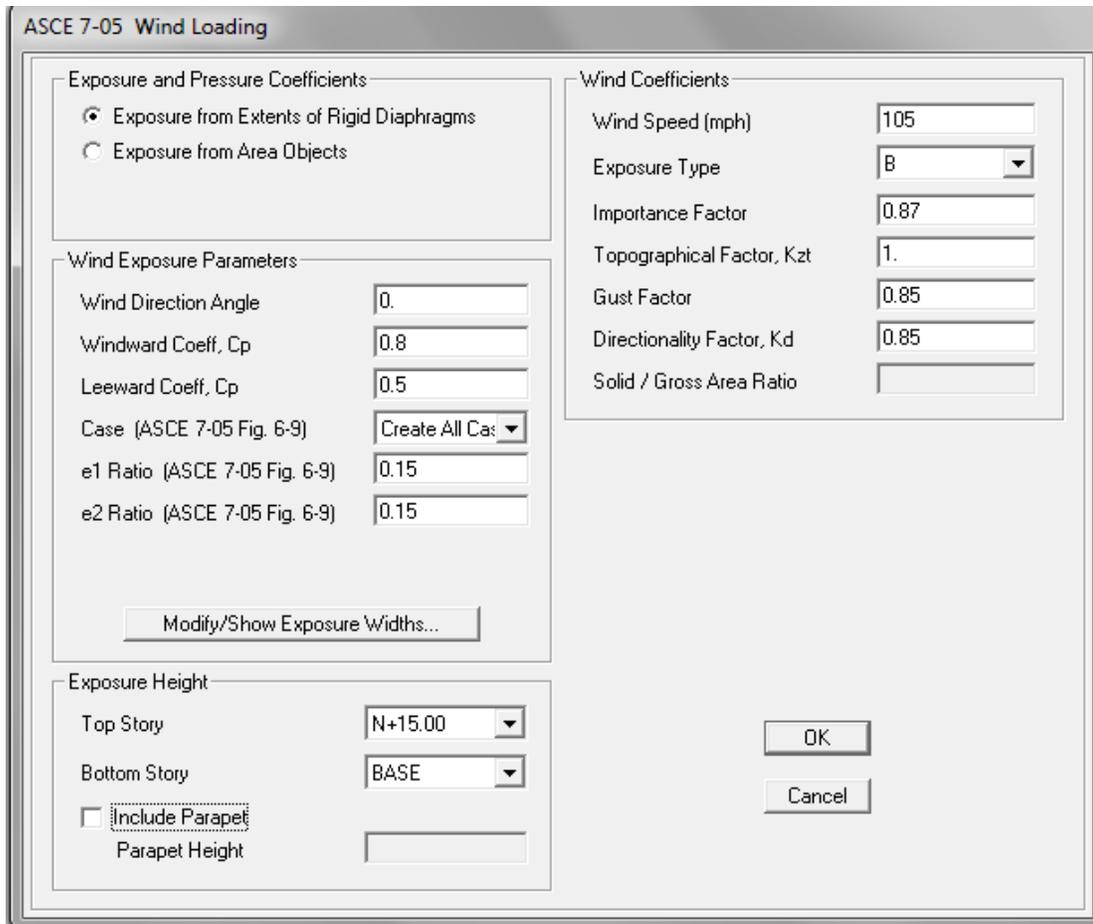


Figura 52. Carga de Viento.

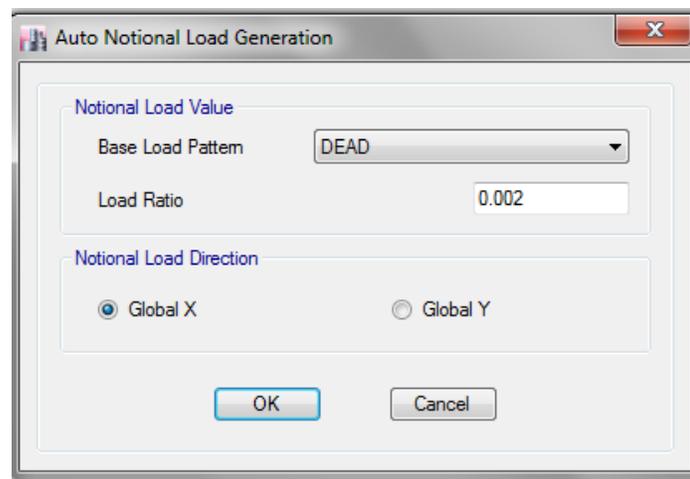


Figura 53. Definición de carga notional por carga muerta en X.

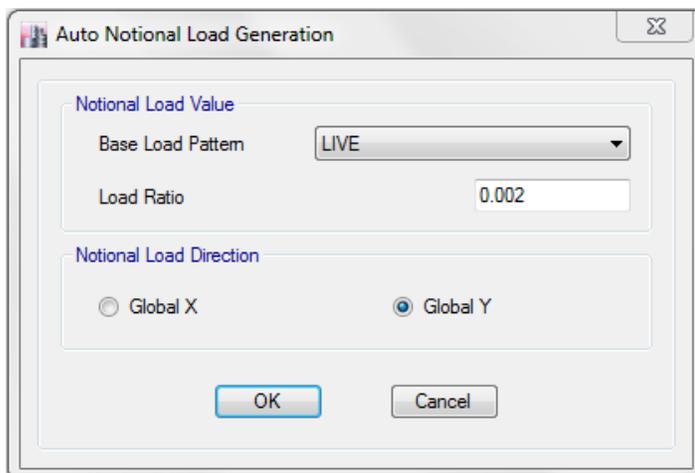


Figura 54. Definición de carga nocional por carga viva en Y.

Tabla 84. Combinaciones de carga teniendo en cuenta el Método Directo.

Comb1 = $1.4D + N_x$
Comb2 = $1.4D - N_x$
Comb3 = $1.4D + N_y$
Comb4 = $1.4D - N_y$
Comb5 = $1.2D + 1.6S + N_x$
Comb6 = $1.2D + 1.6S - N_x$
Comb7 = $1.2D + 1.6S + N_y$
Comb8 = $1.2D + 1.6S - N_y$
Comb9 = $1.2D + 0.5S + 1.6W_x$
Comb10 = $1.2D + 0.5S - 1.6W_x$
Comb11 = $1.2D + 0.5S + 1.6W_y + N_y$
Comb12 = $1.2D + 0.5S - 1.6W_y - N_y$
Comb13 = $1.2D + 1.6S + 0.8W_x$
Comb14 = $1.2D + 1.6S - 0.8W_x$
Comb15 = $1.2D + 1.6S + 0.8W_y + N_y$
Comb16 = $1.2D + 1.6S - 0.8W_y - N_y$
Comb17 = $0.9D + 1.6W_x$
Comb18 = $0.9D - 1.6W_x$
Comb19 = $0.9D + 1.6W_y + N_y$
Comb20 = $0.9D - 1.6W_y - N_y$

3.2 Viga secundaria

3.2.1 Geometría y materiales

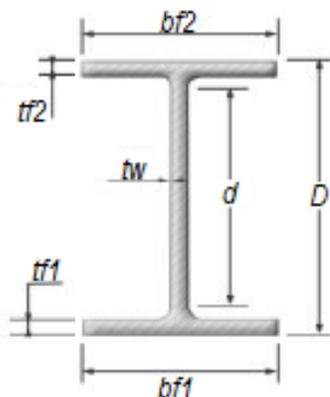


Figura 55. Geometría de la viga.

Propiedad	Valor
Módulo de elasticidad del aluminio E_s [MPa]	70000
Módulo de cortante del aluminio G [MPa] $\left(\frac{E_s}{2(1+\nu)}\right)$	26600
Esfuerzo límite para flexión y fluencia total p_o [MPa]	240
Esfuerzo límite para capacidad local de la sección a tensión o compresión p_a [MPa]	260
Esfuerzo límite a cortante p_v [MPa]	145
Peso W_s [kgf/m]	$74.4 * \left(\frac{2.71}{7.85}\right) = 25.68$

Tabla 85. Propiedades de los Materiales.

Elemento	Valor
Perfil	W21X50
Luz de cálculo L [m]	5.0
Longitud no arriostrada Lb [m]	5.0
Altura total de la viga D [cm]	52.832
Altura del alma de la viga d [cm]	50.112
Espesor del alma tw [cm]	0.965
Ancho de la aleta inferior bf1 [cm]	16.59
Espesor de la aleta inferior tf1 [cm]	1.36
Ancho de la aleta superior bf2 [cm]	16.59
Espesor de la aleta superior tf2 [cm]	1.36
Centroide del perfil Yb [cm]	26.42
Área del perfil As [cm ²]	94.84
Inercia en el eje fuerte Ix [cm ⁴]	40957
Radio de giro en el eje fuerte rx [cm]	20.8
Módulo de sección elástico en el eje fuerte Sx [cm ³]	1550
Módulo de sección plástico en el eje fuerte Zx [cm ³]	1803
Inercia en el eje débil Iy [cm ⁴]	1036
Radio de giro en el eje débil ry [cm]	3.31

Módulo de sección elástico en el eje débil S_y [cm ³]	125
Módulo de sección plástico en el eje débil Z_y [cm ³]	200
Constante de alabeo C_w [cm ⁶]	20514
Coefficiente de torsión de Saint Venant J [cm ⁴]	47.45

3.2.2 **Solicitudes de carga.** Las solicitudes de carga se obtuvieron del software de estructuras, a continuación, se muestran los resultados de los mayores valores de cargas de la combinación más crítica que se obtuvo del software.

3.2.2.1 **Cargas últimas.** Se tomaron los valores de la combinación que producía mayores resultados.

Tabla 86. Mayor valor de cargas últimas de la viga.

Solicitud	Valor
Momento último máximo M_{ux} [kgf*m]	15905
Cortante último máximo V_{ux} [kgf]	11314
Cortante en zona de máximo momento V_{ua} [kgf]	1600

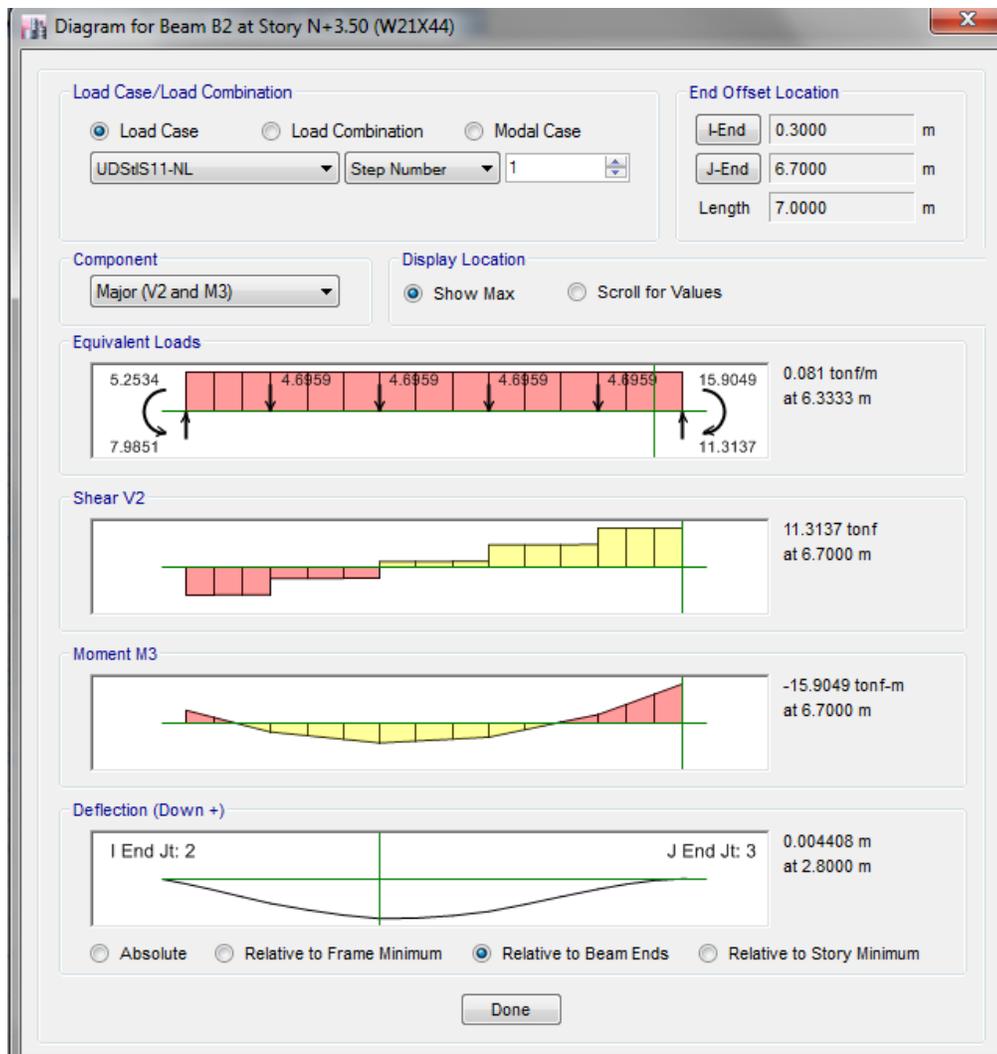
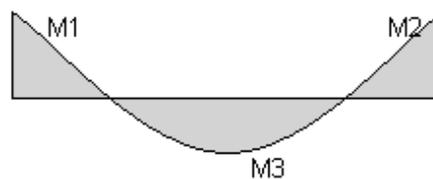


Figura 56. Solicitud de cargas ultimas de la viga (caso más crítico).

3.2.2.2 Cargas de servicio

Momento	Valor [kgf*m]
M1	6634



M2	6634
M3	4225

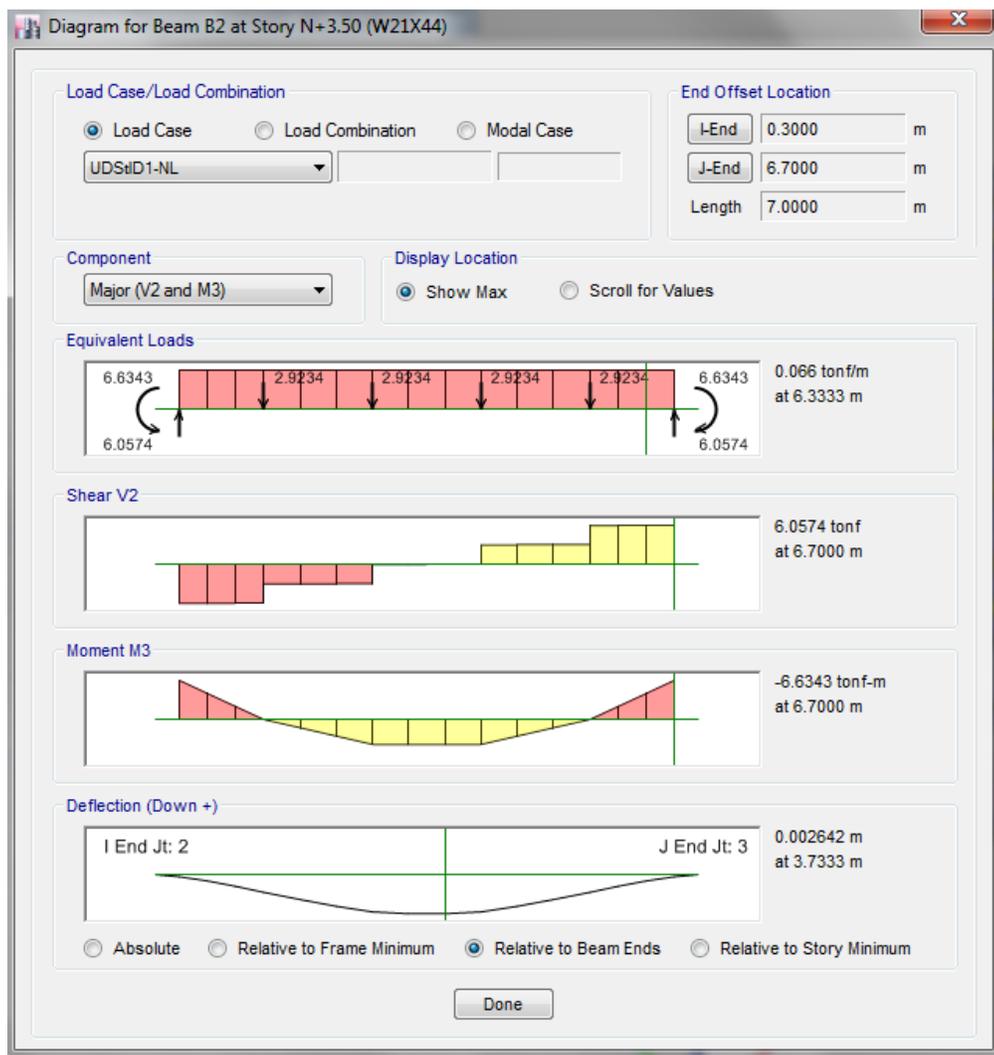


Figura 57. Solicitud de cargas de servicio de la viga (caso más crítico).

3.2.3 Análisis de deflexiones

Deflexión por carga de servicio:

$$\Delta_{servicio} = 0.002642 \text{ m} = 2.642 \text{ mm}$$

Deflexión admisible:

$$\Delta_{servicio.Adm} = \frac{L}{240} = \frac{5.0}{240} * 1000 = 20.83 \text{ mm}$$

$$\Delta_{servicio.Adm} > \Delta_{servicio} \rightarrow Ok$$

3.2.4 Geometría efectiva

3.2.4.1 Clasificación de la sección y pandeo Local

3.2.4.1.1 *Clasificación de la sección.* La clasificación de la sección se determinó basada en F.5.4.3.3 del Título F de la NSR-10.

El procedimiento consiste en clasificar los elementos individuales que conforman la sección, exceptuando cualquier elemento sometido totalmente a tensión. La clasificación de la sección se toma como la del elemento menos favorable.

Clasificación	Viga (resistencia a momento)	Columna (resistencia a Compresión)	Incidencia
Compacta	$\beta \leq \beta_1$	$\beta \leq \beta_0$	El pandeo local puede ignorarse

Semi-compacta	$\beta_1 < \beta \leq \beta_0$	No aplica	La sección puede desarrollar un momento igual a po veces el módulo elástico de la sección
Esbelta	$\beta > \beta_0$	$\beta > \beta_0$	La resistencia a se reduce por pandeo local prematuro con un esfuerzo en la fibra extrema menor que po .

Los parámetros β_0 y β_1 se definen en la siguiente tabla:

Tabla 87. Valores límite de β (Tabla F.5.4.3-1.)

Elementos	β_0		β_1	
	No soldado	Soldado	No soldado	Soldado
Elementos salientes	7 ϵ	6 ϵ	6 ϵ	5 ϵ
Elementos internos	22 ϵ	18 ϵ	18 ϵ	15 ϵ

Se recalca que un elemento saliente y un elemento interno es análogo a un elemento no atiesado y atiesado respectivamente, si se quiere guiar con la nomenclatura del AISC.

Notas:

- Un elemento se considera soldado si contiene soldadura en un borde o en cualquier punto de su ancho. Sin embargo, cuando se evalúa la estabilidad de una sección transversal particular de un miembro, se permite considerar el elemento como no soldado si no contiene soldadura en esa sección, aunque esté soldado en cualquier otro lugar de su longitud.

- En un elemento soldado, la clasificación es independiente de la extensión de la zona afectada por el calor.

Parámetro ε :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{250}{p_o \text{ [MPa]}}} = \sqrt{\frac{250}{240}} = 1.02$$

3.2.4.1.2 *Parámetro de esbeltez β* . El parámetro de esbeltez se determinó basado en F.5.4.3.2 del Título F de la NSR-10.

El Título F.5 propone cuatro tipos de elementos para definir el parámetro de esbeltez:

- Elementos planos no reforzados (saliente o interno)
- Elementos planos reforzados (saliente o interno)
- Elementos curvos internos
- Tubos redondos

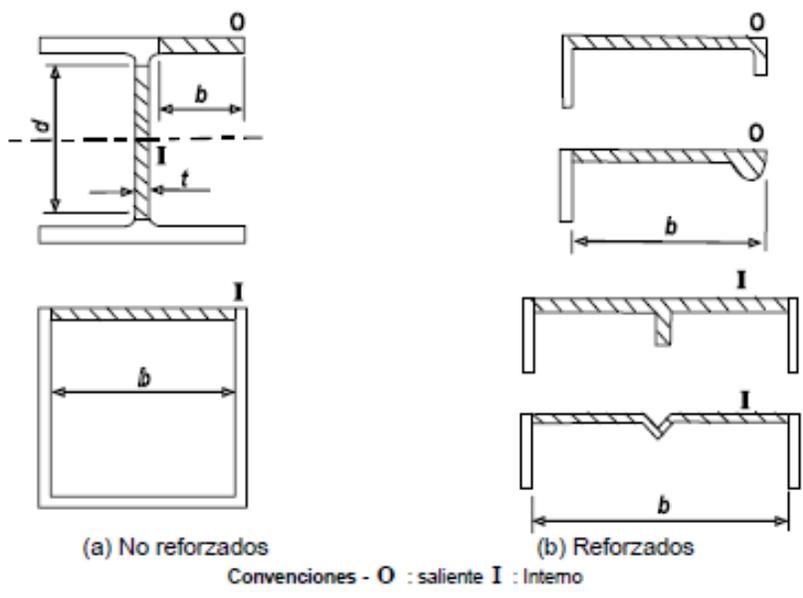


Figura 58. Tipos de elementos planos (Figura F.5.4.3-1)

El parámetro de esbeltez del perfil para elementos plano no reforzado se define a continuación:

Tabla 88. Evaluación del parámetro β .

Análisis	β	Aplica
Elemento sometido a compresión uniforme	b/t	No
Elemento sometido a un gradiente de esfuerzos		
1) Elemento interno con un gradiente de esfuerzos que resulta en un eje neutro en el centro	$0.35d/t$ o $0.35b/t$	Si (alma)
2) Para cualquier otro gradiente de esfuerzos	gb/t o gd/t	Si (aletas)

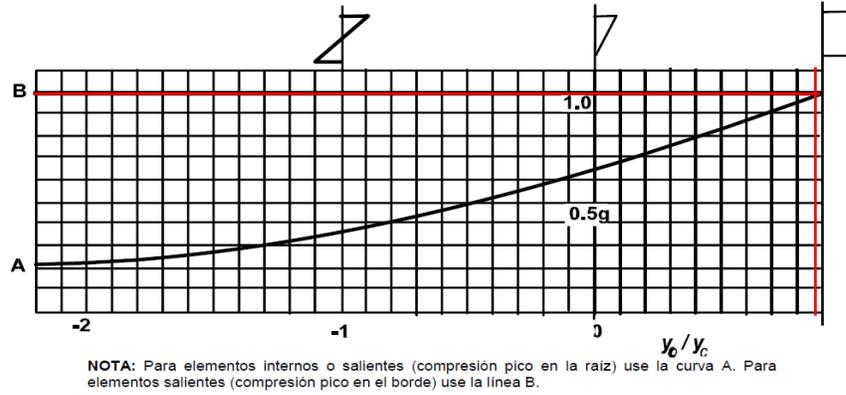


Figura 59. Elementos planos bajo gradiente de esfuerzos (Figura F.5.4.3-2).

El valor de g se calcula mediante la curva A (en el elemento hay un gradiente de esfuerzo el cual es el esfuerzo de flexión) y la relación y_o/y_c , la cual varía para cada combinación de carga, por lo que se decide entonces utilizar el caso más crítico de todos, el cual es el que garantice el mayor valor de g .

$$g = 1.00$$

Remplazando:

Elemento	β	β_0	β_1	Sección
Saliente	$\frac{g * b}{t_f} = \frac{1.0 * 16.59}{2 * 1.36} = 6.10$	$7\varepsilon = 7 * 1.02 = 7.14$	$6\varepsilon = 6 * 1.02 = 6.12$	Compacta
Interno	$\frac{0.35 * d}{t_w} = \frac{0.35 * 50.112}{0.695} = 25.24$	$22\varepsilon = 22 * 1.02 = 22.44$	$18\varepsilon = 18 * 1.02 = 18.36$	Esbelta

La sección entera se considera esbelta.

3.2.4.1.3 *Pandeo local.* El pandeo local se determinó basado en F.5.4.3.4 del Título F de la NSR-10.

La resistencia de los miembros sometidos a momento o compresión axial puede reducirse por pandeo local si la esbeltez de sus elementos componentes es alta (alto parámetro β).

El coeficiente de pandeo local se determina de acuerdo a las curvas de las Figuras F.5.4.3-5(a) y F.5.4.3-5(b).

Tabla 89. Curva de la figura F.5.4.3-5 (Tabla F.5.4.3-2).

Elementos	No soldado	Soldado
Elementos salientes planos	Curva A	Curva B
Elementos internos (planos o curvos)	Curva C	Curva D
Tubería redonda	La inferior entre las curvas C y E	La inferior entre las curvas D y E

NOTA: En un elemento soldado, la clasificación es independiente de la extensión de la zona afectada por el calor.

$$\frac{\beta}{\varepsilon} = \frac{6.10}{1.02} = 5.98$$

$$\frac{\beta}{\varepsilon} = \frac{25.24}{1.02} = 24.75$$

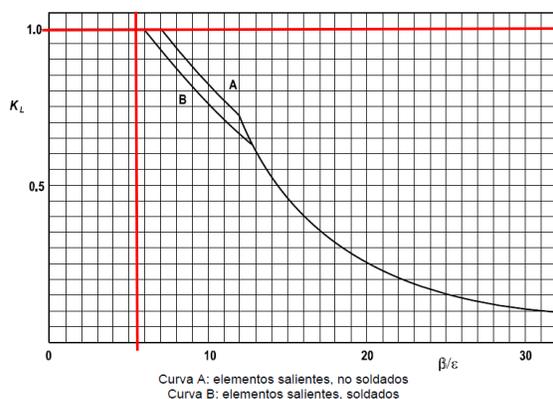


Figura 60. Curvas de la Figura F.5.4.3-

5(a).

$$k_L = 1.00$$

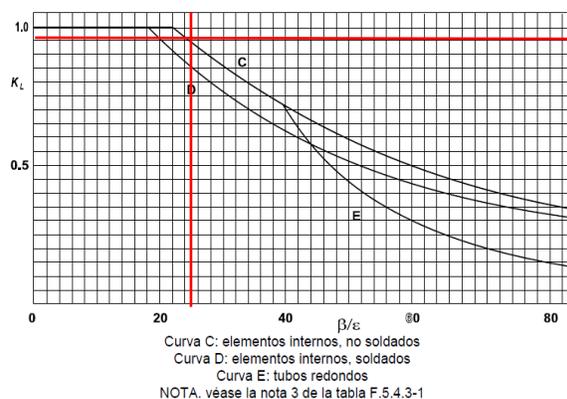


Figura 61. Curvas de la Figura F.5.4.3-

5(b).

$$k_L = 0.90$$

Estos coeficientes afectaran la geometría de los perfiles No compactos.

3.2.4.2 ***Ablandamiento en la zona afectada por el calor adyacente a la soldadura.*** El material de aluminio estructural generalmente se debilita en la zona afectada por el calor adyacente a las soldaduras y esto debe ser tenido en cuenta en el diseño, lo cual es el ablandamiento que usualmente se presenta en la vecindad de las soldaduras. La región más afectada se localiza inmediatamente alrededor de la soldadura, sin embargo, las propiedades del material mejoran rápidamente con la distancia hasta tener las del material original. El ablandamiento afecta más severamente el esfuerzo de prueba del 0.2% ($f_{0.2}$) que la resistencia a tensión (f_u).

Para el diseño es aceptable aproximarse a la condición real suponiendo que alrededor de cada soldadura existe una zona afectada por el calor en la que las propiedades de resistencia están

reducidas por un coeficiente constante **kz**. Por fuera de esta zona, se supone que se pueden aplicar todas las propiedades originales del material base.

Es importante darse cuenta de que una soldadura pequeña como la que se usa, por ejemplo, para colocar un pequeño aditamento, puede causar una reducción considerable en la resistencia del miembro debido al ablandamiento de parte de la sección transversal. En vigas, es a menudo benéfico localizar las soldaduras en áreas de bajo esfuerzo como, por ejemplo, cerca del eje neutro o lejos de la región de momento pico.

3.2.4.2.1 *Coeficiente de ablandamiento*. El coeficiente de ablandamiento de la zona afectada por el calor normalmente puede obtenerse de la Tabla F.5.4.4-1.

Tabla 90. Coeficiente de ablandamiento (Tabla F.5.4.4-1.)

Aleación	Condición	Producto (nota 1)	k_z
No tratadas en caliente			
1200	H14	S	0.13
3103	H14	S	0.18
	H18	S	0.13
3105	H14	S	0.17
	H16	S	0.15
	H18	S	0.13
5083	O, F	E, S, P, DT	1.00
	H22	S, P	0.45
5154A	O, F	E, S, P	1.00
	H22	S, P	0.40
	H24	S, P	0.29
5251	F	WT	0.20
	F	F	1.00
	H22	S, P	0.35
	H24	S, P	0.24
5454	O, F	E, S, P	1.00
	H22	S	0.35
	H24	S	0.30
Tratadas en caliente			
6061	T6	E, DT	0.50
6063	T4	E	1.00
	T4	DT	0.65
	T4	F	0.80
	T5	E	0.75
	T6	E, F	0.50
	T6	DT	0.45
6082	T4	E, S, P, DT, F	1.00
	T6	E, S, P, DT, F	0.50
7020	T4	E, S, P	0,80(A) 1,00(B)
	T6	E, S, P	0,60(A) 0,80(B)
			(nota 2)

$$k_z = 0.50$$

Para aleaciones 6*** no se recomienda instalar el elemento antes de los 3 días después de soldado, en caso de que se instale antes, se deberá reducir el coeficiente k_z con la siguiente expresión (se supuso que la instalación fue después de los 3 días, $k'_z = k_z$):

$$k'_z = \frac{k_z}{f} \rightarrow f_{(6***)} = 0.9 + 0.1 \sqrt{\frac{\text{días} - 1}{2}}$$

3.2.4.2.2 *Extensión de la zona afectada por el calor.* Las fronteras de la zona afectada por el calor generalmente deben ser tomadas como líneas rectas normales a la superficie del metal, como se muestra en la siguiente figura. Sin embargo, se permite, en su lugar, suponer una frontera curva de radio z .

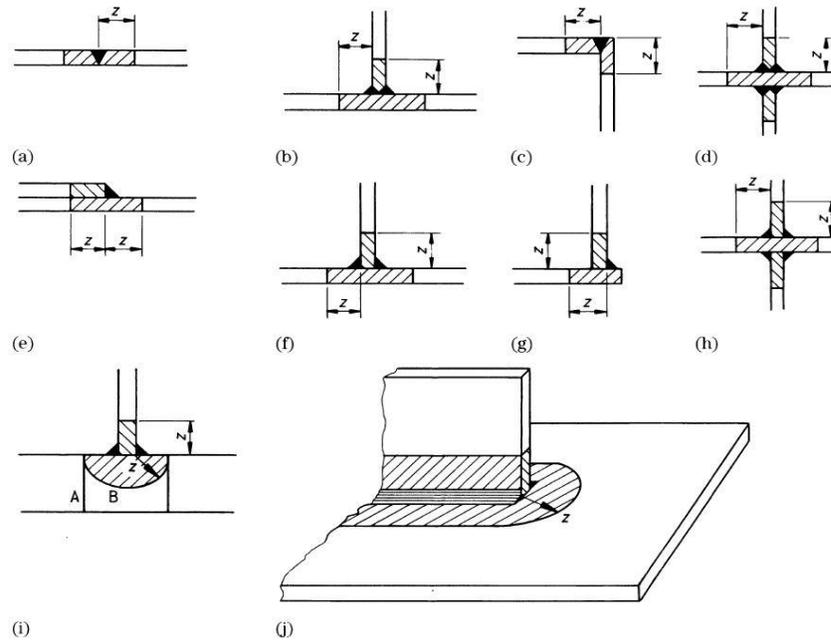


Figura 62. *Extensión de la zona afectada por el calor, ubicación de z (Figura F.5.4.4-1(a))*

Espesores de los elementos a conectar por medio de la soldadura:

$$t_C = 13.60 \text{ mm (mayor)} \quad ; \quad t_B = 9.65 \text{ mm (menor)}$$

Coefficiente α :

Tabla 91. Extensión de la zona afectada por el calor, coeficiente α .

Caso	Configuración de la unión	Valor de α	
		$t_c \leq 25$ mm	$t_c > 25$ mm
	Soldadura continua substancialmente recta (véanse figuras F.5.4.4-1(a) (a), (c), (e) y (g))		
P	área total del depósito menor o igual que 50 mm^2	1.0	1.5
Q	área total del depósito mayor que 50 mm^2	1.5	2.0
R	Soldadura continua substancialmente recta que tiene dos o más soldaduras adyacentes (véanse figuras F.5.4.4-1(a) (b), (d), (f) y (h))	1.5	2.0
S	Unión con irregularidad local	1.5	2.0
	(a) uniones miembro a miembro en armaduras		
	(b) soldaduras que conectan rigidizadores transversales en vigas y vigas ensambladas		
	(c) soldaduras usadas para conectar orejas y otros accesorios		

$$\alpha = 1.50$$

Parámetro z_o :

Tabla 92. Parámetro z_o .

Aleación	Soldadura a tope	Tipo de soldadura incluyendo las variaciones de soldadura de filete
Serie 7***	$z_o = \min\left(30 - \frac{t_A}{2}, 4.5t_A\right)$	$z_o = \min\left(30 - \frac{t_A}{2}, 4.5 \frac{t_B^2}{t_A}\right)$
Otras aleaciones	$z_o = \min\left(20 - \frac{t_A}{3}, 3.0t_A\right)$	$z_o = \min\left(20 + \frac{t_A}{3}, 3.0 \frac{t_B^2}{t_A}\right)$

$$t_A = \min\left(\frac{t_B + t_C}{2}, 1.5t_B\right) = \min\left(\frac{9.65 + 13.60}{2} = 11.63 \text{ mm}, 1.5 * 9.65 = 14.48 \text{ mm}\right)$$

$$= 11.63 \text{ mm}$$

El parámetro para una aleación 6061 con soldadura a filete es:

$$z_o = \min\left(20 + \frac{11.63}{3} = 23.88 \text{ mm}, 3.0 * \frac{9.65^2}{11.63} = 24.02 \text{ mm}\right) = 24.02 \text{ mm}$$

Caminos validos de calor:

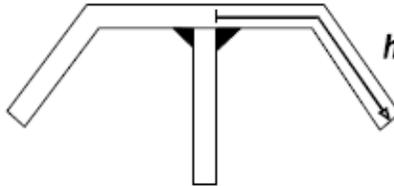


Figura 63. Medición típica del camino de calor (Figura F.5.4.4-2).

Aleación	h_1
Serie 7***	$4.5\alpha z_o$
otras aleaciones	$3\alpha z_o$

Aplica la segunda condición:

$$h_1 = 3 * 1.50 * 24.02 = 108.09 \text{ mm}$$

Distancia medida desde el punto de referencia en la soldadura considerado y a lo largo del camino de calor relevante a través del metal en la mitad del espesor.

$$h = \frac{b_f}{2} = \frac{165.90}{2} = 82.95 \text{ mm}$$

Chequeo:

$$h < h_1 \rightarrow \text{No se consideran 2 caminos validos a calor}$$

Coeficiente η :

¿La unión tiene mínimo dos caminos de calor válidos?	η
<i>Si</i>	1.00
<i>No y $t_c \leq 2.5 \text{ cm}$</i>	1.50
<i>No y $t_c > 2.5 \text{ cm}$</i>	1.33

Aplica la segunda opción:

$$\eta = 1.50$$

Extensión de la zona afectada por el calor:

$$z = \alpha * \eta * z_o = 1.50 * 1.50 * 24.02 = 54.05 \text{ mm}$$

3.2.5 **Resistencias de diseño.** Las resistencias de diseño del perfil se han tomado de forma aislada (es decir no se ha trabajado en sección compuesta con el concreto), debido a que el Título F.5 de la NSR-10 no establece reglas claras para una interacción entre estos dos materiales; el autor reconoce los beneficios del trabajo con sección compuesta y el ahorro que conduce a trabajar con ella, pero también es consiente que la interacción entre concreto y aluminio incluso puede ser perjudicial en algunos casos (químicamente hablando), entonces por las anteriores razones se tomó la decisión de diseñar el perfil de forma independiente a la losa.

3.2.5.1 **Resistencia a momento.** La resistencia de diseño a momento de una sección dada en ausencia de cortante, debe calcularse de acuerdo a F.5.4.5.2 del título F de la NSR-10.

Tabla 93. Cálculo de Resistencia a momento uniaxial de la sección

Sección	M_{RS}	Aplica
No soldada, compacta	$\Phi P_o Z_n$	No
No soldada, semi-compacta	$\Phi P_o S_n$	No

Soldada, compacta	$\Phi P_o Z_{ne}$	No
Soldada, semi-compacta	$\Phi P_o S_{ne}$	No
No soldada, esbelta	$\min(\Phi P_o S_e, \Phi P_o S_n)$	Si
Soldada, esbelta	$\min(\Phi P_o S_e, \Phi P_o S_{ne})$	No

Para secciones semi compactas se permite lo siguiente (es opcional):

$$M_{RS} = M_{RS(semi-compacto)} + \left(\frac{\beta_0 - \beta}{\beta_0 - \beta_1} \right) (M_{RS(compacto)} - M_{RS(semi-compacto)})$$

- **Sn** y **Zn**: Módulos elástico y plástico, respectivamente, de la sección neta
- **Sne** y **Zne**: Módulos elástico y plástico, respectivamente, de la sección neta efectiva
- **Ze**: Módulo plástico de la sección efectiva

Módulo elástico de la sección neta (no hay perforaciones):

$$S_n = S_x - S_{agujeros} = 1550 - 0 = 1550 \text{ cm}^3$$

Módulo elástico de la sección neta efectiva (no hay perforaciones):

$$S_{ne} = k_z * S_x - S_{agujeros} = 0.5 * 1550 - 0 = 775 \text{ cm}^3$$

Módulo elástico de la sección neta efectiva (no hay perforaciones):

La sección efectiva se puede calcular directamente con el menor de los factores de reducción entre el ablandamiento por calor o el de pandeo, debido a que la reducción crítica en los dos casos es el calor (es el mismo valor para el alma y la aleta).

$$S_e = \min(k_z, k_L) S_x = 0.5 * 1550 = 775 \text{ cm}^3$$

Resistencia a momento uniaxial de la sección:

$$\begin{aligned} \Phi P_o S_e &= \frac{0.86 * 240 * 775}{100^2} = 16.00 \text{ Ton} * \text{m} & ; & \quad \Phi P_o S_n = \frac{0.86 * 240 * 1550}{100^2} \\ &= 31.99 \text{ Ton} * \text{m} \end{aligned}$$

$$M_{RS} = \min(\Phi P_o S_e, \Phi P_o S_n) = 16.00 \text{ Ton} * \text{m}$$

Chequeo:

$$M_{RS} \geq M_u \rightarrow Ok$$

3.2.5.2 **Resistencia a fuerza cortante.** Primero es necesario clasificar la sección como compacta, semi-compacta o esbelta basándose en el elemento componente menos favorable (esta clasificación es diferente a la de flexión).

Elemento	Clasificación	Aplica
Secciones que contienen almas a cortante orientadas en el plano de carga, sin platinas de enchape.	$\frac{d}{t_w} \leq 49\varepsilon \rightarrow \text{Compacta}$ $\frac{d}{t_w} > 49\varepsilon \rightarrow \text{Esbelta}$	Si
Secciones que contienen almas a cortante orientadas en el plano de carga, con platinas de enchape.	No aplica	No
Barra sólida	Compacta	No
Tubería redonda	La misma clasificación que para compresión axial	No

Parámetro ε :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{150}{p_v [MPa]}} = \sqrt{\frac{150}{145}} = 1.02$$

Remplazando:

$$\frac{d}{t_w} = \frac{50.11}{0.965} = 51.92 \quad ; \quad 49\varepsilon = 49 * 1.02 = 49.98$$

La sección se clasifica como: **Esbelta**

Altura total del alma medida desde la superficie exterior de las aletas

$$D = 528.3 \text{ mm}$$

Número de almas:

$$N = 1$$

Altura total de material de la zona afectada por el calor dentro de la altura libre entre aletas del alma (Ver F.5.4.4.3):

$$d_{zt} = 2 * z = 2 * 54.05 = 108.10 \text{ mm}$$

Área efectiva de cortante:

¿El alma está afectada por ablandamiento?	A_v	Aplica
No	$0.8ND * t_w$	No
Si	$N[0.8 * D * t_w - (1 - kz)d_{zt} * t_w]$	Si

Remplazando:

$$A_v = 1 * (0.8 * 528.3 * 9.65 - (1 - 0.5) * 108.10 * 9.65) = 3556.89 \text{ mm}^2$$

Resistencia a diseño a cortante:

Para almas a cortante sin platinas de enchape y orientadas en el plano de carga.

Clasificación	V_{RS}	Aplica
Compactas	$\Phi P_v A_v$	No
Esbeltas	Revisión a fluencia: $\Phi P_v A_v$ Revisión por pandeo: $\Phi \frac{34000 N t_w^3}{d} [\text{kgf, cm}] \leq \Phi P_v A_v$	Si
Para una barra sólida	$0.8 * \min(A . A_e)$	No
Para un tubo redondo compacto	$0.6 * \min(A . A_e)$	No

Remplazando:

$$\Phi P_v A_v = \frac{0.86 * 145 * 3556.89}{100^2} = 44.35 \text{ Ton}$$

$$\Phi \frac{34000 N t_w^3}{d} = \frac{0.86 * 34000 * 1 * 9.65^3}{501.12 * 1000} = 52.43 \text{ Ton} < 44.35 \text{ Ton}$$

$$V_{RS} = 44.35 \text{ Ton}$$

Chequeo:

$$V_{RS} \geq V_u \rightarrow Ok$$

3.2.5.3 **Combinación de momento y fuerza cortante.** Resistencia de diseño a momento de

la sección, teniendo en cuenta el cortante:

Condición	Sección	M_{RSO}
$V_u \geq 0.5V_{RS}$	Secciones con almas a cortante conectadas a aletas en	$M_{RS} \left[1 + (1 - \alpha) \left(0.6 - \frac{1.2V_u}{V_{RS}} \right) \right]$

	ambos extremos longitudinales	
$V_u \geq 0.5V_{RS}$	Otras secciones	$M_{RS} \left(1.6 - \frac{1.2V_u}{V_{RS}} \right)$
$V_u < 0.5V_{RS}$	-	M_{RS}

α = relación entre los esfuerzos cortantes mínimo y máximo en el alma suponiendo distribución elástica de esfuerzos.

$$0.5V_{RS} = 0.5 * 44.35 = 22.18 \text{ Ton} > V_u$$

Aplica la tercera condición:

$$M_{RSO} = M_{RS} = 16.00 \text{ Ton} * \text{m}$$

Chequeo:

$$M_{RSO} \geq M_u \rightarrow Ok$$

3.2.5.4 ***Pandeo torsional lateral.*** La posibilidad de falla prematura por pandeo torsional lateral se puede ignorar en cualquiera de los siguientes casos:

- Flexión respecto al eje menor

- Viga soportada contra movimiento lateral en toda su longitud
- Soporte lateral de la aleta a compresión suministrado a espaciamiento no mayor a:

$$L_{b.m\acute{a}x} = 40 * \varepsilon * r_y = \frac{40 * 1.02 * 33.05}{1000} = 1.35 \text{ m}$$

No cumple con ninguna de las 3 condiciones, por lo que la viga debe revisarse por posible pandeo torsional lateral en cada tramo no soportado entre puntos de apoyo lateral.

3.2.5.4.1 *Longitud efectiva para pandeo torsional lateral.* La longitud efectiva para pandeo torsional lateral se determinó basado en el Apéndice F.5.G del Título F de la NSR-10.

Las condiciones de carga desestabilizadoras suceden cuando una carga es aplicada a la aleta superior de una viga y tanto la carga como la viga tienen la libertad de deflectarse lateralmente con relación al centroide de la viga; dicha condición no está contemplada en este diseño, por lo que se utiliza una condición de carga Normal.

Tabla 94. Longitud efectiva para vigas (Tabla F.5.G-1).

Condiciones de restricción en los apoyos		Condiciones de carga	
		Normal	Desestabilizadora
Aleta a compresión restringida lateralmente	Ambas aletas totalmente restringidas contra rotación en el plano	0.7L	0.85L
Viga totalmente restringida contra torsión	Ambas aletas parcialmente restringidas contra rotación en el plano	0.85L	1.0L
	Ambas aletas libres de rotar en el plano	1.0L	1.2L
Aleta a compresión no restringida lateralmente	Restricción contra torsión suministrada únicamente por la conexión positiva de la aleta inferior a los apoyos	1.0L + 2D	1.2L + 2D
Ambas aletas libres de rotar en el plano	Restricción contra torsión suministrada únicamente por apoyo muerto de la aleta inferior sobre los apoyos	1.2L + 2D	1.4L + 2D

NOTA. D es la altura de la viga, L es la longitud de la viga.

$$l = 1.2L + 2D = 1.2 * 5.00 + 2 * 0.528 = 7.06 \text{ m}$$

La siguiente tabla es para voladizo (no aplica para este diseño).

Tabla 95. Longitud efectiva para vigas en voladizo (Tabla F.5.G-2).

Condiciones de restricción		Condiciones de carga	
En el apoyo	En la punta	Normal	Desestabilizadora
Continuo con restricción lateral únicamente	Libre	3.0L	7.5L
	Lateralmente restringido en la aleta superior únicamente	2.7L	7.5L
	Torsionalmente restringido únicamente	2.4L	4.5L
	Lateral y torsionalmente restringido	2.1L	3.6L
Continuo con restricción lateral y torsional	Libre	1.0L	2.5L
	Lateralmente restringido en la aleta superior únicamente	0.9L	2.5L
	Torsionalmente restringido únicamente	0.8L	1.5L
	Lateral y torsionalmente restringido	0.7L	1.2L
Empotrado lateral y torsionalmente	Libre	0.8L	1.4L
	Lateralmente restringido en la aleta superior únicamente	0.7L	1.4L
	Torsionalmente restringido únicamente	0.6L	0.6L
	Lateral y torsionalmente restringido	0.5L	0.5L

$l = \text{No aplica}$

3.2.5.4.2 *Momento uniforme elástico crítico.* El Momento uniforme elástico crítico se determinó basado en el Apéndice F.5.G del Título F de la NSR-10.

Sección	M_{CR}	Aplica
Sección uniforme doble-simétrica.	$\frac{\pi}{l} \sqrt{EI_y GJ} \sqrt{1 + \frac{\pi^2 EC_w}{L^2 GJ}}$	Si
Sección uniforme simétrica respecto al eje menor solamente.	$\frac{\pi}{l} \sqrt{EI_y GJ} \left(\sqrt{1 + \frac{\pi^2 \beta_x^2 EI_y}{4l^2 GJ}} + \frac{\pi \beta_x}{2l} \sqrt{\frac{EI_y}{GJ}} \right)$	No

$$\beta_x = \frac{1}{I_x} \left(\int_0^A X^2 y dA + \int_0^A y^3 dA \right) - 2y_o$$

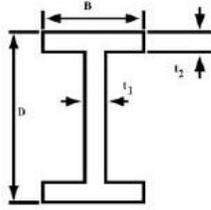
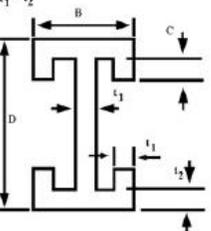
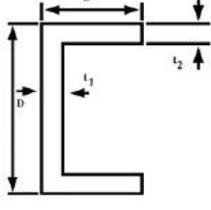
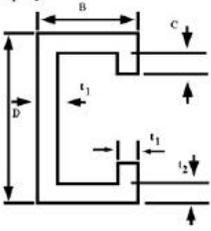
Remplazando:

$$M_{CR} = \frac{\pi * \sqrt{7 * 10^4 * 1036 * 2.66 * 10^4 * 47.45}}{7.06 * 10^6} \sqrt{1 + \frac{\pi^2 * 7 * 10^4 * 20514}{500^2 * 2.66 * 10^4 * 47.45}}$$

$$M_{CR} = 4.35 \text{ Ton} * m$$

3.2.5.4.3 *Parámetro de esbeltez.* El parámetro de esbeltez de pandeo torsional lateral, λ , necesario para obtener **ps**, se puede obtener usando cualquiera de las siguientes expresiones:

Tabla 96. Pandeo torsional lateral de vigas, coeficientes X y Y (Tabla F.5.4.5-1).

Sección de la viga	Coeficientes
	$X = 0.90 - 0.03 \frac{D}{B} + 0.04 \frac{t_2}{t_1}$ $Y = 0.05 + 0.010 \left\{ \frac{D}{B} \left(\frac{t_2}{t_1} - 1 \right) \right\}^{1/2}$
	$X = 0.94 - \frac{D}{B} \left(0.03 - 0.07 \frac{C}{B} \right) - 0.3 \frac{C}{B}$ $Y = 0.05 - 0.06 \frac{C}{D}$
	$X = 0.95 - 0.03 \frac{D}{B} + 0.06 \frac{t_2}{t_1}$ $Y = 0.07 + 0.014 \left\{ \frac{D}{B} \left(\frac{t_2}{t_1} - 1 \right) \right\}^{1/2}$
	$X = 1.01 - \frac{D}{B} \left(0.03 - 0.06 \frac{C}{B} \right) - 0.3 \frac{C}{B}$ $Y = 0.07 - 0.10 \frac{C}{D}$

Condición para usar la tabla:

$$1.5 \leq \frac{D}{B} \leq 4.5 \rightarrow \frac{D}{B} = \frac{52.83}{16.59} = 3.18 \rightarrow Ok \quad ; \quad 0 \leq \frac{C}{B} \leq 0.5 \rightarrow \frac{C}{B} = No \text{ aplica}$$

Parámetro X (si se desea puede tomarse conservadoramente como X = 1.0):

$$X = 0.90 - 0.03 * \frac{D}{B} + 0.04 * \frac{t_f}{t_w} = 0.90 - 0.03 * \frac{52.83}{16.59} + 0.04 * \frac{1.36}{0.965} = 0.86$$

Parámetro Y (si se desea puede tomarse conservadoramente como Y = 0.05)

$$Y = 0.05 + 0.01 * \sqrt{\frac{D}{B} \left(\frac{t_f}{t_w} - 1 \right)} = 0.05 + 0.01 * \sqrt{\frac{52.83}{16.59} \left(\frac{1.36}{0.965} - 1 \right)} = 0.06$$

Parámetro de esbeltez:

Método	λ
Valor conservador	$\lambda_y = \frac{l}{r_y} = \frac{7.06 * 100}{3.305} = 213.62$
Expresión general	$\pi \sqrt{\frac{EZ_x}{M_{CR}}} = \pi \sqrt{\frac{7 * 10^4 * 1803}{3.70 * 100^2}} = 183.48$

<p>Miembros con sección en I o en canal cubiertos en la Tabla F.5.4.5-1.</p>	$\frac{X\lambda_y}{\left[1 + Y \left(\frac{\lambda_y}{\frac{D}{t_f}}\right)^2\right]^{1/4}} = \frac{0.86 * 213.62}{\left(1 + 0.06 \left(\frac{249.92}{\frac{52.83}{1.36}}\right)^2\right)^{1/4}} = 134.47$
--	--

Se toma el menor de los 3:

$$\lambda = 134.47$$

3.2.5.4.4 Esfuerzo de pandeo

Esfuerzo P1:

Sección	p_1	Aplica
Secciones no soldadas totalmente compactas	p_o	No
Otras secciones incluyendo secciones híbridas	$\frac{M_{RS}}{\Phi Z_x}$	Si

Remplazando:

$$p_1 = \frac{16.00 * 100^2}{0.86 * 1803} = 103.20 \text{ MPa}$$

El esfuerzo de pandeo se obtiene de acuerdo a lo siguiente:

Condición	p_s	Aplica
$\lambda \leq 130$	Utilizar la Figura F.5.4.5-2	No
$\lambda > 130$	Utilizar el Apéndice F.5.I	Si

Para la Figura F.5.4.5-2, el esfuerzo de pandeo torsional lateral p_s se lee usando la curva que intercepta el eje de esfuerzos en un esfuerzo p_1

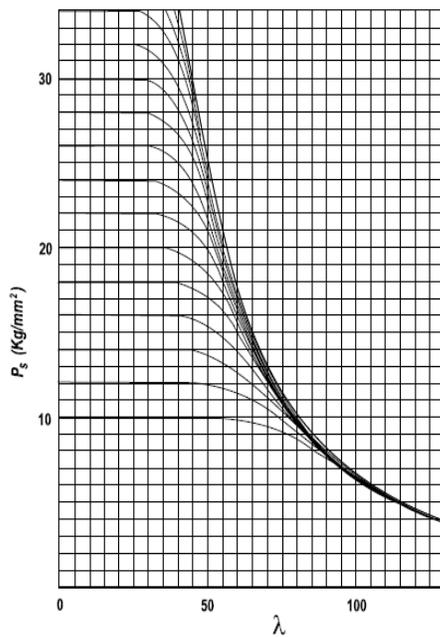
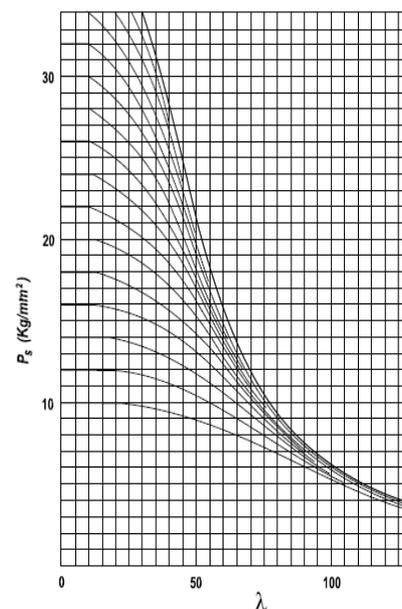


Figura 64. Pandeo torsional lateral de vigas, esfuerzo de pandeo p_s (Figura



NOTA: Para encontrar p_s con $\lambda > 130$ véase la figura F.5.I-1, apéndice

Figura 65. Esfuerzo de pandeo como columna para miembros a compresión p_s

F.5.4.5-2.)

(Figura F.5.4.5-3(a))

Apéndice F.5.I:

Figura	$\bar{\lambda}_1$	c	Aplica
F.5.4.5-2	0.6	0.10	Si
F.5.4.5-3(a)	0.2	0.20	No
F.5.4.5-3(b)	0.2	0.45	No
F.5.4.5-3(c)	0.2	0.80	No
F.5.4.7-2 (a)	0.4	0.35	No
F.5.4.7-2 (b)	0.6	0.20	No

Remplazando:

Expresión	Valor
$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{p_1}{E}}$	$\bar{\lambda} = \frac{134.47}{\pi} \sqrt{\frac{103.20}{7 * 10^4}} = 1.64$
$\Phi = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{c}{\bar{\lambda}} + \frac{1 - c\bar{\lambda}_1}{\bar{\lambda}^2} \right)$	$\Phi = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{0.10}{1.64} + \frac{1 - 0.10 * 1.64}{1.64^2} \right) = 0.69$

$N = \Phi \left(1 - \sqrt{1 - \frac{1}{\lambda^2 * \Phi^2}} \right)$	$N = 0.69 * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{1}{1.64^2 * 0.71^2}} \right) = 0.35$
$\lambda > \bar{\lambda}_1 \pi \sqrt{\frac{E}{p_1}}$	$134.47 > 1.64 * \pi \sqrt{\frac{7 * 10^4}{103.20}} = 134.18 \rightarrow Ok$
$p_s = N p_1$	$p_s = 0.35 * 103.20 = 36.12 MPa$

3.2.5.4.5 Condición básica. Momento factorado de resistencia a pandeo torsional lateral:

$$M_{RX} = p_s * \frac{Z_x}{\Phi} = \frac{36.12 * 1803}{0.86 * 100^2} = 7.57 Ton * m$$

Momento de margen para variación:

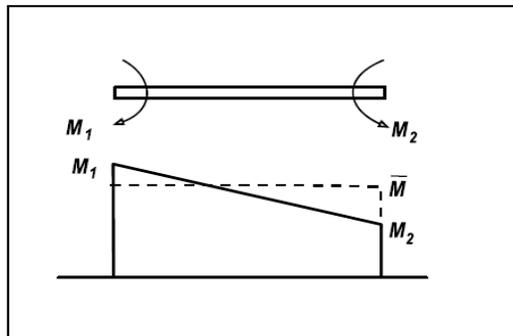


Figura 66. Pandeo torsional lateral, momento uniforme equivalente (Figura F.5.4.5-1).

Condición	\bar{M}

$1.0 > \frac{M_2}{M_1} \geq -0.5$	$0.6M_1 + 0.4M_2$
$\frac{M_2}{M_1} < -0.5$	$0.4M_1$

$$\frac{M_2}{M_1} = \frac{6.84}{15.94} = 0.42$$

Aplica la primera condición:

$$\bar{M} = 0.6 * 15.94 + 0.4 * 6.84 = 12.30 \text{ Ton} * m$$

Chequeo:

$$\bar{M} \leq M_{RX} \rightarrow Ok$$

3.2.5.5 *Aplastamiento del alma.*

Parámetro de esbeltez:

$$\lambda = 134.47 \quad ; \quad \frac{2.5 * d}{t_w} = \frac{2.5 * 501.12}{9.65} = 129.82$$

$$\lambda \geq \frac{2.5 * d}{t_w} \quad \rightarrow \quad \lambda = 134.47$$

Esfuerzo de pandeo:

Condición	p_s	Aplica
$\lambda \leq 130$	Únicamente la Figura F.5.4.5-3(a)	No
$\lambda > 130$	Utilizar el apéndice F.5.I	Si

Para la Figura F.5.4.5-3(a), El esfuerzo de pandeo torsional lateral p_s se lee usando la curva que intercepta el eje de esfuerzos en un esfuerzo p_o

Apéndice F.5.I:

Figura	$\bar{\lambda}_1$	c
F.5.4.5-2	0.6	0.10
F.5.4.5-3(a)	0.2	0.20
F.5.4.5-3(b)	0.2	0.45
F.5.4.5-3(c)	0.2	0.80
F.5.4.7-2 (a)	0.4	0.35

F.5.4.7-2 (b)	0.6	0.20
---------------	-----	------

Para este caso aplica la F.5.4.5-3(a):

Expresión	Valor
$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{p_1}{E}}$	$\bar{\lambda} = \frac{134.47}{\pi} \sqrt{\frac{103.20}{7 * 10^4}} = 1.64$
$\Phi = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{c}{\bar{\lambda}} + \frac{1 - c\bar{\lambda}_1}{\bar{\lambda}^2} \right)$	$\Phi = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{0.20}{1.64} + \frac{1 - 0.20 * 1.64}{1.64^2} \right) = 0.69$
$N = \Phi \left(1 - \sqrt{1 - \frac{1}{\bar{\lambda}^2 * \Phi^2}} \right)$	$N = 0.69 * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{1}{1.64^2 * 0.69^2}} \right) = 0.37$
$\lambda > \bar{\lambda}_1 \pi \sqrt{\frac{E}{p_1}}$	$134.47 > 1.64 * \pi \sqrt{\frac{7 * 10^4}{103.20}} = 134.18 \rightarrow Ok$
$p_s = N p_1$	$p_s = 0.37 * 103.20 = 38.18 MPa$

Resistencia al aplastamiento:

Estado	Chequeo	Aplicación
Alma no rigidizada	$p_{w1} \leq \Phi p_a$ o $\frac{k_z p_a}{\Phi}$; $p_{w2} \leq \Phi p_s$	Si

Alma con platina de enchape	$p_{w1} \leq \Phi p_a \text{ o } \frac{k_z p_a}{\Phi}$	No
Alma rigidizada	Despreciar la resistencia del alma y diseñar el rigidizador de acuerdo con F.5.5.4.4.	No

p_{w1} , p_{w2} = esfuerzos en el borde extremo y en el punto medio, respectivamente, suponiendo un ángulo de dispersión de 45° a cada lado de una fuerza localizada.

Remplazando:

$$\Phi p_a = 0.86 * 260 = 223.6 \text{ MPa} \quad ; \quad \frac{k_z p_a}{\Phi} = \frac{0.5 * 260}{0.86} = 151.16 \text{ MPa}$$

$$\Phi p_s = 0.86 * 38.18 = 32.83 \text{ MPa}$$

3.3 Columna

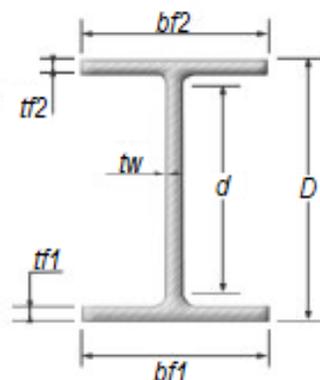


Figura 67. Geometría de la Columna.

3.3.1 Geometría y materiales

Tabla 97. Propiedades de materiales.

Propiedad	Valor
Módulo de elasticidad del aluminio E_s [MPa]	70000
Módulo de cortante del aluminio G [MPa] $\left(\frac{E_s}{2(1+\nu)}\right)$	26600
Esfuerzo límite para flexión y fluencia total p_o [MPa]	240
Esfuerzo límite para capacidad local de la sección a tensión o compresión p_a [MPa]	260
Esfuerzo límite a cortante p_v [MPa]	145
Peso W_s [kgf/m]	$132.30 * \left(\frac{2.71}{7.85}\right) = 45.67$

Tabla 98. Propiedades geométricas.

Elemento	Valor
Perfil	W14x90
Luz de cálculo L [m]	3.0
Longitud no arriostrada L_b [m]	3.0
Ancho de la aleta bf [cm]	36.83
Altura total de la columna D [cm]	35.56
Altura del alma de la columna d [cm]	31.95
Espesor de la aleta tf [cm]	1.803
Espesor del alma tw [cm]	1.118
Área del perfil A_s [cm ²]	168.534
Inercia en el eje fuerte I_x [cm ⁴]	40875.012
Radio de giro en el eje fuerte r_x [cm]	15.573
Módulo de sección elástico en el eje fuerte S_x [cm ³]	2332
Módulo de sección plástico en el eje fuerte Z_x [cm ³]	2527.002
Inercia en el eje débil I_y [cm ⁴]	15014.243
Radio de giro en el eje débil r_y [cm]	9.439
Módulo de sección elástico en el eje débil S_y [cm ³]	817
Módulo de sección plástico en el eje débil Z_y [cm ³]	1232.824
Constante de alabeo C_w [cm ⁶]	4276254.149

Coeficiente de torsión de Saint Venant J [cm ⁴]	159.636
--	---------

3.3.2 Solicitudes de carga

3.3.2.1 *Cargas del modelo.* Las solicitudes de carga se obtuvieron del software de estructuras, a continuación, se muestran los resultados de los mayores valores de cargas de la combinación más crítica que se obtuvo del software.

Para el análisis, se consideraron los efectos P- Δ y P- δ .

Tabla 99. Cargas últimas de diseño

Solicitud	Valor
Carga axial última Pu [kgf]	27379
Momento actuante último en x Mux [kgf*m]	1048
Momento actuante último en y Muy [kgf*m]	7744
Cortante último Vu [kgf]	7404

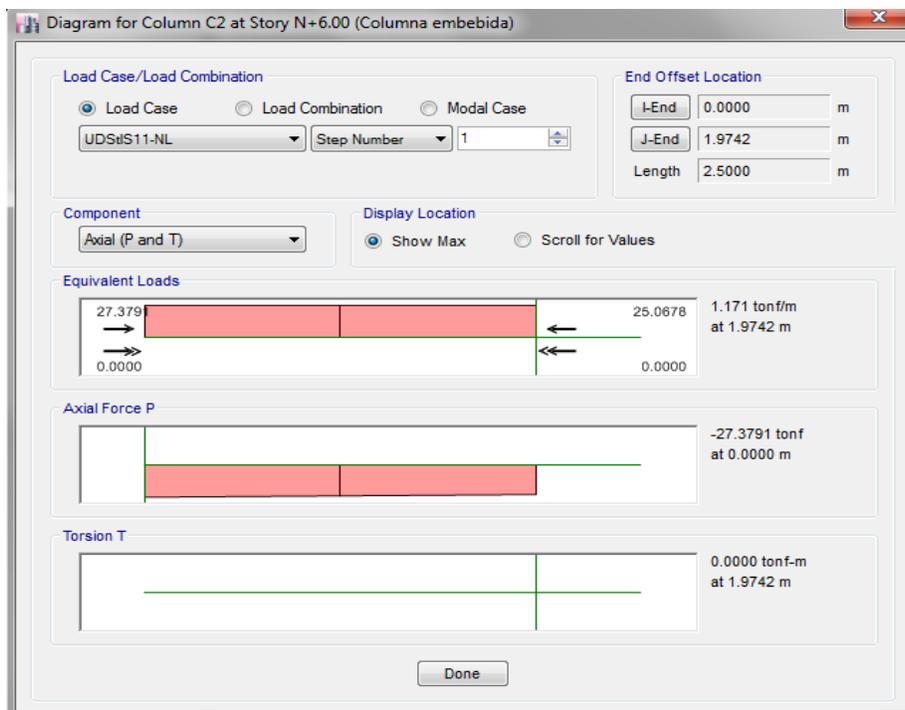


Figura 68. Solicitud de P y T de la columna (caso más crítico).

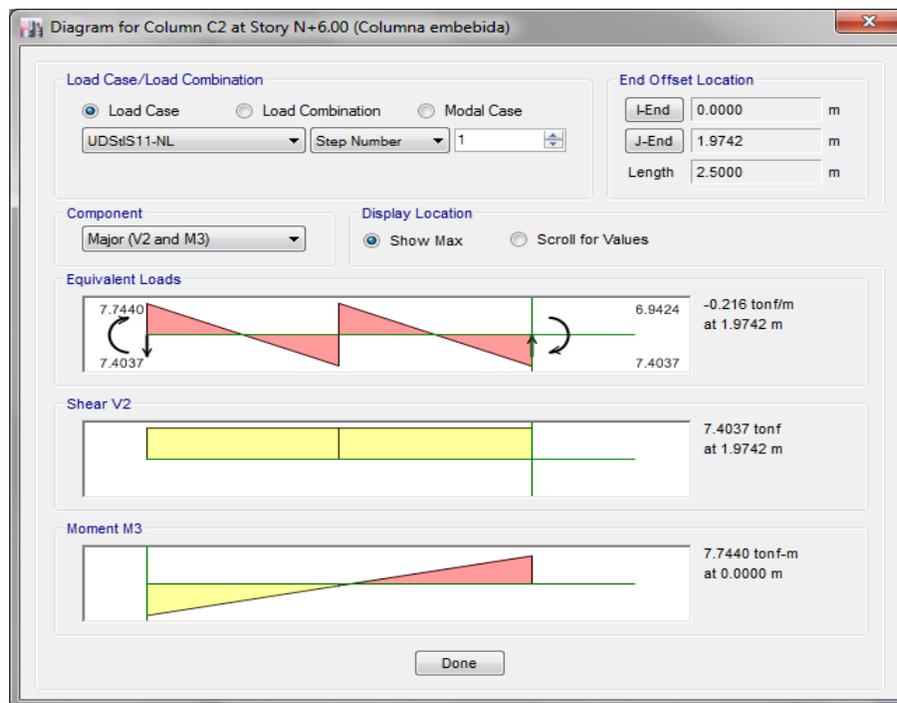


Figura 69. Solicitud de Vx y My de la columna (caso más crítico).

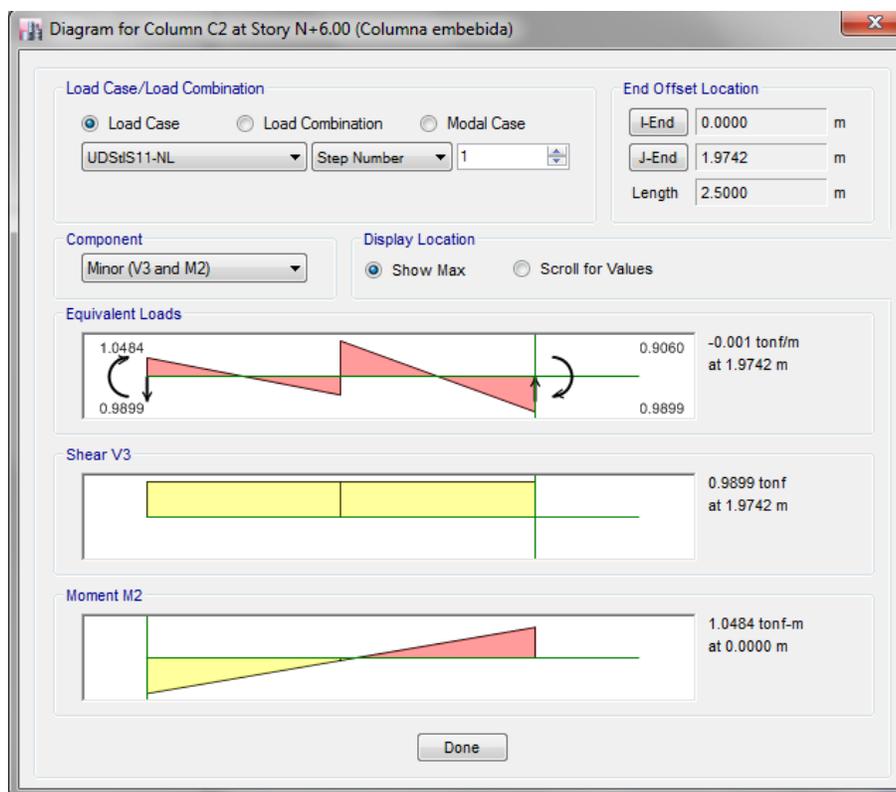


Figura 70. Solicitud de V_y y M_x de la columna (caso más crítico).

3.3.3 **Análisis de deflexiones.** Este análisis no se aplicó para las columnas.

3.3.4 Geometría efectiva

3.3.4.1 Clasificación de la sección y pandeo Local

3.3.4.1.1 *Clasificación de la sección.* La clasificación de la sección se determinó basado en F.5.4.3.3 del Título F de la NSR-10.

El procedimiento consiste en clasificar los elementos individuales que conforman la sección, exceptuando cualquier elemento sometido totalmente a tensión. La clasificación de la sección se toma como la del elemento menos favorable.

Clasificación	Viga (resistencia a momento)	Columna (resistencia a Compresión)	Incidencia
Compacta	$\beta \leq \beta_1$	$\beta \leq \beta_0$	El pandeo local puede ignorarse
Semi-compacta	$\beta_1 < \beta \leq \beta_0$	<i>No aplica</i>	La sección puede desarrollar un momento igual a po veces el módulo elástico de la sección
Esbelta	$\beta > \beta_0$	$\beta > \beta_0$	La resistencia a se reduce por pandeo local prematuro con un esfuerzo en la fibra extrema menor que po .

Los parámetros β_0 y β_1 se definen en la siguiente tabla:

Tabla 100. Valores límite de β (Tabla F.5.4.3-1.)

Elementos	β_0		β_1	
	No soldado	Soldado	No soldado	Soldado
Elementos salientes	7 ϵ	6 ϵ	6 ϵ	5 ϵ
Elementos internos	22 ϵ	18 ϵ	18 ϵ	15 ϵ

Se recalca que un elemento saliente y un elemento interno es análogo a un elemento no atiesado y atiesado respectivamente, si se quiere guiar con la nomenclatura del AISC.

Notas:

- Un elemento se considera soldado si contiene soldadura en un borde o en cualquier punto de su ancho. Sin embargo, cuando se evalúa la estabilidad de una sección transversal particular de un miembro, se permite considerar el elemento como no soldado si no contiene soldadura en esa sección, aunque esté soldado en cualquier otro lugar de su longitud.
- En un elemento soldado, la clasificación es independiente de la extensión de la zona afectada por el calor.

Parámetro ε :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{250}{p_o [MPa]}} = \sqrt{\frac{250}{240}} = 1.02$$

3.3.4.1.2 *Parámetro de esbeltez β* . El parámetro de esbeltez se determinó basado en F.5.4.3.2 del Título F de la NSR-10.

El Título F.5 propone cuatro tipos de elementos para definir el parámetro de esbeltez:

- Elementos planos no reforzados (saliente o interno)
- Elementos planos reforzados (saliente o interno)
- Elementos curvos internos
- Tubos redondos

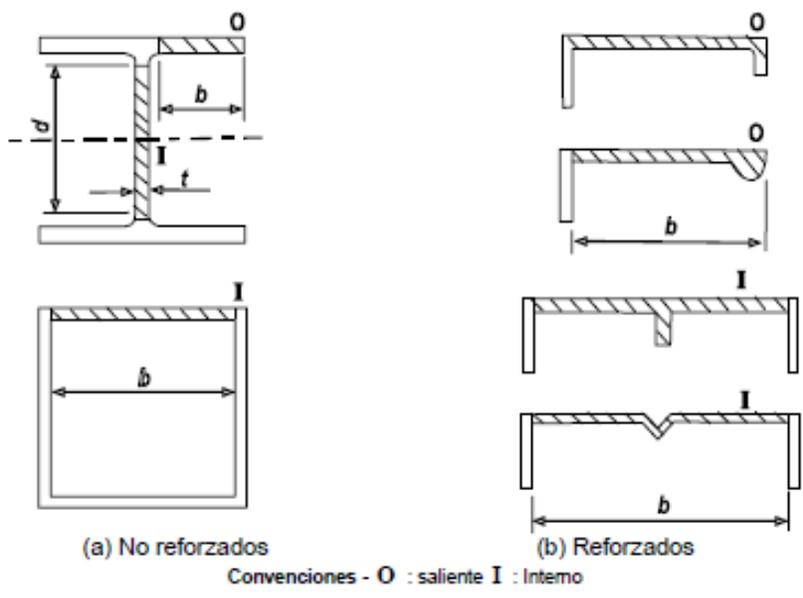


Figura 71. Tipos de elementos planos (Figura F.5.4.3-1)

El parámetro de esbeltez del perfil para elementos plano no reforzado se define a continuación:

Tabla 101. Evaluación del parámetro β .

Análisis	β	Aplica
Elemento sometido a compresión uniforme	b/t	No
Elemento sometido a un gradiente de esfuerzos		
1) Elemento interno con un gradiente de esfuerzos que resulta en un eje neutro en el centro	$0.35d/t$ o $0.35b/t$	Si (alma)
2) Para cualquier otro gradiente de esfuerzos	gb/t o gd/t	Si (aletas)

Remplazando:

Elemento	β	β_0	β_1	Sección
Saliente	$\frac{g * b}{t_f} = \frac{1.0 * 36.83}{2 * 1.803} = 10.21$	$7\varepsilon = 7 * 1.02 = 7.14$	$6\varepsilon = 6 * 1.02 = 6.12$	Esbelta
Interno	$\frac{0.35d}{t_w} = \frac{0.35 * 31.95}{1.12} = 9.98$	$22\varepsilon = 22 * 1.02 = 22.44$	$18\varepsilon = 18 * 1.02 = 18.36$	Compacta

La sección entera se considera esbelta.

3.3.4.1.3 *Pandeo local*. El pandeo local se determinó basado en F.5.4.3.4 del Título F de la NSR-10.

La resistencia de los miembros sometidos a momento o compresión axial puede reducirse por pandeo local si la esbeltez de sus elementos componentes es alta (alto parámetro β).

El coeficiente de pandeo local se determina de acuerdo a las curvas de las Figuras F.5.4.3-5(a) y F.5.4.3-5(b).

Tabla 102. Curva de la figura F.5.4.3-5 (Tabla F.5.4.3-2).

Elementos	No soldado	Soldado
Elementos salientes planos	Curva A	Curva B
Elementos internos (planos o curvos)	Curva C	Curva D
Tubería redonda	La inferior entre las curvas C y E	La inferior entre las curvas D y E

NOTA: En un elemento soldado, la clasificación es independiente de la extensión de la zona afectada por el calor.

$$\frac{\beta}{\varepsilon} = \frac{10.21}{1.02} = 10.00$$

$$\frac{\beta}{\varepsilon} = \frac{9.98}{1.02} = 9.78$$

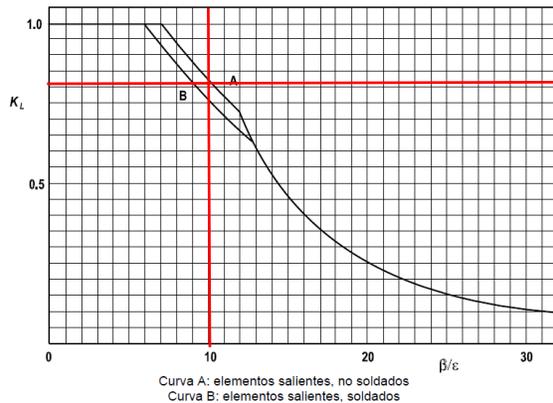


Figura 72. Curvas de la Figura F.5.4.3-

5(a).

$$k_L = 0.82$$

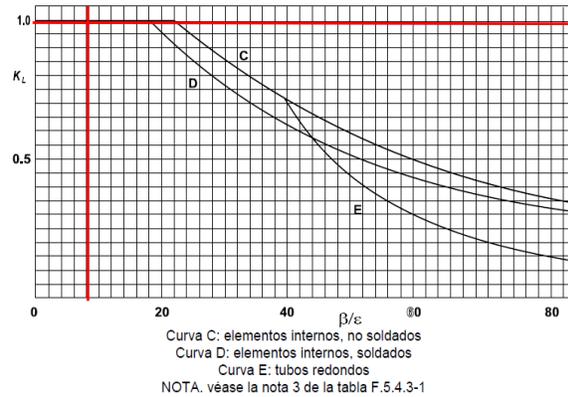


Figura 73. Curvas de la Figura F.5.4.3-

5(b).

$$k_L = 1.00$$

Estos coeficientes afectaran la geometría de los perfiles No compactos.

3.3.4.2 **Ablandamiento en la zona afectada por el calor adyacente a la soldadura.** El material de aluminio estructural generalmente se debilita en la zona afectada por el calor adyacente a las soldaduras y esto debe ser tenido en cuenta en el diseño, lo cual es el ablandamiento que usualmente se presenta en la vecindad de las soldaduras. La región más afectada se localiza inmediatamente alrededor de la soldadura, sin embargo, las propiedades del material mejoran rápidamente con la distancia hasta tener las del material original. El

ablandamiento afecta más severamente el esfuerzo de prueba del 0.2% ($f_{0.2}$) que la resistencia a tensión (f_u).

Para el diseño es aceptable aproximarse a la condición real suponiendo que alrededor de cada soldadura existe una zona afectada por el calor en la que las propiedades de resistencia están reducidas por un coeficiente constante k_z . Por fuera de esta zona, se supone que se pueden aplicar todas las propiedades originales del material base.

Es importante darse cuenta de que una soldadura pequeña como la que se usa, por ejemplo, para colocar un pequeño aditamento, puede causar una reducción considerable en la resistencia del miembro debido al ablandamiento de parte de la sección transversal. En vigas, es a menudo benéfico localizar las soldaduras en áreas de bajo esfuerzo como, por ejemplo, cerca del eje neutro o lejos de la región de momento pico.

3.3.4.2.1 *Coeficiente de ablandamiento.* El coeficiente de ablandamiento de la zona afectada por el calor normalmente puede obtenerse de la Tabla F.5.4.4-1.

Tabla 103. Coeficiente de ablandamiento (Tabla F.5.4.4-1.)

Aleación	Condición	Producto (nota 1)	k_z
No tratadas en caliente			
1200	H14	S	0.13
3103	H14	S	0.18
	H18	S	0.13
3105	H14	S	0.17
	H16	S	0.15
	H18	S	0.13
5083	O, F	E, S, P, DT	1.00
	H22	S, P	0.45
5154A	O, F	E, S, P	1.00
	H22	S, P	0.40
	H24	S, P	0.29
5251	F	WT	0.20
	F	F	1.00
	H22	S, P	0.35
	H24	S, P	0.24
5454	O, F	E, S, P	1.00
	H22	S	0.35
	H24	S	0.30
Tratadas en caliente			
6061	T6	E, DT	0.50
6063	T4	E	1.00
	T4	DT	0.65
	T4	F	0.80
	T5	E	0.75
	T6	E, F	0.50
	T6	DT	0.45
6082	T4	E, S, P, DT, F	1.00
	T6	E, S, P, DT, F	0.50
7020	T4	E, S, P	0,80(A) 1,00(B)
	T6	E, S, P	0,60(A) 0,80(B)
(nota 2)			

$$k_z = 0.50$$

Para aleaciones 6*** no se recomienda instalar el elemento antes de los 3 días después de soldado, en caso de que se instale antes, se deberá reducir el coeficiente k_z con la siguiente expresión (se supuso que la instalación fue después de los 3 días, $k'_z = k_z$):

$$k'_z = \frac{k_z}{f} \rightarrow f_{(6***)} = 0.9 + 0.1 \sqrt{\frac{\text{días} - 1}{2}}$$

3.3.4.2.2 *Extensión de la zona afectada por el calor.* Las fronteras de la zona afectada por el calor generalmente deben ser tomadas como líneas rectas normales a la superficie del metal, como se muestra en la siguiente figura. Sin embargo, se permite, en su lugar, suponer una frontera curva de radio z .

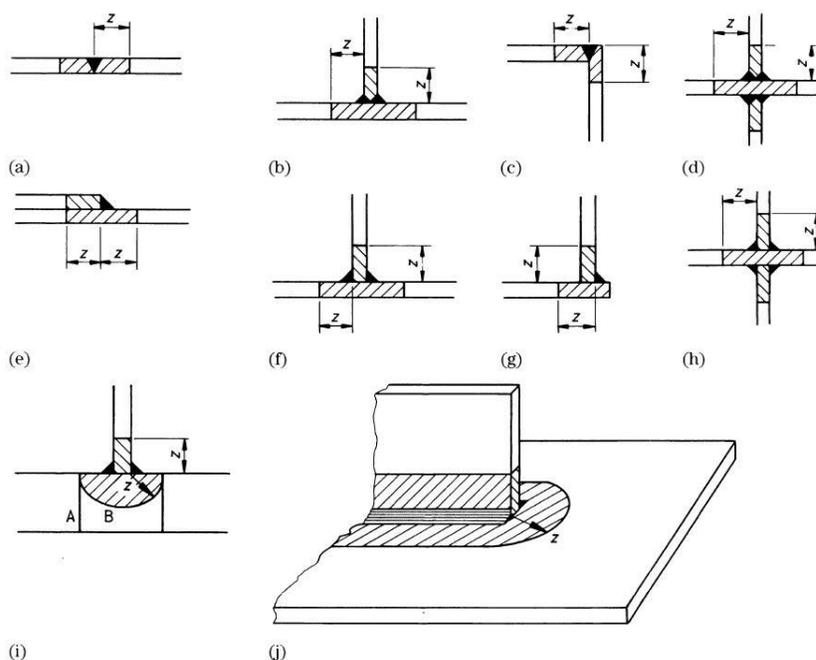


Figura 74. Extensión de la zona afectada por el calor, ubicación de z (Figura F.5.4.4-1(a))

Espesores de los elementos a conectar por medio de la soldadura:

$$t_C = 18.03 \text{ mm (mayor)} \quad ; \quad t_B = 11.18 \text{ mm (menor)}$$

Coefficiente α :

Tabla 104. Extensión de la zona afectada por el calor, coeficiente α .

Caso	Configuración de la unión	Valor de α	
		$t_c \leq 25 \text{ mm}$	$t_c > 25 \text{ mm}$
	Soldadura continua substancialmente recta (véanse figuras F.5.4.4-1(a) (a), (c), (e) y (g))		
P	área total del depósito menor o igual que 50 mm^2	1.0	1.5
Q	área total del depósito mayor que 50 mm^2	1.5	2.0
R	Soldadura continua substancialmente recta que tiene dos o más soldaduras adyacentes (véanse figuras F.5.4.4-1(a) (b), (d), (f) y (h))	1.5	2.0
S	Unión con irregularidad local	1.5	2.0
	(a) uniones miembro a miembro en armaduras		
	(b) soldaduras que conectan rigidizadores transversales en vigas y vigas ensambladas		
	(c) soldaduras usadas para conectar orejas y otros accesorios		

$$\alpha = 1.50$$

Parámetro z_o :

Tabla 105. Parámetro z_o .

Aleación	Soldadura a tope	Tipo de soldadura incluyendo las variaciones de soldadura de filete
Serie 7***	$z_o = \min\left(30 - \frac{t_A}{2}, 4.5t_A\right)$	$z_o = \min\left(30 - \frac{t_A}{2}, 4.5 \frac{t_B^2}{t_A}\right)$
Otras aleaciones	$z_o = \min\left(20 - \frac{t_A}{3}, 3.0t_A\right)$	$z_o = \min\left(20 + \frac{t_A}{3}, 3.0 \frac{t_B^2}{t_A}\right)$

$$t_A = \min\left(\frac{t_B + t_C}{2}, 1.5t_B\right) = \min\left(\frac{11.18 + 18.03}{2} = 14.61 \text{ mm}, 1.5 * 11.18 = 16.77 \text{ mm}\right)$$

$$= 14.61 \text{ mm}$$

El parámetro para una aleación 6061 con soldadura a filete es:

$$z_o = \min\left(20 + \frac{14.61}{3} = 24.87 \text{ mm}, 3.0 * \frac{11.18^2}{14.61} = 25.67 \text{ mm}\right) = 24.87 \text{ mm}$$

Caminos validos de calor:

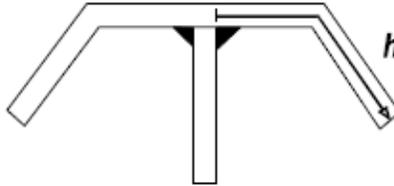


Figura 75. Medición típica del camino de calor (Figura F.5.4.4-2).

Aleación	h_1
Serie 7***	$4.5\alpha z_o$
otras aleaciones	$3\alpha z_o$

Aplica la segunda condición:

$$h_1 = 3 * 1.50 * 24.87 = 111.92 \text{ mm}$$

Distancia medida desde el punto de referencia en la soldadura considerado y a lo largo del camino de calor relevante a través del metal en la mitad del espesor.

$$h = \frac{b_f}{2} = \frac{368.30}{2} = 184.15 \text{ mm}$$

Chequeo:

$$h \geq h_1 \rightarrow \text{Se consideran 2 caminos validos a calor}$$

Coeficiente η :

¿La unión tiene mínimo dos caminos de calor válidos?	η
<i>Si</i>	1.00
<i>No y $t_c \leq 2.5 \text{ cm}$</i>	1.50
<i>No y $t_c > 2.5 \text{ cm}$</i>	1.33

Aplica la primera opción:

$$\eta = 1.00$$

Extensión de la zona afectada por el calor:

$$z = \alpha * \eta * z_o = 1.50 * 1.00 * 24.87 = 37.31 \text{ mm}$$

3.3.5 **Resistencias de diseño.** Las resistencias de diseño del perfil se han tomado de forma aislada (es decir no se ha trabajado en sección compuesta con el concreto), debido a que el Título F.5 de la NSR-10 no establece reglas claras para una interacción entre estos dos materiales además de que la interacción entre concreto y aluminio puede ser perjudicial en algunos casos (químicamente hablando), entonces por las anteriores razones se tomó la decisión de diseñar la columna únicamente con el perfil.

3.3.5.1 **Resistencia a momento.** La resistencia de diseño a momento de una sección dada en ausencia de cortante, debe calcularse de acuerdo a F.5.4.5.2 del título F de la NSR-10.

Tabla 106. Cálculo de Resistencia a momento uniaxial de la sección

Sección	M_{RS}	Aplica
No soldada, compacta	$\Phi P_o Z_n$	No
No soldada, semi-compacta	$\Phi P_o S_n$	No
Soldada, compacta	$\Phi P_o Z_{ne}$	No

Soldada, semi-compacta	$\Phi P_o S_{ne}$	No
No soldada, esbelta	$\min(\Phi P_o S_e, \Phi P_o S_n)$	Si
Soldada, esbelta	$\min(\Phi P_o S_e, \Phi P_o S_{ne})$	No

Para secciones semi compactas se permite lo siguiente (es opcional):

$$M_{RS} = M_{RS(semi-compacto)} + \left(\frac{\beta_0 - \beta}{\beta_0 - \beta_1} \right) (M_{RS(compacto)} - M_{RS(semi-compacto)})$$

- **Sn** y **Zn**: Módulos elástico y plástico, respectivamente, de la sección neta
- **Sne** y **Zne**: Módulos elástico y plástico, respectivamente, de la sección neta efectiva
- **Ze**: Módulo plástico de la sección efectiva

Módulo elástico de la sección neta (no hay perforaciones):

$$S_n = S_x - S_{agujeros} = 2332 - 0 = 2332 \text{ cm}^3$$

Módulo elástico de la sección neta efectiva (no hay perforaciones):

$$S_{ne} = k_z * S_x - S_{agujeros} = 0.5 * 2332 - 0 = 1166 \text{ cm}^3$$

Módulo elástico de la sección neta efectiva (no hay perforaciones):

La sección efectiva se puede calcular directamente con el menor de los factores de reducción entre el ablandamiento por calor o el de pandeo, debido a que la reducción crítica en los dos casos es el calor (es el mismo valor para el alma y la aleta).

$$S_e = \min(k_z, k_L) S_x = 0.5 * 2332 = 1166 \text{ cm}^3$$

Resistencia a momento uniaxial de la sección:

$$\Phi P_o S_e = \frac{0.86 * 240 * 1166}{100^2} = 24.07 \text{ Ton} * \text{m}$$

$$\Phi P_o S_n = \frac{0.86 * 240 * 2332}{100^2} = 48.13 \text{ Ton} * \text{m}$$

$$M_{RS} = \min(\Phi P_o S_e, \Phi P_o S_n) = 24.07 \text{ Ton} * \text{m}$$

Chequeo:

$$M_{RS} \geq M_u \rightarrow Ok$$

Momento de margen de variación:

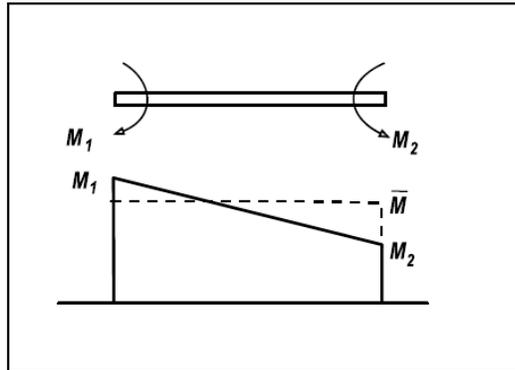


Figura 76. Pandeo torsional lateral, momento uniforme equivalente (Figura F.5.4.5-1).

Condición	\bar{M}
$1.0 > \frac{M_2}{M_1} \geq -0.5$	$0.6M_1 + 0.4M_2$
$\frac{M_2}{M_1} < -0.5$	$0.4M_1$

$$\frac{M_2}{M_1} = \frac{-5.84}{7.74} = -0.75$$

Aplica la segunda condición:

$$\bar{M} = 0.4 * 7.74 = 3.10 \text{ Ton} * m$$

3.3.5.2 **Resistencia a fuerza cortante.** Primero es necesario clasificar la sección como compacta, semi-compacta o esbelta basándose en el elemento componente menos favorable (esta clasificación es diferente a la de flexión).

Elemento	Clasificación	Aplica
Secciones que contienen almas a cortante orientadas en el plano de carga, sin platinas de enchape.	$\frac{d}{t_w} \leq 49\varepsilon \rightarrow \text{Compacta}$ $\frac{d}{t_w} > 49\varepsilon \rightarrow \text{Esbelta}$	Si
Secciones que contienen almas a cortante orientadas en el plano de carga, con platinas de enchape.	No aplica	No
Barra sólida	Compacta	No
Tubería redonda	La misma clasificación que para compresión axial	No

Parámetro ε :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{150}{p_v [MPa]}} = \sqrt{\frac{150}{145}} = 1.02$$

Remplazando:

$$\frac{d}{t_w} = \frac{31.95}{0.112} = 285.27 \quad ; \quad 49\varepsilon = 49 * 1.02 = 49.98$$

La sección se clasifica como: **Esbelta**

Altura total del alma medida desde la superficie exterior de las aletas

$$D = 355.6 \text{ mm}$$

Número de almas:

$$N = 1$$

Altura total de material de la zona afectada por el calor dentro de la altura libre entre aletas del alma (Ver F.5.4.4.3):

$$d_{zt} = 2 * z = 2 * 37.31 = 74.62 \text{ mm}$$

Área efectiva de cortante:

¿El alma está afectada por ablandamiento?	A_v	Aplica
No	$0.8ND * t_w$	No
Si	$N[0.8 * D * t_w - (1 - kz)d_{zt} * t_w]$	Si

Remplazando:

$$A_v = 1 * (0.8 * 355.6 * 11.18 - (1 - 0.5) * 74.62 * 11.18) = 2763.36 \text{ mm}^2$$

Resistencia a diseño a cortante:

Para almas a cortante sin platinas de enchape y orientadas en el plano de carga.

Clasificación	V_{RS}	Aplica
Compactas	$\Phi P_v A_v$	No
Esbeltas	Revisión a fluencia: $\Phi P_v A_v$ Revisión por pandeo: $\Phi \frac{34000 N t_w^3}{d} [\text{kgf, cm}] \leq \Phi P_v A_v$	Si
Para una barra sólida	$0.8 * \min(A . A_e)$	No

Para un tubo redondo compacto	$0.6 * \min(A . A_e)$	No
----------------------------------	-----------------------	----

Reemplazando:

$$\Phi P_v A_v = \frac{0.86 * 145 * 2763.36}{100^2} = 34.46 \text{ Ton}$$

$$\Phi \frac{34000 N t_w^3}{d} = \frac{0.86 * 34000 * 1 * 11.18^3}{319.5 * 1000} = 127.87 \text{ Ton} < 34.46 \text{ Ton}$$

$$V_{RS} = 34.46 \text{ Ton}$$

Chequeo:

$$V_{RS} \geq V_u \rightarrow Ok$$

3.3.5.3 **Combinación de momento y fuerza cortante.** Resistencia de diseño a momento de la sección, teniendo en cuenta el cortante:

Condición	Sección	M_{RSO}
-----------	---------	-----------

$V_u \geq 0.5V_{RS}$	Secciones con almas a cortante conectadas a aletas en ambos extremos longitudinales	$M_{RS} \left[1 + (1 - \alpha) \left(0.6 - \frac{1.2V_u}{V_{RS}} \right) \right]$
$V_u \geq 0.5V_{RS}$	Otras secciones	$M_{RS} \left(1.6 - \frac{1.2V_u}{V_{RS}} \right)$
$V_u < 0.5V_{RS}$	-	M_{RS}

α = relación entre los esfuerzos cortantes mínimo y máximo en el alma suponiendo distribución elástica de esfuerzos.

$$0.5V_{RS} = 0.5 * 34.46 = 17.23 \text{ Ton} > V_u$$

Aplica la tercera condición:

$$M_{RSO} = M_{RS} = 24.07 \text{ Ton} * \text{m}$$

Chequeo:

$$M_{RSO} \geq M_u \rightarrow Ok$$

3.3.5.4 **Resistencia a Compresión.** El diseño a compresión se basó en lo estipulado en F.5.4.7 del Título F de la NSR-10. Para el diseño a compresión generalmente se hacen tres verificaciones, las cuales son:

- **Revisión como columna:** Esto es, revisión a flexión y pandeo (Ver F.5.4.7.2 y F.5.4.7.3) (se refiere al pandeo general del miembro como un todo)
- **Revisión por pandeo torsional:** (Ver F.5.4.7.2 y F.5.4.7.4) (se refiere al pandeo general del miembro como un todo)
- **Revisión por aplastamiento local:** (Ver F.5.4.7.6) (se refiere a la sección transversal más débil a lo largo de la longitud)

3.3.5.4.1 Longitud efectiva.

Coefficiente de longitud efectiva:

Tabla 107. Coeficiente de longitud efectiva K para miembros a compresión (Tabla F.5.4.7-

1.)

Condiciones en los extremos	K
1. Traslación y rotación impedidas en ambos extremos	0.7
2. Traslación impedida en ambos extremos y rotación impedida en uno solo	0.85
3. Traslación impedida y rotación libre en ambos extremos	1.0
4. Traslación impedida en un extremo y rotación impedida en ambos	1.25
5. Traslación y rotación impedidas en un extremo y rotación parcialmente restringida y libertad de traslación en el otro	1.5
6. Traslación y rotación impedidas en un extremo y traslación y rotación libres en el otro	2.0

Debido a que se utilizó el método directo para el análisis de la estructura, se utiliza el siguiente coeficiente:

$$k = 1.0$$

Longitud entre puntos de soporte lateral:

$$L = 3.00 \text{ m}$$

Longitud efectiva de pandeo:

$$l = k * L = 1 * 3.00 = 3.00 \text{ m}$$

3.3.5.4.2 *Parámetro de esbeltez.*

Pandeo como columna:

$$\lambda = \frac{l}{r_y} = \frac{3.00 * 100}{15.57} = 19.27$$

Pandeo torsional:

El parámetro λ de esbeltez para pandeo torsional puede obtenerse de acuerdo a lo siguiente:

Numeral NSR-10	Descripción	Aplica para Perfil I
F.5.4.7.4(b)	Fórmula general	Si
F.5.4.7.4(b)	Ángulos, secciones T, cruciformes	No
F.5.4.7.4(b)	Canales, sombreros	No
Apéndice F.5.H	-	Si

Se escogió la última opción.

F.5.4.7.4 (b):

No aplica.

Expresión	λ	Condición*
Fórmula general	$\pi \sqrt{\frac{EA}{P_{cr}}}$	$\lambda \leq 130$
Ángulos, secciones T, cruciformes	$k * \lambda_o$	$\lambda \leq 130$
Canales, sombreros	$\frac{k * \lambda_o}{\sqrt{1 + Y(\lambda_o/\lambda_x)^2}}$	$\lambda \leq 130$

*En caso de que no cumpla, utilizar el Apéndice F.5.H.

Pcr = carga crítica elástica para pandeo torsional, teniendo en cuenta la interacción con el pandeo como columna cuando sea necesario.

X, Y, λ_x , λ_o : Ver Tabla F.5.4.7-2

Apéndice F.5.H:

Si aplica

Sección	k'
Bisimétrica o con simetría oblicua (Figura F.5.H-1)	1.0
Monosimétrica (Figura F.5.H-2)	Figura F.5.4.7-1
Asimétrica (Figura F.5.H-3)	F.5.H.4.3 del Título F de la NSR-10

$$\lambda_o = 5.14 \sqrt{\frac{I_p}{J}} \quad ; \quad \lambda = \frac{k' * \lambda_o}{\sqrt{1 + \frac{26C_w}{Jl^2}}}$$

Ip: Segundo momento polar del área respecto al centro de corte.

Figuras y tablas mencionadas:

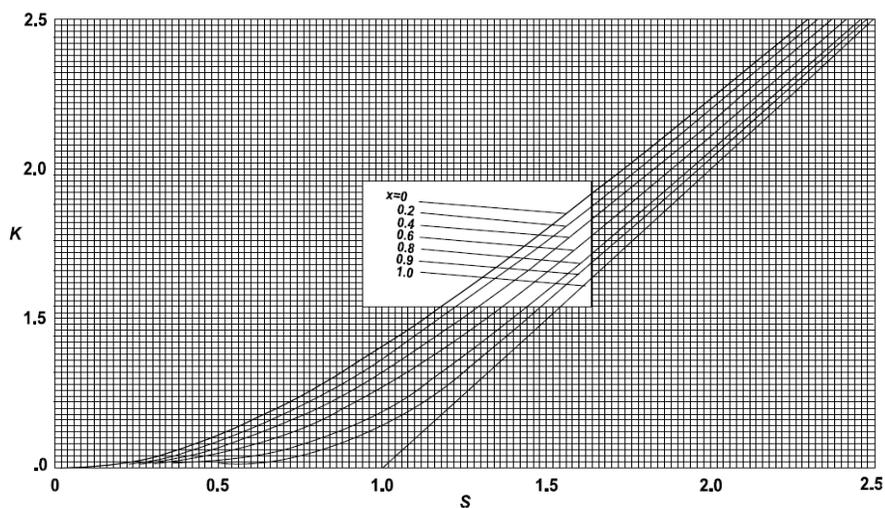


Figura 77. Pandeo torsional de miembros a compresión, coeficiente de interacción k
(Figura F.5.4.7-1).

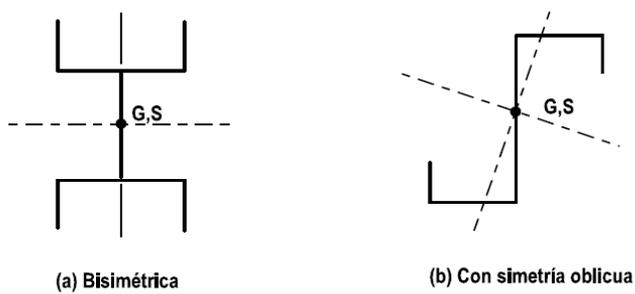
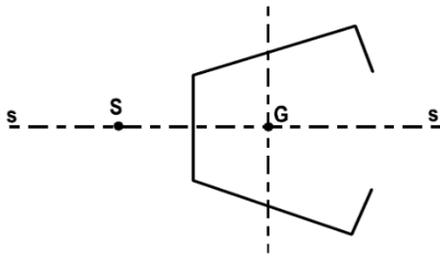
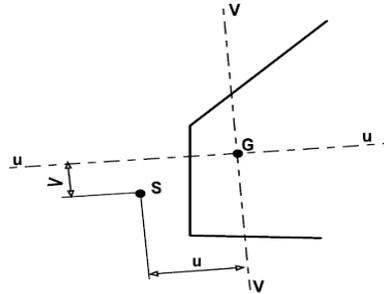


Figura 78. Secciones que no muestran interacción entre los modos de pandeo torsional puro y de flexión (Figura F.5.H-1).



NOTA: El modo de pandeo torsional puro interactúa con el de flexión respecto al eje ss



NOTA: Los tres modos de pandeo fundamentales interactúan entre sí (torsión pura, flexión respecto a uu y flexión respecto a vv)

Figura 79. Sección monosimétrica
(Figura F.5.H-2).

Figura 80. Sección asimétrica (Figura F.5.H-3).

Tabla 108. Parámetros de pandeo torsional para miembros a compresión (Tabla F.5.4.7-2).

1		$\rho \leq 5$	$\lambda_0 = \lambda_1 = 5B/t - 0.6\rho^{1.5} (B/t)^{1/2}$ $\lambda_1 = \lambda_0/\lambda_0$ $X = 0.6$
2		$\rho \leq 5$ $1 \leq w \leq 2.5$	$\lambda_0 = \lambda_1 - (w-1) \{ 2(w-1)^2 - 1.5\rho \}$ $\lambda_1 = \lambda_0/\lambda_0$ $X = 0.6$
3			$\lambda_0 = 66$ $\lambda_1 = \lambda_0/\lambda_0$ $X = 0.6$
4		$\rho \leq 5$ $0.5 \leq B/D \leq 1.0$	$\lambda_0 = (D/t) \{ 4.2 + 0.5(B/D)^2 \} - 0.6\rho^{1.5} (D/t)^{1/2}$ $\lambda_1 = \lambda_0 \{ 1 + 6(1-B/D)^2 \} (\lambda_0/\lambda_0)$ $X = X_4 = 0.6 - 0.4(1-B/D)^2$
5		$\rho \leq 5$ $0.5 \leq B/D \leq 1.0$ $1 \leq w \leq 2.5$	$\lambda_0 = \lambda_4 + 1.5\rho(w-1) - 2(w-1)^3$ $\lambda_1 = \lambda_0$ $X = X_4$
6			$\lambda_0 = 57$ $\lambda_1 = 1.4(\lambda_0/\lambda_0)$ $X = 0.60$
7		$\rho \leq 3.5$	$\lambda_0 = 5.1B/t - \rho^{1.5} (B/t)^{1/2}$ $X = 1$
8		$\rho \leq 5$ $0.5 \leq B/D \leq 2.0$	$\lambda_0 = \lambda_3 = (B/t) \{ 4.4 + 1.1(D/B)^2 \} - 0.7\rho^{1.5} (B/t)^{1/2}$ $\lambda_1 = \lambda_0/\lambda_0$ $X = X_3 = 1.1 - 0.3D/B$
9		$\rho \leq 5$ $0.5 \leq B/D \leq 2.0$ $1 \leq w \leq 2.5$	$\lambda_0 = \lambda_3 + 1.5\rho(w-1) - 2(w-1)^3$ $\lambda_1 = \lambda_0/\lambda_0$ $X = X_3$
10			$\lambda_0 = 70$ $\lambda_1 = (\lambda_0/\lambda_0)$ $X = 0.83$
11			$\lambda_0 = 60$ $\lambda_1 = (\lambda_0/\lambda_0)$ $X = 0.76$
12			$\lambda_0 = 63$ $\lambda_1 = (\lambda_0/\lambda_0)$ $X = 0.89$
13		$0.5 \leq D/B \leq 2.0$ $\rho \leq 3.5$	$\lambda_0 = (D/t) \{ 1.4 + 1.5(B/D) + 1.1(D/B) \} - \rho^{1.5} (D/t)$ $\lambda_1 = (\lambda_0/\lambda_0)$ $X = 1.3 - 0.5D/B + 0.2(D/B)^2$
14			$\lambda_0 = 65$ $\lambda_1 = (\lambda_0/\lambda_0)$ $X = 0.78$
15		$1 \leq D/B \leq 3$ $1 \leq t_1/t_2 \leq 2$	$\lambda_0 = (B/t_2) \{ 7 + 1.5(D/B)(t_1/t_2) \}$ $\lambda_1 = (\lambda_0/\lambda_0)$ $X = 0.35D/B - 0.04(D/B)^2$ $Y = 0.14 - 0.02D/B - 0.02t_1/t_2$
16		$1 \leq D/B \leq 3$ $C/B \leq 0.4$	$\lambda_0 = (B/t) \{ 7 + 1.5(D/B) + 5(C/B) \}$ $\lambda_1 = (\lambda_0/\lambda_0)$ $X = 0.35D/B - 0.04(D/B)^2 - 0.25C/B$ $Y = 0.11 - 0.02D/B + \{ 0.05(C/B) \} / (D/B - 0.5)$
17		$1 \leq D/B \leq 3$ $C/B \leq 0.4$	$\lambda_0 = (B/t) \{ 7 + 1.5(D/B) + 5(C/B) \}$ $\lambda_1 = (\lambda_0/\lambda_0)$ $X = 0.35D/B - 0.04(D/B)^2$ $Y = 0.11 - 0.02D/B + \{ 0.05(C/B) \} / (D/B - 0.5)$
18			$\lambda_0 = 126$ $\lambda_1 = (\lambda_0/\lambda_0)$ $X = 0.59$ $Y = 0.104$

NOTA 1: Formas de sección reforzada que cumplan con normas como el BS 1161.
 NOTA 2: Las secciones son de espesor uniforme t, excepto los casos 14 y 15.
 NOTA 3: λ_u , λ_y y λ_x son los parámetros de esbeltez (l/r) para pandeo por flexión respecto a los ejes u, x o y.
 NOTA 4: ρ es un coeficiente que depende de la cantidad de material del filete en la raíz de la sección como se indica a continuación:
 Filetes radiados $\rho = R/t$
 Filetes a 45° $\rho = 1.6R/t$

NOTA 5: Los valores dados para λ_0 , X y Y son válidos únicamente dentro de los límites mostrados. En el caso de ángulos espalda contra espalda (casos 8 a 12), las expresiones dejan de ser aplicables si la separación entre los ángulos excede 2t.

Remplazando:

La sección es Bisimétrica:

$$k' = 1.0$$

Segundo momento polar del área respecto al centro de corte:

$$I_p = 6.71 * 10^4 \text{ cm}^4$$

Parámetro de esbeltez:

$$\lambda_o = 5.14 \sqrt{\frac{6.71 * 10^4}{159.64}} = 105.38 \quad \rightarrow \quad \lambda = \frac{1.0 * 105.38}{\sqrt{1 + \frac{26 * 4276254.15}{159.64 * 300^2}}} = 35.65$$

3.3.5.4.3 *Áreas de la sección.* Las propiedades efectivas de los elementos deben reducirse de acuerdo a lo siguiente:

Elemento	Espesor reducido	Aplica
----------	------------------	--------

Esbelto libre de efectos de zona afectada por el calor	$k_L * t$	No
No-esbeltos sujetos a efectos de zona afectada por el calor	$k_z * t$	No
Esbelto con efectos de zona afectada por el calor*	$\min(k_z, k_L) * t$	Si (aleta y alma)

*El factor k_z solo debería aplicarse hasta la región delimitada por z , pero por facilidad de cálculo, se toma toda la sección (esta decisión es conservadora).

Área de la sección bruta, sin reducción por pandeo local, ablandamiento en la zona afectada por el calor o agujeros

$$A = 168.53 \text{ cm}^2$$

Área de la sección efectiva:

La sección efectiva se puede calcular directamente con el menor de los factores de reducción entre el ablandamiento por calor o el de pandeo, debido a que la reducción crítica en los dos casos es el calor (es el mismo valor para el alma y la aleta).

$$A_e = \min(k_z, k_L) A = 0.5 * 168.53 = 84.27 \text{ cm}^2$$

Área de la sección neta, con reducción por agujeros no rellenos

$$A_n = A - A_{\text{agujeros}} = 168.53 - 0 = 168.53 \text{ cm}^2$$

Área de la sección neta efectiva:

Debe tomarse como A_e menos una reducción por agujeros no rellenos. Para agujeros localizados en regiones de espesor reducido, la reducción puede hacerse con base en el espesor reducido en lugar del espesor total.

$$A_{ne} = A_e - A_{\text{agujeros}} = 84.27 - 0 = 84.27 \text{ cm}^2$$

3.3.5.4.4 Esfuerzo límite.

Valor de P_1 :

Sección	P_1	Aplica
Sección compacta, sin efectos de zona afectada por el calor	P_o	No
Otras secciones.	$\left(\frac{A_e}{A}\right) P_o$	Si

Remplazando:

$$P_1 = \left(\frac{84.27}{168.53} \right) * 240 = 120 \text{ MPa} = 12.0 \frac{\text{kgf}}{\text{mm}^2}$$

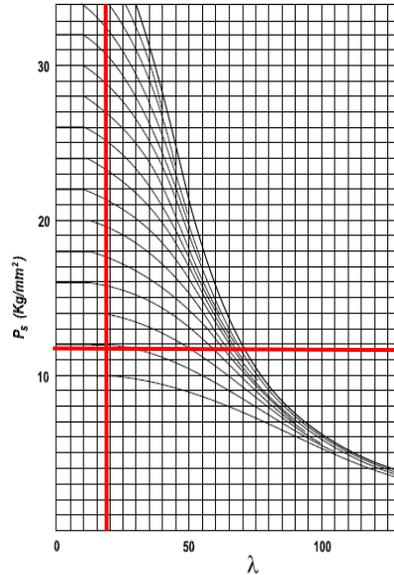
Esfuerzo límite:

El esfuerzo de pandeo ya sea como columna o torsional para miembros a compresión, se obtiene usando la curva (de acuerdo a la figura de la siguiente tabla) que intercepta el eje de esfuerzos en un esfuerzo P_1

Tabla 109. Selección de la curva para miembros a compresión (Tabla F.5.4.7-3).

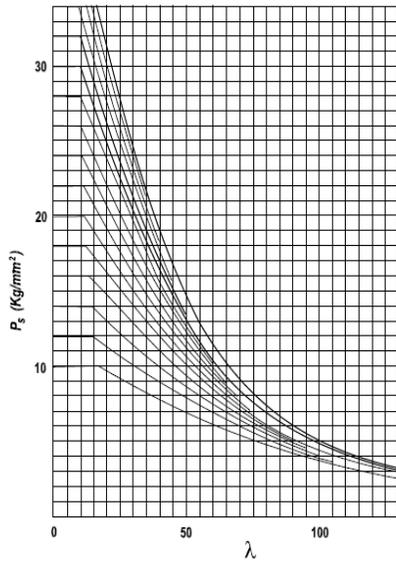
Tipo de pandeo	Miembro no soldado	Miembro soldado
Pandeo de columna:		
sección simétrica o ligeramente asimétrica	figura F.5.4.5-3 (a)	figura F.5.4.5-3 (b)
sección severamente asimétrica	figura F.5.4.5-3 (b)	figura F.5.4.5-3 (c)
Pandeo torsional:		
generalmente	figura F.5.4.7-2(a)	
sección compuesta por aletas salientes (véase F.5.4.7.5 (b))	figura F.5.4.7-2 (b)	

Pandeo Como Columna:



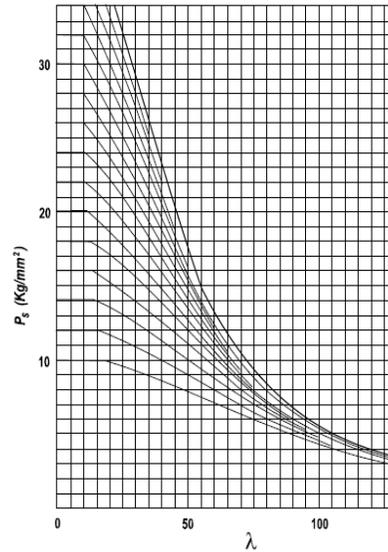
NOTA: Para encontrar ρ_s con $\lambda > 130$ véase la figura F.5.I-1, apéndice I.

Figura 81. Esfuerzo de pandeo como columna para miembros a compresión ρ_s
(Figura F.5.4.5-3(a))



NOTA: Para encontrar ρ_s con $\lambda > 130$ véase la figura F.5.I-1, apéndice I.

Figura 82. Esfuerzo de pandeo como columna para miembros a compresión ρ_s .
(Figura F.5.4.5-3(b))

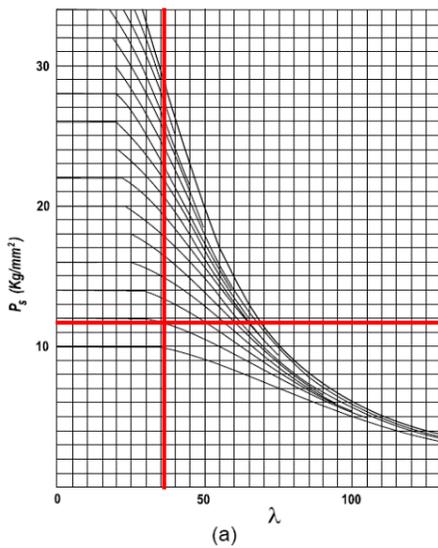


NOTA: Para encontrar ρ_s con $\lambda > 130$ véase la figura F.5.I-1, apéndice I.

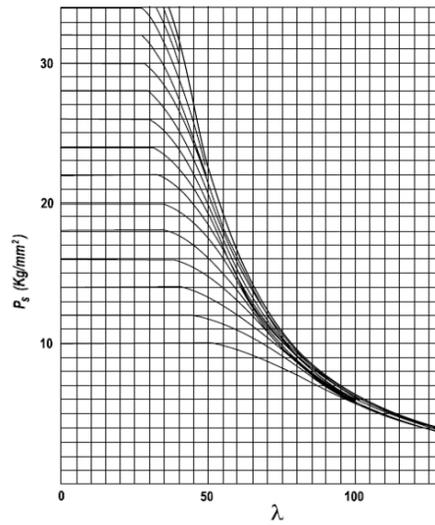
Figura 83. Esfuerzo de pandeo como columna para miembros a compresión ρ_s
(Figura F.5.4.5-3(c))

$$p_s = 11.86 \frac{kgf}{mm^2} = 118.60 MPa$$

Pandeo torsional:



NOTA: Para encontrar p_s con $\lambda > 130$ véase la figura F.5.1-1, apéndice I



NOTA: Para encontrar p_s con $\lambda > 130$ véase la figura F.5.1-1, apéndice I.

Figura 84. Esfuerzo de pandeo torsional para miembros a compresión p_s
(Figura F.5.4.7-2 (a))

Figura 85. Esfuerzo de pandeo torsional para miembros a compresión p_s
(Figura F.5.4.7-2 (b))

$$p_s = 11.64 \frac{kgf}{mm^2} = 116.40 MPa$$

3.3.5.4.5 Resistencias de diseño.

Resistencia por pandeo como columna:

$$P_R = \Phi * p_s A = \frac{0.86 * 118.60 * 168.53}{100} = 171.89 \text{ Ton}$$

Resistencia por pandeo torsional:

El pandeo torsional puede ignorarse si cumple uno de los siguientes casos:

- Secciones huecas cerradas
- Secciones I doblemente simétricas
- Secciones enteramente compuestas de salientes radiantes, esto es, ángulos, secciones T, cruciformes, que se clasifiquen como compactas

Aplica la segunda opción, más sin embargo se decide calcular el pandeo torsional.

$$P_R = \Phi * p_s A_e = \frac{0.86 * 116.40 * 168.53}{100} = 168.71 \text{ Ton}$$

Aplastamiento local:

Sección	P_{RS}	Aplica
Sección compacta, sin efectos de	$\Phi P_a A_n$	Si

zona afectada por el calor		
Otras secciones.	$\Phi P_a A_{ne}$	No

Remplazando:

$$P_{RS} = \Phi P_a A_{ne} = \frac{0.86 * 260 * 84.27}{100} = 188.43 \text{ Ton}$$

Resistencia de diseño a compresión:

Se toma como el menor de los 3 casos.

$$P_R = 168.71 \text{ Ton}$$

Chequeo:

$$P_R \geq P_u \rightarrow Ok$$

3.3.5.5 **Resistencia a Flexión con Fuerza Axial y Flexión Biaxial.** La flexión con fuerza axial y flexión biaxial se tomó basado en F.5.4.8 del Título F de la NSR-10.

Los casos de acción efecto combinados son los siguientes:

Caso	Definición	Aplica
Caso A	flexión respecto al eje mayor con fuerza axial ($M_x + P$)	No
Caso B,	flexión respecto al eje menor con fuerza axial ($M_y + P$)	No
Caso C	flexión biaxial ($M_x + M_y$)	No
Caso D	flexión biaxial con fuerza axial ($M_x + M_y + P$)	Si

3.3.5.5.1 Revisión de la sección.

Carga	Valor
P: Fuerza axial bajo carga mayorada [Ton]	27.38
PRS: resistencia axial de diseño de la sección transversal [Ton]	168.71
M_x: Momento uniaxial respecto al eje mayor, bajo carga mayorada [Ton*m]	1.048
M_y: Momento uniaxial respecto al eje menor, bajo carga mayorada [Ton*m]	7.404
*MRS_x: Resistencia de diseño a momento uniaxial de la sección transversal ajustada para tener en cuenta el cortante coincidente si es necesario, respecto al eje mayor [Ton*m]	8.43
MRS_y: Resistencia de diseño a momento uniaxial de la sección transversal ajustada para tener en cuenta el cortante coincidente si es necesario, respecto al eje menor [Ton*m]	24.07

* **MRS_x** no aparece calculado en este documento, pero se calculó de la misma manera que **MRS_y**, pero utilizando las propiedades de su respectivo eje.

Chequeo de la sección:

Caso	Chequeo
Caso A	$\frac{P}{P_{RS}} + \frac{M_x}{MR_{sx}} \leq 1.0$
Caso B,	$\frac{P}{P_{RS}} + \frac{M_y}{MR_{sy}} \leq 1.0$
Caso C	$\frac{M_x}{MR_{sx}} + \frac{M_y}{MR_{sy}} \leq 1.0$
Caso D	$\frac{P}{P_{RS}} + \frac{M_x}{MR_{sx}} + \frac{M_y}{MR_{sy}} \leq 1.0$

Aplica el caso D:

$$\frac{P}{P_{RS}} + \frac{M_x}{MR_{sx}} + \frac{M_y}{MR_{sy}} = \frac{27.38}{168.71} + \frac{1.048}{8.43} + \frac{7.404}{24.07} = 0.59 \leq 1.00 \rightarrow Ok$$

3.3.5.5.2 *Revisión por pandeo general.* Se debe tomar en cuenta el pandeo local y el ablandamiento de la zona afectada por el calor, pero se puede ignorar los agujeros.

Carga	Valor

* PR_x : Resistencia axial de diseño a pandeo como columna general, alrededor del eje mayor [Ton]	171.89
PR_y : Resistencia axial de diseño a pandeo como columna general, alrededor del eje menor [Ton]	165.24
* M_x = Momento uniforme equivalente respecto al eje mayor [Ton*m]	0.42
M_y = momento uniforme equivalente respecto al eje menor [Ton*m]	3.10
* MRP_x = Valor de M_x que sería aceptable en combinación con P, pero en ausencia de flexión respecto al eje menor [Ton*m]	8.43
MRP_y = Valor similar de M_y en ausencia de flexión respecto al eje mayor [Ton*m]	24.07

* Estos valores no aparece calculados en este documento, pero su cálculo se realizó de la misma manera que su contraparte del Eje Y, pero utilizando las propiedades del Eje X.

Chequeo del pandeo general:

Caso	Chequeo
Caso A	<p>Prevención del pandeo respecto al eje mayor:</p> $\frac{P}{P_{RX}} + \frac{\overline{M}_x}{M_{RSx}} + \frac{P\overline{M}_x}{2P_{RX}M_{RSx}} \leq 1.0$ <p>Prevención del pandeo respecto al eje menor:</p> $\frac{P}{P_{Ry}} + \frac{\overline{M}_x}{M_{RSx}} \leq 1.0$

Caso B,	flexión respecto al eje menor con compresión axial $\frac{P}{P_{Ry}} + \frac{\overline{M}_y}{M_{RSy}} + \frac{P\overline{M}_y}{2P_{Ry}M_{RSy}} \leq 1.0$
Caso C	prevención del pandeo respecto al eje menor (flexión biaxial): $\frac{\overline{M}_x}{M_{RSx}} + \frac{\overline{M}_y}{M_{RSy}} \leq 1.0$
Caso D	flexión biaxial con fuerza axial: $\frac{\overline{M}_x}{M_{RPx}} + \frac{\overline{M}_y}{M_{RPy}} \leq 1.0$

Aplica el Caso D:

$$\frac{\overline{M}_x}{M_{RPx}} + \frac{\overline{M}_y}{M_{RPy}} = \frac{0.42}{8.43} + \frac{3.10}{24.07} = 0.18 \leq 1.00 \rightarrow Ok$$

4. Conexiones

Para empezar esta sección, se aclara que algunos ítems de cálculos de este capítulo de Conexiones, se han basado en lo estipulado en los Capítulo D y Capítulo J del *American Aluminum Design Manual "AA"* [20], debido a que el Título F.5 no contiene explícitamente algunas expresiones que normalmente se hacen para el diseño de conexiones en elementos metálicos (se desconoce si en la NSR-10 no son necesarios, más sin embargo para mayor seguridad se utilizó la normativa americana para ir a lo seguro); también se aclarara de lo dicho anteriormente, que no se están combinando ambas normativas, si no que se utilizan el AA para completar un vacío que a juicio del autor tiene el Título F.5 de la NSR-10 (todas las expresiones del F.5 de conexiones son utilizadas cuando se requiere y en ningún momento son remplazadas por el AA).

Aclarado lo primero, también se hace énfasis en lo siguiente, algunos ítems de resistencia en conexiones del AA se necesita un valor de esfuerzo de fluencia, valor que en el Título F.5 de la NSR-10 no lo contiene explícitamente, por lo que del mismo AA se ha obtenido el valor de esfuerzo último y esfuerzo de fluencia para la aleación que con la que se ha ido trabajado en este diseño (6061-T6) y así tener un valor para poder calcular los ítems de resistencia donde se requieren.

Los valores de esfuerzo de fluencia y esfuerzos últimos según el tipo de elemento se muestran a continuación

Tabla 110. Resistencias nominales de aleaciones en aluminio (Tabla A.3.3M de AA).

ALLOY	TEMPER	ASTM SPECIFICATION, PRODUCT	THICKNESS mm		F_{tu} MPa	F_{ty} MPa	F_{tuw} MPa	F_{tyw} MPa	k_t
			over	thru					
5456	H32	B209, sheet & plate	4.00	12.50	315	230	285	125	1
5456	H32	B209, sheet & plate	12.50	40.00	305	215	285	125	1
5456	H32	B209, sheet & plate	40.00	80.00	285	200	285	125	1
5456	H321	B928, sheet & plate	4.00	12.50	315	230	285	125	1
5456	H321	B928, sheet & plate	12.50	40.00	305	215	285	125	1
5456	H321	B928, sheet & plate	40.00	80.00	285	200	285	125	1
6005	T5	B221, extrusion	–	25.00	260	240	165	90	1.25
6005A	T61	B221, extrusion	–	25.00	260	240	165	90	1
6061	T6	B209, sheet & plate	0.15	6.30	290	240	165	80① or 105②	1
6061	T651	B209, sheet & plate	6.30	100.00	290	240	165	80① or 105②	1
6061	T6	B632, tread plate	5.00	16.00	290	240	165	80① or 105②	1
6061	T6, T6510, T6511	B221, extrusion	All		260	240	165	80① or 105②	1
6061	T6, T651	B211, bar, rod, & wire	3.20	200.00	290	240	165	80① or 105②	1
6061	T6	B210, drawn tube	0.63	12.50	290	240	165	80① or 105②	1
6061	T6, T6510, T6511	B241, pipe & tube	All		260	240	165	80① or 105②	1
6061	T6, T6510, T6511	B429, pipe & tube	All		260	240	165	80① or 105②	1
6061	T6	B247, forging	–	100.00	260	240	165	80① or 105②	1
6061	T6	B308, std structural profile	1.20	–	260	240	165	80① or 105②	1
6063	T5	B221, extrusion	–	12.50	150	110	115	55	1

Se obtienen los siguientes esfuerzos últimos y de fluencia:

Secciones en plancha o lámina:

$$F_{tu} = 290 \text{ MPa} \quad ; \quad F_{ty} = 240 \text{ MPa} \quad ; \quad k_t = 1.0$$

Secciones extruidas:

$$F_{tu} = 260 \text{ MPa} \quad ; \quad F_{ty} = 240 \text{ MPa} \quad ; \quad k_t = 1.0$$

Tubos redondos (para la riostra):

$$F_{tu} = 260 \text{ MPa} \quad ; \quad F_{ty} = 240 \text{ MPa} \quad ; \quad k_t = 1.0$$

El valor k_t es necesario para calcular la resistencia de bloque de cortante.

4.1 Conexión viga-vigueta

La conexión entre viga y vigueta se desarrolló como una conexión simple, es decir, una conexión que solo transmite cortante y no flexión (conexión articulada).

Tabla 111. Variables de carga y materiales.

Variable	Valor
Carga de cortante V_u (obtenido de 2.2)	3.34 Ton
Módulo de elasticidad E	70000 MPa
Relación de Poisson ν	0.3

4.1.1 Geometría de la conexión

Tabla 112. Variables geométricas del conector.

Variable	Valor [mm]
Diámetro del perno d_b	9.53 (3/8")
Diámetro de perforación d_h	11.11 (7/16")

Distancia libre entre la viga principal y la soportada a	10
Distancia entre pernos s	50
Distancia al borde horizontal L_{eh}	20
Distancia al borde vertical L_{ev}	20

Excentricidad de la perforación a la carga:

$$e = L_{eh} + a = 20 + 10 = 30 \text{ mm}$$

4.1.1.1 **Requisitos geométricos.** Los requisitos de distancias de borde y separación entre pernos se obtuvieron de la sección F.5.6.3 de la NSR-10.

Tabla 113. Chequeos de Geometría.

Condición	Valor [mm]	Cumple
$L_{ev} \geq 1.5 * d_b$	$20 \geq 1.5 * 9.53 = 14.30$	Si
$L_{eh} \geq 1.5 * d_b$	$20 \geq 1.5 * 9.53 = 14.30$	Si
$s \geq 3 * d_b$	$50 \geq 3 * 9.53 = 28.59$	Si
$s \leq \min(200, 16t)$	$50 < \min(200, 16 * 5.84 = 93.44) = 93.44$	Si

4.1.1.2 **Número de pernos.** El número de pernos se determina basado en la resistencia que deben soportar de la conexión.

4.1.1.2.1 Cortante en el perno

El cortante de un solo perno se basó en lo establecido en F.5.6.4.2 del Capítulo F.5 de la NSR-

10.

Tabla 114. Esfuerzo límite para sujetadores de aluminio p_f (Tabla F.5.6.4-1)

Tipo de sujetador	Aleación	Condición	Método de colocación	Diámetro	P_f
				mm	kgf/mm ²
Pernos	6082	T6	-	menor o igual a 6	16.5
				6 a 12	17.5
	6061	T8	-	menor o igual a 12	17.5
				5056A	H24
Remaches	5154A	O, F	Frío o caliente	menor o igual a 25	12.0
	5154A	H22	Frío	menor o igual a 25	14.0
	6082	T4	Frío	menor o igual a 25	11.0
	6082	T6	Frío	menor o igual a 25	16.5
	5056A	O, F	Frío o caliente	menor o igual a 25	14.5
	5056A	H22	Frío	menor o igual a 25	15.5

$$p_f = 17.5 \frac{\text{kgf}}{\text{mm}^2} = 175 \text{ MPa}$$

Área:

Condición	A_{es}	Aplica
Para pernos, cuando el plano de corte pasa por esa área	A_{tb} (área de esfuerzo de la parte roscada del perno)	Si
Para pernos, cuando el plano de corte pasa por el vástago	A_{SH} (área del vástago)	No

Para remaches	A_h (área del agujero)	No
---------------	--------------------------	----

Remplazando:

$$A_{es} = \frac{\pi}{4} d_b^2 = \frac{\pi}{4} (9.53)^2 = 71.33 \text{ mm}^2$$

Constante k_1 :

Conector	k_1	Aplica
Remaches	1.00	No
Pernos de precisión	0.95	Si
Pernos de holgura normal	0.85	No

$$k_1 = 0.95$$

Constante α_s :

Conectores	α_s	Aplica
Pernos y remaches de aluminio	0.6	Si

Pernos y remaches de acero	0.7	No
----------------------------	-----	----

$$\alpha_s = 0.60$$

Resistencia de diseño a cortante de un solo perno:

$$V_{RS} = \Phi \alpha_s p_f A_{es} K_1 = \frac{0.8 * 0.6 * 175 * 71.33 * 0.95}{100^2} = 0.57 \text{ Ton}$$

4.1.1.2.2 *Aplastamiento en la vigueta*

La resistencia efectiva de diseño al aplastamiento para un único remache o perno se basó en lo establecido en F.5.6.4.4 del Capítulo F.5 de la NSR-10. La resistencia al aplastamiento es igual al menor valor entre la resistencia de diseño al aplastamiento de un solo sujetador BRF y la capacidad por aplastamiento de la capa conectada BRP.

Diámetro nominal del sujetador

$$d_f = 0.95 \text{ cm}$$

Espesor de la capa conectada (espesor alma vigueta):

$$t = 0.58 \text{ cm}$$

Distancia desde el centro de un agujero hasta el borde adyacente en la dirección del aplastamiento del sujetador:

$$e' = l_{eh} = 2.0 \text{ cm}$$

Parámetro c:

Condición	c
$\frac{d_f}{t} \leq 10$	2.0
$10 < \frac{d_f}{t} \leq 13$	$20 \frac{t}{d_f}$
$\frac{d_f}{t} > 13$	1.5

Remplazando:

$$\frac{d_f}{t} = \frac{0.95}{0.58} = 1.64 \rightarrow c = 2.0$$

Resistencia:

$$\frac{f_{0.2} + f_u}{2} = \frac{240 + 280}{2} = 260 \text{ MPa} \quad ; \quad 1.2f_{0.2} = 1.2 * 240 = 288 \text{ MPa}$$

$$p_a = \min\left(\frac{f_{0.2} + f_u}{2}, 1.2f_{0.2}\right) = 260 \text{ MPa}$$

Resistencia de diseño al aplastamiento del perno:

$$B_{RF} = \Phi * 2 * d_f * t * p_f = \frac{0.86 * 2 * 0.95 * 0.58 * 175}{100} = 1.66 \text{ Ton}$$

Resistencia de diseño al aplastamiento de la capa conectada:

$$B_{RP1} = \Phi * c * d_f * t * p_a = \frac{0.86 * 2 * 0.95 * 0.58 * 260}{100} = 2.46 \text{ Ton}$$

$$B_{RP2} = \Phi * e' * t * p_a = \frac{0.86 * 2.0 * 0.58 * 260}{100} = 2.59 \text{ Ton}$$

$$B_R = \min(B_{RF}, B_{RP1}, B_{RP2}) = 1.66 \text{ Ton}$$

Tabla 115. Resistencia del conector.

Resistencia	B_R [Ton]
Cortante en el perno	0.57
Aplastamiento	1.66

Se escoge la menor resistencia:

$$\Phi r_n = 0.57 \text{ Ton}$$

Se determina el número de pernos, teniendo en cuenta la excentricidad de la reacción
(Ecuación simplificada propuesta por Salmon y Johnson)

$$n = \sqrt{\frac{6 * V_u * e}{\Phi r_n * s}} = \sqrt{\frac{6 * 3.34 * 30}{0.57 * 50}} = 4.59 \approx 5$$

4.1.1.3 **Dimensiones de la placa.** Se colocaron todos los pernos en una sola fila.

Altura:

$$h = 2 * L_{ev} + (n - 1) * s = 2 * 20 + (5 - 1) * 50 = 240 \text{ mm}$$

Ancho:

$$b = L_{eh} + e = 20 + 30 = 50 \text{ mm}$$

Espesor:

Se propone el siguiente espesor para la resistencia de las sollicitudes:

$$t_p = 1/4" = 6.35 \text{ mm}$$

4.1.1.4 ***Dimensiones de cortes y holguras en la vigueta (desaleta).*** Radio de corte:

Según la AWS el corte circular (desaleta) se debe realizar para evitar concentraciones de esfuerzo en la sección. La AWS no recomienda realizar cortes rectos.

$$r_{\text{mín}} = 13 \text{ mm}$$

Corte vertical:

$$d_c = r_{\text{mín}} + t_f = 13 + 8.51 \approx 25 \text{ mm} \quad ; \quad d_c \geq k = 8.51 \text{ mm}$$

$$d_c = 25 \text{ mm}$$

Espacio libre entre la aleta de la viga principal y la sección de corte:

$$x = 10.0 \text{ mm}$$

$$5 \text{ mm} < x < 10 \text{ mm} \rightarrow Ok$$

Corte horizontal:

$$c = \frac{b_{f.viga} - t_{w.viga}}{2} - a + x = \frac{260 - 10.0}{2} - 10 + 10.0 = 125 \text{ mm}$$

Chequeo:

La altura de la placa debe ser mayor que la longitud entre filetes de la vigueta.

$$h_{placa} < D_{vigueta} - t_{f.vigueta} - d_c$$

Remplazando:

$$240 \text{ mm} < 347.98 - 8.51 - 25 = 314.47 \text{ mm} \rightarrow Ok$$

4.1.2 **Diseño de la Vigüeta.** Los diferentes cálculos de resistencia que se muestran en esta sección se basaron en lo estipulado en el Capítulo J del American Aluminum Design Manual “AA” [20].

4.1.2.1 **Desaleta en el perfil.** Si existe desaleta (eliminación de la aleta y parte del alma) la verificación de pandeo debe realizarse.

Altura de la vigüeta con desaleta (desaleta únicamente por arriba):

$$h_o = D - d_c = 34.798 - 2.5 = 32.30 \text{ cm}$$

4.1.2.2 **Fluencia por flexión.**

Parámetro f:

Condición	f
$\frac{c}{d} \leq 1$	$2 * \frac{c}{d}$
$\frac{c}{d} > 1$	$1 + \frac{c}{d}$

$$\frac{c}{d} = \frac{125}{34.798} = 0.20$$

Aplica la primera condición:

$$f = 2 * 0.20 = 0.40$$

Parámetro k:

Condición	k
$\frac{c}{h_o} \leq 1$	$2.2 * \left(\frac{h_o}{c}\right)^{1.65}$
$\frac{c}{h_o} > 1$	$2.2 * \frac{h_o}{c}$

$$\frac{c}{h_o} = \frac{125}{32.30} = 0.22$$

Aplica la primera condición:

$$k = 2.2 * \left(\frac{1}{0.22}\right)^{1.65} = 26.76$$

Centroide de la vigueta con desalete:

$$\bar{y} = \frac{\frac{t_w * h_o * (h_o - t_f)}{2} + \frac{b_f * t_f^2}{2}}{t_w * (h_o - t_f) + t_f * b_f} = \frac{\frac{0.58 * 32.30 * (32.30 - 0.85)}{2} + \frac{12.7 * 0.85^2}{2}}{0.58 * (32.30 - 0.85) + 0.85 * 12.7} = 10.30 \text{ cm}$$

Inercia de la vigueta con desalete:

$$I = \frac{b_f * t_f^3}{12} + b_f * t_f \left(\bar{y} - \frac{t_f}{2} \right)^2 + \frac{t_w (h_o - t_f)^3}{12} + t_w (h_o - t_f) \left(\bar{y} - \frac{h_o}{2} \right)^2$$

$$I = \frac{12.7 * 0.85^3}{12} + 12.7 * 0.85 \left(10.30 - \frac{0.85}{2} \right)^2 + \frac{0.58(32.30 - 0.85)^3}{12} + 0.58(32.30 - 0.85) \left(10.30 - \frac{32.30}{2} \right)^2$$

$$I = 3181.1 \text{ cm}^4$$

Módulo de sección neto de la vigueta:

$$S_{net} = \frac{I}{h_o - \left(\bar{y} - \frac{t_f}{2} \right)} = \frac{3181.1}{32.30 - \left(10.30 - \frac{0.85}{2} \right)} = 141.86 \text{ cm}^3$$

Esfuerzo critico:

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 * E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t_w}{h_o} \right)^2 * f * k = \frac{\pi^2 * 7 * 10^4}{12(1 - 0.3^2)} \left(\frac{0.58}{32.30} \right)^2 * 0.40 * 26.76 = 218.36 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} \geq 0.9F_{ty} = 0.9 * 240 = 216 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = 218.36 \text{ MPa}$$

Resistencia de diseño de fluencia por flexión:

$$\Phi M_n = \Phi F_{cr} * S_{net} = \frac{0.90 * 218.36 * 141.86}{100^2} = 2.79 \text{ Ton} * m$$

Momento ultimo:

$$M_u = V_u * e = \frac{3.34 * 30}{1000} = 0.10 \text{ Ton} * m$$

Chequeo:

$$M_u \leq \Phi M_n \rightarrow Ok$$

4.1.2.3 Fluencia por cortante.

Área de cortante:

$$A_{gv} = t_w * h_o = 0.58 * 32.3 = 18.73 \text{ cm}^2$$

Resistencia de diseño por fluencia de cortante:

$$\Phi R_n = \Phi * 0.6 * F_{ty} * A_{gv} = \frac{0.9 * 0.6 * 240 * 18.73}{100} = 24.27 \text{ Ton}$$

Carga Última:

$$V_u = 3.34 \text{ Ton}$$

Chequeo:

$$V_u \leq \Phi R_n \rightarrow Ok$$

4.1.2.4 Rotura por cortante.

Área neta de cortante:

$$A_{nv} = A_{gv} - \sum d_h * t_w = 18.73 - 5 * (1.11 * 0.58) = 15.51 \text{ cm}^2$$

Resistencia de diseño por rotura de cortante:

$$\Phi R_n = \Phi 0.6 * F_{tu} * A_{nv} = \frac{0.75 * 0.60 * 260 * 15.51}{100} = 18.15 \text{ Ton}$$

Carga Última:

$$V_u = 3.34 \text{ Ton}$$

Chequeo:

$$V_u \leq \Phi R_n \rightarrow Ok$$

4.1.2.5 *Bloque de cortante.*

Área bruta de tracción:

$$A_{nt} = L_{eh} * t_w = 2 * 0.58 = 1.16 \text{ cm}^2$$

Área neta de tracción:

$$A_{nt} = \left(L_{eh} - \frac{d_h}{2} \right) * t_w = \left(2 - \frac{1.11}{2} \right) * 0.58 = 0.84 \text{ cm}^2$$

Área bruta de cortante:

$$A_{gv} = ((n - 1) * s + L_{ev}) * t_w = ((5 - 1) * 5 + 2) * 0.58 = 12.76 \text{ cm}^2$$

Área neta de cortante:

$$A_{nv} = A_{gv} - \left(n - \frac{1}{2} \right) * d_h * t_w = 12.76 - 4.5 * 1.11 * 0.58 = 9.86 \text{ cm}^2$$

Resistencia de fluencia a cortante:

$$F_{sy} = 0.6 * F_{ty} = 0.6 * 240 = 144 \text{ MPa}$$

Resistencia ultima a cortante:

$$F_{su} = 0.6 * F_{tu} = 0.6 * 260 = 156 \text{ MPa}$$

Resistencia nominal por bloque de cortante:

Conexión	Condición	$R_n \rightarrow \Phi = 0.75$
Pernada	$A_{nt} \geq 0.6A_{nv}$	$F_{sy} * A_{gv} + F_{tu} * A_{nt}/k_t$
Pernada	$A_{nt} < 0.6A_{nv}$	$F_{su} * A_{nv}/k_t + F_{ty} * A_{gt}$
Soldada	$A_{gt} \geq 0.6A_{gv}$	$F_{sy} * A_{gv} + F_{tu} * A_{gt}/k_t$
Soldada	$A_{gt} < 0.6A_{gv}$	$F_{su} * A_{gv}/k_t + F_{ty} * A_{gt}$

$$0.6A_{nv} = 0.6 * 9.86 = 5.92 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_{nt} = 0.84 \text{ cm}^2$$

Aplica la segunda condición.

Remplazando:

$$\Phi R_n = \Phi (F_{su} * A_{nv}/k_t + F_{ty} * A_{gt}) = \frac{0.75(156 * 9.86/1.0 + 240 * 1.16)}{100} = 13.62 \text{ Ton}$$

Carga Ultima:

$$V_u = 3.34 \text{ Ton}$$

Chequeo:

$$V_u \leq \Phi R_n \rightarrow Ok$$

4.1.3 Pernos de vigueta y placa

4.1.3.1 **Excentricidad de la carga.** La carga excéntrica de la placa se calculó por el método elástico, debido a que ofrece resultados conservadores de la resistencia del grupo de pernos porque ignora la ductilidad y la redistribución de carga de la conexión. La fuerza excéntrica P_u se descompone en un momento $P_u \cdot e$ con respecto al centro de gravedad de la conexión (C.G.) y una fuerza concéntrica P_u . La primera produce en los pernos dos fuerzas R_x y R_y en dirección x e y respectivamente, dichas fuerzas son proporcionales a la distancia al C.G.; la segunda da lugar a R_{vx} y R_{vy} iguales para todos los pernos.

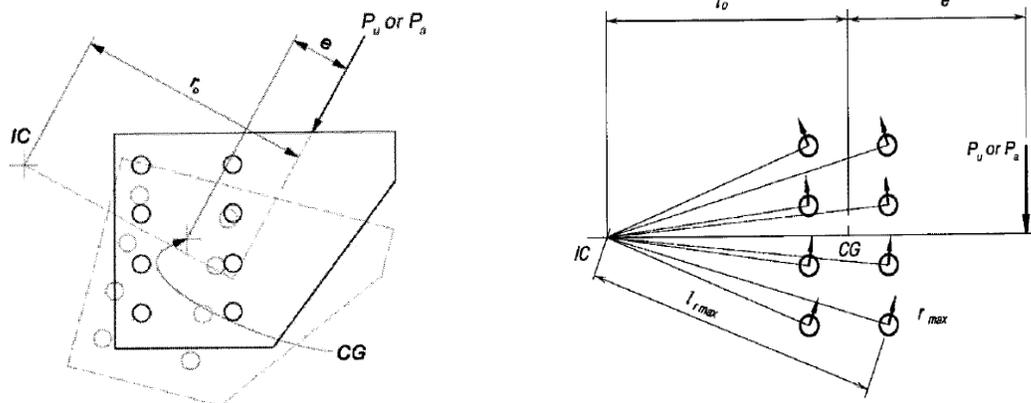


Figura 86. Centro de rotación y fuerzas internas en los pernos.

Origen y distancia de los pernos:

El centro de origen se tomó dónde está aplicada la carga, la numeración de los pernos van de izquierda a derecha y de abajo hacia arriba.

Tabla 116. Origen y distancia de los pernos

Perno	x_i [cm]	y_i [cm]	$(x_i - x_{cg})^2$ [cm ²]	$(y_i - y_{cg})^2$ [cm ²]
1	-3.0	-2.0	0	100
2	-3.0	-7.0	0	25
3	-3.0	-12.0	0	0
4	-3.0	-17.0	0	25
5	-3.0	-22.0	0	100
Σ	-15.0	-60.0	0	250

Distancia horizontal al centro del grupo de pernos:

$$\sum d_i^2 = \sum (x_i - x_{cg})^2 + \sum (y_i - y_{cg})^2 = 0 + 250 = 250 \text{ cm}^2$$

Momento de la carga respecto al centroide (+ sentido anti horario):

$$M_u = R_{vx} * y_{cg} + R_{vy} * x_{cg} = 3.34 * 0.12 + 0.0 * 0.03 = 0.40 \text{ Ton} * m$$

Dirección de la carga:

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{V_{uy}}{V_{ux}} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{3.34}{0} \right) = 90^\circ$$

Tabla 117. Componentes de la fuerza.

Variable	Horizontal	Vertical
Distancia de la carga al C.G. de la conexión [cm]	$x_{cg} = \frac{\sum x_i}{n} = -\frac{15.0}{5} = -3.0$	$y_{cg} = \frac{\sum y_i}{n} = -\frac{60.0}{5} = -12$
Distancia del origen al C.G. de la conexión [cm]	$x_o = 0 - (-3.0) = 3.0$	$y_o = 0 - (-12) = 12$
Componente de la fuerza concéntrica P_u [Ton]	$R_{vx} = V_u \sin \alpha = 3.34 * \sin 90 = 3.34$	$R_{vy} = V_u \cos \alpha = 3.34 * \cos 90 = 0.0$
Componente de la fuerza concéntrica P_{ue} [Ton]	$R_{mx} = \frac{M_u * y_o}{\sum d_i^2} = \frac{0.40 * 12.0}{250} * 100 = 1.92$	$R_{my} = \frac{M_u * x_o}{\sum d_i^2} = \frac{0.40 * 3.0}{250} * 100 = 0.48$

Carga Resultante:

$$V'_u = \sqrt{(R_{mx} + R_{vx})^2 + (R_{my} + R_{vy})^2} = \sqrt{(1.92 + 3.34)^2 + (0.48 + 0)^2} = 5.28 \text{ Ton}$$

4.1.3.2 **Aplastamiento.** El aplastamiento al perno de forma individual ya se había calculado anteriormente, pero no se había evaluado respecto al cortante que se genera por la excentricidad.

Aplastamiento de un solo perno:

$$B_R = 1.66 \text{ Ton}$$

Resistencia de Aplastamiento:

$$\Phi R_n = n * B_R = 5 * 1.66 = 8.30 \text{ Ton}$$

Carga Ultima:

$$V'_u = 5.28 \text{ Ton}$$

Chequeo:

$$V'_u \leq \Phi R_n \rightarrow Ok$$

4.1.3.3 ***Cortante en el perno.*** El cortante en el perno de forma individual ya se había calculado anteriormente, pero no se había evaluado respecto al cortante que se genera por la excentricidad.

Resistencia de diseño de un solo perno:

$$V_{RS} = 1.57 \text{ Ton}$$

Resistencia a cortante:

$$\Phi R_n = n * V_{RS} = 5 * 1.57 = 7.85 \text{ Ton}$$

Carga Ultima:

$$V'_u = 5.28 \text{ Ton}$$

Chequeo:

$$V'_u \leq \Phi R_n \rightarrow Ok$$

4.1.4 Diseño de la Placa

4.1.4.1 Fluencia por cortante.

Área bruta de cortante:

$$A_{gv} = t_p * h = 0.635 * 24 = 15.24 \text{ cm}^2$$

Resistencia de diseño por cortante:

$$\Phi R_n = \Phi * 0.6 * F_{ty} * A_{gv} = \frac{0.9 * 0.6 * 240 * 15.24}{100} = 19.75 \text{ Ton}$$

Carga Ultima:

$$V_u = 3.34 \text{ Ton}$$

Chequeo:

$$V_u \leq \Phi R_n \rightarrow Ok$$

4.1.4.2 Rotura por cortante.

Área neta de cortante:

$$A_{nv} = A_{gv} - \sum d_h * t_p = 15.24 - 5 * (1.11 * 0.635) = 11.72 \text{ cm}^2$$

Resistencia de diseño por cortante en el Área neta:

$$\Phi R_n = \Phi 0.6 * F_{tu} * A_{nv} = \frac{0.75 * 0.6 * 260 * 11.72}{100} = 13.71 \text{ Ton}$$

Carga Ultima:

$$V_u = 3.34 \text{ Ton}$$

Chequeo:

$$V_u \leq \Phi R_n \rightarrow Ok$$

4.1.4.3 ***Aplastamiento y desgarramiento.*** Determinado según J.3.6 del Capítulo J de la normativa American Aluminum Design Manual “AA” [20]

Distancia de desgarramiento del perno:

$$d_e = L_{ev} + (n - 1) * s - \left(n - \frac{1}{2}\right) d_h = 2.0 + 4 * 5.0 - 4.5 * 1.11 = 17.01 \text{ cm}$$

Resistencia de diseño por aplastamiento y desgarramiento:

$$\Phi r_{n1} = \Phi * d_e * t_p * F_{tu} = \frac{0.75 * 17.01 * 0.635 * 290}{100} = 23.49 \text{ Ton}$$

$$\Phi r_{n2} = n * \Phi * 2 * d_b * t_p * F_{tu} = \frac{5 * 0.75 * 2 * 0.95 * 0.635 * 290}{100} = 13.12 \text{ Ton}$$

Se escoge el menor de los dos:

$$\Phi R_n = 13.12 \text{ Ton}$$

Carga Ultima:

$$V_u = 3.34 \text{ Ton}$$

Chequeo:

$$V_u \leq \Phi R_n \rightarrow Ok$$

4.1.4.4 *Fluencia por flexión.*

Módulo de sección:

$$S_x = \frac{t_p * h^2}{6} = \frac{0.635 * 24^2}{6} = 60.96 \text{ cm}^3$$

Resistencia de diseño por fluencia por flexión en el área bruta:

$$\Phi M_n = \Phi F_{ty} * Z = \frac{0.90 * 240 * 60.96}{100^2} = 1.32 \text{ Ton} * m$$

Momento ultimo:

$$M_u = V_u * e = \frac{3.34 * 30}{1000} = 0.10 \text{ Ton} * m$$

Chequeo:

$$M_u \leq \Phi M_n \rightarrow Ok$$

4.1.4.5 Rotura por flexión.

Módulo elástico de la sección neta de la placa:

$$S_{net} = \frac{t_p}{6} * \left(h^2 - \frac{s^2 * n * (n^2 - 1) * d_h}{h} \right) = \frac{0.635}{6} * \left(24^2 - \frac{5^2 * 5 * (5^2 - 1) * 1.11}{24} \right)$$

$$S_{net} = 46.28 \text{ cm}^3$$

Resistencia de diseño por fluencia por flexión en el área bruta:

$$\Phi M_n = \Phi F_{tu} * S_{net} = \frac{0.75 * 260 * 46.28}{100^2} = 0.90 \text{ Ton} * m$$

Momento ultimo:

$$M_u = V_u * e = \frac{3.34 * 30}{1000} = 0.10 \text{ Ton} * m$$

Chequeo:

$$M_u \leq \Phi M_n \rightarrow Ok$$

4.1.4.6 *Bloque de cortante.*

Área bruta de tracción:

$$A_{gt} = L_{eh} * t_p = 2 * 0.635 = 1.27 \text{ cm}^2$$

Área neta de tracción:

$$A_{nt} = \left(L_{eh} - \frac{d_h}{2} \right) * t_p = \left(2 - \frac{1.11}{2} \right) * 0.635 = 0.92 \text{ cm}^2$$

Área bruta de cortante:

$$A_{gv} = (L_{ev} + (n - 1) * s) * t_p = (2 + (5 - 1) * 5) * 0.635 = 13.97 \text{ cm}^2$$

Área neta de cortante:

$$A_{nv} = A_{gv} - \left(n - \frac{1}{2} \right) * d_h * t_p = 13.97 - 4.5 * 1.11 * 0.635 = 10.80 \text{ cm}^2$$

Resistencia de fluencia a cortante:

$$F_{sy} = 0.6 * F_{ty} = 0.6 * 240 = 144 \text{ MPa}$$

Resistencia ultima a cortante:

$$F_{su} = 0.6 * F_{tu} = 0.6 * 290 = 174 \text{ MPa}$$

Resistencia nominal por bloque de cortante:

Conexión	Condición	$R_n \rightarrow \Phi = 0.75$
Pernada	$A_{nt} \geq 0.6A_{nv}$	$F_{sy} * A_{gv} + F_{tu} * A_{nt}/k_t$
Pernada	$A_{nt} < 0.6A_{nv}$	$F_{su} * A_{nv}/k_t + F_{ty} * A_{gt}$
Soldada	$A_{gt} \geq 0.6A_{gv}$	$F_{sy} * A_{gv} + F_{tu} * A_{gt}/k_t$
Soldada	$A_{gt} < 0.6A_{gv}$	$F_{su} * A_{gv}/k_t + F_{ty} * A_{gt}$

$$0.6A_{nv} = 0.6 * 10.80 = 6.48 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_{nt} = 0.92 \text{ cm}^2$$

Aplica la segunda condición.

Remplazando:

$$\Phi R_n = \Phi (F_{su} * A_{nv}/k_t + F_{ty} * A_{gt}) = \frac{0.75(174 * 10.80/1.0 + 240 * 1.27)}{100} = 16.38 \text{ Ton}$$

Carga Ultima:

$$V_u = 3.34 \text{ Ton}$$

Chequeo:

$$V_u \leq \Phi R_n \rightarrow Ok$$

4.1.5 **Diseño de la Soldadura.** La resistencia de la soldadura se basó según lo estipulado en F.5.6.7 del Capítulo F.5 de la NSR-10.

Para unir la viga principal a la placa, se utilizaron dos cordones de soldadura de filete a cada lado de la placa con aleación 6061.

$$n_f = 2$$

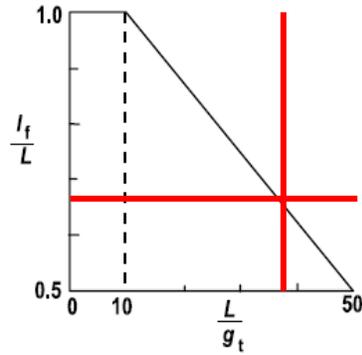
Garganta de la soldadura:

$$g_t = 6.35 \text{ mm}$$

Longitud de la soldadura:

$$l_w = h = 240 \text{ mm}$$

Longitud efectiva de la soldadura:



NOTA: Esta figura sólo se aplica si $L/g_t < 50$

Figura 87. Longitud efectiva de soldaduras de filete longitudinales (Figura F.5.6.6.9-3).

$$\frac{l_w}{g_t} = \frac{240}{6.35} = 37.80$$

$$\frac{l_f}{l_w} \approx 0.67 \rightarrow l_w = 0.67 * 240 = 160.80 \text{ mm}$$

Resistencia de la soldadura:

Soldadura de filete	P_{RF}	Aplica
Transversal simple (carga aplicada perpendicularmente a la longitud de la soldadura)	$\frac{\Phi * 0.85 * p_w * l_f * g_t}{\sqrt{2}}$	No
Longitudinal simple (carga aplicada paralelamente a la longitud de la soldadura)	$\frac{\Phi * 0.85 * p_w * l_f * g_t}{\sqrt{3}}$	Si

Remplazando:

$$P_{RF} = \frac{2 * 0.80 * 0.85 * 190 * 6.35 * 160.80}{\sqrt{3} * 100^2} = 15.23 \text{ Ton}$$

Carga Ultima:

$$V'_u = 5.28 \text{ Ton}$$

Chequeo:

$$V_u \leq P_{RF} \rightarrow Ok$$

4.1.5.1 *Fluencia del material base.*

Resistencia de diseño:

$$\Phi R_{ne} = \Phi * 0.6 * F_{ty} * t_p * l_w = \frac{0.90 * 0.6 * 240 * 6.35 * 240}{100^2} = 19.75 \text{ Ton}$$

Carga Ultima:

$$V_u = 3.34 \text{ Ton}$$

Chequeo:

$$V_u \leq \Phi R_{ne} \rightarrow Ok$$

4.1.5.2 Rotura del material base.

Resistencia de diseño:

$$\Phi R_{MB} = \Phi * 0.6 * F_{tu} * t_p * l_w = \frac{0.75 * 0.6 * 290 * 6.35 * 240}{100^2} = 19.89 \text{ Ton}$$

Carga Ultima:

$$V_u = 3.34 \text{ Ton}$$

Chequeo:

$$V_u \leq \Phi R_{MB} \rightarrow Ok$$

4.1.6 Diseño de la viga

4.1.6.1 *Fluencia por cortante.*

Área bruta de cortante:

$$A_{gv} = D * t_w = 41.50 * 1.00 = 41.50 \text{ cm}^2$$

Resistencia de diseño por fluencia por cortante:

$$\Phi R_n = \Phi 0.60 * F_{ty} * A_{gv} = \frac{0.90 * 0.60 * 240 * 41.50}{100} = 53.78 \text{ Ton}$$

Carga Ultima:

$$V_u = 3.34 \text{ Ton}$$

Chequeo:

$$V_u \leq \Phi R_n \rightarrow Ok$$

4.1.6.2 *Rotura por cortante.*

Área neta de cortante de la viga:

$$A_{nv} = A_{gv} = 41.50 \text{ cm}^2$$

Resistencia de diseño por cortante:

$$\Phi R_n = \Phi 0.60 * F_{tu} * A_{nv} = \frac{0.75 * 0.60 * 260 * 41.50}{100} = 48.56 \text{ Ton}$$

Carga Ultima:

$$V_u = 3.34 \text{ Ton}$$

Chequeo:

$$V_u \leq \Phi R_n \rightarrow Ok$$

4.2 Diseño y conexión de riostras

El diseño del Pórtico Arriostrado Concéntrico (PAC), cuyos miembros del sistema de arriostramiento están solicitados principalmente por fuerzas axiales, debe cumplir con los requisitos de F.5.4.6 de la NSR-10.

Además de la NSR-10, el análisis y diseño de la conexión arriostrada se basó en la Guía de Diseño 29 del AISC, en la cual enfatiza que la conexión de un sistema arriostrado debe suministrársele una cartela en la esquina del pórtico, conectándose a la riostra, a la viga y a la columna. La Guía de Diseño 29 utiliza el método de la fuerza uniforme, en el cual a su vez se subdivide en 4 métodos:

- Método de la fuerza uniforme-Caso general: Esta formulación logra un campo de fuerza interno admisible que proporciona un campo de fuerza coincidente en la cartela, la viga y la columna.
- Método de la fuerza uniforme-Caso 1: El caso donde el punto de trabajo está ubicado en la esquina de la cartela, en lugar de la intersección de las líneas centrales de la viga y la columna.
- Método de la fuerza uniforme-Caso 2: Este caso consiste en que un porcentaje del cortante de la viga, se transfiera a la cartela y esta su vez transmite ese cortante a la columna. Es útil su aplicación en donde las vigas tengan una pequeña sección.
- Método de la fuerza uniforme-Caso 3: Este caso consiste en que la cartela solo se conecta a la viga y no a la columna, aplica cuando el ángulo oblicuo de la riostra es poco llano, es decir, aproximadamente $\theta > 60^\circ$.

Para este diseño se utilizó el método de la Fuerza Uniforme-Caso General y la riostra un perfil de tubería estructural circular.

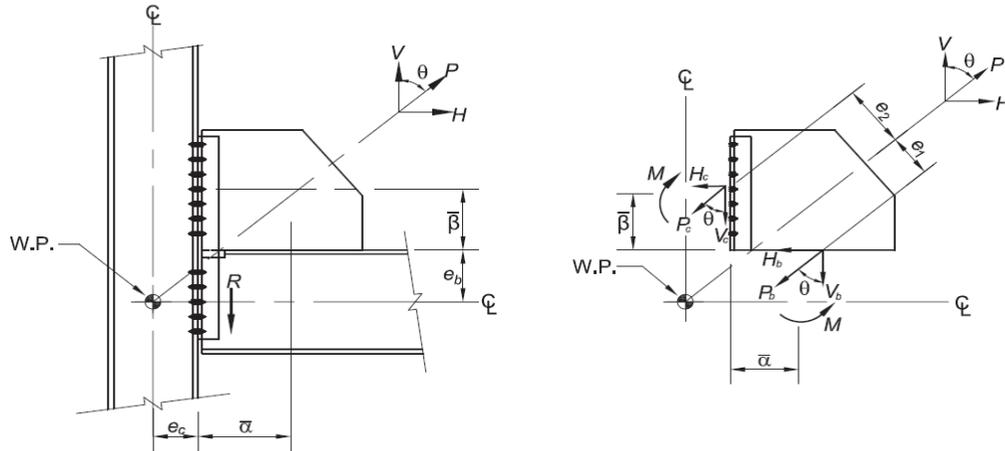


Figura 88. Método admisible de fuerza uniforme en la interfaz de la cartela.

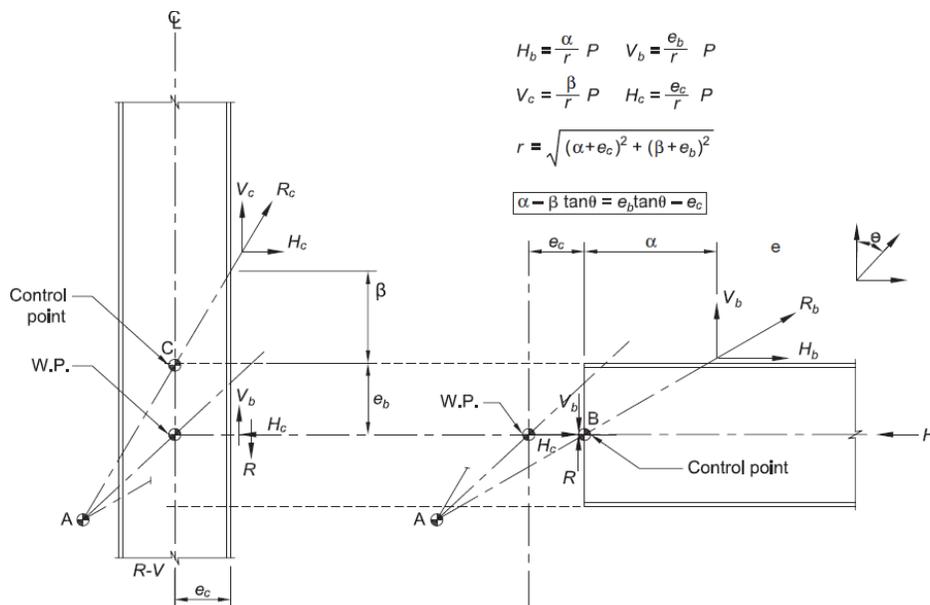


Figura 89. Método admisible de fuerza uniforme en la interfaz viga a columna.

4.2.1 Generalidades

4.2.1.1 Geometría y materiales

4.2.1.1.1 Propiedades geométricas de los elementos. Las propiedades de la viga y la columna fueron establecidas en los capítulos anteriores.

Tabla 118. Propiedades de la riostra.

Elemento	Valor
Perfil	PTE 6"x8mm
Longitud L_r [m]	5.00
Diámetro D_r [cm]:	15.24
Espesor t_r [cm]	0.80
Área bruta A_{gr} [cm ²]	36.29
Inercia del eje mayor I_{xr} [cm ⁴]	948.82
Radio de giro del eje mayor r_{xr} [cm]	5.11
Inercia del eje débil I_{yr} [cm ⁴]	948.82
Radio de giro del eje débil r_{yr} [cm]	5.11
Constante de alabeo C_w [cm ⁶]	0
Coficiente de torsión de Saint Venant J [cm ⁴]	1925.29

Tabla 119. Propiedades de la columna.

Propiedad	Valor
Perfil	W14x90
Peralte o Altura D_c [cm]	35.36
Espesor del alma t_{cw} [cm]	1.12

Ancho de la aleta b_{cf} [cm]	36.83
Espesor de la aleta t_{cf} [cm]	1.80
Distancia desde la cara exterior de la aleta hasta la punta del filete (valor de diseño) o la soldadura con filete k_c [cm]	1.80
Longitud L_c [m]	3.50
Área de la columna A_{gc} [cm ²]	168.534

Tabla 120. Propiedades de la viga.

Propiedad	Valor
Perfil	W21X50
Peralte o Altura D_b [cm]	52.83
Espesor del alma t_{bw} [cm]	0.965
Ancho de la aleta b_{bf} [cm]	16.59
Espesor de la aleta t_{bf} [cm]	1.36
Distancia desde la cara exterior de la aleta hasta la punta del filete (valor de diseño) o la soldadura con filete k_b [cm]	1.36
Longitud L_b [m]	5.00
Área del perfil A_{gb} [cm ²]	94.84

Cortante gravitacional (obtenido de la sección 2.3) $V_{gravedad}$ [Ton]	12.21
--	-------

4.2.1.1.2 Materiales de los elementos de la conexión.

Tabla 121. Propiedades de los Materiales.

Propiedad	Valor [MPa]
Módulo de elasticidad del aluminio E	70000
Esfuerzo mínimo a fluencia de la viga F_{tyb}	240
Esfuerzo mínimo a rotura de la viga F_{tub}	260
Esfuerzo mínimo a fluencia de la columna F_{tyc}	240
Esfuerzo mínimo a rotura de la columna F_{tuc}	260
Esfuerzo mínimo a fluencia de la riostra F_{tyr}	240
Esfuerzo mínimo a rotura de la riostra F_{tur}	260
Esfuerzo mínimo a fluencia de la cartela F_{typ}	240
Esfuerzo mínimo a rotura de la cartela F_{tup}	290

4.2.2 Solicitudes de carga

4.2.2.1 **Combinaciones de carga.** El análisis para un sistema PAC, según F.3.6.2.3 de la NSR-10, establece que la resistencia requerida de las riostras debe basarse en las combinaciones de carga del Título B incluyendo la carga sísmica amplificada, la cual a su vez depende del coeficiente de sobrerresistencia, normalmente se obtiene de A.3.3.9, pero debido a

que en la NSR-10, no aparece de forma explícita dicho valor para un sistema de aluminio, se utilizó el valor que se propuso en la sección 3.1.

$$E_{mh} = f(\Omega_o, E) \rightarrow E = \frac{F_s}{R} \quad \Omega_o = 2.0 \quad , \quad R = 1.0$$

Máxima fuerza de compresión de la riostra:

$$P_u = 10.80 \text{ Ton}$$

Máxima fuerza de tensión de la riostra:

$$T_u = 8.44 \text{ Ton}$$

4.2.2.1.1 *Resistencia a Tensión.* El diseño a tensión se basó en lo estipulado en la sección F.5.4.6 de la NSR-10.

El valor de PRS se basa en la sección transversal general del miembro a lo largo de su longitud, ignorando el efecto de las conexiones de los extremos, agujeros ocasionales o regiones afectadas por el calor localizadas,

La resistencia a tensión de diseño PRS se debe tomar como el menor de los dos valores correspondientes a:

- Fluencia general a lo largo del miembro
- Falla local en una sección crítica

Fluencia general

¿Miembro libre de ablandamiento en la zona afectada por el calor?	P_{RS1}
Si	$\Phi P_o * A$
No	$\Phi P_o * A_e$

Aplica la segunda condición.

Área efectiva:

El valor de A_e se encuentra tomando un área reducida igual a k_z veces el área real para una zona ablandada, tomando k_z como se indica en F.5.4.4.2 y la extensión de la zona de acuerdo con F.5.4.4.3.

$$A_e = k_z * A = 0.5 * 36.29 = 18.15 \text{ cm}^2$$

Resistencia de diseño por fluencia general:

$$P_{RS1} = \Phi P_o * A_e = \frac{0.86 * 240 * 18.15}{100} = 37.46 \text{ Ton}$$

Falla local

¿Miembro libre de ablandamiento en la zona afectada por el calor?	P_{RS2}
Si	$\Phi P_a * A_n$
No	$\Phi P_a * A_{ne}$

Aplica la segunda condición.

Área neta efectiva (no hay perforaciones):

$$A_{ne} = A_e - A_{agujeros} = 18.15 - 0 = 18.15 \text{ cm}^2$$

Resistencia de diseño por falla local:

$$P_{RS2} = \Phi P_a * A_{ne} = \frac{0.86 * 260 * 18.15}{100} = 40.58 \text{ Ton}$$

Resistencia a tensión de la riostra:

$$P_{RS} = \min(P_{RS1}, P_{RS2}) = 37.46 \text{ Ton}$$

4.2.2.1.2 *Resistencia compresión.* El diseño a compresión se basó en lo estipulado en F.5.4.7 del Título F de la NSR-10. Para el diseño a compresión generalmente se hacen tres verificaciones, las cuales son:

- **Revisión como columna:** Esto es, revisión a flexión y pandeo (Ver F.5.4.7.2 y F.5.4.7.3) (se refiere al pandeo general del miembro como un todo)
- **Revisión por pandeo torsional:** (Ver F.5.4.7.2 y F.5.4.7.4) (se refiere al pandeo general del miembro como un todo)
- **Revisión por aplastamiento local:** (Ver F.5.4.7.6) (se refiere a la sección transversal más débil a lo largo de la longitud)

4.2.2.1.3 *Longitud efectiva.* Debido a que se utilizó el método directo para el análisis de la estructura, se utiliza el siguiente coeficiente:

$$k = 1.0$$

Longitud entre puntos de soporte lateral:

$$L = 5.00 \text{ m}$$

Longitud efectiva de pandeo:

$$l = k * L = 1 * 5.00 = 5.00 \text{ m}$$

4.2.2.1.4 *Parámetro de esbeltez.*

Pandeo como columna:

$$\lambda = \frac{l}{r_y} = \frac{5.00 * 100}{5.11} = 97.85$$

Pandeo torsional:

El parámetro λ de esbeltez para pandeo torsional puede obtenerse de acuerdo a lo siguiente:

Numeral NSR-10	Descripción	Utilizado
F.5.4.7.4(b)	Fórmula general	No

F.5.4.7.4(b)	Ángulos, secciones T, cruciformes	No
F.5.4.7.4(b)	Canales, sombreros	No
Apéndice F.5.H	-	Si

Apéndice F.5.H:

Si aplica

Sección	k'
Bisimétrica o con simetría oblicua (Figura F.5.H-1)	1.0
Monosimétrica (Figura F.5.H-2)	Figura F.5.4.7-1
Asimétrica (Figura F.5.H-3)	F.5.H.4.3 del Título F de la NSR-10

Remplazando:

La sección es Bisimétrica:

$$k' = 1.0$$

Segundo momento polar del área respecto al centro de corte:

$$I_p = 4.39 * 10^4 \text{ cm}^4$$

Parámetro de esbeltez:

$$\lambda_o = 5.14 \sqrt{\frac{I_p}{J}} = 5.14 \sqrt{\frac{4.39 * 10^4}{1925.29}} = 24.54$$

$$\lambda = \frac{k' * \lambda_o}{\sqrt{1 + \frac{26C_w}{Jl^2}}} = \frac{1.0 * 105.38}{\sqrt{1 + \frac{26 * 0}{1925.9 * 500^2}}} = 24.54$$

4.2.2.1.5 *Áreas de la sección.* Las propiedades efectivas de los elementos deben reducirse de acuerdo a lo siguiente:

Elemento	Espesor reducido	Aplica
Esbelto libre de efectos de zona afectada por el calor	$k_L * t$	No
No-esbeltos sujetos a efectos de zona afectada por el calor	$k_Z * t$	No
Esbelto con efectos de zona afectada por el calor*	$\min(k_Z, k_L) * t$	Si (aleta y alma)

*El factor k_z solo debería aplicarse hasta la región delimitada por z , pero por facilidad de cálculo, se toma toda la sección (esta decisión es conservadora).

Área de la sección bruta, sin reducción por pandeo local, ablandamiento en la zona afectada por el calor o agujeros

$$A = 36.29 \text{ cm}^2$$

Área de la sección efectiva:

La sección efectiva se puede calcular directamente con el menor de los factores de reducción entre el ablandamiento por calor o el de pandeo, debido a que la reducción crítica en los dos casos es el calor (es el mismo valor para el alma y la aleta).

$$A_e = \min(k_z, k_L) A = 0.5 * 36.29 = 18.15 \text{ cm}^2$$

Área de la sección neta, con reducción por agujeros no rellenos

$$A_n = A - A_{\text{agujeros}} = 18.15 - 0 = 18.15 \text{ cm}^2$$

Área de la sección neta efectiva:

Debe tomarse como A_e menos una reducción por agujeros no rellenados. Para agujeros localizados en regiones de espesor reducido, la reducción puede hacerse con base en el espesor reducido en lugar del espesor total.

$$A_{ne} = A_e - A_{agujeros} = 18.15 - 0 = 18.15 \text{ cm}^2$$

4.2.2.1.6 Esfuerzo límite

Valor de P_1 :

Sección	P_1	Aplica
Sección compacta, sin efectos de zona afectada por el calor	P_o	No
Otras secciones.	$\left(\frac{A_e}{A}\right) P_o$	Si

Reemplazando:

$$P_1 = \left(\frac{18.15}{36.29}\right) * 240 = 120 \text{ MPa} = 12.0 \frac{\text{kgf}}{\text{mm}^2}$$

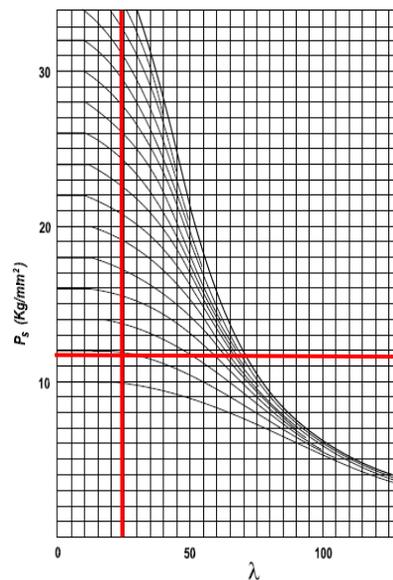
Esfuerzo límite:

El esfuerzo de pandeo ya sea como columna o torsional para miembros a compresión, se obtiene usando la curva (de acuerdo a la figura de la siguiente tabla) que intercepta el eje de esfuerzos en un esfuerzo P_1

Tabla 122. Selección de la curva para miembros a compresión (Tabla F.5.4.7-3).

Tipo de pandeo	Miembro no soldado	Miembro soldado
Pandeo de columna:		
sección simétrica o ligeramente asimétrica	figura F.5.4.5-3 (a)	figura F.5.4.5-3 (b)
sección severamente asimétrica	figura F.5.4.5-3 (b)	figura F.5.4.5-3 (c)
Pandeo torsional:		
generalmente	figura F.5.4.7-2(a)	
sección compuesta por aletas salientes (véase F.5.4.7.5 (b))	figura F.5.4.7-2 (b)	

Pandeo Como Columna:



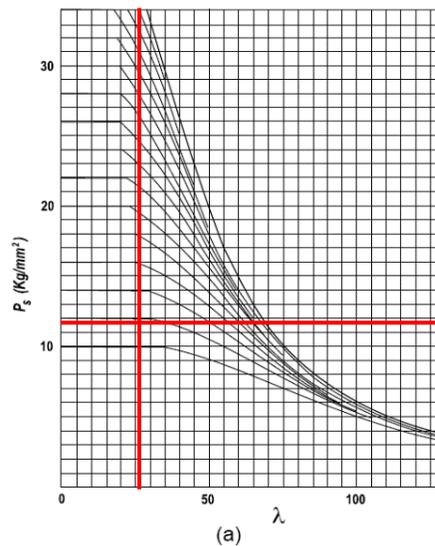
NOTA: Para encontrar p_s con $\lambda > 130$ véase la figura F.5.1-1, apéndice I.

Figura 90. Esfuerzo de pandeo como columna para miembros a compresión p_s

(Figura F.5.4.5-3(a))

$$p_s = 11.95 \frac{kgf}{mm^2} = 119.50 MPa$$

Pandeo torsional:



NOTA: Para encontrar p_s con $\lambda > 130$ véase la figura F.5.1-1, apéndice I

Figura 91. Esfuerzo de pandeo torsional para miembros a compresión p_s

(Figura F.5.4.7-2 (a))

$$p_s = 12.00 \frac{kgf}{mm^2} = 120 MPa$$

4.2.2.1.7 Resistencias de diseño

Resistencia por pandeo como columna:

$$P_R = \Phi * p_s A = \frac{0.86 * 119.50 * 36.29}{100} = 37.30 \text{ Ton}$$

Resistencia por pandeo torsional:

El pandeo torsional puede ignorarse si cumple uno de los siguientes casos:

- Secciones huecas cerradas
- Secciones I doblemente simétricas
- Secciones enteramente compuestas de salientes radiantes, esto es, ángulos, secciones T, cruciformes, que se clasifiquen como compactas

Aplica la primera opción, por lo tanto, el pandeo torsional se puede ignorar.

Aplastamiento local:

Sección	P_{RS}	Aplica
Sección compacta, sin efectos de zona afectada por el calor	$\Phi P_a A_n$	Si
Otras secciones.	$\Phi P_a A_{ne}$	No

Remplazando:

$$P_{RS} = \Phi P_a A_{ne} = \frac{0.86 * 260 * 18.15}{100} = 40.58 \text{ Ton}$$

Resistencia de diseño a compresión:

Se toma como el menor de los 3 casos.

$$P_R = 37.30 \text{ Ton}$$

Chequeo:

$$P_R \geq P_u \rightarrow Ok$$

Resistencia de la riostra al post pandeo:

$$0.3 * P_R = 0.3 * 37.30 = 11.19 \text{ Ton}$$

4.2.3 Geometría de la Cartela

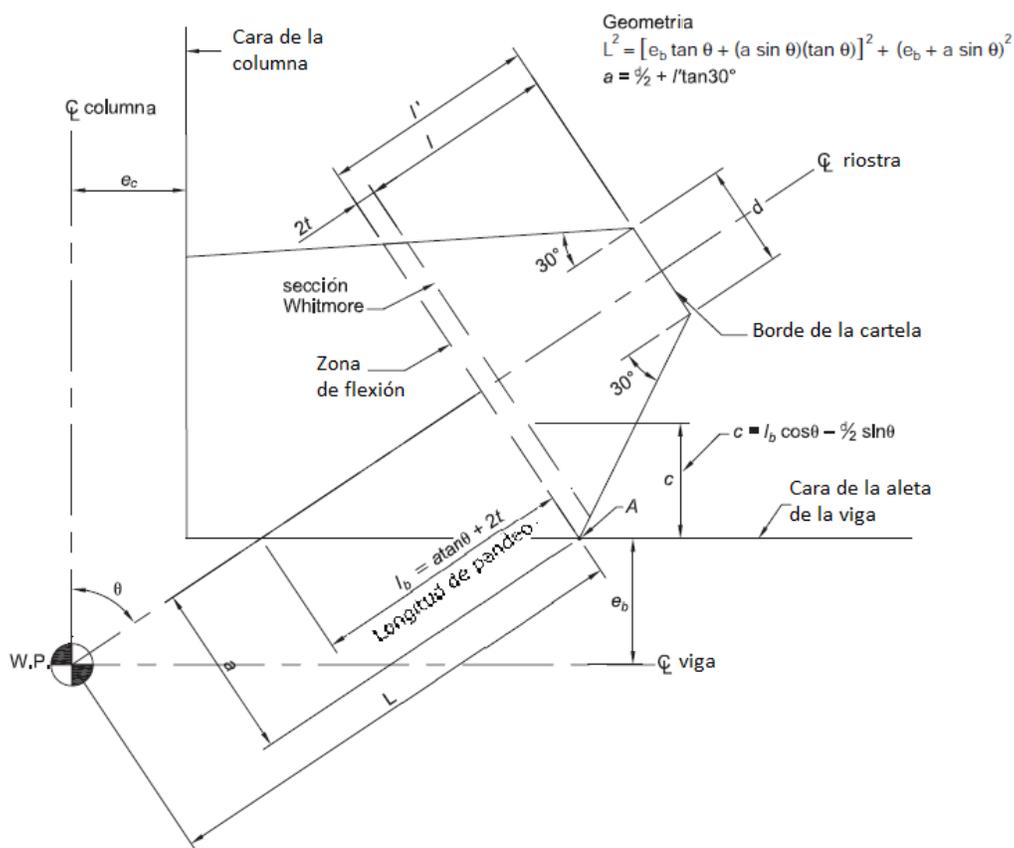


Figura 92. Conexión entre la riostra y cartela.

4.2.3.1 **Geometría de la conexión.** Distancia desde la cara de la columna o de la viga, al centroide de una conexión pernada (no aplica en este diseño):

$$s_b = 0 \quad ; \quad s_c = 0$$

Distancia medida desde la cara de la viga hasta el centro de la conexión:

$$e_b = \frac{D_b}{2} + s_b = \frac{52.83}{2} + 0 = 26.41 \text{ cm}$$

Distancia medida desde la cara de la columna hasta el centro de la conexión:

$$e_c = \frac{D_c}{2} + s_c = \frac{35.56}{2} + 0 = 17.78 \text{ cm}$$

Ángulo de la sección de Whitmore:

$$\Phi = 30^\circ$$

Ángulo entre el eje de la columna y el eje de la riostra:

$$\theta = \cos^{-1} \left(\frac{L_c}{L_r} \right) = \cos^{-1} \left(\frac{3.00}{5.00} \right) = 53.13^\circ$$

Distancia adicional de la esquina de la cartela perpendicular al eje de la riostra (mínimo 1")

$$d_{ist} = 2.50 \text{ cm}$$

Ancho del borde de la cartela:

$$d = D_r + 2 * d_{ist} = 15.24 + 2 * 2.50 = 20.24 \text{ cm}$$

Tamaño de la esquina recortada de la cartela:

$$clip = 1" = 2.50 \text{ cm}$$

4.2.3.1.1 *Longitud de conexión entre cartela y riostra.* La longitud de conexión se obtiene de la resistencia de diseño de la conexión de la riostra y la cartela.

Resistencia de la soldadura entre la riostra y la cartela

Se utilizaron cuatro cordones de soldadura de filete con aleación 6061.

$$n_f = 4$$

Garganta de la soldadura:

$$g_t = 0.635 \text{ cm}$$

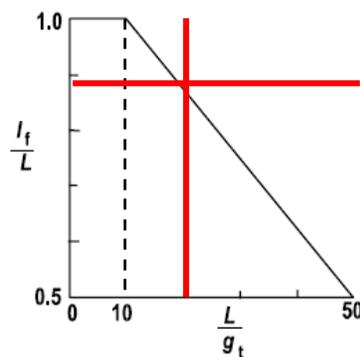
Resistencia de la soldadura:

Soldadura de filete	P_{RF}	Aplica
Transversal simple (carga aplicada perpendicularmente a la longitud de la soldadura)	$\frac{\Phi * 0.85 * p_w * l_f * g_t}{\sqrt{2}}$	No
Longitudinal simple (carga aplicada paralelamente a la longitud de la soldadura)	$\frac{\Phi * 0.85 * p_w * l_f * g_t}{\sqrt{3}}$	Si

Longitud de conexión:

$$l_f = \frac{P_{RS}}{n_f * \Phi * 0.85 * p_w * g_t} = \frac{37.46 * 100 * \sqrt{3}}{4 * 0.80 * 0.85 * 190 * 0.635} = 11.41 \text{ cm}$$

Longitud efectiva de la soldadura:



NOTA: Esta figura sólo se aplica si $L/g_t < 50$

Figura 93. Longitud efectiva de soldaduras de filete longitudinales (Figura F.5.6.6.9-3).

$$\frac{l_f}{g_t} = \frac{11.41}{0.635} = 17.97$$

$$\frac{l_f}{L} \approx 0.90 \rightarrow L = \frac{l_f}{0.9} = \frac{11.41}{0.9} = 12.68 \text{ cm}$$

Longitud de conexión:

$$l = 12.68 \text{ cm} \approx 15.0 \text{ cm}$$

4.2.3.1.2 *Espesor de la cartela.* El espesor de la cartela se determinó basado en la resistencia del estado límite de fluencia a tensión, utilizando la sección de Whitmore.

Longitud de la cartela (en la unión con la riostra):

$$l_w = D_r + 2l \tan \Phi = 15.24 + 2 * 15.0 * \tan 30 \approx 35 \text{ cm}$$

Espesor de la cartela:

$$t_p = \frac{P_{RS}}{\Phi F_{ty} * l_w} = \frac{37.46 * 100}{0.9 * 240 * 35} = 0.50 \text{ cm} \approx 1/4"$$

$$t_p = 0.64 \text{ cm}$$

4.2.3.1.3 *Restricción al pandeo de la riostra.* El artículo F.3.6.2.6.3 de la NSR-10 en el literal 3(b) especifica que las conexiones de riostra diseñadas para tolerar las rotaciones impuestas por el pandeo de la riostra deben tener suficiente capacidad de rotación para tolerar la rotación requerida para la deriva de piso de diseño. La tolerancia a la rotación inelástica se verifica típicamente con el uso de una sola cartela a la que la riostra se suelda, de modo que entre el extremo de la riostra y la línea de fluencia haya al menos una distancia igual al doble del espesor de la cartela.

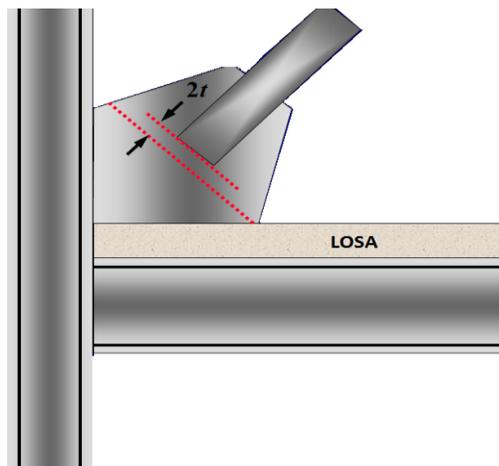


Figura 94. Requisito para capacidad de rotación de la riostra.

Distancia mínima para garantizar rotación en la riostra:

$$d_{crit} = 2 * t_p = 2 * 0.64 \approx 1.50 \text{ cm}$$

Longitud del borde la cartela a la zona de flexión:

$$l' = l + d_{crit} = 15.0 + 1.50 = 16.50 \text{ cm}$$

4.2.3.1.4 *Longitudes de la cartela.* Longitud perpendicular al eje de la riostra, que va desde el centro de la riostra hasta la punta de la cartela que tiene contacto con la viga:

$$a = \frac{d}{2} + l' * \tan \Phi = \frac{20.24}{2} + 16.50 * \tan 30 = 19.65 \text{ cm}$$

Longitud de pandeo (paralela al eje de la riostra):

$$l_b = a * \tan \theta + d_{crit} = 19.65 * \tan 53.13 + 1.50 = 27.7 \text{ cm}$$

Longitud vertical desde la cara de la viga hasta la punta de la riostra:

$$c = l_b \cos \theta - \frac{D_r}{2} \sin \theta = 27.7 * \cos 53.13 - \frac{15.24}{2} * \sin 53.13 = 10.52 \text{ cm}$$

Longitud paralela al eje de la riostra, que va desde el borde cartela-riostra hasta al eje de intersección viga-columna:

$$L = \sqrt{(e_b \tan \theta + a \sin \theta \tan \theta)^2 + (e_b + a \sin \theta)^2}$$

$$L = \sqrt{(26.41 \tan 53.13 + 19.65 * \sin 53.13 \tan 53.13)^2 + (26.41 + 19.65 * \sin 53.13)^2}$$

$$L = 70.22 \text{ cm}$$

Longitud de arrancamiento (Pull-Off):

$$L_{po} = L + d_{crit} = 70.22 + 1.50 = 71.72 \text{ cm}$$

Longitud de contacto entre la viga y la cartela:

$$L_A = e_b * \tan \theta - e_c + \frac{a}{\cos \theta} = 26.41 * \tan 53.13 - 17.78 + \frac{19.65}{\cos 53.13} \approx 50.00 \text{ cm}$$

Longitud de contacto entre la columna y la cartela:

$$L_B = (L + l + d_{crit}) \cos \theta + \frac{d}{2} \sin \theta - e_b$$

$$- \left((L + l + d_{crit}) \sin \theta - \frac{d}{2} \cos \theta - e_c \right) \tan (90 - \theta - \Phi)$$

$$L_B = (70.22 + 15 + 1.50) \cos 53.13 + \frac{20.24}{2} \sin 53.13 - 26.41 -$$

$$\left((70.22 + 15 + 1.50) \sin 53.13 - \frac{20.24}{2} \cos 53.13 - 17.78 \right) \tan(90 - 53.13 - 30)$$

$$\approx 28.50 \text{ cm}$$

Longitud de contacto entre la viga y la cartela teniendo en cuenta la perforación:

$$L'_A = L_A - clip = 50.00 - 2.50 = 47.50 \text{ cm}$$

Longitud de contacto entre la columna y la cartela teniendo en cuenta la perforación:

$$L'_B = L_B - clip = 28.50 - 2.50 = 26.00 \text{ cm}$$

4.2.4 **Fuerzas de contacto.** Las fuerzas entre los elementos del arriostramiento se obtuvieron mediante el Método de la Fuerza Uniforme-Caso general, la cual a su vez depende del tipo de configuración que tiene el arriostramiento. Existen dos tipos de configuraciones, los cuales se mencionan a continuación:

- **Configuración A:** Para esta configuración, no hay una fuerza de transferencia o fuerza de arrastre significativa que ingrese al compartimiento arriostrado (Ver diagrama de cuerpo libre en la figura de abajo).

- **Configuración B:** Para esta configuración, hay una gran fuerza de transferencia o arrastre en la unión, debido a que la fuerza axial de la viga a la columna aumenta en esta configuración (Ver diagrama de cuerpo libre en la figura de abajo).

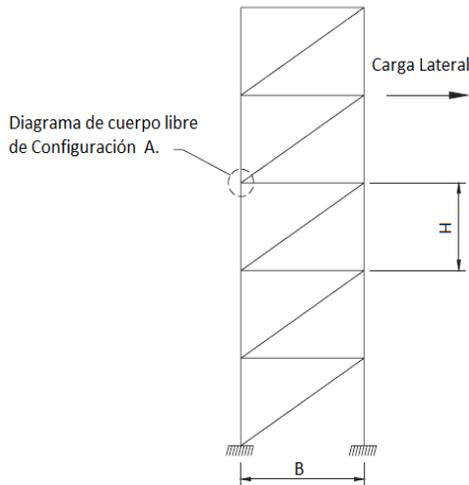


Figura 95. Disposición de arriostramiento con poca o nula fuerza de transferencia-Configuración A.

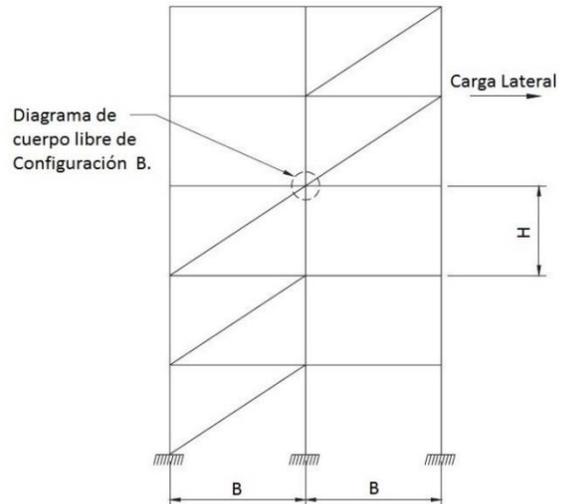


Figura 96. Disposición de arriostramiento con gran fuerza de transferencia-Configuración B.

Este diseño se realizó basado en la Configuración A.

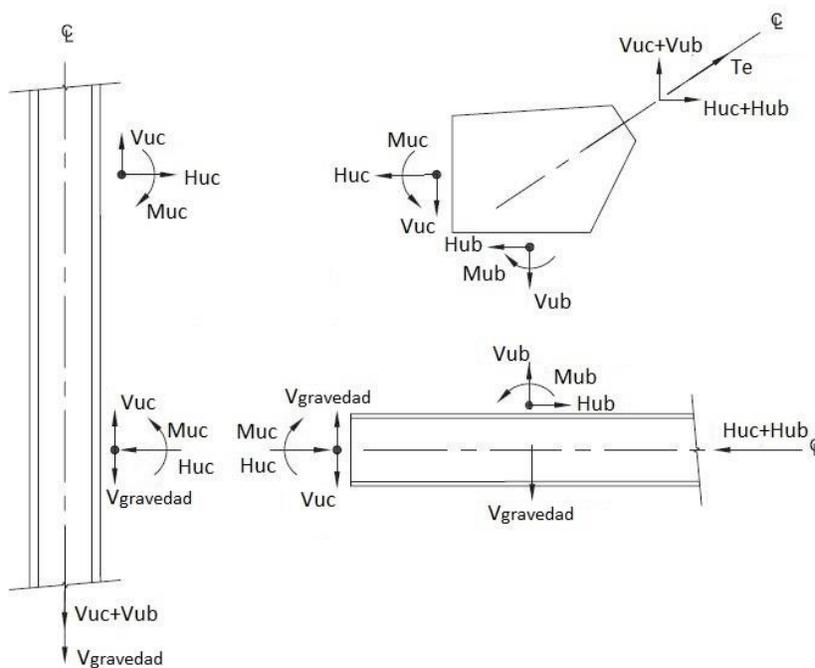


Figura 97. Fuerzas en los elementos de la conexión-Configuración A.

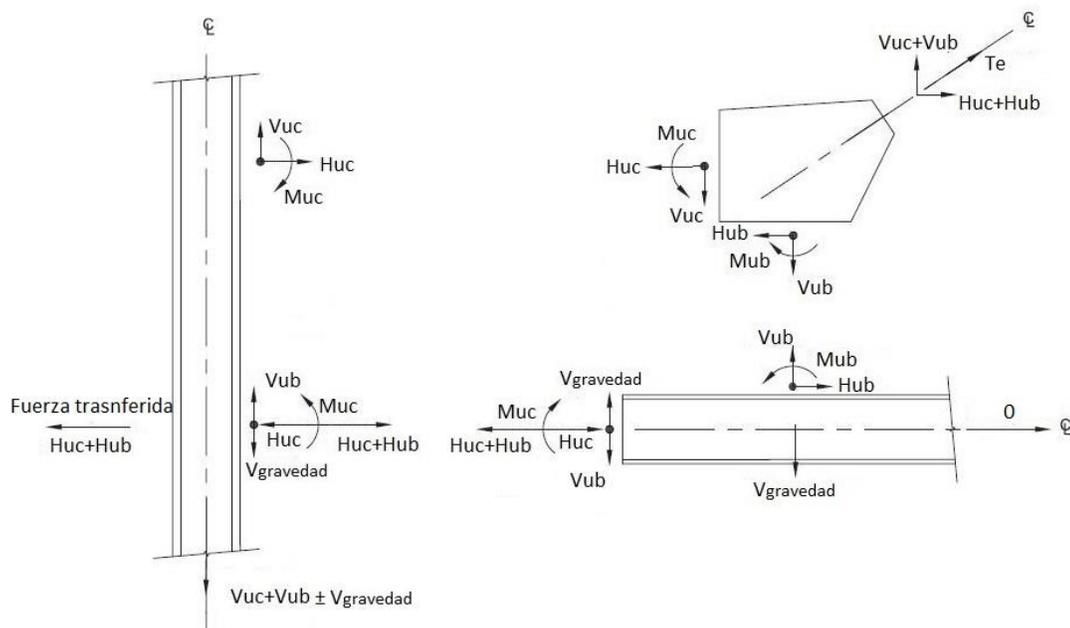


Figura 98. Fuerzas en los elementos de la conexión-Configuración B.

4.2.4.1 *Distancias del punto de control.* Condición del método de la fuerza uniforme:

Condición*	Distancia ideal	Distancia real
$L_A \geq L_B$	$\beta = \frac{L'_B}{2} ; \alpha = (e_b + \beta) \tan \theta - e_c$	$\bar{\beta} = \beta ; \bar{\alpha} = \frac{L'_A}{2} + t'$
$L_A < L_B$	$\alpha = \frac{L'_A}{2} + t' ; \beta = \frac{\alpha + e_c}{\tan \theta} - e_b$	$\bar{\alpha} = \alpha ; \bar{\beta} = \frac{L'_B}{2}$

*Esta condición solo aplica para conexiones soldadas, en caso de que sea una conexión pernada, la primera opción debe ser que la conexión entre la viga-cartela sea más rígida que la conexión columna-cartela y la segunda opción es lo al contrario de la primera.

- α : Distancia ideal desde la cara de la aleta o alma de la columna al centroide de la conexión de cartela-viga.
- $\bar{\alpha}$: Distancia real desde la cara de la aleta o alma de la columna al centroide de la conexión de cartela-viga.
- β : Distancia ideal desde la cara de la aleta de la viga al centroide de la conexión entre cartela-columna.
- $\bar{\beta}$: Distancia real desde la cara de la aleta de la viga al centroide de la conexión entre cartela-columna.
- t' : Espesor de la placa extremo o separación entre la viga y la cara de la columna.

Aplica la primera condición:

Distancias beta:

$$\bar{\beta} = \frac{26.00}{2} + 0 = 13.00 \text{ cm} \quad ; \quad \beta = \bar{\beta} = 13.00 \text{ cm}$$

Distancias alfa:

$$\alpha = (26.41 + 13.00) \tan 53.13 - 17.78 = 34.77 \text{ cm}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{47.50}{2} + 0 = 23.75 \text{ cm}$$

Distancia r:

$$r = \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2} = \sqrt{(34.77 + 17.78)^2 + (13.00 + 26.41)^2} = 65.69 \text{ cm}$$

4.2.4.2 **Fuerzas requeridas en la cartela.** Fuerza axial requerida sobre la conexión columna-cartela:

$$H_{uc} = \frac{e_c * P_{RS}}{r} = \frac{17.78 * 37.46}{65.69} = 10.14 \text{ Ton}$$

Fuerza axial requerida sobre la conexión viga-cartela:

$$H_{ub} = \frac{\alpha * P_{RS}}{r} = \frac{34.77 * 37.46}{65.69} = 19.83 \text{ Ton}$$

Fuerza cortante requerida sobre la conexión columna-cartela:

$$V_{uc} = \frac{\beta * P_{RS}}{r} = \frac{13.00 * 37.46}{65.69} = 7.41 \text{ Ton}$$

Fuerza cortante requerida sobre la conexión viga-cartela:

$$V_{ub} = \frac{e_b * P_{RS}}{r} = \frac{26.41 * 37.46}{65.69} = 15.06 \text{ Ton}$$

Momento entre la viga y la cartela:

$$M_{ub} = V_{ub}(\alpha - \bar{\alpha}) = 15.06 * \frac{(34.77 - 23.75)}{100} = 1.66 \text{ Ton} * m$$

Momento entre la columna y la cartela:

$$M_{uc} = H_{uc}(\bar{\beta} - \beta) = 44.00 * \frac{(13.00 - 13.00)}{100} = 0.00 \text{ Ton} * m$$

4.2.4.3 **Chequeo.** La sumatoria de las fuerzas verticales deben ser iguales a la componente vertical de la fuerza de la riostra, e igualmente con las fuerzas horizontales.

Chequeo 1:

$$H_{uc} + H_{ub} = 10.14 + 19.83 = 29.97 \text{ Ton}$$

$$P_{RS} \sin \theta = 37.46 * \sin 53.13 = 29.97 \text{ Ton}$$

Chequeo 2:

$$V_{uc} + V_{ub} = 7.41 + 15.06 = 22.47 \text{ Ton}$$

$$P_{RS} \cos \theta = 37.46 * \cos 53.13 = 22.48 \text{ Ton}$$

4.2.4.4 **Fuerzas de la conexión viga y columna.** Fuerza cortante entre la viga y columna:

$$V_{ubc} = V_{ub} + V_{gravedad} = 15.06 + 12.21 = 27.27 \text{ Ton}$$

Fuerza axial entre la viga y columna:

$$N_{ubc} = H_{ub} = 19.83 \text{ Ton}$$

Área de las aletas de la viga:

$$A_{bf} = t_{bf} * b_{bf} = 1.36 * 16.59 = 22.56 \text{ cm}^2$$

Área del alma de la viga:

$$A_{bw} = d_b * t_w = 50.11 * 0.965 = 48.36 \text{ cm}^2$$

Fuerza en las aletas de la viga:

$$N_{uf} = \frac{A_{bf}}{A_{gb}} * H_{ub} = \frac{22.56}{94.84} * 19.83 = 4.72 \text{ Ton}$$

Fuerza en el alma de la viga:

$$N_{uw} = \frac{A_{bw}}{A_{gb}} * H_{ub} = \frac{48.36}{94.84} * 19.83 = 10.11 \text{ Ton}$$

Fuerza equivalente en el alma de la viga:

$$N_e = V_{ub} + \frac{2M_{ub}}{L'_A/2} = 15.06 + \frac{2 * 1.66 * 100}{47.50/2} = 29.04 \text{ Ton}$$

4.2.5 Resistencias de la conexión

4.2.5.1 **Resistencia a tensión de la riostra.** El diseño de flexión y rotura por tensión se

basó en lo estipulado en el Capítulo D del American Aluminum Design Manual “AA” [20]

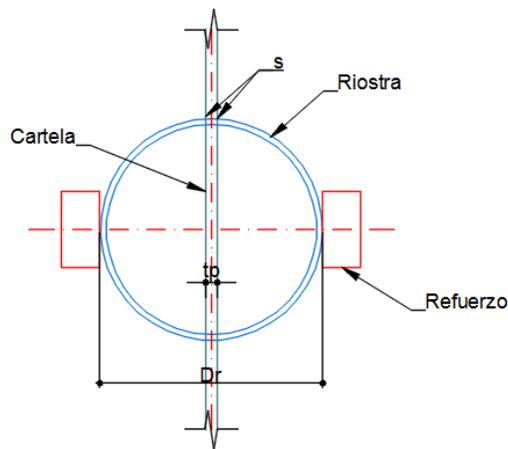


Figura 99. Área neta de la riostra.

Espacio libre para el montaje en cada lado de la riostra (1/16”):

$$s = 1.60 \text{ mm}$$

Área bruta de la riostra:

$$A_{gr} = 36.29 \text{ cm}^2$$

Área neta de la riostra:

$$A_{nr} = A_{gr} - 2(t_p + 2s) * t_r = 36.29 - 2(1.59 + 2 * 0.16) * 0.80 = 33.23 \text{ cm}^2$$

4.2.5.1.1 *Flexión por tensión.* Resistencia de diseño por fluencia a tensión sobre el área bruta:

$$\Phi P_n = \Phi * F_{tyr} * A_{gr} = \frac{0.9 * 240 * 36.29}{100} = 78.39 \text{ Ton}$$

Carga axial ultima:

$$T_u = 8.44 \text{ Ton}$$

Chequeo:

$$\Phi P_n \geq T_u \rightarrow Ok$$

4.2.5.1.2 *Rotura por tensión.* La NSR-10 en la sección F.3.6.2.5.2, establece que el área neta efectiva debe ser mayor que el área bruta, por lo que obligatoriamente hay que adicionar un refuerzo.

El área neta efectiva se determinó basado en la sección D.3.2 del American Aluminum Design Manual “AA” [20]

$$A_e \geq A_g \quad \rightarrow \quad A_e = (A_{nr} + A_{nref}) \left(1 - \frac{\bar{x}}{L_c}\right) \left(1 - \frac{\bar{y}}{L_c}\right)$$

La sección es simétrica respecto al eje Y:

$$\left(1 - \frac{\bar{y}}{L_c}\right) = \left(1 - \frac{0}{L_c}\right) = 1.0$$

Se asume inicialmente la siguiente expresión:

$$\left(1 - \frac{\bar{x}}{L_c}\right) = 0.60$$

Área neta del refuerzo:

$$A_{nref} = \frac{A_{gr}}{\left(1 - \frac{\bar{x}}{L_c}\right)} - A_{nr} = \frac{36.29}{0.60} - 33.23 = 27.25 \text{ cm}^2$$

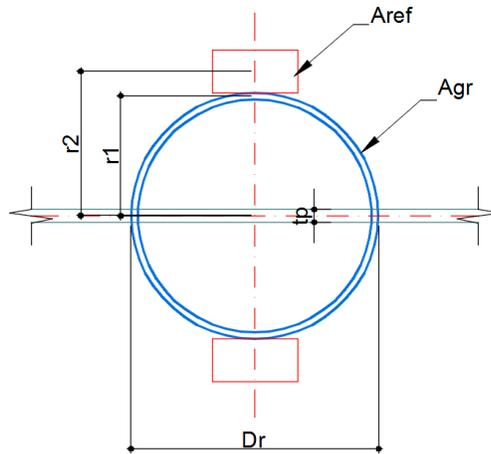


Figura 100. Sección transversal de la riostra con refuerzo.

Se propone como refuerzo 2 barras rectangulares de aluminio con aleación 6061.

Esfuerzo de fluencia de la barra:

$$F_{tyref} = 240 \text{ MPa}$$

Espesor de la barra:

$$t_{ref} = 1" = 2.54 \text{ cm}$$

Ancho de la barra:

$$B_{ref} = \frac{A_{nref}}{2 * t_{ref}} = \frac{27.25}{2 * 2.54} = 5.36 \text{ cm} \approx 2 + 1/2"$$

$$B_{ref} = 6.35 \text{ cm}$$

Área bruta y neta de la barra:

$$A_{ref} = A_{nref} = 2 * (B_{ref} * t_{ref}) = 2 * (6.35 * 2.54) = 32.26 \text{ cm}^2$$

Distancia del centro del espesor de la riostra al centro de la sección:

$$r_1 = \frac{D_r}{2} - \frac{t_r}{2} = \frac{15.24}{2} - \frac{0.80}{2} = 7.22 \text{ cm}$$

Distancia del centro del refuerzo al centro de la sección:

$$r_2 = \frac{D_r}{2} + \frac{B_{ref}}{2} = \frac{15.24}{2} + \frac{6.35}{2} = 10.80 \text{ cm}$$

Centroide de la riostra:

$$\bar{x}_r = \frac{2r_1}{\pi} = \frac{2 * 7.22}{\pi} = 4.60 \text{ cm}$$

Centroide de la sección compuesta (refuerzo más riostra):

$$\bar{x} = \frac{\sum \bar{x} * A}{\sum A} = \frac{A_{gr} * \bar{x}_r + A_{ref} * r_2}{A_{gr} + A_{ref}} = \frac{36.29 * 4.60 + 32.26 * 10.80}{36.29 + 32.26} = 6.92 \text{ cm}$$

Factor asumido anteriormente:

$$\left(1 - \frac{\bar{x}}{L_c}\right) = 1 - \frac{6.92}{15} = 0.54$$

Área efectiva compuesta:

$$A_e = (A_{nr} + A_{nref}) * \left(1 - \frac{\bar{x}}{L_c}\right) \left(1 - \frac{\bar{y}}{L_c}\right) = (33.23 + 32.26) * 0.54 * 1.0 = 35.36 \text{ cm}^2$$

Chequeo:

$$A_e > A_{gr} \rightarrow Ok$$

Resistencia de diseño por rotura a tensión sobre el área efectiva:

$$\Phi P_n = \Phi * F_{tur} * A_e = \frac{0.75 * 260 * 35.36}{100} = 68.95 \text{ Ton}$$

Carga axial ultima:

$$T_u = 8.44 \text{ Ton}$$

Chequeo:

$$\Phi P_n \geq T_u \rightarrow Ok$$

4.2.5.2 **Resistencia por bloque de cortante de la cartela.** La resistencia por bloque de cortante se determinó basado en la sección J.7.3 del American Aluminum Design Manual “AA” [20]

Área neta a tracción:

$$A_{nt} = A_{gt} = D_r * t_p = 15.24 * 0.64 = 9.75 \text{ cm}^2$$

Área bruta a cortante:

$$A_{gv} = 2 * l * t_p = 2 * 15.0 * 0.64 = 19.20 \text{ cm}^2$$

Área neta a cortante:

$$A_{nv} = A_{gv} = 19.20 \text{ cm}^2$$

Resistencia de fluencia a cortante:

$$F_{sy} = 0.6 * F_{ty} = 0.6 * 240 = 144 \text{ MPa}$$

Resistencia ultima a cortante:

$$F_{su} = 0.6 * F_{tu} = 0.6 * 290 = 174 \text{ MPa}$$

Resistencia nominal por bloque de cortante:

Conexión	Condición	$R_n \rightarrow \Phi = 0.75$
Pernada	$A_{nt} \geq 0.6A_{nv}$	$F_{sy} * A_{gv} + F_{tu} * A_{nt}/k_t$
Pernada	$A_{nt} < 0.6A_{nv}$	$F_{su} * A_{nv}/k_t + F_{ty} * A_{gt}$
Soldada	$A_{gt} \geq 0.6A_{gv}$	$F_{sy} * A_{gv} + F_{tu} * A_{gt}/k_t$
Soldada	$A_{gt} < 0.6A_{gv}$	$F_{su} * A_{gv}/k_t + F_{ty} * A_{gt}$

$$0.6A_{gv} = 0.6 * 19.20 = 11.52 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_{gt} = 9.75 \text{ cm}^2$$

Aplica la cuarta condición.

Remplazando:

$$\Phi R_n = \Phi(F_{su} * A_{gv}/k_t + F_{ty} * A_{gt}) = \frac{0.75(174 * 19.20/1.0 + 240 * 9.75)}{100} = 42.61 \text{ Ton}$$

Carga Ultima:

$$T_u = 8.44 \text{ Ton}$$

Chequeo:

$$\Phi R_n \geq T_u \rightarrow Ok$$

En caso de que no cumpla, aumentar el espesor de la cartela.

4.2.5.3 Resistencias en la sección de Whitmore

4.2.5.3.1 Chequeo.

Espesor de la cartela:

$$t_p = 0.64 \text{ cm}$$

Espesor de Dowswell:

$$t_\beta = 1.50 \sqrt{\frac{F_{ty} * c^3}{E_s * I_b}} = 1.50 \sqrt{\frac{240 * 10.52^3}{7 * 10^4 * 27.7}} = 0.57 \text{ cm}$$

Pandeo de la sección:

Condición	Sección
$t_p \geq t_\beta$	Compacta
$t_p < t_\beta$	No compacta

Si la sección es Compacta, la fluencia ocurre antes del pandeo según Dowswell (2006), y no es necesario calcular el pandeo a flexión de la cartela (más sin embargo en este diseño se tuvo en cuenta).

4.2.5.3.2 Fluencia a tensión.

Resistencia de diseño de fluencia a tensión:

$$\Phi R_n = \Phi * F_{ty} * l_w * t_p = \frac{0.90 * 240 * 35 * 0.64}{100} = 48.38 \text{ Ton}$$

Carga ultima:

$$T_u = 8.44 \text{ Ton}$$

Chequeo:

$$\Phi R_n \geq T_u \rightarrow Ok$$

En caso de que no cumpla, aumentar el espesor de la cartela.

4.2.5.3.3 *Pandeo flexionante a compresión.* La resistencia a diseño se calculó según lo estipulado en F.5.4.7 de la NSR-10.

Constante de pandeo (Valor recomendado por Dowswell):

$$K = 0.60$$

Longitud entre puntos de soporte lateral:

$$L = 5.00 \text{ m}$$

Longitud efectiva de pandeo:

$$l = k * L = 0.6 * 5.00 = 3.00 \text{ m}$$

4.2.5.3.4 *Parámetro de esbeltez.*

$$\lambda = \frac{l}{r_y} = \frac{3.00 * 100}{5.11} = 58.71$$

4.2.5.3.5 *Áreas de la sección.* Área de la sección bruta, sin reducción por pandeo local, ablandamiento en la zona afectada por el calor o agujeros

$$A = l_w * t_p = 35 * 0.64 = 22.40 \text{ cm}^2$$

Área de la sección efectiva:

$$A_e = \min(k_z, k_L) A = 0.5 * 22.40 = 11.20 \text{ cm}^2$$

Área neta de la sección efectiva:

$$A_{ne} = A_e = 11.20 \text{ cm}^2$$

4.2.5.3.6 Esfuerzo límite.

Valor de P1:

Sección	P_1	Aplica
Sección compacta, sin efectos de zona afectada por el calor	P_o	No
Otras secciones.	$\left(\frac{A_e}{A}\right) P_o$	Si

Reemplazando:

$$P_1 = \left(\frac{18.15}{36.29} \right) * 240 = 120 \text{ MPa} = 12.0 \frac{\text{kgf}}{\text{mm}^2}$$

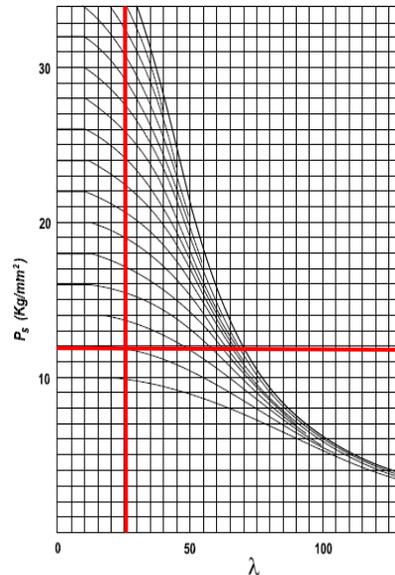
Esfuerzo límite:

El esfuerzo de pandeo ya sea como columna o torsional para miembros a compresión, se obtiene usando la curva (de acuerdo a la figura de la siguiente tabla) que intercepta el eje de esfuerzos en un esfuerzo P_1

Tabla 123. Selección de la curva para miembros a compresión (Tabla F.5.4.7-3).

Tipo de pandeo	Miembro no soldado	Miembro soldado
Pandeo de columna:		
sección simétrica o ligeramente asimétrica	figura F.5.4.5-3 (a)	figura F.5.4.5-3 (b)
sección severamente asimétrica	figura F.5.4.5-3 (b)	figura F.5.4.5-3 (c)
Pandeo torsional:		
generalmente	figura F.5.4.7-2(a)	
sección compuesta por aletas salientes (véase F.5.4.7.5 (b))	figura F.5.4.7-2 (b)	

Pandeo Como Columna:



NOTA: Para encontrar p_s con $\lambda > 130$ véase la figura F.5.1-1, apéndice I.

Figura 101. Esfuerzo de pandeo como columna para miembros a compresión p_s
(Figura F.5.4.5-3(a))

$$p_s = 11.95 \frac{kgf}{mm^2} = 119.50 MPa$$

4.2.5.3.7 Resistencias de diseño.

Resistencia por pandeo como columna:

$$P_R = \Phi * p_s A = \frac{0.86 * 119.50 * 22.40}{100} = 23.02 Ton$$

Resistencia por pandeo torsional:

El pandeo torsional puede ignorarse si cumple uno de los siguientes casos:

- Secciones huecas cerradas
- Secciones I doblemente simétricas
- Secciones enteramente compuestas de salientes radiantes, esto es, ángulos, secciones T, cruciformes, que se clasifiquen como compactas

Aplica la primera opción, por lo tanto, el pandeo torsional se puede ignorar.

Aplastamiento local:

Sección	P_{RS}	Aplica
Sección compacta, sin efectos de zona afectada por el calor	$\Phi P_a A_n$	Si
Otras secciones.	$\Phi P_a A_{ne}$	No

Remplazando:

$$P_{RS} = \Phi P_a A_{ne} = \frac{0.86 * 260 * 11.20}{100} = 25.04 \text{ Ton}$$

Resistencia de diseño a compresión:

Se toma como el menor de los 3 casos.

$$P_{RS} = 23.02 \text{ Ton}$$

Carga axial ultima:

$$P_u = 10.80 \text{ Ton}$$

Chequeo:

$$P_{RS} \geq P_u \rightarrow Ok$$

En caso de que no cumpla, aumentar el espesor de la cartela.

4.2.5.4 **Resistencia a cortante de la viga.** La resistencia a cortante de la viga se calculó en la sección 3.2 de este documento.

Resistencia de diseño a cortante:

$$V_{RS} = 44.35 \text{ Ton}$$

Cortante ultimo:

$$V_{ubc} = 15.06 \text{ Ton}$$

Chequeo:

$$V_{RS} > V_{ubc} \rightarrow Ok$$

4.2.5.5 **Resistencia a cortante de la columna.** La resistencia a cortante de la viga se calculó en la sección 3.3 de este documento.

Resistencia de diseño a cortante:

$$V_{RS} = 34.46 \text{ Ton}$$

Cortante ultimo:

$$H_{uc} = 10.14 \text{ Ton}$$

Chequeo:

$$V_{RS} > H_{uc} \rightarrow Ok$$

4.2.5.6 Chequeo de las aletas de la viga y la cartela.

Esfuerzo normal:

$$f_{un} = f_{ua} + f_{ub} = \frac{V_{ub}}{t_p * L'_A} + \frac{M_{ub}}{t_p * \frac{L'_A}{4}} = \frac{15.06 * 100}{0.64 * 47.50} + \frac{1.66 * 100^2}{0.64 * \frac{47.50^2}{4}} = 95.52 MPa$$

Chequeo:

$$0.9F_{tyb} = 0.9 * 240 = 216 MPa$$

$$f_{un} \leq 0.9F_{yb} \rightarrow Ok$$

Esfuerzo cortante:

$$f_v = \frac{H_{ub}}{t_p * L'_A} = \frac{19.83 * 100}{0.64 * 47.50} = 65.23 MPa$$

Chequeo:

$$1.0 * 0.6 * F_{tyb} = 1.0 * 0.6 * 240 = 144 \text{ MPa}$$

$$f_v \leq 1.0 * 0.6 * F_{tyb} \rightarrow Ok$$

Resistencia de diseño a flexión:

$$\Phi M_n = \Phi_b * M_p = \Phi_b * F_{tyb} \left(\frac{t_p * (L'_A)^2}{4} \right) = \frac{0.90 * 240}{100^2} \left(\frac{0.64 * 47.50^2}{4} \right) = 7.80 \text{ Ton} * m$$

Resistencia de diseño axial:

$$\Phi N_n = \Phi * F_{tyb} * t_p * L'_A = \frac{0.90 * 240 * 0.64 * 47.50}{100} = 65.66 \text{ Ton}$$

Resistencia de diseño a cortante:

$$\Phi V_n = \Phi_v * 0.60 * F_{tyb} * t_p * L'_A = \frac{1.00 * 0.60 * 240 * 0.64 * 47.50}{100} = 43.78 \text{ Ton}$$

Interacción derivada de la teoría plástica de Astaneh-Asl (1998) y Neal (1977):

$$\left(\frac{M_{ub}}{\Phi M_n}\right) + \left(\frac{V_{ub}}{\Phi N_n}\right)^2 + \left(\frac{H_{ub}}{\Phi V_n}\right)^4 \leq 1$$

Remplazando:

$$\left(\frac{1.66}{7.80}\right) + \left(\frac{15.06}{65.66}\right)^2 + \left(\frac{19.83}{43.78}\right)^4 = 0.31 < 1.0 \rightarrow Ok$$

4.2.6 Diseño de soldadura de las conexiones

4.2.6.1 Soldadura entre la riostra y la barra de refuerzo.

Distancia libre para montaje de la riostra y la cartela:

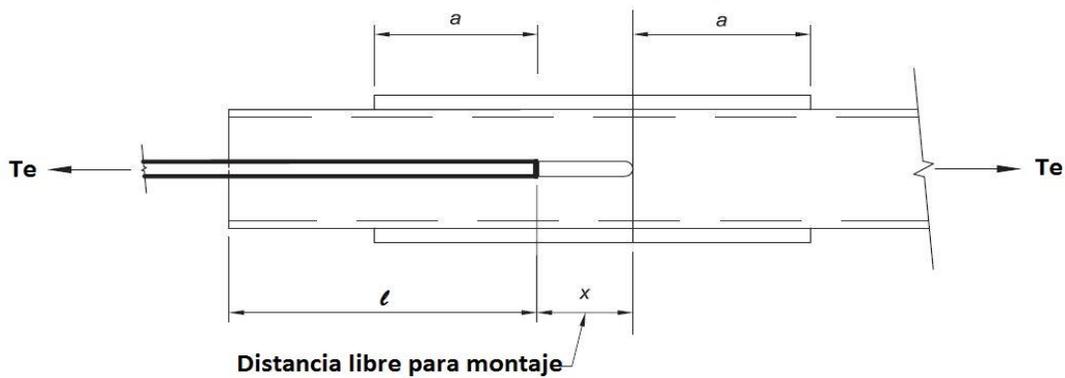


Figura 102. Distancia libre para montaje

$$x = 15 \text{ cm}$$

Longitud para transferir la fuerza a las barras de refuerzo:

$$a = 25 \text{ cm}$$

Longitud de la barra de refuerzo:

$$L_{ref} = 2a + x = 2 * 25 + 15 = 65 \text{ cm}$$

Resistencia del refuerzo:

$$\Phi R_n = F_{tyref} * A_{ref} = \frac{240 * 32.26}{100} = 77.42 \text{ Ton}$$

Garganta de la soldadura:

$$g_t = 5/8" = 1.59 \text{ cm}$$

Resistencia de la soldadura:

Soldadura de filete	P_{RF}	Aplica
----------------------------	----------------------------	---------------

Transversal simple (carga aplicada perpendicularmente a la longitud de la soldadura)	$\frac{\Phi * 0.85 * p_w * 2a * g_t}{\sqrt{2}}$	Si
Longitudinal simple (carga aplicada paralelamente a la longitud de la soldadura)	$\frac{\Phi * 0.85 * p_w * B_{ref} * g_t}{\sqrt{3}}$	Si

Remplazando:

$$P_{RF.T} = \frac{0.80 * 0.85 * 190 * (2 * 25) * 1.59}{\sqrt{2} * 100} = 72.63 \text{ Ton}$$

$$P_{RF.L} = \frac{0.80 * 0.85 * 190 * 6.35 * 1.59}{\sqrt{3} * 100} = 7.53 \text{ Ton}$$

$$P_{RF} = P_{RF.T} + P_{RF.L} = 72.63 + 7.53 = 80.16 \text{ Ton}$$

Chequeo:

$$P_{RF} > \Phi R_n \rightarrow Ok$$

Soldar el refuerzo a cada lado de la riostra con dos cordones y transversalmente con soldadura en filete de 5/8".

4.2.6.2 Soldadura entre el alma de la viga y la aleta de la columna.

Resultante de fuerzas:

$$F_{R1} = \sqrt{(N_{uw})^2 + (V_{ubc})^2} = \sqrt{(10.11)^2 + (27.27)^2} = 29.08 \text{ Ton}$$

Dirección de la resultante:

$$\theta_1 = \tan^{-1} \left(\frac{N_{uw}}{V_{ubc}} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{10.11}{27.27} \right) = 20.34^\circ$$

Resistencia de la soldadura inclinada (de acuerdo con F.2.10.2-4 de la NSR-10):

$$F_{nw} = 0.60 * p_w * (1 + 0.5(\sin \theta_1)^{1.5}) = 0.60 * 190 * (1 + 0.5(\sin 20.34)^{1.5}) = 125.68 \text{ MPa}$$

Longitud de la soldadura:

$$l_f = d_b = 50.11 \text{ cm}$$

Espesor de la soldadura:

$$g_t = \frac{F_{R1} * \sqrt{3}}{2 * (\Phi * 0.85 * F_{nw} * l_f)} = \frac{29.08 * \sqrt{3} * 100}{2 * (0.80 * 0.85 * 125.68 * 50.11)} = 0.59 \text{ cm} \approx 1/4''$$

$$g_t = 0.635 \text{ cm}$$

Soldar el alma de la viga a la aleta de la columna con dos cordones de soldadura en filete de 1/4".

4.2.6.3 *Soldadura entre la aleta de la viga y la aleta de la columna.*

Dirección de la resultante:

$$\theta_2 = 90^\circ$$

Resistencia de la soldadura inclinada (de acuerdo con F.2.10.2-4 de la NSR-10):

$$F_{nw} = 0.60 * p_w * (1 + 0.5(\sin \theta_2)^{1.5}) = 0.60 * 190 * (1 + 0.5(\sin 90)^{1.5}) = 171.00 \text{ MPa}$$

Longitud de la soldadura:

$$l_f = 2 * b_{bf} - t_{bw} = 2 * 16.59 - 0.965 = 32.22 \text{ cm}$$

Espesor de la soldadura:

$$g_t = \frac{N_{uf} * \sqrt{3}}{(\Phi * 0.85 * F_{nw} * l_f)} = \frac{4.72 * \sqrt{3} * 100}{(0.80 * 0.85 * 171.00 * 32.22)} = 0.22 \text{ cm} \approx 1/4''$$

$$g_t = 0.635 \text{ cm}$$

Soldar las aletas de la viga a la aleta de la columna con dos cordones de soldadura en filete de 1/4".

Dejar unos agujeros de 2.50x2.50 cm (clip) en la cartela, para acomodar la soldadura en la parte superior de las aletas.

4.2.6.4 Soldadura entre el alma de la viga y la cartela.

Esfuerzo normal:

$$f_{ua} = \frac{V_{ub}}{2 * L'_A} = \frac{15.06 * 100}{2 * 47.50} = 15.85 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$f_{ub} = \frac{2 * M_{ub}}{L'_A{}^2} = \frac{2 * 1.66 * 100^2}{47.50^2} = 14.71 \frac{Ton}{m}$$

$$f_{un} = f_{ua} + f_{ub} = 15.85 + 14.71 = 30.56 \frac{Ton}{m}$$

Esfuerzo cortante:

$$f_{uv} = \frac{H_{ub}}{2 * L'_A} = \frac{19.83 * 100}{2 * 47.50} = 20.87 \frac{Ton}{m}$$

Esfuerzo pico:

$$f_{pico} = \sqrt{f_{un}^2 + f_{uv}^2} = \sqrt{30.56^2 + 20.87^2} = 37.01 \frac{Ton}{m}$$

Esfuerzo promedio:

$$f_{avg} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{(f_{ua} - f_{ub})^2 + f_{uv}^2} + \sqrt{f_{un}^2 + f_{uv}^2} \right)$$

$$1.25 * f_{avg} = \frac{1.25}{2} \left(\sqrt{(15.85 - 14.71)^2 + 20.87^2} + \sqrt{30.56^2 + 20.87^2} \right) = 36.19 \frac{Ton}{m}$$

Esfuerzo de diseño de la soldadura:

$$f_{dis} = \max(f_{pico}, 1.25f_{avg}) = 37.01 \frac{Ton}{m}$$

Dirección de la fuerza:

$$\theta_3 = \tan^{-1}\left(\frac{f_{un}}{f_{uv}}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{30.56}{20.87}\right) = 55.67^\circ$$

Resistencia de la soldadura inclinada (de acuerdo con F.2.10.2-4 de la NSR-10):

$$F_{nw} = 0.60 * p_w * (1 + 0.5(\sin \theta_3)^{1.5}) = 0.60 * 190 * (1 + 0.5(\sin 55.67)^{1.5}) = 156.77 MPa$$

Tamaño de la soldadura:

$$g_t = \frac{f_{dis} * \sqrt{3}}{2 * (\Phi * 0.85 * F_{nw})} = \frac{37.01 * \sqrt{3}}{2 * (0.80 * 0.85 * 156.77)} = 0.30 \text{ cm} \approx 1/4''$$

$$g_t = 0.635 \text{ cm}$$

Soldar el alma de la viga a la cartela con dos cordones de soldadura en filete de 1/4".

4.2.6.5 Soldadura entre la columna y la cartela.

Resultante de la fuerza:

$$F_{R4} = \sqrt{(H_{uc})^2 + (V_{uc})^2} = \sqrt{(10.14)^2 + (7.41)^2} = 12.56 \text{ Ton}$$

Dirección de la fuerza:

$$\theta_4 = \tan^{-1}\left(\frac{H_{uc}}{V_{uc}}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{10.14}{7.41}\right) = 53.84^\circ$$

Resistencia de la soldadura inclinada (de acuerdo con F.2.10.2-4 de la NSR-10):

$$F_{nw} = 0.60 * p_w * (1 + 0.5(\sin \theta_4)^{1.5}) = 0.60 * 190 * (1 + 0.5(\sin 53.84)^{1.5}) = 155.35 \text{ MPa}$$

Longitud de la soldadura:

$$l_f = L'_B = 26.00 \text{ cm}$$

Ancho de la soldadura:

$$g_t = \frac{1.25 * F_{R4} * \sqrt{3}}{2 * (\Phi * 0.85 * F_{nw} * l_f)} = \frac{1.25 * 12.56 * \sqrt{3} * 100}{2 * (0.80 * 0.85 * 155.35 * 26.00)} = 0.50 \text{ cm} \approx 1/4''$$

$$g_t = 0.635 \text{ cm}$$

Soldar la columna a la cartela con dos cordones de soldadura en filete de 1/4".

4.2.1 Traslapo entre la viga y la columna

Hay dos posibilidades de diseño:

- El empalme debe ser capaz de transportar la fuerza cortante gravitacional de la viga a la cara de la columna. Esto es necesario porque esta es la condición de contorno usualmente asumida en el diseño de la viga. Además, este empalme debe verificarse para la ductilidad rotacional de acuerdo con el Manual AISC Parte 10 (diseño de conexiones simple a cortante) para calificar como una conexión simple de acuerdo con F.2.2.3.5.1 de la NSR-10. Se puede cumplir con F.2.2.3.5.1 de la NSR-10 sin satisfacer las verificaciones de la Parte 10 del Manual de AISC si la demanda de rotación en los extremos de la viga es pequeña. Sin embargo, una buena dosis de juicio puede estar involucrada y en la mayoría de los casos satisfacer las comprobaciones de ductilidad rotacional en el Manual AISC proporciona una solución más limpia.

- Si el análisis estructural se realiza con una liberación de momento en la ubicación del empalme, entonces el empalme puede diseñarse para cortante gravitacional sin considerar el momento requerido para transportar el cortante a la cara de la columna. Este empalme, al ser un empalme de corte simple, satisface F.2.2.3.5.1 de la NSR-10.

La primera opción se tomó en cuenta para este diseño (ver la siguiente sección)

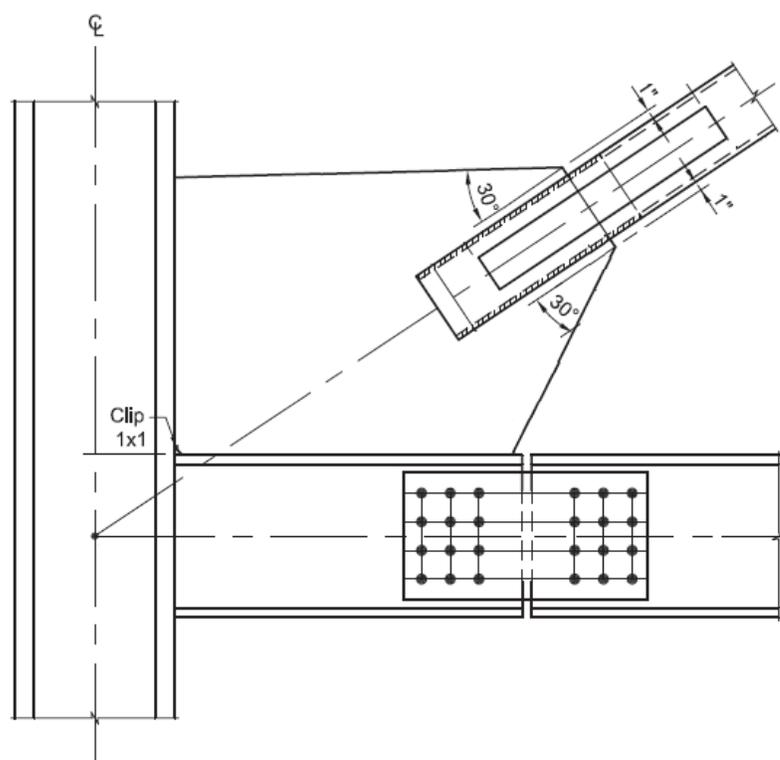


Figura 103. Esquema de conexión y traslapo de la viga.

4.3 Placa base

El diseño estructural de la placa base fue basado en dos documentos, el primero fue la guía 1 de diseño del AISC, que se utilizó para determinar la geometría y resistencia de la placa de acero, y el segundo documento utilizado fue el Apéndice D del Título C de la NSR-10, en el que se basó para determinar la resistencia de diseño del concreto y los pernos para las cargas estipulados en la placa base.

Los pernos de la placa base (la que tiene contacto con el concreto y la columna), deben ser de acero y no de aluminio, debido a como ya se ha comentado antes, el aluminio y el concreto reaccionan químicamente de una forma perjudicial cuando están juntos, provocando que la resistencia de los materiales se vea perjudicados en especial la del concreto.

4.3.1 Solicitudes de carga

4.3.1.1 Carga en la base de la columna.

Tabla 124. Solicitudes de la base de la columna.

Solicitud	Valor
Pu (compresión) [Ton]	27.38
Vux [Ton]	7.40
Vuy [Ton]	0.99
Mux [Ton*m]	1.05
Muy [Ton*m]	7.74
Tu [Ton*m]	0.00

4.3.1.2 Cargas en los anclajes.

Tabla 125. Carga por anclaje.

Anclaje	Carga Axial* [Ton]	Carga a cortante [Ton]	Cortante en X [Ton]	Cortante en Y [Ton]
1	0.69	1.87	1.85	2.48
2	0.00	1.87	1.85	2.48
3	0.94	1.87	1.85	2.48
4	0.00	1.87	1.85	2.48
Σ	1.63	7.48	-	-

* (+Tracción, -Compresión)

Tabla 126. Información del anclaje.

Carga	Valor
Máxima carga a tracción de un anclaje, N_{ua} [Ton]	0.94
Tracción total en los anclajes, N_{ut} [Ton]	1.63
Máxima carga a cortante de un anclaje, V_{ua} [Ton]	1.87
Cortante total en los anclajes, V_{ut} [Ton]	7.48
Máxima extensión del hormigón a compresión [%]	0.11
Máxima tensión del hormigón a compresión [MPa]	3.33
Tracción resultante en (x/y) = (-12.5/1.9) [Ton]	1.63

Compresión resultante en (x/y) = (26.0/-3.5) [Ton]	29.01
--	-------

4.3.1.3 **Excentricidades.** Si la carga sobre un grupo de anclajes es tal que sólo algunos anclajes se encuentran en tracción, únicamente esos anclajes que se encuentran en tracción deben considerarse para determinar la excentricidad.

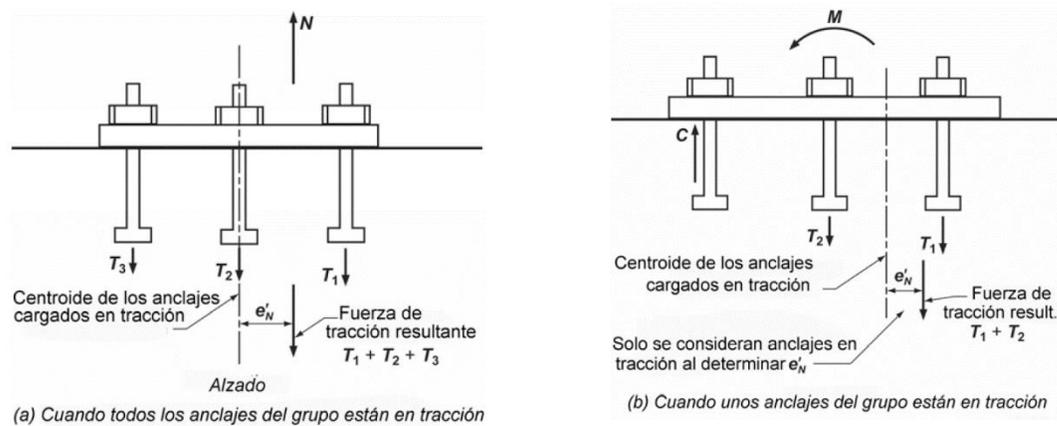


Figura 104. Definición de $e'N$ para un grupo de anclajes.

Si la carga en un grupo de anclajes es tal que solo algunos anclajes se encuentran cargados en corte en la misma dirección, solo esos anclajes que se encuentran cargados en corte en la misma dirección pueden ser considerados al determinar la excentricidad $e'V$.

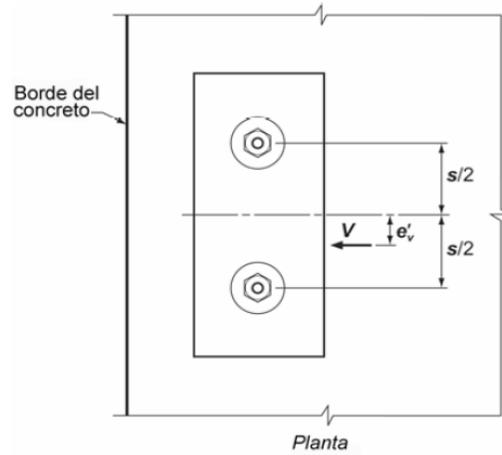


Figura 105. Definición de $e'v$ para un grupo de anclajes.

Excentricidades:

Variable	Valor [cm]
e'_{Nx1}	0.00
e'_{Ny1}	1.90
e'_{Nx2}	0.00
e'_{Ny2}	0.00
e'_V	0.00

4.3.2 Geometría y materiales

4.3.2.1 Materiales

Tabla 127. Materiales del anclaje.

Resistencia a compresión del concreto f'_c [MPa]	21
Factor de modificación del concreto de peso liviano λ	1.0
Esfuerzo de fluencia de la placa (Aluminio 6061-T6) f_{ty} [MPa]	240
Resistencia ultima de la placa (Aluminio 6061-T6) f_{tu} [MPa]	290
Tipo de anclaje	Hex Head
Material del perno	ASTM F 1554, GR. 36
Resistencia a fluencia del perno F_{ya} [MPa]	250
Resistencia última del perno $F_{ua} = f_{uta}$ [MPa]	400
Resistencia a tracción del Perno $F_{nt} = 0.75 * F_{ua}$ [MPa]	$0.75 * 400 = 300$
Resistencia a cortante del Perno $F_{nv} = 0.45 * F_{ua}$ [MPa] (rosca incluida en el plano de corte)	$0.45 * 400 = 180$
Mortero de compactación (Grouting)	Mortero Hilti: CB-G EG, epoxi,
Resistencia a compresión del mortero $f_{c,Grout}$ [MPa]	103

Limitante

Las siguientes limitaciones están basadas en C-D.3.5 y C-D.5.1.2 de la NSR-10.

Resistencia del concreto:

Anclaje	$f'_{c.m\acute{a}x}$ [MPa]
Preinstalados	70
Postinstalados	55

El anclaje es preinstalado:

$$f'_c \leq 70 \text{ MPa} \rightarrow Ok$$

Resistencia especificada a la tracci3n del acero del anclaje:

$$f_{uta} \leq \min(860 \text{ MPa}, 1.9f_{ya}) \rightarrow 1.9f_{ya} = 1.9 * 250 = 475 \text{ MPa}$$

$$f_{uta} = 400 \text{ MPa}$$

4.3.2.2 Geometría

4.3.2.2.1 Dimensiones de la columna.

Tabla 128. Geometría de la columna.

Propiedad	Valor

Perfil	W14x90
Peralte o altura D_c [cm]	35.36
Espesor del alma t_{cw} [cm]	1.12
Ancho de la aleta b_{cf} [cm]	36.83
Espesor de la aleta t_{cf} [cm]	1.80
Distancia desde la cara exterior de la aleta hasta la punta del filete (valor de diseño) o la soldadura con filete k_c [cm]	1.80
Espesor de un elemento en el que se coloca un anclaje, medido paralelamente al eje del anclaje (Altura del pedestal) h_a [cm]	100

Distancia libre entre aletas menos el filete o el radio de la transición alma-aleta:

$$d_c = D_c - 2 * k_c = 35.36 - 2 * 1.80 = 16.95 \text{ cm}$$

4.3.2.2.2 Dimensiones del anclaje.

Tabla 129. Geometría del anclaje.

Propiedad	Valor
Diámetro del perno d_a [cm]	3.81 (1 + 1/2")

Diámetro de la cabeza del perno d_{ca} [cm]	4.64
Profundidad del anclaje h_{ef} [cm]	30
Separación del anclaje en x s_1 [cm]	25
Separación del anclaje en y s_2 [cm]	25
Número de anclajes en tracción en el grupo n	2
Número de hilos por mm en el perno n_t	0.24

Diámetro máximo del perno (C-D.4.2.2):

$$d_a \leq 5.0 \text{ cm} \rightarrow Ok$$

Profundidad máxima del anclaje (C-D.4.2.2):

$$h_{ef} \leq 63.5 \text{ cm} \rightarrow Ok$$

Área efectiva de la sección transversal del anclaje en tracción:

$$A_{se,N} = \frac{\pi}{4} \left(d_a - \frac{0.9743}{n_t} \right)^2 = \frac{\pi}{4} \left(38.1 - \frac{0.9743}{0.24} \right)^2 * \frac{1}{100} = 9.10 \text{ cm}^2$$

Área efectiva de la sección transversal del anclaje en cortante:

$$A_{se,V} = A_{se,N} = 9.10 \text{ cm}^2$$

Área de apoyo de la cabeza de un perno o tornillo de anclaje, o barra corrugada con cabeza:

$$A_{brg} = \frac{\pi * d_{ca}^2}{4} = \frac{\pi * 4.64^2}{4} = 16.88 \text{ cm}^2$$

Profundidad efectiva del anclaje (C-D.5.2.3):

Los anclajes se ubican a menos de $1.5h_{ef}$ de tres o más bordes?	h'_{ef}
Si	$\max\left(\frac{c_{a,máx}}{1.5}, \frac{s_1}{3}, \frac{s_2}{3}\right)$
No	h_{ef}

$$1.5h_{ef} = 1.5 * 30 = 45.0 \text{ cm}$$

Aplica la primera condición:

$$h'_{ef} = \max\left(\frac{42.50}{1.5} = 28.33, \frac{25}{3} = 8.33, \frac{30}{3} = 8.33\right) = 28.33 \text{ cm}$$

Ejemplo:

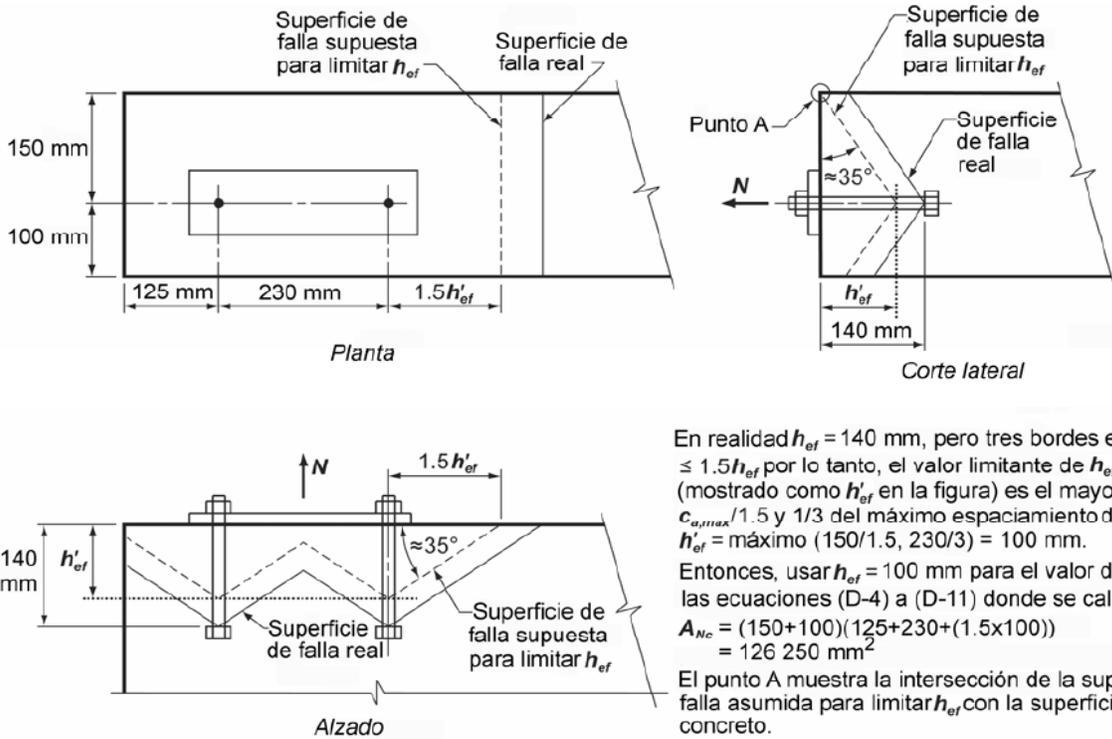


Figura 106. Ejemplo de tracción en elementos angostos.

4.3.2.2.3 Distancia de borde.

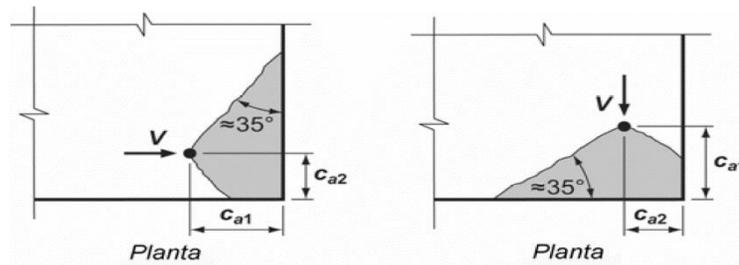


Figura 107. Definición de distancias al borde.

Tabla 130. Geometría del anclaje.

Propiedad	Valor [cm]
Distancia al borde 1 c_{a1}	42.50
Distancia al borde 2 c_{a2}	42.50
Distancia al borde máxima $c_{a,máx}$	42.50
Distancia al borde mínima $c_{a,min}$	42.50

Distancia efectiva de borde (C-D.6.2.4):

¿los anclajes están influenciados por tres o más bordes?	c'_{a1}
Si	$\max\left(\frac{c_{a2}}{1.5}, \frac{h_a}{1.5}, \frac{s_1}{3}, \frac{s_2}{3}\right)$
No	<i>No aplica</i>

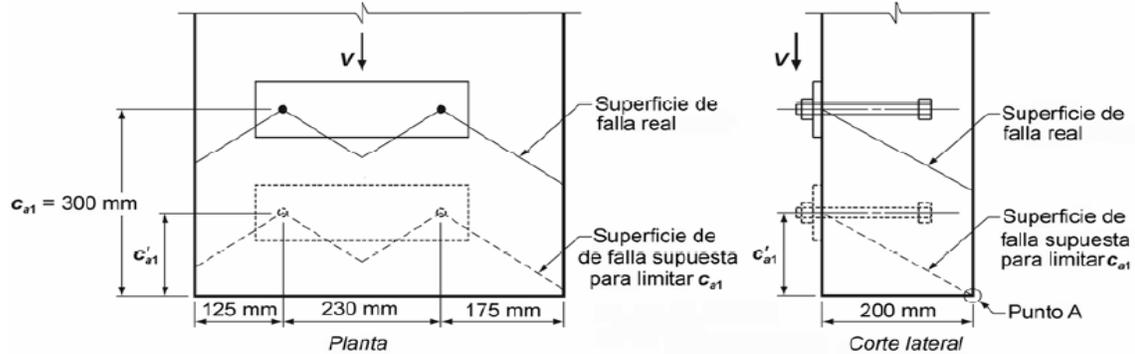
Aplica la primera condición:

$$c'_{a1} = \max\left(\frac{42.50}{1.5} = 28.33, \frac{100}{1.5} = 66.67, \frac{25}{3} = 8.33, \frac{25}{3} = 8.33\right) = 66.67 \text{ cm}$$

Chequeo:

$$c_{a1} \leq c'_{a1} \rightarrow Ok$$

Ejemplo:



El valor real de $c_{a1} = 300$ mm pero dos bordes ortogonales c_{a2} y h_a están $\leq 1.5 c_{a1}$ por lo tanto el valor límite para c_{a1} (mostrado como c'_{a1} en la figura) es el mayor de $c_{a2,max}/1.5$, $h_a/1.5$ y $1/3$ del máximo espaciamiento de un grupo de anclajes

$$c'_{a1} = \text{máximo de } (175/1.5, 200/1.5, 230/3) = 133 \text{ mm}$$

Por lo tanto, debe usarse $c'_{a1} = 133$ mm en las ecuaciones (D-21) a (D-28) incluyendo el cálculo de A_{vc} :

$$A_{vc} = (125 + 230 + 175)(1.5 \times 133) = 105\,735 \text{ mm}^2$$

El punto A muestra la intersección de la superficie de falla supuesta para limitar c_{a1} con la superficie del concreto

Figura 108. Ejemplo de Cortante cuando los anclajes están influenciados por tres o más bordes.

4.3.2.2.4 Dimensión de la platina.

Largo:

$$N = D_c + 10d_a = 35.36 + 10 * 3.81 = 73.46 \text{ cm} \approx 75 \text{ cm}$$

Ancho:

$$B = b_f + 6d_a = 36.83 + 6 * 3.81 = 59.69 \text{ cm} \approx 60 \text{ cm}$$

4.3.2.2.5 *Dimensión del Pedestal.*

$$D_b = 1.75d_a = 1.75 * 3.81 = 6.67 \text{ cm}$$

Largo:

$$L_{pedestal} = N + 2 * (6 * d_a - D_b) = 75 + 2(6 * 3.81 - 6.67) = 107.38 \text{ cm} \approx 110 \text{ cm}$$

Ancho:

$$B_{pedestal} = B + 2 * (6 * d_a - D_b) = 60 + 2(6 * 3.81 - 6.67) = 92.38 \text{ cm} \approx 110 \text{ cm}$$

4.3.2.3 *Limitantes geométricas*

4.3.2.3.1 *Espaciamiento mínimo entre centro y centro de los anclajes.* El espaciamiento mínimo entre centro y centro de los anclajes se calculó según lo estipulado en la sección C-D.8.1 del Título C de la NSR-10.

Anclajes	s_{min}
Preinstalados que no sean sometidos a torsión	$4d_a$
Preinstalados y postinstalados que sean sometidos a torsión de acuerdo con el ACI 355.2.	$6d_a$

Aplica la primera opción:

$$s_{min} = 4 * 3.81 = 15.24 \text{ cm}$$

Chequeo:

$$\min(s_1, s_2) = 25 \text{ cm} \geq s_{min} \rightarrow Ok$$

4.3.2.3.2 *Distancia mínima de borde.* La distancia mínima de borde se calculó según lo estipulado en la sección C-D.8.2 y C-D.8.3 del Título C de la NSR-10.

Anclaje	$c_{a,min.req}$
Preinstalado sin torsión	<i>Recubrimiento = 4.0 cm</i>
Preinstalado con torsión	$6d_a$
Postinstalados con sobreperforación en su base	$6d_a$

Postinstalados de torsión controlada	$8d_a$
Postinstalados de desplazamiento controlado	$10d_a$

Aplica la primera opción:

$$c_{a,min.req} = 4.0 \text{ cm}$$

$$c_{a,min} = 42.50 \text{ cm} \quad ; \quad c_{a,min} \geq c_{a,min.req} \rightarrow Ok$$

4.3.2.3.3 *Profundidad del anclaje.* La profundidad máxima del anclaje se calculó según lo estipulado en la sección C-D.8.5 del Título C de la NSR-10.

¿Anclaje postinstalado, de expansión o con sobreperforación en su base?	$h_{ef.máx}$
Si	$\max\left(\frac{2h_a}{3}, h_a - 10 \text{ [cm]}\right)$
No	No aplica

Aplica la segunda opción:

$$h_{ef.máx} = \text{No aplica}$$

4.3.2.3.4 *Distancia crítica de borde.* La distancia crítica de borde se calculó según lo estipulado en la sección C-D.8.6 del Título C de la NSR-10.

Anclaje	c_{ac}
Preinstalado	No aplica
Postinstalados con sobreperforación en su base	$2.5h_{ef}$
Postinstalados de torsión controlada	$4h_{ef}$
Postinstalados de desplazamiento controlado	$4h_{ef}$

Aplica la primera opción:

$$c_{ac} = \text{No aplica}$$

4.3.2.4 Áreas falla del anclaje

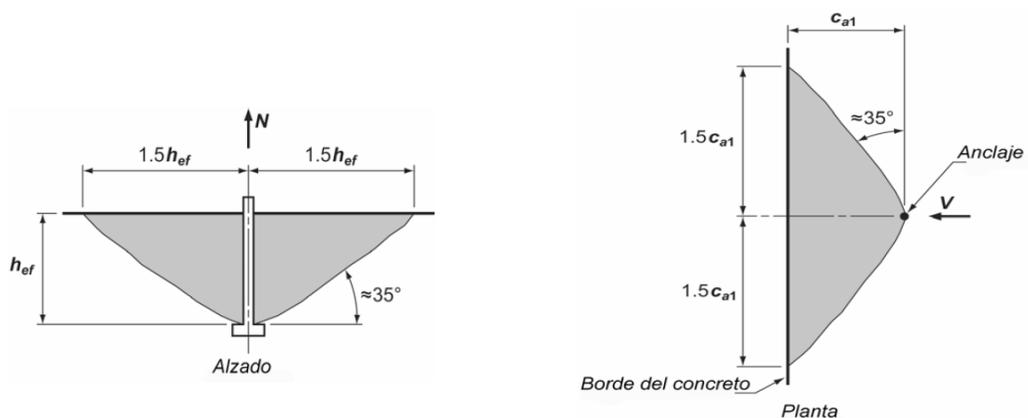
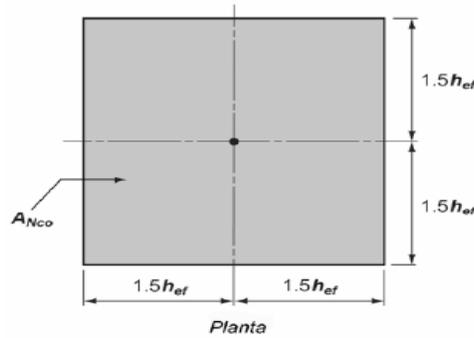
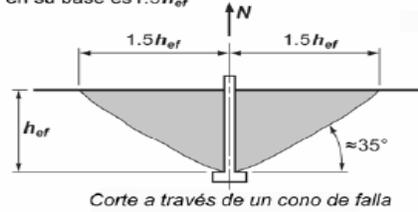


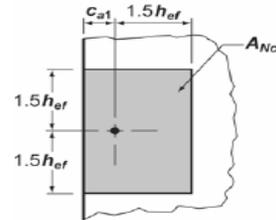
Figura 109. Cono de arrancamiento por tracción y cortante.

La distancia crítica al borde para pernos con cabeza, tornillos con cabeza, anclajes de expansión, y anclajes con sobreperforación en su base es $1.5h_{ef}$



$$A_{Nco} = (2 \times 1.5h_{ef}) \times (2 \times 1.5h_{ef}) = 9h_{ef}^2$$

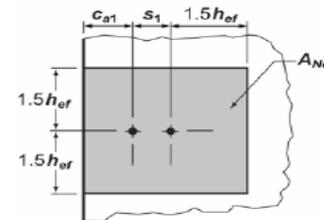
(a)



Si $c_{a1} < 1.5h_{ef}$

$$A_{Nc} = (c_{a1} + 1.5h_{ef})(2 \times 1.5h_{ef})$$

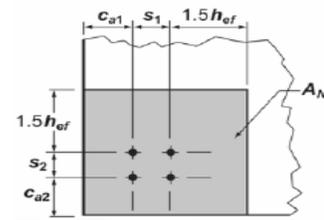
Planta



Si $c_{a1} < 1.5h_{ef}$ y $s_1 < 3h_{ef}$

$$A_{Nc} = (c_{a1} + s_1 + 1.5h_{ef})(2 \times 1.5h_{ef})$$

Planta



Si c_{a1} y $c_{a2} < 1.5h_{ef}$

$$A_{Nc} = (c_{a1} + s_1 + 1.5h_{ef})(c_{a2} + s_2 + 1.5h_{ef})$$

Planta

(b)

Figura 110. Áreas proyectadas para anclajes individuales y de grupo.

Área de falla proyectada del concreto en un anclaje solo, utilizada para calcular la resistencia a tracción cuando no se encuentra limitada por la distancia al borde o el espaciamiento (Figura a):

$$A_{Nco} = 9h_{ef}^2 = 9 * 28.33^2 = 7223 \text{ cm}^2$$

Área de falla proyectada del concreto en un anclaje solo o en un grupo de anclajes, utilizada para calcular la resistencia a tracción (Figura b):

Figura	Condición	A_{NC}
b.1	$c_{a1} < 1.5h'_{ef}$	$(c_{a1} + 1.5h'_{ef}) * (2 * 1.5h'_{ef})$
b.2	$c_{a1} < 1.5h'_{ef}$ y $s_1 < 3h'_{ef}$	$(c_{a1} + s_1 + 1.5h'_{ef}) * (2 * 1.5h'_{ef})$
b.3	$\max(c_{a1}, c_{a2}) < 1.5h'_{ef}$ y $\max(s_1, s_2) < 3h'_{ef}$	$(c_{a1} + s_1 + 1.5h'_{ef}) * (c_{a2} + s_2 + 1.5h'_{ef})$

$$1.5h'_{ef} = 63.75 \text{ cm} ; \max(c_{a1}, c_{a2}) = 42.50 \text{ cm} ; \max(s_1, s_2) = 25.00 \text{ cm} ; 3h'_{ef} = 85.00 \text{ cm}$$

Aplica la tercera condición:

$$A_{Nc} = (42.5 + 25 + 1.5 * 28.33) * (42.5 + 25 + 1.5 * 28.33) = 12100 \text{ cm}^2$$

Chequeo:

$$nA_{Nco} = 2 * 7223 = 14446 \text{ cm}^2$$

$$A_{Nc} \leq nA_{Nco} \rightarrow Ok$$

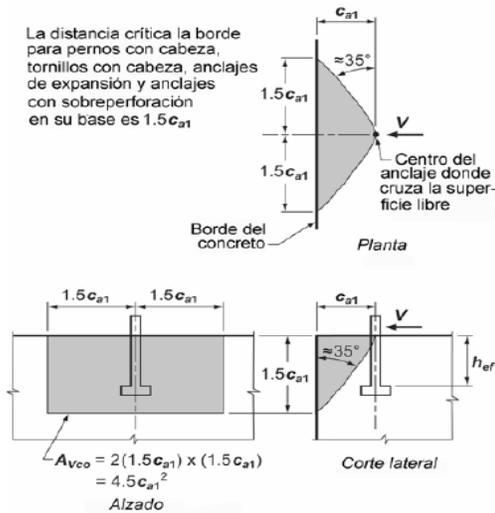


Fig. C-RD.6.2.1(a) — Cálculo de A_{Vco}

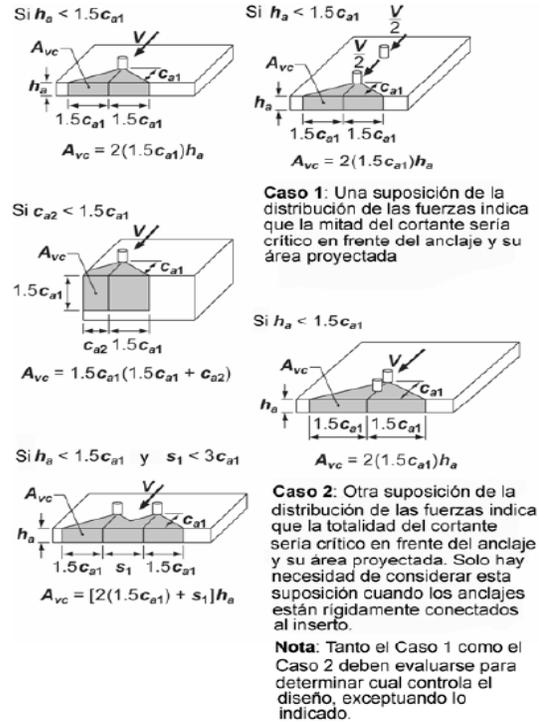


Fig. C-RD.6.2.1(b) — Cálculo de A_{vc} para un solo anclaje y grupos de anclajes

Figura 111. Área proyectada al lado del elemento de concreto en su borde para anclajes individuales y de grupo.

Área proyectada de falla del concreto de un anclaje solo, utilizada para calcular la resistencia a cortante, cuando no se encuentra limitada por la influencia de una esquina, del espaciamiento, o del espesor del elemento (Figura a):

$$A_{Vco} = 4.5c_{a1}^2 = 4.5 * 42.5^2 = 8128.13 \text{ cm}^2$$

Área proyectada de falla del concreto de un anclaje solo o de un grupo de anclajes, utilizada para calcular la resistencia al cortante (Figura b):

Figura	Condición	A_{VC}
b.1	$h_a < 1.5c_{a1}$	$2(1.5c_{a1})h_a$
b.2	$h_a < 1.5c_{a1}$	$2(1.5c_{a1})h_a$
b.3	$c_{a2} < 1.5c_{a1}$	$1.5c_{a1}(1.5c_{a1} + c_{a2})$
b.4	$h_a < 1.5c_{a1}$	$2(1.5c_{a1})h_a$
b.5	$h_a < 1.5c_{a1}$ y $s_1 < 3c_{a1}$	$(2 * 1.5c_{a1} + s_1)h_a$
-	$h_a \geq 1.5c_{a1}$	$1.5c_{a1}(2 * c_{a2} + s_1)$

$$1.5c_{a1} = 1.5 * 42.50 = 63.75 \text{ cm}$$

Aplica la sexta condición:

$$A_{VC} = 1.5 * 42.5 * (2 * 42.5 + 25) = 7012.50 \text{ cm}^2$$

Chequeo:

$$nA_{Vco} = 2 * 8128.13 = 16256.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{VC} \leq nA_{VCO} \rightarrow Ok$$

4.3.3 Resistencia de la placa de acero

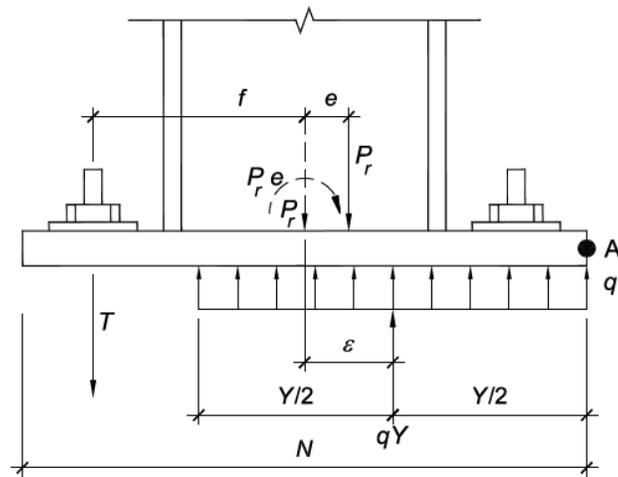


Figura 112. Placa base con solicitaciones.

4.3.3.1 Resistencia de aplastamiento del concreto

Área superficie cargada:

$$A_1 = N * B = 75 * 60 = 4500 \text{ cm}^2$$

Tomando el mayor lado del pedestal:

$$N_2 = \max(L_{pedestal}, B_{pedestal}) = 110 \text{ cm}$$

$$B_2 = \frac{B}{N} * N_2 = \frac{60}{75} * 110 = 88 \text{ cm}$$

Área de soporte:

$$A_2 = N_2 * B_2 = 88 * 110 = 9680 \text{ cm}^2$$

Presión entre la placa base y el concreto:

$$f_p = f_{p.máx} = \phi_b * 0.85 * f'_c * \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 0.65 * 0.85 * 21 * \sqrt{\frac{9680}{4500}} * 100 = 1701.70 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$q = q_{máx} = f_{p.máx} * B = \frac{1701.70 * 60}{100} = 1021.02 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

4.3.3.2 *Fluencia en la placa base*

Carga axial y Momentos últimos:

$$M_u = \max(M_{ux}, M_{uy}) = 7.74 \text{ Ton} * \text{m}$$

Excentricidad equivalente:

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{7.74}{27.38} * 100 = 28.27 \text{ cm}$$

Excentricidad crítica:

$$e_{crit} = \varepsilon_{m\acute{a}x} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2 * q_{m\acute{a}x}} = \frac{75}{2} - \frac{27.38}{2 * 1021.02} * 100 = 36.16 \text{ cm}$$

Tabla 131. Longitud de soporte equivalente y tensi3n de los anclajes.

Caso	Y	T_u
$e \leq e_{crit}$	$N - 2e$	0
$e > e_{crit}$	$\left(f + \frac{N}{2}\right) - \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2 * P_u (e + f)}{q_{m\acute{a}x}}} \rightarrow f = \frac{N}{2} - 3.8 \text{ [cm]}$	$Y * q_{m\acute{a}x} - P_u$

Si la raíz es negativa (imaginaria) en el segundo caso, las dimensiones de la placa deben aumentarse.

Aplica la primera condici3n:

$$f = \frac{75}{2} - 3.8 = 33.70 \text{ cm}$$

Longitud de soporte equivalente:

$$Y = 75 - 2 * 28.27 = 18.46 \text{ cm}$$

Fuerza de tensión en los anclajes:

$$T_u = 0.0 \text{ Ton}$$

4.3.3.2.1 Interfase de compresión.

Longitudes de voladizo:

Perfil	<i>m</i>	<i>n</i>
I	$\frac{N - 0.95d_c}{2}$	$\frac{B - 0.8b_{cf}}{2}$
Tubo rectangular	$\frac{N - 0.95h}{2}$	$\frac{B - 0.95b}{2}$
Tubo Circular	$\frac{N - 0.80D}{2}$	-

Aplica la primera opción:

$$m = \frac{75 - 0.95 * 35.36}{2} = 20.70 \text{ cm} \quad ; \quad n = \frac{60 - 0.8 * 36.83}{2}$$

$$= 15.27 \text{ cm}$$

Se escoge el mayor de los dos:

$$\text{máx} = 20.70 \text{ cm}$$

Espesor requerido de la placa base:

Condición	t_{p-req}
$Y < \text{máx}$	$2.11 * \sqrt{\frac{f_p * Y \left(\text{máx} - \frac{Y}{2} \right)}{F_{ty}}}$
$Y \geq \text{máx}$	$1.5 * \text{máx} \sqrt{\frac{f_p}{F_{ty}}}$

Aplica la primera condición.

$$t_{p-req} = 2.11 * \sqrt{\frac{1701.70 * 18.46 * (20.70 - 18.46/2)}{240 * 100}} = 8.17 \text{ cm}$$

4.3.3.2.2 Interface de tensión.

Longitudes de voladizo:

$$X = \frac{N}{2} - \frac{D_c}{2} - 3.8 \text{ [cm]} = \frac{75}{2} - \frac{35.36}{2} - 3.8 = 16.02 \text{ cm}$$

Espesor requerido de la placa base:

$$t_{p-req} = 2.11 * \sqrt{\frac{T_u * X}{B * F_{ty}}} = 2.11 * \sqrt{\frac{0 * 16.02 * 100}{60 * 240}} = 0.00 \text{ cm}$$

4.3.3.2.3 *Espesor de la placa base.* El espesor de diseño se escoge como el mayor del caso de interfase a tensión y de compresión.

$$t_{p-req} = 8.17 \text{ cm} \approx 3.25''$$

$$t_p = 8.26 \text{ cm}$$

4.3.3.3 Resistencia del anclaje

Cortantes últimos:

$$V_u = \max(V_{ux}, V_{uy}) = 7.40 \text{ Ton}$$

Número de anclaje sometido a tensión (Ver figura):

$$n_r = 2$$

Área del anclaje:

$$A_r = \frac{\pi * d_a^2}{4} = \frac{\pi * 3.81^2}{4} = 11.40 \text{ cm}^2$$

Módulo de sección del anclaje:

$$S = \frac{d_a^3}{6} = \frac{3.81^3}{6} = 9.22 \text{ cm}^3$$

Momento flector en los anclajes:

$$Brazo = \frac{t_p + 0.3175}{2} [cm] = \frac{8.26 + 0.3175}{2} = 4.29 \text{ cm}$$

$$M_1 = \frac{V_u * Brazo}{n_r} = \frac{7.40 * 4.29}{2 * 100} = 0.16 \text{ Ton} * m$$

Cortante en los anclajes:

$$f_v = \frac{V_u}{n_r * A_r} = \frac{7.40}{2 * 11.40} * 100 = 32.46 \text{ MPa}$$

Esfuerzo debido a la flexión:

$$f_{tb} = \frac{M_1}{S} = \frac{0.16}{9.22} * 100^2 = 173.54 \text{ MPa}$$

Esfuerzo debido a la tensión:

$$f_{ta} = \frac{T_u}{n_r A_r} = \frac{0}{2 * 11.40} * 100 = 0.0 \text{ MPa}$$

Esfuerzo de tensión y flexión:

$$f_t = f_{ta} + f_{tb} = 173.54 + 0.0 = 173.54 \text{ MPa}$$

Esfuerzo combinado de tensión y cortante:

$$\Phi F'_{nt} = \Phi \left(1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\Phi F_{nv}} f_v \right) = 0.75 \left(1.3 * 300 - \frac{300}{0.75 * 180} * 32.46 \right) = 238.40 \text{ MPa}$$

$$\Phi F_{nt} = 0.75 * 300 = 225 \text{ MPa}$$

$$\Phi F'_{nt} \leq \Phi F_{nt} \rightarrow \Phi F'_{nt} = 225 \text{ MPa}$$

Chequeo:

$$f_t \leq \Phi F'_{nt}$$

$$173.54 \text{ MPa} < 225 \text{ MPa} \rightarrow Ok$$

4.3.4 **Diseño de soldadura.** El electrodo utilizado para la soldadura en filete fue E7018, cuya resistencia es:

$$F_{EXX} = 490 \text{ MPa}$$

Longitud de la soldadura:

$$L = h_c = 16.95 \text{ cm}$$

Tamaño de la soldadura:

$$w = \frac{V_u}{2 * (0.707 * \Phi * 0.6 * F_{EXX} * L)} = \frac{7.40 * 100}{2 * (0.707 * 0.75 * 0.6 * 490 * 16.95)} = 0.14 \text{ cm}$$

$$\approx 1/4''$$

$$w = 0.635 \text{ cm}$$

Soldar la columna a la platina de apoyo con dos cordones de soldadura en filete de 1/4".

4.3.5 Resistencia de concreto y pernos

4.3.5.1 Generalidades

4.3.5.1.1 *Tipos de fallas en los anclajes.* En la siguiente figura se pueden observar los diferentes tipos de fallas que tiene el concreto y los pernos que pueden ocurrir en la conexión de placa base.

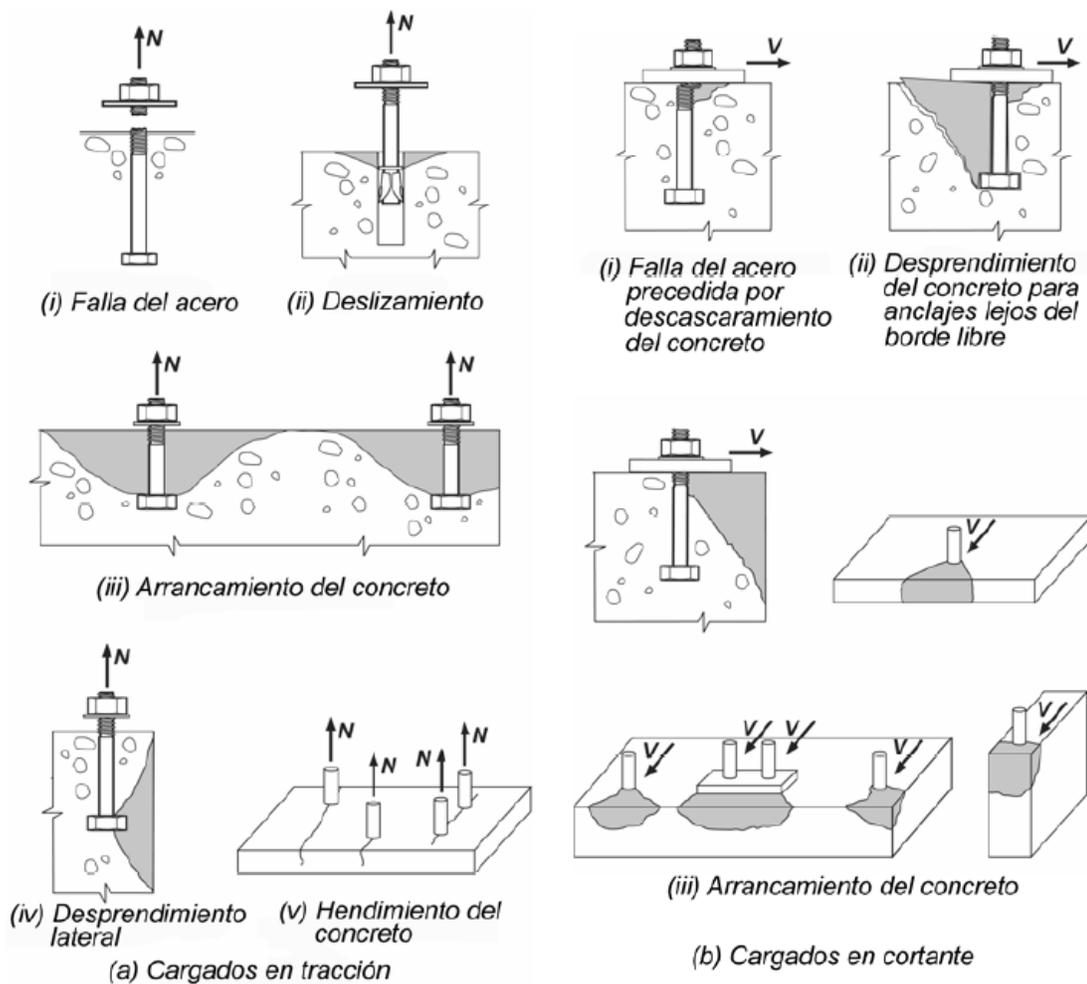


Figura 113. Tipos de Fallas en los anclajes.

4.3.5.1.2 *Coeficientes de reducción.*

Acero

1) Anclaje controlado por la resistencia de un elemento de acero dúctil

$$\Phi_t = 0.75 \quad ; \quad \Phi_v = 0.65$$

- 2) Anclaje controlado por la resistencia de un elemento de acero frágil

$$\Phi_t = 0.65 \quad ; \quad \Phi_v = 0.60$$

- 3) Anclaje controlado por la resistencia al arrancamiento, desprendimiento lateral, extracción por deslizamiento o desprendimiento por cabeceo del anclaje.

Cortante:

Condición	Φ_v
Condición A	0.75
Condición B	0.70

Tracción:

Φ_t		
Instalación	Condición A	Condición B
Preinstalado		
Perno con cabeza tornillo con	0.75	0.70

cabeza o con gancho preinstalado		
Post-instalado		
Categoría 1: (Baja sensibilidad a la instalación y confiabilidad alta)	0.75	0.65
Categoría 2: (Sensibilidad media a la instalación y confiabilidad mediana)	0.65	0.55
Categoría 3: (Alta sensibilidad y confiabilidad baja)	0.55	0.45

- **Condición A:** Se aplica donde existe refuerzo suplementario excepto para resistencia a la extracción por deslizamiento o al desprendimiento por cabeceo del anclaje.
- **Condición B:** Se aplica donde NO existe refuerzo suplementario, o donde controla la resistencia a la extracción por deslizamiento o al desprendimiento por cabeceo del anclaje.

Se estableció la opción (1).

$$\Phi_t = 0.75 \quad ; \quad \Phi_v = 0.65$$

Concreto

Coeficiente para cargas que no incluyen sismo:

$$\Phi_{c1} = 0.70$$

Coeficiente para cargas que incluyen sismo (C-D.3.3.3):

Sistema	Φ_{c2}
DMI	1.00
DMO, DES	0.75

El diseño es para una zona de amenaza sísmica baja:

$$\Phi_{c2} = 1.00$$

Coeficiente de reducción definitivo para falla en el concreto:

$$\Phi_c = \Phi_{c1} * \Phi_{c2} = 0.70 * 1.00 = 0.70$$

4.3.5.2 Resistencia de anclajes a Tracción

4.3.5.2.1 Resistencia del acero de un anclaje.

Resistencia de diseño del acero de un anclaje:

$$\Phi N_{sa} = \Phi_t * n * A_{se,N} * f_{uta} = \frac{0.75 * 1 * 9.10 * 400}{100} = 27.30 \text{ Ton}$$

Máxima carga de tracción de un perno:

$$N_{ua} = 0.94 \text{ Ton}$$

Chequeo:

$$\Phi N_{sa} \geq N_{ua} \rightarrow Ok$$

4.3.5.2.2 Resistencia a la extracción por deslizamiento de un anclaje.

Factor de modificación por fisuración:

Análisis indica fisuración para cargas de servicio	$\psi_{c,p}$
No	1.4
Si	1.0

Se supone la segunda condición:

$$\psi_{c,p} = 1.0$$

Resistencia a la extracción por deslizamiento a tracción:

Tipo de perno	N_p
Con cabeza individual	$8 * A_{brg} * f'_c$
Con gancho	$0.9 * e_h * d_a * f'_c \rightarrow 3 \leq \frac{e_h}{d_a} \leq 4.5$

Aplica la primera opción:

$$N_p = \frac{8 * 16.88 * 21}{100} = 28.36 \text{ Ton}$$

Resistencia de diseño a la extracción por deslizamiento a tracción:

$$\Phi N_p = \Phi_c * \psi_{c,p} * N_p = 0.70 * 1.0 * 28.36 = 19.85 \text{ Ton}$$

Máxima carga de tracción de un perno:

$$N_{ua} = 0.94 \text{ Ton}$$

Chequeo:

$$\Phi N_p \geq N_{ua} \rightarrow Ok$$

4.3.5.2.3 *Resistencia al arrancamiento del concreto de un anclaje.* Factor de modificación para grupos de anclajes sometidos a cargas excéntricas de tracción:

Dirección	$\psi_{ec, Ni} = \frac{1}{1 + \frac{2e'_{Ni}}{3h'_{ef}}} \leq 1.0$
X	$\frac{1}{1 + \frac{2 * 0.00}{3 * 28.33}} = 1.00$
Y	$\frac{1}{1 + \frac{2 * 1.90}{3 * 28.33}} = 0.957$

$$\psi_{ec, N} = \psi_{ec, Nx} * \psi_{ec, Ny} = 1.00 * 0.957 = 0.957$$

Factor de modificación para los efectos del borde para anclajes solos o grupos de anclajes en tracción:

Condición	$\psi_{ed,N}$
$c_{a,min} \geq 1.5h'_{ef}$	1.0
$c_{a,min} < 1.5h'_{ef}$	$0.7 + 0.3 * \left(\frac{c_{a,min}}{1.5 * h'_{ef}} \right)$

Aplica la segunda condición:

$$\psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 * \left(\frac{42.5}{1.5 * 28.33} \right) = 1.0$$

Factor de modificación para anclajes Post-instalados diseñados para concreto no fisurado, sin refuerzo suplementario para controlar el hendidamiento:

Perno	Condición	$\psi_{cp,N}$
Post-Instalado	$c_{a,min} \geq c_{ac}$	1.0
Post-Instalado	$c_{a,min} < c_{ac}$	$\max\left(\frac{c_{a,min}}{c_{ac}}, \frac{1.5h_{ef}}{c_{ac}}\right)$
Preinstalado	-	1.0

Aplica la tercera condición:

$$\psi_{cp,N} = 1.0$$

Factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes con base en presencia o ausencia de fisuras en el concreto:

Anclaje	$\psi_{c,N}$	k_c
Preinstalado	1.25	10
Postinstalado	1.40	7

Aplica la primera condición:

$$\psi_{c,N} = 1.25 \quad ; \quad k_c = 10$$

Resistencia básica al arrancamiento del concreto de un solo anclaje en tracción en concreto fisurado:

$$N_b = k_c * \lambda * \sqrt{f'_c} * h'_{ef}{}^{1.5} = \frac{10 * 1 * \sqrt{21} * 283.0^{1.5}}{100^2} = 21.82 \text{ Ton}$$

Resistencia de diseño de arrancamiento del concreto para un grupo de anclajes:

$$\Phi N_{cbg} = \Phi_c \left(\frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \right) \psi_{ec,N} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b$$

$$\Phi N_{cbg} = 0.70 \left(\frac{12100}{7225} \right) * 0.957 * 1.0 * 1.25 * 1.0 * 21.82 = 30.60 \text{ Ton}$$

Máxima carga de tracción de un perno:

$$N_{ut} = 1.63 \text{ Ton}$$

Chequeo:

$$\Phi N_{cbg} \geq N_{ut} \rightarrow Ok$$

En caso de que no cumpla, se permite que el refuerzo del anclaje se desarrolle de acuerdo al Capítulo C.12 del título C de la NSR-10, a ambos lados de la superficie de arrancamiento, utilizando un factor de reducción de resistencia de 0.75.

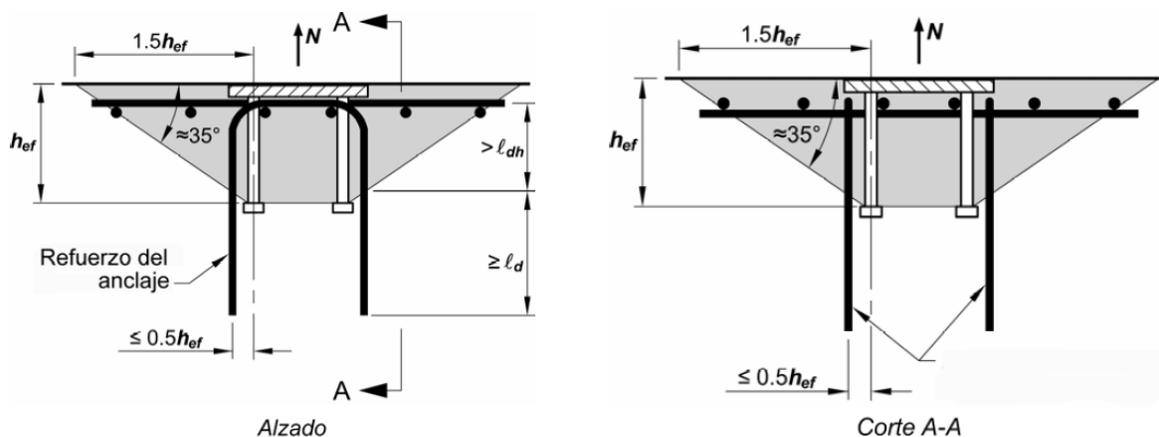


Figura 114. Refuerzo de anclaje para tracción.

4.3.5.2.4 Resistencia al desprendimiento lateral del concreto en un anclaje con cabeza.

Coeficiente de reducción 1:

$1.0 \leq C_{a2}/C_{a1} \leq 3$	C_1
Si	$0.25 \left(1 + \frac{C_{a2}}{C_{a1}} \right)$
No	1.0

$$\frac{C_{a2}}{C_{a1}} = \frac{42.50}{42.50} = 1.0$$

Aplica la primera condición:

$$C_1 = 0.25 \left(1 + \frac{42.50}{42.50} \right) = 0.50$$

Coeficiente 2:

$$C_2 = 1 + \frac{\min(s_1, s_2)}{6C_{a1}} = 1 + \frac{25}{6 * 42.50} = 1.10$$

Resistencia de diseño al desprendimiento lateral:

Condición	ΦN_{sb}
$h_{ef} > 2.5C_{a1}$	$\Phi_c * 13 * C_{a1} \sqrt{A_{brg}} * \lambda * \sqrt{f'_c} * C_1 * C_2$
$h_{ef} \leq 2.5C_{a1}$	No aplica

Aplica la primera condición:

$$\Phi N_{sbg} = \frac{0.70 * 13 * 42.5 * \sqrt{16.88} * 1.0 * \sqrt{21} * 0.50 * 1.10}{100} = 40.05 \text{ Ton}$$

Máxima carga de tracción de un perno:

$$N_{ut} = 1.63 \text{ Ton}$$

Chequeo:

$$\Phi N_{sbg} \geq N_{ut} \rightarrow Ok$$

4.3.5.3 Resistencia de anclajes a Cortante

4.3.5.3.1 Resistencia del acero del anclaje.

Constante de instalación:

Anclaje	C
Preinstalado de tornillo con cabeza o con gancho	0.6
Preinstalado otros casos	1.0
Postinstalado (camisa no se extiende a través del plano de corte)	0.6
Postinstalado (camisa se extiende a través del plano de corte)	0.6 ó Ensayar de acuerdo con ACI 355.2

Aplica la primera opción:

$$C = 0.60$$

Coefficiente de reducción:

¿Los anclajes usan platina de apoyo inyectadas con mortero?	ϕ_{eb}
Si	0.8

No	1.0
----	-----

Aplica la primera opción:

$$\Phi_{eb} = 0.80$$

Resistencia de diseño de un solo anclaje:

$$\Phi V_{sa} = \Phi_v * \Phi_{eb} * n * A_{se,v} * f_{uta} * C = \frac{0.65 * 0.8 * 1 * 9.10 * 400 * 0.6}{100} = 11.36 \text{ Ton}$$

Máxima carga de cortante de un perno:

$$V_{ua} = 1.87 \text{ Ton}$$

Chequeo:

$$\Phi V_{sa} \geq V_{ua} \rightarrow Ok$$

4.3.5.3.2 Resistencia por brazo a palanca del Acero.

Variables	Valor
z [cm]	7.2
α_M	2.0
n	0.5

Brazo de palanca ajustado para spalling de la superficie de hormigón:

$$L_b = z + n * d_a = 7.2 + 0.5 * 3.81 = 9.11 \text{ cm}$$

Módulo elástico de la sección del perno en la superficie del hormigón:

$$S = \frac{\pi d_a^3}{32} = \frac{\pi * 3.81^3}{32} = 5.43 \text{ cm}^3$$

Resistencia característica a flexión del anclaje:

$$M_s^0 = 1.2 * S * f_{uta} = \frac{1.2 * 5.43 * 400}{100^2} = 0.26 \text{ Ton} * m$$

Carga a tracción (perno 4):

$$N_{ua} = 0.94 \text{ Ton}$$

Resistencia de diseño por falla de acero a tracción:

$$\Phi N_{sa} = 27.30 \text{ Ton}$$

Resistencia resultante a flexión del anclaje:

$$M_s = M_s^0 \left(1 - \frac{N_{ua}}{\Phi N_{sa}} \right) = 0.26 \left(1 - \frac{0.94}{27.30} \right) = 0.25 \text{ Ton} * m$$

Resistencia de diseño:

$$\Phi V_s^M = \frac{\Phi_v * \alpha_M * M_s}{L_b} = \frac{0.65 * 2 * 0.25 * 100}{9.11} = 3.57 \text{ Ton}$$

Máxima carga de cortante de un perno:

$$V_{ua} = 1.87 \text{ Ton}$$

Chequeo:

$$\Phi V_s^M \geq V_{ua} \rightarrow Ok$$

4.3.5.3.3 *Resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje.* Obtenido de la resistencia al arrancamiento del concreto de un anclaje

Coeficiente	Valor
Factor de modificación para los efectos del borde para anclajes solos o grupos de anclajes en tracción, $\psi_{ed,N}$	1.00
Factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes con base en presencia o ausencia de fisuras en el concreto, $\psi_{c,N}$	1.25
Factor de modificación para anclajes postinstalados diseñados para concreto no fisurado, sin refuerzo suplementario para controlar el hendimiento $\psi_{cp,N}$	1.00
Resistencia básica al arrancamiento del concreto de un solo anclaje en tracción en concreto fisurado $N_b [Ton]$	21.82

Factor de modificación para grupos de anclajes sometidos a cargas excéntricas de tracción.

Dirección	$\psi_{ec, Ni} = \frac{1}{1 + \frac{2e'_{Ni2}}{3h'_{ef}}} \leq 1.0$
-----------	---

X	$\frac{1}{1 + \frac{2 * 0.00}{3 * 28.33}} = 1.00$
Y	$\frac{1}{1 + \frac{2 * 0.00}{3 * 28.33}} = 1.00$

$$\psi_{ec,N} = \psi_{ec,Nx} * \psi_{ec,Ny} = 1.00 * 1.00 = 1.00$$

Coefficiente:

Condición [cm]	k_{cp}
$h_{ef} < 6.5$	1.0
$h_{ef} \geq 6.5$	2.0

Aplica la segunda opción:

$$k_{cp} = 2.0$$

Resistencia de diseño de arrancamiento del concreto para un grupo de anclajes:

$$\Phi V_{cpg} = \Phi_c k_{cp} \left(\frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \right) \psi_{ec,N} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b$$

$$\Phi V_{cpg} = 0.70 * 2 \left(\frac{12100}{7225} \right) 1.0 * 1.0 * 1.25 * 1.0 * 21.82 = 63.95 \text{ Ton}$$

Máxima carga de cortante de un perno:

$$V_{ut} = 7.48 \text{ Ton}$$

Chequeo:

$$\Phi V_{cpg} \geq V_{ut} \rightarrow Ok$$

4.3.5.3.4 *Resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes.* Para anclajes ubicados en una esquina, la resistencia nominal límite del arrancamiento del concreto debe ser determinada por cada borde, y debe usarse el valor mínimo.

Para un grupo de anclajes, la resistencia debe ser determinada con base en la resistencia de la fila de anclajes más alejada del borde

Espaciamiento de los anclajes:

$$s = 25.0 \text{ cm} \geq 6.5 \text{ cm} \rightarrow Ok$$

Refuerzo suplementario en las esquinas:

Condición	Refuerzo suplementario en las esquinas
$c_{a2} \leq 1.5h_{ef}$	Si
$c_{a2} > 1.5h_{ef}$	No

$$c_{a2} = 42.5 \text{ cm} < 1.5h_{ef} = 1.5 * 30 = 45.0 \text{ cm}$$

Se debe poner refuerzo suplementario en las esquinas.

Longitud de apoyo de carga del anclaje en cortante:

Tipo de Anclaje	l_e
Anclajes de rigidez constante en toda la sección de longitud de embebido, tal como anclajes con cabeza y anclajes postinstalados con una camisa tubular en toda la longitud de embebido.	h_{ef}
Anclajes de expansión de torque controlado con una camisa distanciadora separada de la camisa de expansión.	$2d_a$
Otros casos	$8d_a$

Aplica la primera opción:

$$l_e = 30.0 \text{ cm}$$

Factor de modificación para la resistencia a cortante de anclajes con base en la excentricidad de las cargas aplicadas:

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \frac{2 * e'_V}{3 * c_{a1}}} = \frac{1}{1 + \frac{2 * 0.00}{3 * 42.50}} = 1.00 \leq 1.00$$

$$\psi_{ec,V} = 1.00$$

Factor de modificación para el efecto del borde para anclajes sencillos o grupos de anclajes cargados en cortante:

Condición	$\psi_{ed,V}$
$c_{a2} \geq 1.5c_{a1}$	1.0
$c_{a2} < 1.5c_{a1}$	$0.7 + 0.3 * \left(\frac{c_{a2}}{1.5 * c_{a1}} \right)$

$$1.5c_{a1} = 1.5 * 42.50 = 63.75 \text{ cm}$$

Aplica la segunda condición:

$$\psi_{ed,v} = 0.7 + 0.3 * \left(\frac{42.50}{1.5 * 42.50} \right) = 0.90$$

Factor de modificación para la resistencia a cortante de anclajes con base en presencia o ausencia de fisuras en el concreto y la presencia o ausencia de refuerzo suplementario:

Condición*	Tipo de anclaje	$\psi_{c,v}$
No	-	1.4
Si	Anclajes en concreto fisurado sin refuerzo suplementario o refuerzo de borde menor que una barra de diámetro #4	1.0
Si	Anclajes en concreto fisurado con refuerzo consistente en barras de diámetro #4 o mayor, localizadas entre el anclaje y el borde	1.2
Si	Anclajes en concreto fisurado con refuerzo consistente en una barra de diámetro #4 o mayor, localizada entre el anclaje y el borde, y con el refuerzo confinado por estribos espaciados a no más de 10.0 cm.	1.4

*Anclajes ubicados en una región de un elemento de concreto donde el análisis indica que hay fisuración debido a cargas de servicio

Aplica la segunda opción:

$$\psi_{c,v} = 1.0$$

Factor de modificación para la resistencia a cortante de anclajes colocados en elementos de concreto:

Condición	$\psi_{h,v}$
$h_a < 1.5c_{a1}$	$\sqrt{\frac{1.5 * c_{a1}}{h_a}} \leq 1.0$
$h_a \geq 1.5c_{a1}$	1.0

Aplica la segunda condición:

$$\psi_{h,v} = 1.0$$

Factor de modificación para la resistencia a cortante de anclajes por fuerza cortante paralela a un borde:

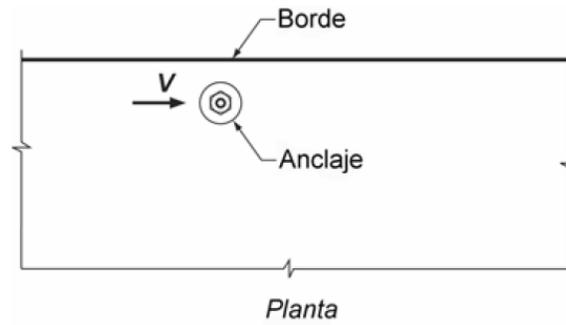


Figura 115. Fuerza cortante paralela a un borde.

Dirección del Cortante respecto al borde	$\psi_{u,v}$
Paralelo	2.0
Perpendicular	1.0

Aplica la segunda condición:

$$\psi_{u,v} = 1.0$$

Resistencia básica al arrancamiento por cortante del concreto de un anclaje individual en concreto fisurado:

Condición	V_b

Pernos con cabeza, tornillos con cabeza o con gancho, preinstalados, que están soldados en forma continua a aditamentos de acero, con un espesor mínimo igual al mayor de 10 mm y a la mitad del diámetro del anclaje.	$0.66 \left(\frac{l_e}{d_a}\right)^{0.2} \sqrt{d_a} * \lambda * \sqrt{f'_c} * c_{a1}^{1.5}$
Otros casos	$0.6 \left(\frac{l_e}{d_a}\right)^{0.2} \sqrt{d_a} * \lambda * \sqrt{f'_c} * c_{a1}^{1.5}$

Aplica la primera condición:

$$V_b = 0.66 * \left(\frac{30}{3.81}\right)^{0.2} \frac{\sqrt{38.1} * 1 * \sqrt{21} * 425.0^{1.5}}{100^2} = 24.71 \text{ Ton}$$

Resistencia de diseño al arrancamiento del concreto en cortante de un anclaje individual o de un grupo de anclajes:

$$\Phi V_{cbg} = \Phi_c \left(\frac{A_{Vc}}{A_{Vco}}\right) \psi_{ec,v} \psi_{ed,v} \psi_{c,v} \psi_{h,v} \psi_{u,v} V_b$$

$$\Phi V_{cbg} = 0.70 \left(\frac{7012.50}{8128.13}\right) * 1.00 * 0.9 * 1.0 * 1.0 * 24.71 = 13.43 \text{ Ton}$$

Máxima carga de cortante de un perno:

$$V_{ut} = 7.48 \text{ Ton}$$

Chequeo:

$$\Phi V_{cbg} \geq V_{ut} \rightarrow Ok$$

En caso de que no cumpla, se permite que el refuerzo del anclaje se desarrolle de acuerdo al Capítulo C.12, a ambos lados de la superficie de ruptura, o encierre al anclaje y se desarrolle más allá de la superficie de ruptura, para determinar ϕV_n , se permite usar la resistencia de diseño del refuerzo del anclaje en vez de la resistencia al arrancamiento del concreto. Se permite usar un factor de reducción de resistencia de 0.75 para el diseño del refuerzo del anclaje.

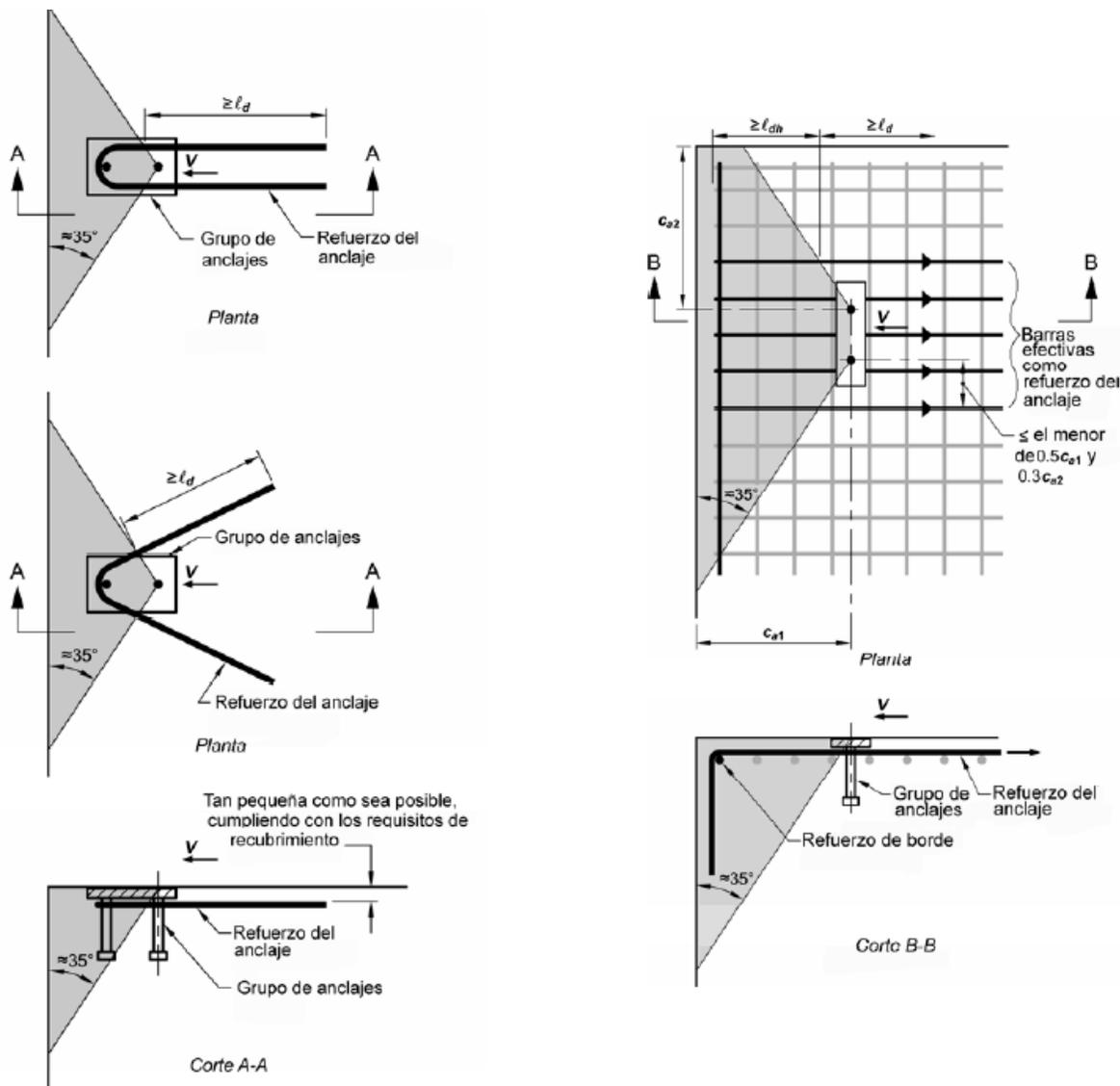


Figura 116. Refuerzo de anclaje de horquilla para cortante (Corte A-A) y Refuerzo de borde y refuerzo de anclaje para cortante (Corte B-B).

4.3.5.4 Resumen de resistencia a cortante

Tabla 132. Resistencia de tracción y cortante en los anclajes.

Resistencia	R_{ua} [Ton]	ϕR_n [Ton]	$\beta_N = \frac{R_{ua}}{\phi R_n} *$	Cumple

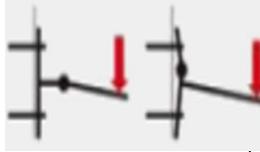
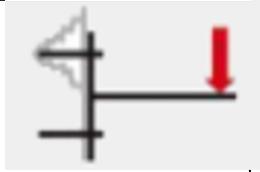
			100	
Tracción				
Fallo por Acero*	0.94	27.30	3.44%	OK
Fallo por extracción*	0.94	19.85	4.74%	OK
Rotura por cono de hormigón**	1.63	30.60	5.33%	OK
Desconchamiento de superficie lateral, en dirección x **	1.63	40.05	4.07%	OK
Cortante				
Fallo por Acero*	1.87	11.36	16.46%	OK
Fallo por Acero (con brazo de palanca) *	1.87	3.57	52.38%	OK
Fallo por desconchamiento**	7.48	63.95	11.70%	OK
Rotura de borde de hormigón en dirección x**	7.48	13.43	55.70%	OK

* Anclaje más solicitado

**Grupo de anclajes

4.3.5.5 **Resistencia por sismo.** Se debe cumplir uno de los siguientes requisitos:

Enunciado	Esquema
C-D.3.3.4 — Se deben diseñar los anclajes de manera que estén controlados por la resistencia del acero de un elemento de acero dúctil de	

<p>acuerdo con C-D.5.1 y C-D.6.1, a menos que se cumpla con C-D.3.3.5 ó C-D.3.3.6.</p>	
<p>C-D.3.3.5 — En lugar de C-D.3.3.4, el aditamento que el anclaje conecta a la estructura debe ser diseñado de manera que la fijación llegue a fluencia dúctil con el nivel de carga correspondiente a fuerzas de anclaje no mayores que la resistencia de diseño de los anclajes especificada en C-D.3.3.3.</p>	
<p>C-D.3.3.6 — Como alternativa a C-D.3.3.4 y C-D.3.3.5, se permite tomar la resistencia de diseño de los anclajes como 0.4 veces la resistencia de diseño determinada con C-D.3.3.3. Para el anclaje de muros de carga de aportamiento ligero, se permite tomar la resistencia de diseño de los anclajes como 0.5 veces la resistencia de diseño determinada con C-D.3.3.3.</p>	

Se escoge el primer requisito.

Resistencia a tracción:

$$n * \phi N_{sa} = 2 * 27.30 = 54.60 \text{ Ton}$$

$$\max(n * \phi N_p, \phi N_{cbg}, \phi N_{sbg}) = 40.05 \text{ Ton}$$

Chequeo:

$$n * \phi N_{sa} \geq \max(n * \phi N_p, \phi N_{cbg}, \phi N_{sbg}) \rightarrow Ok$$

Resistencia a cortante:

$$n * \phi V_{sa} = 4 * 11.36 = 45.44 Ton$$

$$\max(n * \phi V_s^M, \phi V_{cpg}, \phi V_{cbg}) = 13.43 Ton$$

Chequeo:

$$n * \phi V_{sa} \geq \max(n * \phi V_s^M, \phi V_{cpg}, \phi V_{cbg}) \rightarrow Ok$$

4.3.5.6 Cargas combinadas de tracción y cortante

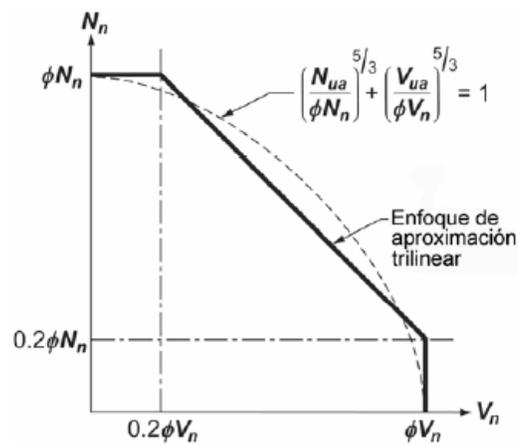


Figura 117. Interacción de cargas cortantes y de tracción.**Tabla 133. Chequeo de cargas combinadas.**

Condición	Chequeo
$\frac{V_{ua}}{\Phi V_n} \leq 0.2$	$\Phi N_n \geq N_{ua}$
$\frac{N_{ua}}{\Phi N_n} \leq 0.2$	$\Phi V_n \geq V_{ua}$
$\frac{V_{ua}}{\Phi V_n} > 0.2$ y $\frac{N_{ua}}{\Phi N_n} > 0.2$	$\frac{N_{ua}}{\Phi N_n} + \frac{V_{ua}}{\Phi V_n} \leq 1.20$ y $\left(\frac{N_{ua}}{\Phi N_n}\right)^{5/3} + \left(\frac{V_{ua}}{\Phi V_n}\right)^{5/3} \leq 1.00$

Utilizando los mayores valores de la tabla de resumen:

$$\frac{V_{ua}}{\Phi V_n} = 0.74 \quad ; \quad \frac{N_{ua}}{\Phi N_n} = 0.07$$

Aplica la tercera condición:

$$0.74 + 0.07 = 0.81 \leq 1.20 \rightarrow Ok$$

$$(0.74)^{5/3} + (0.07)^{5/3} = 0.62 \leq 1.0 \rightarrow Ok$$

5. Conclusiones

El diseño de estructuras de aluminio mediante la NSR-10 tiene un defecto, el cual consiste en que los cálculos de resistencia y de solicitudes de carga provienen de diferentes normativas, ya que el Capítulo F.5 del Título F, está basado en el reglamento británico, BS 8118 y el Título B está basado en normativas de Estados Unidos. En un reglamento los coeficientes de reducción de resistencia están entrelazados con los factores de mayoración de carga (por ejemplo, los coeficientes de carga del Título B y de reducción de resistencia del Título C de la NSR-98 cambiaron respecto a la NSR-10 y estos valores no deberían ser mezclados entre sí, ya que la misma NSR-10 lo prohíbe, pues pueden producir diseños inseguros), por lo tanto, para este caso, se desconoce qué tan viable sea utilizar dos normativas de diferentes países. Para solucionar este enredo, este autor propone dos alternativas, la primera es que esta incongruencia sea evaluada por expertos en el tema y definan que tan correcto es diseñar elementos de aluminio mediante el Capítulo F.5 y el Título B, o la segunda y más práctica alternativa es que, para ediciones futuras de la NSR, se utilicen normativas que compartan la misma filosofía.

El aluminio es un material no lineal, lo que significa que no tiene un punto de fluencia definido como si lo tiene el acero; En la NSR-10 debido a la no linealidad del aluminio, no se detalla un valor específico de esfuerzo de fluencia para el cálculo de resistencias de diseño, como si lo tiene por ejemplo un diseño de elementos de acero, si no que emplea una serie de esfuerzos que dependen según el tipo de aleación y solicitud que se esté analizando (en el reglamento *Aluminum Design Manual* de los Estados Unidos [20], si detalla un valor específico de fluencia, según la aleación y el tipo de material).

La denominación del aluminio forjado y las aleaciones de aluminio utilizados en la NSR-10, están de acuerdo con el sistema de clasificación internacional de 4 dígitos.

La disposición de perfiles estructurales en aluminio es de escaso tamaño, lo que significa que para un diseño convencional se tiene que mandar a fabricar los perfiles bajo un pedido especial (repercute en el tiempo de inicio de la obra).

Las estructuras en aluminio son bastante adecuadas para resistir condiciones de servicio de corrosión en comparación con estructuras de acero o del mismo concreto.

En el diseño de miembros de aluminio en la NSR-10, solo existe un coeficiente de reducción de resistencia para todos los diferentes tipos de miembros de aluminio, sin importar el tipo de solicitud.

El diseño compuesto (aluminio y concreto) no es recomendable a menos que se aislen uno del otro debido a problemas de reacción química que puede surgir por el contacto entre el aluminio y el concreto. Tanto en el capítulo F.5 como en el *Aluminum Design Manual* de los Estados Unidos [20] no aparecen expresiones de diseño compuesto, como si ocurre con el acero y el concreto.

Para estructuras que vayan a tener maquinaria o equipos de vibraciones de alta frecuencia en su interior, se debe realizar un diseño por fatiga según F.5.7 del Capítulo F.5 del Título F de la NSR-10 (se debe determinar que la vida estimada por fatiga sea mayor que la vida de diseño de la estructura).

El diseño por vibraciones siguiendo el procedimiento de la Guía de Diseño 11 del AISC, es más difícil de satisfacer en aluminio que en el acero, entre varias razones se tiene que el aluminio es más liviano y flexible respecto al acero.

Los requisitos de diseño contraincendios de una estructura en aluminio son más difíciles de satisfacer que en estructuras de acero (debido al menor peso y que tiene un coeficiente de dilatación mayor)

Es difícil hacer cumplir los requisitos de derivas de A.6 del Título A de la NSR-10, en un sistema pórtico de aluminio de más de 5 pisos, a menos que no se disponga de una buena cantidad de elementos rígidos o riostras.

El diseño por deflexiones vertical (vigas y viguetas) es más difícil de satisfacer si se compara con elementos de acero (debido a que el módulo de elasticidad del aluminio es un tercio respecto al del acero)

Un perfil de acero clasificado como compacto según el capítulo F.2 de la NSR-10, puede resultar esbelto si el mismo perfil es en aluminio y está clasificado según F.5.4.3 del capítulo F.5

La afectación de un perfil de clasificarse como esbelto según F.5.4.3 del capítulo F.5 de la NSR-10 es mediante la reducción de su espesor (perdida de resistencia).

Según F.5.4.4 del capítulo F.5 de la NSR-10 se debe tener en cuenta la afectación del proceso de soldadura en el perfil, debido a que produce una reducción de resistencia (se hace notar que lo anterior para un diseño en acero no se está teniendo en cuenta según el Título F, lo cual es una equivocación, pues realmente la soldadura en un perfil reduce la resistencia, se desconoce por qué en el acero se ignora).

Para los cálculos de resistencia de diseño de un perfil en aluminio se debe tener siempre en cuenta el efecto de esbeltez y/o la afectación por calentamiento por soldadura (según aplique), y utilizar el caso más crítico de los dos (la pérdida de resistencia se tiene en cuenta en la reducción del espesor del elemento).

Se permite el uso de elementos armados y vigas ensambladas en aluminio, siempre y cuando su diseño se realice según la sección F.5.5 del capítulo F.5 del Título F de la NSR-10.

Se permiten conexiones pegadas (diferentes de conexiones con pernos y soldadas) siempre y cuando se cumpla con el numeral F.5.6.10 del capítulo F.5 del Título F de la NSR-10.

No existe formulación matemática en el capítulo F.5 para determinar la resistencia de diseño para una conexión a momento (sísmica) para elementos en aluminio, lo que significa que a menos de que se pongan todos los elementos con conexiones articuladas, no existe forma de realizar una conexión con amenaza sísmica importante (en la búsqueda realizada por el autor no encontró ningún documento o reglamento que detalle un procedimiento de cálculo para determinar la resistencia en una conexión precalificada en aluminio).

El autor pudo deducir que no es cierto que los perfiles en aluminio resulten en perfiles de tamaño exagerado en comparación con perfiles de acero; los tamaños de los perfiles W obtenidos, son del mismo orden de magnitud de perfiles que se esperaría para una estructura con perfiles de acero de la misma complejidad. La razón de porque no se obtienen perfiles muy grandes se debe a que, si bien el módulo de elasticidad del aluminio respecto al acero es un tercio, también lo es su peso con el mismo factor.

El peso total de una estructura en aluminio es significativamente más liviano que una estructura en acero o concreto, lo que asegura que la cimentación de un proyecto resulte más económica respecto a si se utilizara esos dos materiales.

En el diseño de elementos en aluminio, el diseño critico muchas veces no se encuentra por el diseño a resistencia, si no por el diseño de servicio, por lo que muchas veces, el cociente de demanda sobre capacidad es ampliamente mayor que uno.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] Guy, O., Feng, F., Yujin, W., & Ximei, Z. (2015). Stability of 6082-T6 aluminium alloy columns with H-section and rectangular hollow sections. *ELSEVIER-Thin-WalledStructures*, 1-16.
- [2] Spyarakos, C. C., & Ermopoulos, C. (2005). Development of aluminum load-carrying space frame for building structures. *ELSEVIER-Engineering Structures*, 1942–1950.
- [3] Liu, M., Zhang, L., Wang, P., & Chang, Y. (2015). Experimental investigation on local buckling behaviors of stiffened closed-section thin-walled aluminum alloy columns under compression. *ELSEVIER-Thin-WalledStructures*, 188–198.
- [4] Liu, M., Zhang, L., Wang, P., & Chang, Y. (2015). Buckling behaviors of section aluminum alloy columns under axial compression. *ELSEVIER-Engineering Structures*, 127-137.
- [5] Ashraf, M., & Young, B. (2011). Design formulations for non-welded and welded aluminium columns using Continuous Strength Method. *ELSEVIER-Engineering Structures*, 3197-3207.
- [6] Ni Su, M., Young, B., & Gardner, L. (2014). Deformation-based design of aluminium alloy beams. *ELSEVIER-Engineering Structures*, 339–349.
- [7] Feng, R., Mou, X., Chen, A., & Ma, Y. (2016). Tests of aluminium alloy CHS columns with circular openings. *ELSEVIER-Thin-WalledStructures*, 113–131.
- [8] Gonçalves, R., & Camotim, D. (2004). GBT local and global buckling analysis of aluminium and stainless steel columns. *ELSEVIER-Computers and Structures*, 1473–1484.
- [9] Zhao, Y., Zhai, X., & Sun, L. (2016). Test and design method for the buckling behaviors of 6082-T6 aluminum alloy columns with box-type and L- type sections under eccentric compression. *ELSEVIER-Thin-WalledStructures*, 62–80.
- [10] De Matteis, G., Formisano, A., Panico, S., & Mazzolani, F. (2008). Numerical and experimental analysis of pure aluminium shear panels with welded stiffeners. *ELSEVIER-Computers and Structures*, 545–555
- [11] De Matteis, G., Mazzolani, F., & Panico, S. (2008). Experimental tests on pure aluminium shear panels with welded stiffeners. *ELSEVIER-Engineering Structures*, 1734–1744.
- [12] De Matteis, G., Brando, G., & Mazzolani, F. M. (2012). Pure aluminium: An innovative material for structural applications in seismic engineering. *ELSEVIER-Construction and Building Materials*, 677–686.
- [13] Roberts, T. M., & Newark, A. C. (1997). Shear Strength of Tapered Aluminium Plate Girders. *ELSEVIER-Thin-Walled Structures*, 47-58.

- [14] Wang, Y. Q., Wang, Z. X., Yin, F. X., Yang, L., Shi, Y. J., & Yin, J. (2016). Experimental study and finite element analysis on the local buckling behavior of aluminium alloy beams under concentrated loads. *ELSEVIER-Thin-Walled Structures*, 44–56.
- [15] Bulson, P. S. (1997). The Treatment of Thin-Walled Aluminium Sections in Eurocode 9. *ELSEVIER-Thin-Walled Structures*, 3-12.
- [16] Zhou, F., & Young, B. (2010). Web crippling of aluminium tubes with perforated webs. *ELSEVIER-Engineering Structures*, 1397-1410.
- [17] De Matteis, G., Landolfo, R., Manganiello, M., & Mazzolani, F. (2004). Inelastic behaviour of I-shaped aluminium beams: numerical analysis and cross-sectional classification. *ELSEVIER-Computers and Structures*, 2157–2171.
- [18] Young, B., & Hua Zhu, J. (2006). Experimental investigation of aluminum alloy circular hollow section columns. *ELSEVIER-Engineering Structures*, 207–215.
- [19] Wang, Y. Q., Wang, Z. X., Hu, X. G., Han, J. K., & Xing, H. J. (2016). Experimental study and parametric analysis on the stability behavior of 7A04 high-strength aluminum alloy angle columns under axial compression. *ELSEVIER-Thin-Walled Structures*, 305–320.
- [20] AA. Aluminium design manual. Washington (DC): The Aluminium Association; 2000.
- [21] EC9. Eurocode 9: Design of aluminum structures. European Committee for Standardization; 2007.
- [22] Australian / New Zealand Standard. Aluminium structures. Standards Australia, Sydney, Australia; 1997.
- [23] GB50017-2003. Code for design of steel structures. Beijing: Chinaplanning press; 2003 [in Chinese].
- [24] Aalberg, A. (2015). Design of aluminium beam ends with flange copes. *ELSEVIER-Thin-Walled Structures*, 593-602.
- [25] Ni Su, M., Young, B., M.ASCE, & Gardner, L. (2015). Continuous Beams of Aluminum Alloy Tubular Cross Sections. I: Tests and FE Model Validation. *ASCE-Journal of Structural Engineering*, 1-7.
- [26] Ni Su, M., Young, B., & Gardner, L. (2016). Flexural response of aluminium alloy SHS and RHS with internal stiffeners. *ELSEVIER-Engineering Structures*, 170–180.
- [27] Wang, Y. Q., Yuan, H. X., Shi, Y. J., & Cheng, M. (2012). Lateral-torsional buckling resistance of aluminium I-beams. *ELSEVIER-Thin-Walled Structures*, 24-36.
- [28] Feng, Z., & Ben, Y. (2012). Numerical analysis and design of concrete-filled aluminum circular hollow section columns. *ELSEVIER-Thin-Walled Structures*, 45–55.

- [29] Yuan, H., Wang, Y., Chang, T., Du, X., Bu, Y., & Shi, Y. (2015). Local buckling and post buckling strength of extruded aluminium alloy stub columns with slender I-sections. *ELSEVIER-Thin-WalledStructures*, 140–149.
- [30] Maljaars, J., Twilt, L., & Soetens, F. (2009). Flexural buckling of fire exposed aluminium columns. *ELSEVIER-FireSafetyJournal*, 711–717.
- [31] Vigh, L. G. (2012). Influence of curved flange-to-web connection on the transverse load resistance of extruded or hot-rolled I girders. *ELSEVIER-Thin-Walled Structures*, 127–136.
- [32] Lai, Y. F., & Nethercot, D. A. (1992). Design of aluminium columns. *ELSEVIER-Engineering Structures*, 188-194.
- [33] Kim, Y., & Pekoz, T. (2010). Ultimate flexural strength of aluminum sections. *ELSEVIER-Thin-WalledStructures*, 857–865.
- [34] Zha, Y., & Moan, T. (2001). Ultimate strength of stiffened aluminium panels with predominantly torsional failure modes. *ELSEVIER-Thin-Walled Structures*, 631–648.
- [35] Maisonnette, D., Bardel, D., Robin, V., Nelias, D., & Suery, M. (2017). Mechanical behaviour at high temperature as induced during welding of a 6xxx series aluminium alloy. *ELSEVIER-International Journal of Pressure Vessels and Piping*, 55-65.
- [36] Al Zamzami, I., & Susmel, L. (2016). On the accuracy of nominal, structural, and local stress based approaches in designing aluminium welded joints against fatigue. *ELSEVIER-International Journal of Fatigue*, 1-22.
- [37] James, M., Hughes, D., Hattingh, D., Mills, G., & Webster, P. (2009). Residual stress and strain in MIG butt welds in 5083-H321 aluminium: As-welded and fatigue cycled. *ELSEVIER-International Journal of Fatigue*, 28–40.
- [38] Lipińska, M., Bazarnik, P., & Lewandowska, M. (2016). The influence of severe plastic deformation processes on electrical conductivity of commercially pure aluminium and 5483 aluminium alloy. *ELSEVIER-Archives of civil and mechanical engineering*, 171-723.
- [39] subcomité A del Comité AIS 100, Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10), Bogotá D.C.: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010.
- [40] BS 8118-1: 1991. Structural use of aluminium. British Standards Institution, London; 1991.

ANEXOS

Se adjunta un juego de planos como anexos.