

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE  
HUAMANGA

FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS GEOLOGÍA Y CIVIL

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

ANÁLISIS Y DISEÑO COMPARATIVO DE LAS ESTRUCTURAS METÁLICAS  
DEL PUENTE VEHICULAR TIPO RETICULADO MANCHIRI 64 M SEGÚN  
LA NORMA AASHTO STANDARD (ASD) Y LA NORMA AASHTO LRFD

ELABORADO POR:  
JOSE LUIS CHIHUAN CANGALAYA

ASESOR:  
MSc. ING. NORBERTT LUIS QUISPE AUCCAPUCLLA

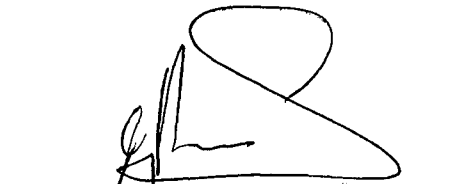
AYACUCHO - PERÚ

2016

**“ANÁLISIS Y DISEÑO COMPARATIVO DE LAS ESTRUCTURAS METÁLICAS DEL  
PUENTE VEHICULAR TIPO RETICULADO MANCHIRI 64 M SEGÚN LA NORMA  
AASHTO STANDARD (ASD) Y LA NORMA AASHTO LRFD”**

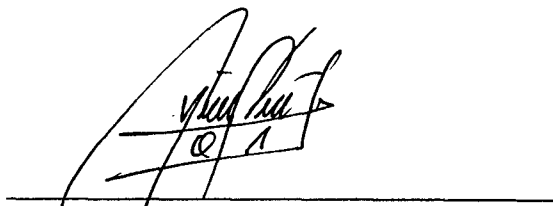
**RECOMENDADO** : 24 DE MAYO DEL 2016

**APROBADO** : 17 DE AGOSTO DEL 2016



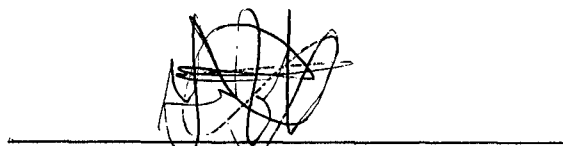
---

MSc. Ing. Carlos A. PRADO PRADO  
(PRESIDENTE)



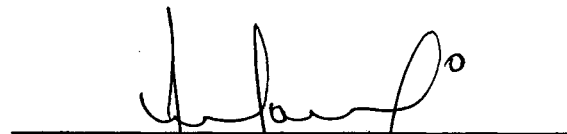
---

MSc. Ing. Norbert L. QUISPE AUCCAPUCLLA  
(MIEMBRO)



---

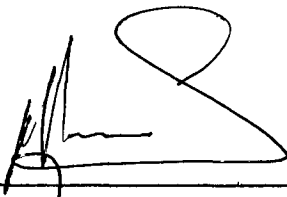
MSc. Ing. Javier F. TAIPE CARBAJAL  
(MIEMBRO)



---

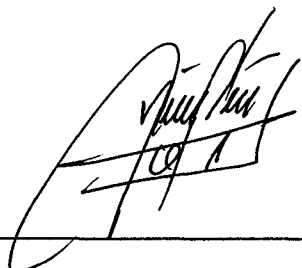
Arq. Juan C. SANCHEZ PAREDES  
(SECRETARIO DOCENTE)

Según el acuerdo constatado en el acta, levantado el 17 de agosto del 2016, en la sustentación de Tesis presentado por el Bachiller en Ciencias de la Ingeniería Civil Sr. **José Luis CHIHUAN CANGALAYA**. Con la Tesis Titulado **“ANÁLISIS Y DISEÑO COMPARATIVO DE LAS ESTRUCTURAS METÁLICAS DEL PUENTE VEHICULAR TIPO RETICULADO MANCHIRI 64 M SEGÚN LA NORMA AASHTO STANDARD (ASD) Y LA NORMA AASHTO LRFD”**, fue calificada con la nota de QUINCE (15) por los que se da la respectiva APROBACIÓN.



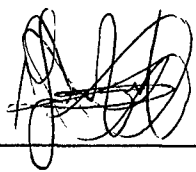
---

MSc. Ing. Carlos A. PRADO PRADO  
(PRESIDENTE)



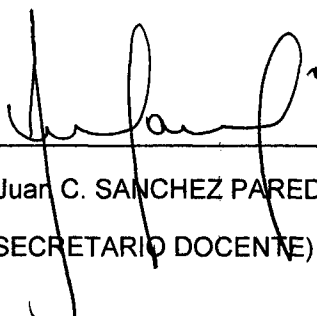
---

MSc. Ing. Norbert L. QUISPE AUCCAPUCLLA  
(MIEMBRO)



---

MSc. Ing. Javier F. TAÍPE CARBAJAL  
(MIEMBRO)



---

Arq. Juan C. SANCHEZ PAREDES  
(SECRETARIO DOCENTE)

ANÁLISIS Y DISEÑO COMPARATIVO DE LAS ESTRUCTURAS METÁLICAS  
DEL PUENTE VEHICULAR TIPO RETICULADO MANCHIRI 64 M SEGÚN  
LA NORMA AASHTO STANDARD (ASD) Y LA NORMA AASHTO LRFD

JOSE LUIS CHIHUAN CANGALAYA

Presentado a la Facultad de Ingeniería de Minas, Geología y Civil en  
cumplimiento parcial de los requerimientos para el grado de:

TÍTULO EN CIENCIAS DE LA INGENIERÍA CIVIL DE LA UNIVERSIDAD  
NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA

2016

Autor : Jose Luis Chihuan Cangalaya

Recomendado : MSc. Ing. Norbertt Luis Quispe Aucaapuella  
Asesor de Tesis

Aceptado por : MSc. Ing. Carlos Auberto Prado Prado  
Decano de la FIMGC

© 2016; Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga (UNSCH), todos los derechos reservados. El autor de la investigación autoriza a la UNSCH - Facultad de Ingeniería de Minas, Geología y Civil (FIMGC), la reproducción de la tesis en su totalidad o en partes.

*A Dios quién supo guiarme por el buen camino,  
darme fuerzas para seguir adelante y no desmayar.*

# Agradecimientos

A mis padres: Luis e Ines gracias por haberme apoyado a lo largo de mi estudio, por su comprensión, esfuerzo y apoyo incondicional; porque si no fuera por ustedes no hubiera sido posible este triunfo.

Mis hermanos, Yaritza, Edith y Jhonemar, por estar conmigo y apoyarme siempre, los quiero mucho.

A María Angélica Vega por su apoyo y ánimo que me brinda día a día para alcanzar nuevas metas, tanto profesionales como personales.

A la Ing. Silvia Meneses por toda la información brindada para la elaboración de dicha tesis.

Al Ing. Norbertt por sus conocimientos compartidos para la elaboración de la tesis.

A mis amigos, Jesús, Roy, Edem, Carlos, Edmundo, Jhon Nilton, etc... por el apoyo brindado durante la época universitaria.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA  
AYACUCHO, OCTUBRE DEL 2015

*Jose Luis Chihuan Cangalaya*

# Índice general

Dedicatoria	II
Agradecimientos	III
Índice general	IV
Índice de tablas	VIII
Índice de figuras	XI
Resumen	XIV
Introducción	XVI
Objetivos	XVIII
<b>Capítulo I: Aspectos Generales</b>	<b>1</b>
1.1. Puentes . . . . .	1
1.1.1. Antecedentes . . . . .	1
1.1.2. Ingeniería básica . . . . .	1
1.1.2.1. Estudios topográficos . . . . .	1
1.1.2.2. Estudios de hidrológica e hidráulica. . . . .	2
1.1.2.3. Estudios geológicos Y geotécnicos. . . . .	2
1.1.2.4. Estudios de peligro sísmico . . . . .	3
1.1.2.5. Estudios de impacto ambiental . . . . .	4
1.1.2.6. Estudios de tráfico . . . . .	4
1.1.2.7. Estudios complementarios . . . . .	5
1.2. Filosofía de diseño por esfuerzos admisibles . . . . .	5
1.3. Filosofía de diseño por factores de carga y resistencia . . . . .	7
<b>Capítulo II:Acero Estructural</b>	<b>9</b>
2.1. El acero como elemento estructural . . . . .	9
2.2. Propiedades estructurales . . . . .	9
2.2.1. Ductibilidad . . . . .	9
2.2.2. Elasticidad . . . . .	10
2.2.3. Durabilidad . . . . .	10
2.2.4. Tenacidad . . . . .	10
2.2.5. Alta resistencia . . . . .	10
2.2.6. Propiedades de tensión . . . . .	10

2.2.7.	Propiedades de corte . . . . .	11
2.3.	Tipos de acero estructural . . . . .	11
2.3.1.	Aceros de carbono . . . . .	13
2.3.2.	Aceros de alta resistencia y baja aleación . . . . .	13
2.3.3.	Aceros al carbono y Hsla tratados térmicamente . . . . .	14
2.3.4.	Acero aleados termicamente tratados para la construcción . . . . .	14
2.4.	Comportamiento del acero estructural . . . . .	14
2.5.	Diseño con factores de carga Y resistencia (LRFD) Y Diseño por esfuerzos admisibles (ASD) . . . . .	15
2.5.1.	Introducción . . . . .	15
2.5.2.	Filosofía de diseño . . . . .	15
2.6.	Requisitos de diseño . . . . .	16
2.6.1.	Elementos sometidos a tracción . . . . .	16
2.6.2.	Elementos sometidos a compresión . . . . .	18
2.6.2.1.	Estabilidad local . . . . .	19
2.6.2.2.	Pandeo por flexión . . . . .	21
2.6.2.3.	Pandeo torsional . . . . .	21
2.6.2.4.	Pandeo flexo-torsional . . . . .	22
2.6.3.	Elementos sometidos a flexión . . . . .	25
2.6.3.1.	Estabilidad . . . . .	27
2.6.3.2.	Resistencia por momento flexionante . . . . .	28
2.6.3.3.	Resistencia por cortante . . . . .	32
2.6.3.4.	Deflexión . . . . .	33
2.6.4.	Elementos compuestos . . . . .	33
2.6.5.	Vigas – Columnas . . . . .	36
2.6.6.	Conexiones . . . . .	36
2.6.6.1.	Tipos de solicitaciones de los sujetadores . . . . .	37
2.6.6.2.	Conexiones atornilladas . . . . .	39
2.6.6.3.	Conexiones soldadas . . . . .	42
2.6.6.4.	Placas de nudo . . . . .	43
<b>Capítulo III: Puente Reticular</b>		<b>46</b>
3.1.	Generalidades . . . . .	46
3.2.	Tipos de puente reticular . . . . .	46
3.3.	Criterios para el pre-dimensionamiento . . . . .	49
3.3.1.	Cargas . . . . .	49
3.3.1.1.	Cargas permanentes . . . . .	49
3.3.1.2.	Carga viva . . . . .	49
3.3.1.3.	Carga de fatiga . . . . .	51
3.3.1.4.	Carga en el tablero . . . . .	52
3.3.1.5.	Carga en barreras . . . . .	52
3.3.1.6.	Cargas sobre veredas, barandas y sardineles. . . . .	52
3.3.1.7.	Variaciones de temperatura . . . . .	53
3.3.1.8.	Cargas de viento . . . . .	53
3.3.1.9.	Cargas de sismos . . . . .	54
3.3.2.	Carril de tránsito y diseño . . . . .	56
3.3.3.	Factor de presencia múltiple . . . . .	56
3.3.4.	Factores de distribución de carga . . . . .	57



3.3.5.	Estados límite de diseño . . . . .	58
3.3.5.1.	Estado límite de servicio . . . . .	58
3.3.5.2.	Estado límite de fatiga y fractura . . . . .	59
3.3.5.3.	Estado límite de resistencia . . . . .	60
3.3.5.4.	Estado límite de evento extremo . . . . .	60
3.3.6.	Combinación de carga y factores de carga . . . . .	60
<b>Capítulo IV: Aplicación Al Puente Manchiri De L=64m</b>		<b>65</b>
4.1.	Ubicación De Puente Manchiri . . . . .	65
4.2.	Características de la vía . . . . .	66
4.3.	Pre dimensionamiento de la sección transversal . . . . .	66
4.3.1.	Secciones en compresión . . . . .	66
4.3.2.	Arriostramiento . . . . .	66
4.3.3.	Secciones en tracción . . . . .	68
4.3.4.	Secciones en flexión . . . . .	69
4.4.	Configuración estructural . . . . .	70
4.5.	Planteamiento matemático . . . . .	71
4.5.1.	Brida Inferior CI-3 . . . . .	71
4.5.2.	Brida Superior CS-3 . . . . .	77
4.5.3.	Diseño de losa . . . . .	82
4.6.	Modelamiento Del Puente Manchiri De L=64MTS. En Csibridge Por El Método Lrfd Y Asd . . . . .	88
4.6.1.	Layout . . . . .	88
4.6.1.1.	Layout Preferences . . . . .	88
4.6.1.2.	Layout Lanes . . . . .	89
4.6.2.	Components . . . . .	90
4.6.2.1.	Components - Properties Materials . . . . .	90
4.6.2.2.	Components - Properties Frames . . . . .	91
4.6.2.3.	Components - Superstructure – Deck Sections . . . . .	92
4.6.3.	Loads . . . . .	93
4.6.3.1.	Loads - Vehicles . . . . .	93
4.6.3.2.	Loads - Vehicles Class . . . . .	93
4.6.3.3.	Loads - Load Pattern Definitions . . . . .	94
4.6.3.4.	Loads - Function - Response Spectrum . . . . .	95
4.6.3.5.	Loads - Load Case Definitions . . . . .	95
4.6.4.	Bridge . . . . .	99
4.6.4.1.	Bridge-object data . . . . .	99
4.6.4.2.	Bridge Object Assignments >Deck Sections . . . . .	100
4.6.4.3.	Bridge - Load – Line Load Assignments . . . . .	100
4.6.4.4.	Bridge - Load – Area Load Assignments . . . . .	101
4.6.4.5.	Cargas de viento . . . . .	101
4.6.4.6.	Bridge - Update Linked Model . . . . .	103
4.6.5.	Analysis . . . . .	103
4.6.5.1.	Analysis – Define load cases . . . . .	103
4.6.6.	Design/Rating . . . . .	105
4.6.6.1.	Design / Rating – Code Preferences . . . . .	105
4.6.6.2.	Design / Rating – Load Combinations . . . . .	106
4.6.7.	Advanced . . . . .	106

4.6.7.1. Advanced – Steel – View / Revice Preferences . . . . .	106
4.7. Resultados de la investigación . . . . .	108
4.7.1. Carga permanente . . . . .	108
4.7.2. Carga Viva . . . . .	108
4.7.3. Combinaciones de Carga . . . . .	109
4.7.4. Factor de seguridad y factor de resistencia . . . . .	113
4.7.5. Deflexion . . . . .	115
4.7.6. Contraflecha . . . . .	117
4.8. Contrastación de hipótesis . . . . .	117
4.8.1. Dimensiones de las secciones . . . . .	117
4.8.2. Peso total de la estructura . . . . .	121
<b>Capítulo V: Conclusiones, recomendaciones y futuras líneas de investi-</b>	
<b>gación</b> . . . . .	<b>124</b>
Conclusiones . . . . .	124
Recomendaciones . . . . .	125
Futuras Líneas de Investigacion . . . . .	126
<b>Bibliografía</b> . . . . .	<b>127</b>
<b>Anexo A. Fotografías</b> . . . . .	<b>129</b>
<b>Anexo B. Resultados De Las Formulas De Interacción</b> . . . . .	<b>133</b>
B.1. Método de Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD) . . . . .	136
B.2. Método de Diseño por Esfuerzos Admisible (ASD) . . . . .	158
<b>Anexo C. Planos</b> . . . . .	<b>180</b>
C.1. Planos por el método LRFD . . . . .	180
C.2. Planos por el método ASD . . . . .	181

# Índice de tablas

2.1. Aceros más usados de cada clasificación . . . . .	14
2.2. Mínima Distancia De Borde (in) . . . . .	40
2.3. Resistencia Por Cortante De Tornillos . . . . .	41
2.4. Tension Mínima En Tornillos (Kips) . . . . .	42
3.5. Rangos de Temperatura ( $^{\circ}\text{C}$ ). . . . .	53
3.6. Temperaturas que definen Gradientes ( $^{\circ}\text{C}$ ). . . . .	53
3.7. Coeficientes de Presión de Viento. . . . .	54
3.8. Coeficientes de Barlovento y Sotavento. . . . .	54
3.9. Factores de presencia múltiple, $m$ . . . . .	56
3.10. Factor de ductilidad, $\eta_D$ . . . . .	61
3.11. Factor de redundancia, $\eta_R$ . . . . .	62
3.12. Factor de importancia operacional, $\eta_I$ . . . . .	62
3.13. Factores de carga en ASD . . . . .	62
3.14. Factores de carga para cargas permanentes, $\gamma_P$ . . . . .	64
3.15. Pesos específicos de materiales. . . . .	64
4.16. Fuerzas . . . . .	72
4.17. Diámetros y Fuerzas mínimas de Tracción de pernos A325 . . . . .	76
4.18. Fuerzas . . . . .	77
4.19. Diámetros y Fuerzas mínimas de Tracción de pernos A325 . . . . .	81
4.20. aceros en la losa . . . . .	86
4.21. aceros en la vereda . . . . .	87
4.22. refuerzo secundario . . . . .	87
4.23. Refuerzo a temperatura para el volado . . . . .	88
4.24. Valores de constantes $V_0, Z_0$ . . . . .	102
4.25. Factores de carga para Cargas Permanentes, $\gamma_P$ . . . . .	112
4.26. Deformación por carga de Camión . . . . .	116
4.27. Deformación por carga muerta . . . . .	116
4.28. Deformación por carga de asfalto . . . . .	116
4.29. Deformación por carga peatonal . . . . .	116
4.30. Deformación por carga de baranda . . . . .	116
4.31. Deformación por carga por envolvente . . . . .	116
4.32. Flecha cargas muertas mas la mitad de las cargas vivas . . . . .	117
4.33. Dimensiones de las secciones para el diseño por el método del LRFD . . . . .	118
4.34. Dimensiones de las secciones para el diseño por el método del ASD . . . . .	120
4.35. Peso total del puente . . . . .	122
B.1. Arriostre inferior AI-1 . . . . .	136
B.2. Conexiones Arriostre Inferior AI-1 . . . . .	136

B.3. Arriostre Superior AS-1 . . . . .	137
B.4. Conexiones Arriostre Superior AS-1 . . . . .	137
B.5. Arriostre Superior AS-2 . . . . .	138
B.6. Conexiones Arriostre Superior AS-2 . . . . .	139
B.7. Arriostre Superior AS-3 . . . . .	140
B.8. Conexiones Arriostre Superior AS-2 . . . . .	141
B.9. Cordón Inferior CI-1 . . . . .	142
B.10. Conexiones Cordón Inferior CI-1 . . . . .	142
B.11. Cordón Inferior CI-2 . . . . .	143
B.12. Conexiones Cordón Inferior CI-2 . . . . .	144
B.13. Cordón Inferior CI-3 . . . . .	145
B.14. Conexiones Cordón Inferior CI-3 . . . . .	146
B.15. Cordón Superior CS-1 . . . . .	147
B.16. Conexión Cordón Superior CS-1 . . . . .	147
B.17. Cordón Superior CS-2 . . . . .	148
B.18. Conexión Cordón Superior CS-2 . . . . .	149
B.19. Cordón Superior CS-3 . . . . .	150
B.20. Conexión Cordón Superior CS-3 . . . . .	150
B.21. Diagonal D0 . . . . .	151
B.22. Conexión Diagonal D0 . . . . .	151
B.23. Diagonal D1 . . . . .	152
B.24. Conexión Diagonal D1 . . . . .	152
B.25. Diagonal D2 . . . . .	153
B.26. Conexión Diagonal D2 . . . . .	154
B.27. Diagonal D3 . . . . .	155
B.28. Conexión Diagonal D3 . . . . .	155
B.29. Montante M0 . . . . .	156
B.30. Conexión Montante M0 . . . . .	157
B.31. Arriostre inferior AI-1 . . . . .	158
B.32. Conexión Arriostre inferior AI-1 . . . . .	158
B.33. Arriostre Superior AS-1 . . . . .	159
B.34. Conexión Arriostre Superior AS-1 . . . . .	159
B.35. Arriostre Superior AS-2 . . . . .	160
B.36. Conexión Arriostre Superior AS-2 . . . . .	161
B.37. Arriostre Superior AS-3 . . . . .	162
B.38. Conexión Arriostre Superior AS-3 . . . . .	163
B.39. Cordón Inferior CI-1 . . . . .	164
B.40. Conexión Cordón Inferior CI-1 . . . . .	164
B.41. Cordón Inferior CI-2 . . . . .	165
B.42. Conexión Cordón Inferior CI-2 . . . . .	166
B.43. Cordón Inferior CI-3 . . . . .	167
B.44. Conexión Cordón Inferior CI-3 . . . . .	168
B.45. Cordón Superior CS-1 . . . . .	169
B.46. Conexión Cordón Superior CS-1 . . . . .	169
B.47. Cordón Superior CS-2 . . . . .	170
B.48. Conexión Cordón Superior CS-2 . . . . .	171
B.49. Cordón Superior CS-3 . . . . .	172
B.50. Conexión Cordón Superior CS-3 . . . . .	172

B.51.Diagonal D0 . . . . .	173
B.52.Conexión Diagonal D0 . . . . .	173
B.53.Diagonal D1 . . . . .	174
B.54.Conexión Diagonal D1 . . . . .	174
B.55.Diagonal D2 . . . . .	175
B.56.Conexión Diagonal D2 . . . . .	176
B.57.Diagonal D3 . . . . .	177
B.58.Conexión Diagonal D3 . . . . .	177
B.59.Montante M0 . . . . .	178
B.60.Conexión Montante M0 . . . . .	179

# Índice de figuras

2.1. Curvas típicas esfuerzo – deformación para aceros estructurales (Véase Manual de Diseño de Estructuras de Acero de Roger L. Brockenbrough y Frederick S. Merritt). . . . .	12
2.2. Curvas típicas esfuerzo – deformación para aceros estructurales y concreto. . . . .	12
2.3. Elemento estructural sometido a tracción pura . . . . .	17
2.4. Elemento estructural sometido a compresión pura . . . . .	19
2.5. Intervalos a considerar en Compresión Simple. . . . .	20
2.6. Pandeo por Flexión y Pandeo Torsional Combinados. . . . .	22
2.7. Distancia entre Centros de Gravedad. . . . .	25
2.8. Distancia entre sujetadores. . . . .	25
2.9. Momento Resistente. . . . .	26
2.10. Pandeo Lateral Torsional . . . . .	27
2.11. Pandeo Local del Ala . . . . .	28
2.12. Secciones con pandeo local en; a) Alma de la sección, b) Alas de la sección . . . . .	28
2.13. Secciones Típicas Compuestas. . . . .	30
2.14. Viga compuestas, con conectores de fuerza cortante. . . . .	34
2.15. Tornillos sujetos a Cortante. . . . .	37
2.16. Tornillos sujetos a Tensión Pura . . . . .	37
2.17. Tornillos sujetos a Tensión Pura . . . . .	38
2.18. Tornillos Curva de Iteración Tensión y Cortante . . . . .	39
2.19. Separación entre Tornillos y al Borde. . . . .	40
2.20. Secciones Típicas de diseño para una cartela de conexión . . . . .	45
3.21. Esquema de Celosía Long . . . . .	46
3.22. Esquema de Celosía Howe . . . . .	47
3.23. Esquema de Celosía Pratt . . . . .	47
3.24. Esquema de Celosía Warren . . . . .	48
3.25. Esquema de Celosía Warren con Montantes Intercalados . . . . .	48
3.26. Esquema de Viga Vierendeel . . . . .	48
3.27. Camión de Diseño . . . . .	49
3.28. Tren de carga, camión de diseño HL-93 y HS20-44 . . . . .	50
3.29. tandem de diseño . . . . .	50
3.30. Tren de carga, tandem de diseño . . . . .	50
3.31. Carril de diseño LRFD . . . . .	51
3.32. Carril de diseño ASD . . . . .	51
3.33. Tren de carga, carga de fatiga . . . . .	51
3.34. Posicionamiento de la carga de eje para el diseño del tablero de losa . . . . .	52
3.35. Factores de carga y combinaciones . . . . .	63
4.36. Ubicación del puente Manchiri . . . . .	65

4.37. perfiles óptimos para elementos en compresión . . . . .	67
4.38. Arriostres y Cordón superior sometidos a compresión . . . . .	67
4.39. diagonales sometidos a compresión . . . . .	67
4.40. Cordón superior . . . . .	68
4.41. Diagonales . . . . .	68
4.42. arriostres . . . . .	68
4.43. perfiles óptimos para elementos en Tracción . . . . .	69
4.44. Arriostres y Cordón inferior sometidos a tracción . . . . .	69
4.45. Cordón inferior . . . . .	69
4.46. Diafragmas . . . . .	70
4.47. Sección transversal . . . . .	70
4.48. Dimensión de la cercha . . . . .	71
4.49. Vista isométrica del puente . . . . .	71
4.50. cordón inferior eje x-x . . . . .	72
4.51. cordón inferior eje y-y . . . . .	74
4.52. cordón superior eje x-x . . . . .	78
4.53. cordón superior eje y-y . . . . .	79
4.54. Momentos Longitudinales Máximos . . . . .	83
4.55. Momentos Longitudinales Máximos Extremos . . . . .	83
4.56. Momentos Longitudinales Máximos Interno . . . . .	83
4.57. Momentos Longitudinales Mínimos . . . . .	84
4.58. Momentos Longitudinales Mínimos externos . . . . .	84
4.59. Momentos Transversales Máximos . . . . .	84
4.60. Momentos Transversales Máximos . . . . .	85
4.61. Momentos Transversales Mínimos . . . . .	85
4.62. Momentos Transversales Mínimos . . . . .	85
4.63. Armadura de la losa y veredas . . . . .	88
4.64. Longitud y orientación del eje del puente. . . . .	89
4.65. Ancho de la calzada . . . . .	89
4.66. Propiedades del Concreto $f'c = 280\text{kg/cm}^2$ . . . . .	90
4.67. Propiedades del Acero grado 50. . . . .	91
4.68. Secciones del Puente . . . . .	91
4.69. Cordón inferior CI 1 . . . . .	92
4.70. Dimensiones de la Losa de Concreto $f'c = 280\text{kg/cm}^2$ . . . . .	92
4.71. Camión de Diseño. . . . .	93
4.72. Clases de Vehículos de Diseño. . . . .	93
4.73. Definición de Cargas Patron para LRFD . . . . .	94
4.74. Definición de Cargas Patrón para ASD . . . . .	94
4.75. Espectro de Aceleración Según MTC. . . . .	95
4.76. Definición de Carga de baranda Margen Izquierdo. . . . .	96
4.77. Definición de Carga de baranda Margen Derecho. . . . .	96
4.78. Definición de Carga Peatonal Margen Izquierdo. . . . .	97
4.79. Definición de Carga Peatonal Margen Derecho. . . . .	98
4.80. Definición de Carga de asfalto. . . . .	99
4.81. Estación inicial y final . . . . .	100
4.82. Definición de la losa sección constante . . . . .	100
4.83. Línea de carga distribuida de la baranda . . . . .	101
4.84. Carga Distribuida Sobre la Losa. . . . .	101

4.85. Cargas de viento sobre la estructura . . . . .	102
4.86. Discretización del Modelo. . . . .	103
4.87. Casos de cargas . . . . .	103
4.88. Definición de la Carga de Sismo en dirección X. . . . .	104
4.89. Definición de la Carga de Sismo en dirección Y. . . . .	104
4.90. Definición de la Carga Móvil. . . . .	105
4.91. Código de diseño de su preferencia . . . . .	105
4.92. Combinaciones de carga método LRFD . . . . .	106
4.93. Combinaciones de carga método ASD . . . . .	106
4.94. Factores de resistencia LRFD . . . . .	107
4.95. Factores de resistencia ASD . . . . .	107
4.96. Valores de la fórmula de interacción en los elementos método LRFD . . . . .	108
4.97. Valores de la fórmula de interacción en los elementos método ASD . . . . .	108
4.98. Valores de la Fuerza axial momento en el eje x-x y momento en el eje y-y debido a la carga de camión Cordón Inferior CI . . . . .	109
4.99. Combinación de carga en servicio - coeficiente g y b Aastho Standard Specifications 2002 . . . . .	110
4.100 Combinación de cargas factoradas - coeficiente g y b Aastho Standard Specifications 2002 . . . . .	110
4.101 Factores de carga y combinación . . . . .	111
4.102 Valores de la Fuerza axial momento en el eje x-x y momento en el eje y-y debido a la combinación de carga (Envolvente)- Cordón Inferior CI . . . . .	113
4.103 Valores de la resistencia nominal de diseño del Cordón Inferior CI . . . . .	114
4.104 Valores de la fórmula de interacción a lo largo del Cordón Inferior CI . . . . .	115
4.105 Deformaciones . . . . .	116
4.106 contraflecha . . . . .	117
4.107 Valores de la fórmula de interacción a lo largo del Cordón Inferior CI obtenidas con el método LRFD . . . . .	119
4.108 Valores de la fórmula de interacción a lo largo del Cordón Inferior CI obtenidas con el método ASD . . . . .	121
A.1. Vista del lugar donde se construirá el Puente Manchiri Tipo reticulado de 64 m . . . . .	129
A.2. Ubicación del estribo Derecho del Puente . . . . .	130
A.3. Ubicación del estribo Izquierdo del Puente . . . . .	130
A.4. Vista aguas abajo del puente . . . . .	131
A.5. Vista aguas arriba del puente . . . . .	131
A.6. Vista panorámica del lugar donde se ubicara el puente . . . . .	132
B.1. Arriostre inferior en la cual se observa los perfiles asignados, las numeraciones de los elementos y nudos para el diseño estructural. . . . .	134
B.2. Arriostre Superior en la cual se observa los perfiles asignados, las numeraciones de los elementos y nudos para el diseño estructural. . . . .	134
B.3. Elevación Eje 1-1 en la cual se observa los perfiles asignados, las numeraciones de los elementos y nudos para el diseño estructural. . . . .	135
B.4. Elevación Eje 2-2 en la cual se observa los perfiles asignados, las numeraciones de los elementos y nudos para el diseño estructural. . . . .	135



# Resumen

Muchos son los libros encargados en la enseñanza de los métodos de diseño de elementos tradicionales en estructuras de acero, pero pocos aquellos que se encargan de comparar las dos metodologías de diseño utilizadas en nuestro país, lo cual genera ciertas incertidumbre al momento del proceso de diseño tales como ¿Por qué actualmente el American Institute of Steel Construction (principal especificación que rige el diseño en acero estructural) en su última edición provee como alternativa de diseño ambas metodologías, poniendo a disposición del diseñador su criterio en la elección del método, cuando en cada publicación desde su año de fundación en 1921 provee solo un tipo de método (iniciando con el método de esfuerzos admisible –ASD- y a partir de 1986 se propuso el método de factores de carga y resistencia –LRFD-)?, ¿es que acaso ambas metodologías proporcionan los mismos resultados, de manera que estos han sido calibrados para que el diseño que se obtienen como producto final sean iguales?; estas y muchas otras incertidumbres generan desconfianza a la hora de la elección del método de diseño a utilizar, lo cual reducen la posibilidad de conseguir los objetivos finales de todo diseño estructural tales como ser seguros, funcionales y económicos.

Muchos expertos en la materia afirman que el método de factores de carga y resistencia (LRFD) genera diseños más económicos que los realizados con el método de esfuerzos admisibles (ASD), pero ninguno muestra resultados tangibles que comprueben dicha afirmación. Por otra parte, existe una gran necesidad de conocer el proceso de diseño de las estructuras metálicas de un puente tipo reticulado si bien los puentes de nuestro país son diseñados utilizando las disposiciones establecidas en el manual de diseño de puentes mediante “el método de factores de carga y resistencia –LRFD”, la cual fue adoptada por el ministerio de transportes y comunicaciones. No nos da la seguridad de que sea el más económico en comparación con el diseño por esfuerzos admisibles adoptada por el AASHTO Standard.

El resultado final presentó grandes diferencias en la metodología usada, debido a que la norma LRFD usa el “Diseño por factores de carga y resistencia”, el cual es más complejo que el de “Diseño por esfuerzos admisibles”, método utilizado por la AASHTO Standard. Además se presentaron grandes diferencias en las secciones a utilizar, ya que se obtuvo entre un 15 %-20 % de diferencia entre ambas metodologías de diseño. Se concluye, que es conveniente utilizar el método de diseño del LRFD en el diseño de puentes tipo reticulado, principalmente, como manera de ahorro de acero y porque incluye en sus disposiciones, las últimas investigaciones. Palabras clave: Diseño, Comparación y Puente

# Abstract

Many are the books ordered on teaching design methods of traditional elements in steel structures, but few who are charged with comparing the two design methodologies used in our country, which creates some uncertainty when the design process such as Why is now the American Institute of steel Construction (main specification that governs the design of structural steel) in its latest edition provides an alternative design both methodologies, making available to the designer its discretion in choosing the method, when in each publication since its founding year in 1921 provides only one type of method (starting with the method of permissible -ASD- efforts already from 1986 the method of load and resistance factors set -LRFD-) ?, is that perhaps both methods provide the same results, so that these have been calibrated so that the design obtained as final product are the same ?; these and many other uncertainties generate distrust when choosing the design method used, thereby reducing the possibility of achieving the ultimate goals of all structural design such as being safe, functional and economic. Many experts in the field say that the method of load and resistance factors (LRFD) generates more economical designs that by the method of allowable stresses (ASD), but none show tangible results that prove that assertion. Moreover, there is a great need to know the process of design of metal structures of a bridge type crosslinked while the bridges of our country are designed using the provisions set out in the manual design of bridges by "the method of factors -LRFD load and resistance ", which was adopted by the ministry of transport and communications. No reassures us that it is the most economical compared to allowable stress design adopted by the AASHTO Standard.

The final result showed large differences in the methodology used, because the LRFD standard uses the "Design for load factors and resistance," which is more complex than "Design for allowable stresses" method used by the AASHTO Standard . In addition large differences in sections to use were presented, as was obtained between 15 % - 20 % difference between the two design methodologies. It is concluded, which is convenient to use the LRFD design method to design bridges crosslinking type mainly as a way of saving steel and it includes in its provisions, the latest research.

Keywords: Design, Comparison and Bridge

# Introducción

Los sistemas de transporte y comunicación definitivamente constituyen un medio de desarrollo técnico, económico y social; mismo que lo podemos observar en cada una de nuestras actividades, y se evidencia aún más en los proyectos de inversión referidos a carretera y puentes, con índices económicos y socioeconómicos bastante altos.

Los puentes en particular constituyen elementos estructurales sumamente importantes, que pueden llegar a colapsar un sistema de transporte y comunicación; si este no cuenta con este tipo de estructuras. Los sistemas de transporte y comunicación (oferta y demanda), vienen teniendo cambios en la medida que las necesidades de la sociedad van cambiando, tal es el caso de la evolución de los vehículos de transporte, que buscan mayor confort y capacidades de transporte, hechos que varían las condiciones de servicio tanto de carreteras como de los puentes, lo cual motivó la necesidad de realizar estudios de los sistemas de transporte y en particular y de los puentes lográndose en aproximadamente 20 años (1986 – 2007) el desarrollo de las especificaciones de diseño de puentes AASTHO LRFD (AASTHO LRFD Bridge Design Specifications – 2010), que en la actualidad son la base de diseño de puentes de Estados Unidos; que ante la carencia de una normativa y principalmente investigaciones en el campo del diseño de puentes y considerando que en nuestro país, este tipo de estructuras y su diseño se basaron en las especificaciones estándar para puentes (Standard Specifications for Highway Bridge) la cual establece dos métodos de diseño de puentes, el método de esfuerzos admisibles (ASD: Allowable Strength Design) y el método por factores de carga (LFD: Load Factor Design) o método de la rotura, ante la modificación de la misma es importante realizar un análisis comparativo que nos permita valorar las consideraciones de ambas normas de diseño que oriente en la adopción de una de ellas durante el diseño de puentes, debido a la magnitud del mismo en la presente investigación estudiaremos de forma particular los puentes metálicos tipo reticulados.

- *Capítulo uno - aspectos generales:* presenta los antecedentes, la ingeniería básica, dentro del cual podemos observar los estudios topográficos, estudios de hidrológica e hidráulica, estudios geotécnicos, etc. se presenta también la filosofía de diseño por esfuerzos admisibles y la filosofía de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD).
- *Capítulo dos - acero estructural:* presenta el acero como elemento estructural, propiedades estructurales, tipos de acero estructural, comportamiento del acero estructural, diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) y diseño por esfuerzos admisibles (ASD), requisitos de diseño.
- *Capítulo tres - puente reticular:* presenta generalidades, tipos de puente reticular, criterios para el pre dimensionamiento, cargas de diseño.

- *Capítulo cuatro - aplicación al puente Manchiri de  $L=64m$* : presenta, la ubicación del puente Manchiri, características de la vía, pre dimensionamiento de la sección transversal, configuración estructural, modelamiento del puente Manchiri de  $L=64m$  en Csibridge por el método LRFD y ASD. resultados y comparación de los diseños por el método LRFD y ASD.
- *Capítulo cinco - conclusiones y recomendaciones*: se presenta las conclusiones de la investigación, en relación a los objetivos establecidos.

# Objetivos

- Realizar un análisis comparativo entre especificaciones estándar para puentes (Standard Specifications for Highway Bridge), ASD: (Allowable Strength Design) y de diseño de puentes AASTHO LRFD (AASTHO LRFD Bridge Design Specifications) para diseño de puentes metálicos tipo reticulados. Que oriente en el uso de una normativa de diseño en nuestro medio.
- Aplicación de las Recomendaciones AASHTO-LRFD, para el diseño de puentes. Estas recomendaciones contienen parámetros para el diseño de Puentes, tales como las cargas que se deben de considerar, los factores de carga, estados de carga, entre los que podemos mencionar: Resistencia I, Servicio I, Evento Extremo I, etc.
- Determinación de los fundamentos teóricos y metodológicos referenciales relacionados con el diseño de la superestructura en puentes metálicos tipo reticulados
- Comparar estos resultados con los diseños obtenidos al aplicar las disposiciones del método por esfuerzos admisibles (ASD) de la norma AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges en relación a distintas variables tales como, cantidad de acero requerido, solicitaciones, etc.
- Caracterización del diseño de puentes metálicos tipo reticulados en la actualidad.

# Capítulo I: Aspectos Generales

## 1.1. Puentes

### 1.1.1. Antecedentes

La construcción y diseño de puentes son procesos que se desarrollaron desde la misma aparición del hombre ante la necesidad de salvar obstáculos de diferente tipo. Mismos que con el desarrollo de la ciencia se vienen perfeccionando constantemente. A lo largo de los años, los ingenieros han desarrollado procedimientos de diseño para proporcionar diseños con márgenes de seguridad. Con este cometido se pueden mencionar dos filosofías de diseño predominante, por una parte el Diseño por Esfuerzos Admisibles (ASD) que data desde principios de 1900, y el Diseño por Resistencia Última cuya primera aparición se remonta al Reglamento de Diseño Norteamericano en 1941. En muchos casos, los puentes son el componente más vulnerable de una carretera y, aplicando una metáfora, una cadena no está más fuerte que su eslabón más débil; los puentes frecuentemente son los elementos que influyen en que la continuidad del servicio de transporte se efectúe en forma permanente y segura, favoreciendo en general un apropiado funcionamiento del Sistema Nacional de Carreteras del país. La condición de los puentes de la Red Vial del Perú varía considerablemente. Muchas estructuras con más de cincuenta años de uso, generalmente sufren daños por falta de un mantenimiento adecuado, más que por su antigüedad. Los puentes además, se ven afectados por fenómenos naturales como terremotos, lo que origina su deterioro y en esas condiciones, la seguridad del tránsito asume altos niveles de incertidumbre asociados a riesgos crecientes.

### 1.1.2. Ingeniería básica

#### 1.1.2.1. Estudios topográficos

La Topografía de la zona donde se ubicará el puente deberá documentarse mediante planos con curvas de nivel y fotografías, registros digitales e informes. Los informes deberán detallar las referencias preliminares consultadas, la descripción y las características técnicas del equipo utilizado para la toma de datos, la metodología seguida para el procesamiento de los datos de campo y la obtención de los resultados. [2]

### 1.1.2.2. Estudios de hidrológica e hidráulica.

Los objetivos de los estudios son establecer las características hidrológicas de los regímenes de avenidas máximas y extraordinarias y los factores hidráulicos que conllevan a una real apreciación del comportamiento hidráulico del río que permiten definir los requisitos mínimos del puente y su ubicación óptima en función de los niveles de seguridad o riesgos permitidos o aceptables para las características particulares de la estructura. Los estudios de hidrología e hidráulica para el diseño de puentes deben permitir establecer lo siguiente:

- Ubicación óptima del cruce.
- Nivel mínimo recomendable para el tablero del puente.
- Previsiones para la construcción del puente.
- Selección de secciones transversales representativas del cauce y obtención del perfil longitudinal. [2]

### 1.1.2.3. Estudios geológicos Y geotécnicos.

**Estudios Geológicos.** Establecer las características geológicas, tanto local como general de las diferentes formaciones geológicas que se encuentra identificando tanto su distribución como sus características geotécnicas correspondientes.

- Identificación y caracterización de falla geológicas
- Definición de zonas de deslizamientos, huaycos ya aluviones sucedidos en el pasado y de potencial ocurrencia en el futuro.
- Recomendación de canteras para materiales de construcción.
- Identificación y caracterización de fallas geológicas.
- Descripción geomorfológica.

**Estudios geotécnicos.** Establecer las características geotécnicas, es decir, la estratigrafía, la identificación y las propiedades físicas mecánicas de los suelos para el diseño de cimentaciones estables.

- Ensayos de campo en suelos y/o rocas.
- Ensayos de laboratorio en muestras de suelo y/o extraídas de la zona.
- Descripción de las condiciones del suelo, estratigrafía e identificación de los estratos de suelo o base rocosa.
- Definición de los tipos y profundidades de cimentaciones adecuadas, así como parámetros geotécnicos preliminares para el diseño del puente a nivel de anteproyecto.
- Dependiendo de la envergadura del proyecto y del tipo de suelo se podrán realizar ensayos de refracción sísmica, complementados por perforaciones o excavaciones de verificación en sustitución a los trabajos antes mencionado.

- Presentación de los resultados y recomendaciones sobre especificaciones constructivas y obras de protección.[2]

#### 1.1.2.4. Estudios de peligro sísmico

Los estudios de peligro sísmico tendrán como finalidad la determinación de espectros de diseño que definan las componentes horizontal y vertical del sismo a nivel de la cota de cimentación.

Cuando se requiera un estudio de peligro sísmico para el sitio, Éste deberá comprender como mínimo lo siguiente:

- Recopilación y clasificación de la información sobre los sismos observados en el pasado, con particular referencia a los daños reportados y a las posibles magnitudes y epicentros de los eventos.
- Antecedentes geológicos, tectónicas y sismo tectónica y mapa geológico de la zona de influencia.
- Estudios de suelos, definiéndose la estratigrafía y las características físicas más importantes del material en cada estrato. Cuando sea procedente, deberá determinarse la profundidad de la capa freática.
- Prospección geofísica, determinándose velocidades de ondas compresionales y de corte a distintas profundidades
- Determinación de las máximas aceleración, velocidad y desplazamiento en el basamento rocoso correspondientes al “sismo de diseño” y al “máximo sismo creíble”. Para propósitos de este Manual se define como sismo de diseño al evento con 7% de probabilidad de excedencia en 75 años de exposición, lo que corresponde a un periodo de retorno promedio de aproximadamente 1000 años.
- Determinación de espectros de respuesta (correspondientes al “sismo de diseño”) para cada componente, a nivel del basamento rocoso y a nivel de la cimentación.

Para los casos siguientes podrán utilizarse directamente las fuerzas sísmicas mínimas especificadas en la Norma Sismo resistente, sin que se requieran estudios especiales de peligro sísmico para el sitio:

- Puentes ubicados en la zona sísmica 1, independientemente de las características de la estructura.
- Puentes de una sola luz, simplemente apoyados en los estribos, independientemente de la zona donde se ubiquen.
- Otros puentes que no correspondan a los casos explícitamente listados en lo que sigue.

Se requerirán estudios de peligro sísmico para los puentes no convencionales que se ubiquen en las zonas 1, 2, 3 o 4, en los siguientes casos:

- Puentes colgantes, puentes atirantados, puentes de arco y todos aquellos puentes con sistemas estructurales no convencionales, ver artículo 2.4.3.11.1 (3.10.1 AASHTO).



- Otros puentes de gran longitud, incluyendo puentes continuos y simplemente apoyados de múltiples luces.[2]

#### **1.1.2.5. Estudios de impacto ambiental**

La construcción de un puente modifica el medio y en consecuencia las condiciones socio-económicas, culturales y ecológicas de ambiente donde se ejecutan; y es allí cuando surge la necesidad de una evaluación bajo enfoque global ambiental. Muchas veces esta modificación es positiva para los objetivos sociales y económicos que se tratan de alcanzar, pero en muchas otras ocasiones la falta de un debido planeamiento en su ubicación, fase de construcción y etapa de operación puede conducir a serios desajustes debido a la alteración del medio.

Los estudios ecológicos tendrán como finalidad:

- Identificar en forma oportuna el problema ambiental, incluyendo una evaluación de impacto ambiental en la concepción de los proyectos. De esta forma se diseñaran proyectos con mejoras ambientales y se evitara, atenuará o compensará los impactos adversos.
- Establecer las condiciones ambientales de la zona en estudio.
- Definir el grado de agresividad del medio ambiente sobre la estructura y la superestructura del puente.
- Establecer el impacto que pueden tener las obras del puente y sus accesos sobre el medio ambiente, a nivel de los procedimientos constructivos y durante el servicio del puente.
- Recomendar las especificaciones de diseño, construcción y mantenimiento para garantizar la durabilidad del puente.

La evaluación de Impacto Ambiental será establecida por la autoridad competente y es necesaria sobre todo en aquellos proyectos con mayor potencial para impactar negativamente en el ambiente como son las nuevas estructuras. Los estudios deben desarrollarse basándose en el Marco Legal de la Constitución Política del Perú promulgado el año 1993, en la resolución ministerial N°171-94-TCC/15.03 del 25 de abril de 1994 que aprueba los “Términos de Referencia para Estudios de Impacto Ambiental en la Construcción Vial en el “Manual Ambiental para el Diseño y Construcción de Vías” propuesto por la Dirección General del Medio Ambiente.[2]

#### **1.1.2.6. Estudios de tráfico**

Cuando la magnitud envergadura de la obra así lo requiera, será necesario efectuar los estudios de tráfico correspondiente a volumen y clasificación de tránsito en puntos establecidos, con el objetivo de determinar las características de la infraestructura vial y la superestructura del puente.

Metodología La metodología a seguir será la siguiente:

- **Conteo de tráfico.** Se definirán estaciones de conteo ubicadas en el área de influencia (indicando en un gráfico). Se colocara personal clasificado, provisto de formatos de campo, donde anotaran la información acumulada por cada rango horario.
- **Clasificación y tabulación de la información** Se deberán adjuntar cuadros indicando el volumen y clasificación vehicular por estación.
- **Análisis y consistencia de la información** Esto se llevará a cabo comparando con estadísticas existentes a fin de obtener los factores de corrección estacional para cada estación.
- **Tráfico actual** Se deberá obtener el Índice Medio Diario (I.M.D) de los conteos de volúmenes de tráfico y del factor de corrección determinado del análisis de consistencia.[2]

#### 1.1.2.7. Estudios complementarios

Los estudios complementarios se refieren a aquellos trabajos que son complementarios a los estudios básicos, como son las Instalaciones Eléctricas, Instalaciones Sanitarias, Señalización, Coordinaciones con terceros y cualquier otro que sea necesario al proyecto. En lo que se refiere a instalaciones eléctricas, la factibilidad del servicio, así como su punto de aplicación, y en lo que se refiere a instalaciones Sanitarias, la verificación y posibles influencias de las redes existentes de Agua y/o Desagüe serán coordinados con los organismos encargados de los servicios de electricidad y Saneamiento respectivamente. La señalización deberá estar de acuerdo con las necesidades del puente y accesos y en concordancia con el Manual de Señalización vigente. Cualquier imprevisto o problema deberá ser coordinado con la Municipalidad respectiva y/o con terceros que pudieran estar relacionados.[2]

## 1.2. Filosofía de diseño por esfuerzos admisibles

Se trata de un procedimiento de diseño determinista, que considera fijos y no aleatorios los distintos valores numéricos que sirven de partida para el cálculo (resistencias de los materiales, cargas aplicadas). En este método se determinan las solicitaciones correspondientes a las cargas máximas de servicio, se calculan los esfuerzos correspondientes a estas solicitaciones (esfuerzos de trabajo) y se comparan sus valores con una fracción de la resistencia de los materiales (esfuerzo admisible), encontrándose usualmente en el rango elástico. Inicialmente, este procedimiento de diseño fue desarrollado centrándose primordialmente en estructuras metálicas (puentes con armaduras abiertas o arcos). Se observó que el acero estructural tenía un comportamiento lineal hasta su límite de fluencia, punto que se encuentra por debajo del punto de resistencia última del material. El procedimiento de diseño parte de las siguientes hipótesis:

- Las tensiones en la fibra más comprimida del concreto y en el acero de refuerzo en tensión están limitadas por los valores de los correspondientes esfuerzos admisibles. Aunque las especificaciones más antiguas no definían con precisión el concepto de resistencia del concreto en compresión, la práctica habitual era

tomar la resistencia media obtenida al romper varias probetas; después se dio paso a la resistencia característica en la que se tiene en cuenta la dispersión. En cuanto al acero de refuerzo, se toma el límite elástico garantizado.

- Se admite la hipótesis de Bernoulli, en el sentido de que las deformaciones normales a la sección siguen una ley de variación lineal. Estas deformaciones son las mismas para el acero de refuerzo que para el concreto que las rodea.
- Se admite un diagrama esfuerzo – deformación lineal para el concreto en compresión (Ley de Hooke). Se prescinde de la colaboración del concreto en tensión.
- Se aplican a la sección ecuaciones de equilibrio, igualando las resultantes de esfuerzos internos en el concreto y acero de refuerzo, con los esfuerzos actuantes sobre la sección.

El principio de la filosofía de Diseño por Esfuerzos Admisibles se puede resumir con la siguiente expresión Dónde:

$$\sum Q_i \leq \frac{R_n}{FS} \quad (1.1)$$

$Q_i$  = Efecto de las cargas

$R_n$  = Resistencia nominal

$FS$  = Factor de seguridad

La filosofía de Diseño por Esfuerzos Admisibles ha demostrado ser un método simple y útil pero tiene algunas inconsistencias serias, las cuales se enumeran a continuación.

- No es posible determinar de manera cuantitativa el margen de seguridad, debido a que el factor de seguridad es elegido basado en la experiencia y juicio individual. El factor de seguridad se aplica a la resistencia, y las cargas son determinadas de manera determinística.
- El concepto de resistencia está basado en un comportamiento elástico lineal, isotrópico y homogéneo del material.
- La relación modular “n” que sirve de base al método y que se define como el cociente entre los módulos de elasticidad del acero y del concreto, es un valor difícil de precisar por depender de muchos factores, como la calidad del concreto, la forma de la sección, el tipo de sollicitación, la duración de las cargas, las condiciones ambientales en que se encuentra el elemento, etc.
- Debido al complejo comportamiento reológico del concreto (flujo plástico y contracción) no siempre es posible evaluar el reparto de esfuerzos entre los dos materiales, acero y concreto mediante el concepto de equivalencia. En realidad, se produce una redistribución de esfuerzos con una sobrecarga del acero de refuerzo y descarga del concreto.
- En secciones diseñadas por este procedimiento de diseño, los esfuerzos a los que trabaja el acero de refuerzo en compresión son, en general, muy bajos, con el consiguiente perjuicio económico. Este inconveniente se agrava con el empleo de aceros de alto límite elástico.

- No se toma en cuenta la reducción local de rigidez que ocasiona la fisuración del concreto, con la consiguiente redistribución de esfuerzos que este fenómeno origina.
- El diagrama de esfuerzo – deformación del concreto dista mucho de ser rectilíneo, variando además con la forma de aplicar las cargas y con su duración. Por ello, las hipótesis elásticas son válidas tan solo hasta una cierta fase del proceso de carga.

Como consecuencia, el cociente entre el esfuerzo de rotura del material y su esfuerzo de trabajo no refleja el margen de seguridad real de la estructura.

- Hay casos en los que las solicitaciones no son proporcionales a las cargas. Se trata de problemas no lineales, en los que un aumento de la acción exterior provoca un aumento de solicitación de mayor magnitud de la que proporcionalmente le correspondería.
- Se tiene implícito que los esfuerzos en los miembros son nulos antes de la aplicación de las cargas, por tanto no existen esfuerzos residuales. Esta suposición no es cierta en la mayoría de los casos. [16]

### 1.3. Filosofía de diseño por factores de carga y resistencia

Procedimiento de diseño probabilístico, que se puede ver como una extensión lógica del procedimiento de diseño por Resistencia Última, en el cual se toma en cuenta la variabilidad, tanto de las cargas como del comportamiento de los elementos estructurales de manera explícita. La conversión a la filosofía de diseño por Factores de Carga y Resistencia podría considerarse como un mecanismo para seleccionar de manera más sistemática y racional los factores de carga y resistencia. El principio de la filosofía de Diseño por Factores de Carga y Resistencia se puede resumir con la siguiente expresión:

$$\eta \sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (1.2)$$

$Q_i$  = Efecto de las cargas

$R_n$  = Resistencia nominal

$\eta$  = Factor de modificación de carga

$\gamma_i$  = Factor de carga

$\phi$  = Factor de reducción de resistencia

Los factores de carga y resistencia han sido calibrados por ensayos de diseño para proporcionar un nivel de seguridad alto y uniforme en puentes nuevos. El nivel de seguridad se expresa por un índice de confiabilidad ( $\beta$ ). La filosofía de Diseño por Factores de Carga y Resistencia proporciona un índice de confiabilidad de aproximadamente  $\beta = 3.5$  para los diferentes tipos y configuraciones de puentes. Un índice de confiabilidad de  $\beta = 3.5$  asegura una probabilidad de excedencia de que 2 de 10000

elementos o componentes diseñados, tendrán la suma de las cargas factorizadas mayor que la resistencia factorizada, durante el tiempo de vida de las estructuras.

Las estructuras diseñadas de acuerdo con las filosofías de Diseño por Esfuerzos Admisibles o Resistencia Última, ambas incluidas en el Reglamento AASHTO Bridge Standard Specifications for Highway Bridges ( 2002 ), tienen un índice de confiabilidad ( $\beta$ ) que puede ser tan bajo como 2.0 o tan alto como 4.5. Un índice de confiabilidad  $\beta = 2.0$ , implica una probabilidad de excedencia de que 4 de cada 100 elementos o componentes diseñados probablemente se cargarían excesivamente y experimentarían un problema en algún momento durante el tiempo de vida de la estructura. Esta proporción de cargas excesivas es muy alta y produciría costos altos de mantenimiento o colapso. Por otro lado, si  $\beta = 4.5$ , el diseño sería muy conservador y costoso.[16]

# Capítulo II: Acero Estructural

## 2.1. El acero como elemento estructural

El origen de la obtención del hierro, en forma similar a la del vidrio o la cerámica, se remonta a la edad de piedra, cuando entre las cenizas de una fogata casualmente encendida sobre piedras conteniendo material de hierro, apareció el metal en bruto. Este material se usaba en forma de hierro forjado, que se producía calentando el mineral en hornos de carbón. En la última parte del siglo XVIII y principios del XIX, el hierro colado y el hierro forjado se usaron en varios tipos de puentes. El acero aleación principalmente de hierro y carbono, con menos impurezas y menos carbono que el hierro colado, fue primero usado en la construcción pesada en el siglo XIX. Con el advenimiento del convertidor Bessemer en 1856, el acero empezó a desplazar al hierro forjado y al hierro colado en la construcción. En EE.UU, el primer puente ferroviario de acero estructural fue el puente Eads, construido en 1874 en St. Louis, Missouri (Tall, 1964). En 1884 fue terminado en Chicago el primer edificio con estructuras de acero. [13]

## 2.2. Propiedades estructurales

### 2.2.1. Ductibilidad

La ductibilidad es la propiedad que tiene un material de soportar grandes deformaciones sin fallar bajo altos esfuerzos de tensión. Cuando se prueba a tensión un acero con bajo contenido de carbono, ocurre una reducción considerable de la sección transversal y un gran alargamiento en el punto de falla, antes de que se presente la fractura. Un material que no tenga esta propiedad generalmente será duro y frágil y se romperá al someterlo a un golpe repentino. En miembros estructurales sometidos a cargas normales se desarrollan altas concentraciones de esfuerzos en varios puntos. La naturaleza dúctil de los aceros estructurales comunes les permite fluir localmente en esos puntos, evitando así fallas prematuras. Una ventaja de las estructuras dúctiles es que, al sobrecargarlas, sus grandes deflexiones ofrecen evidencia visible de la inminencia de la falla. [13]

### **2.2.2. Elasticidad**

El acero se acerca más en su comportamiento a las hipótesis de diseño que la mayoría de los materiales, gracias a que sigue la ley de Hooke hasta esfuerzos bastante altos. Los momentos de inercia de una estructura de acero pueden calcularse exactamente, en tanto que los valores obtenidos para una estructura de concreto reforzados son relativamente imprecisos. [13]

### **2.2.3. Durabilidad**

Si el mantenimiento de las estructuras de acero es adecuado durarán indefinidamente, investigaciones realizadas en los aceros modernos, indican que bajo ciertas condiciones no se requiere ningún mantenimiento a base de pintura. [13]

### **2.2.4. Tenacidad**

Los aceros estructurales son tenaces, es decir, poseen resistencia y ductibilidad. Un miembro de acero cargado hasta que se presentan grandes deformaciones será aun capaz de resistir grandes fuerzas. Esta es una característica muy importante porque implica que los miembros de acero puedan someterse a grandes deformaciones durante su formación y montaje, sin fracturarse, siendo posible doblarlos, martillarlos, cortarlos y taladrarlo sin daño aparente. La propiedad de un material para absorber energía en grandes cantidades se denomina tenacidad. [13]

### **2.2.5. Alta resistencia**

La alta resistencia del acero por unidad de peso implica que será relativamente bajo el peso de la estructura; esto es de gran importancia en puentes de grandes claros, en edificios altos y en estructuras con condiciones deficientes en la cimentación. [13]

### **2.2.6. Propiedades de tensión**

Las propiedades de tensión del acero son generalmente determinadas por exámenes de tensión sobre pequeños especímenes de acuerdo con los procedimientos estándar ASTM. El comportamiento del acero en estos exámenes está estrechamente relacionado al comportamiento de miembros de acero estructural bajo cargas estáticas. Debido a que en los aceros estructurales, el punto de fluencia y módulo de elasticidad determinado en tensión y compresión son casi lo mismo, los exámenes de compresión rara vez son necesarios. [13]

#### *Rangos de deformación*

Cuando el espécimen de acero es sujeto a carga, un Rango Elástico inicial es observado en donde no hay deformación permanente. Por lo tanto, si la carga es retirada, el espécimen retorna a sus dimensiones originales. La relación de esfuerzo a deformación

en el rango elástico es el modulo de elasticidad o modulo de Young  $E$ . Este modulo es constante de 29000 ksi para todos los acero estructurales. [13]

#### *Relación de Poisson*

La relación del esfuerzo transversal a longitudinal bajo carga es conocida como relación de Poisson  $\nu$ . Esta relación es para los todos los aceros estructurales 0.30 in en el rango elástico y 0.50 en el rango plástico. [13]

### **2.2.7. Propiedades de corte**

La relación de esfuerzo de corte a deformación de corte en el comportamiento elástico inicial es el modulo de corte  $G$ . De acuerdo a la teoría de elasticidad, esta cantidad está relacionada al modulo de elasticidad  $E$  y a la relación de Poisson  $\nu$  por:

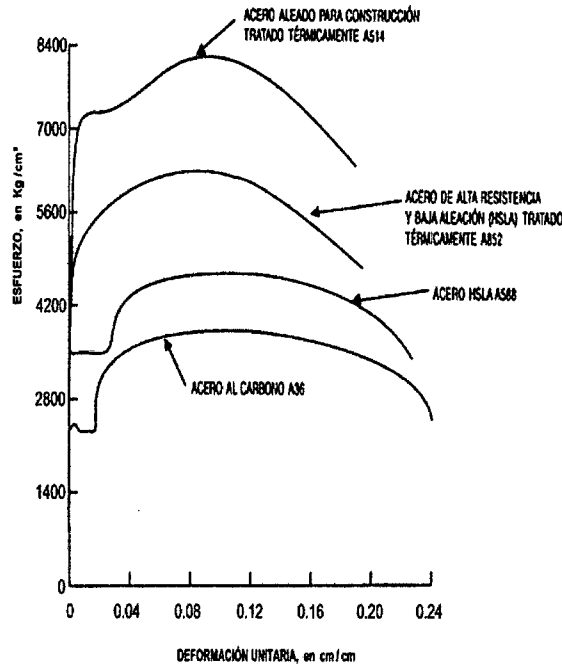
$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (2.3)$$

### **2.3. Tipos de acero estructural**

El acero para uso estructural se puede clasificar según su composición química, propiedades de Tracción, método de fabricación como aceros al carbono, aceros de alta resistencia y baja aleación, aceros al carbono tratados en caliente y aceros de aleación de tratados para la construcción.[13]

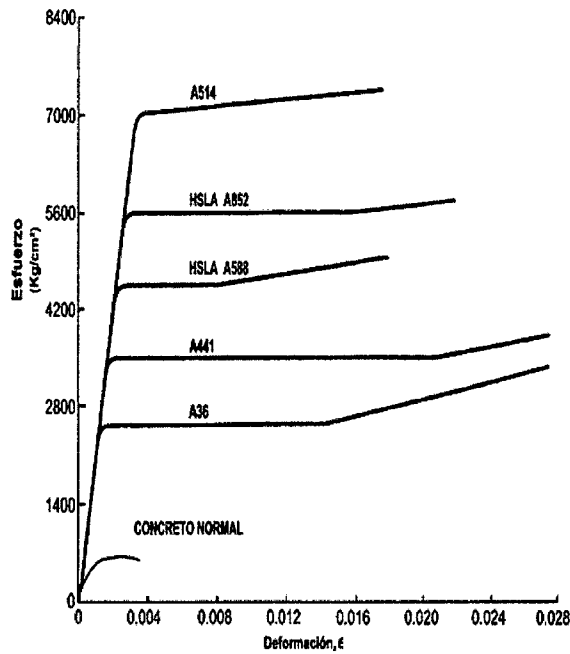


**Figura 2.1:** Curvas típicas esfuerzo – deformación para aceros estructurales (Véase Manual de Diseño de Estructuras de Acero de Roger L. Brockenbrough y Frederick S. Merritt).



Fuente: Figura tomada desde [17]

**Figura 2.2:** Curvas típicas esfuerzo – deformación para aceros estructurales y concreto.



Fuente: Figura tomada desde [17]

Una curva típica de esfuerzo deformación del acero de cada clasificación de acero, que

ilustra el incremento del nivel de esfuerzo proporcionada para las 4 clasificaciones de acero.

La disponibilidad de esta amplia gama de esfuerzos mínimos específicos, así como otras propiedades del material, permite al diseñador seleccionar un material económico que llevará cabo la función requerida para cada aplicación.

Algunos de los aceros más usados de cada clasificación se muestran en la Tabla 2.1, con sus respectivos esfuerzos ..

Estos aceros son soldables, pero los materiales de soldadura y procedimientos para cada acero deben ser de acuerdo con los métodos aprobados. La información de soldadura para cada uno de los aceros está disponible en las publicaciones de la American Welding Society.

### **2.3.1. Aceros de carbono**

Estos aceros tienen como principales elementos de resistencia al carbono y al manganeso en cantidades cuidadosamente dosificadas. Los aceros al carbono son aquellos que tienen los siguientes elementos con cantidades máximas de:

- Carbono 1.7 %
- Manganeso 1.65 %
- Sílice 0.60 %
- Cobre 0.60 %

Estos aceros se dividen en 4 categorías dependiendo del porcentaje de carbono, como sigue:

- Acero de bajo contenido de carbono < 0.15 %
- Acero dulce al carbono 0.15 a 0.29 % (el acero estructural al carbono queda dentro de esta categoría).
- Acero medio al carbono 0.30 a 0.59 %
- Acero con alto contenido de carbono 0.60 a 1.70 %

### **2.3.2. Aceros de alta resistencia y baja aleación**

Existe un gran número de aceros de este tipo clasificados por la ASTM. Estos aceros obtienen sus altas resistencias y otras propiedades por la adición, aparte del carbono y manganeso, de uno a más agentes aleantes como columbio, vanadio, cromo, silicio, cobre, níquel y otros. Se incluyen aceros con fluencia comprendido entre 40 ksi y 70 ksi. Estos aceros tienen mucha mayor resistencia a la corrosión atmosférica que los acero al carbono. El termino baja aleación se usa para describir arbitrariamente aceros en los que el total de elementos aleantes no excede el 5 % de la composición total.[13]

### 2.3.3. Aceros al carbono y Hsla tratados térmicamente

El tratamiento térmico tiene la finalidad de mejorar propiedades físicas y mecánicas, especialmente la dureza, la resistencia y la elasticidad. Ambos aceros al carbono y HSLA pueden ser tratados térmicamente para prever puntos de fluencia en el rango de 50 a 75 ksi.

### 2.3.4. Acero aleados termicamente tratados para la construcción

Aceros que contienen elementos de aleación en exceso de los límites del acero al carbono y son tratados térmicamente para obtener una combinación de alta resistencia y tenacidad son denominados aceros aleados para la construcción. Tienen una resistencia de fluencia de 100 ksi, estos son muy fuertes usados en estructuras en general.[13]

Tabla 2.1: Aceros más usados de cada clasificación

Designación ASTM	Esfuerzo de Fluencia (ksi)	Resistencia de Tensión (ksi)
<b>Aceros al Carbono</b>		
<b>A36</b>	36	58-80
<b>A573</b>		
Grado 58	32	58-71
Grado 65	35	65-77
Grado 70	42	70-90
<b>Aceros de Alta Resistencia y Baja aleación</b>		
<b>A572</b>		
Grado 42	42	60
Grado 50	50	65
Grado 60	60	75
Grado 65	65	80
<b>Aceros HSLA y al carbón tratados térmicamente</b>		
<b>A678</b>		
Grado A	50	70-90
Grado B	60	80-100
Grado C	75	95-115
Grado D	75	90-110

## 2.4. Comportamiento del acero estructural

La combinación de los conceptos de la estática con la mecánica de materiales facilita lo esencial para predecir el comportamiento básico de miembros en el sistema estructural. Miembros estructurales que a menudo se comportan en un camino complicado e incierto. Para analizar el comportamiento de estos miembros y para determinar las relaciones entre cargas externas y el resultado de esfuerzos internos y deformaciones, son necesarias ciertas idealizaciones.

A través de este método, los miembros estructurales son convertidos a tal forma que un análisis de su comportamiento en servicio se convierte en fácilmente posible.

Esta idealización incluye modelos matemáticos que representan el tipo de miembro estructural a ser asumido y las condiciones de soporte estructural. [13]

## 2.5. Diseño con factores de carga Y resistencia (LRFD) Y Diseño por esfuerzos admisibles (ASD)

### 2.5.1. Introducción

La especificación AISC proporciona dos métodos aceptables para diseñar miembros de acero estructural y sus conectores. Estos son el diseño con factores de carga y resistencia (LRFD: Load And Resistance Factor Design) y el diseño por esfuerzos admisibles (ASD: Allowable Strength Design). Ambos procedimientos se basan en los principios del diseño de estados límites, el cual proporciona las fronteras de la utilidad estructural. El término estado límite se usa para describir una condición en la que una estructura o una parte de ella deja de cumplir una función prescrita. Existen dos tipos de estado límite: los de resistencia y los de servicio. Los estados límites de resistencia definen la capacidad de sustentar una carga, incluyendo la fluencia excesiva, la fractura, el pandeo, la fatiga y el movimiento bruto de cuerpo rígido. Los estados límites de servicios definen el comportamiento, incluyendo la deflexión, el agrietamiento, los deslizamientos, la vibración y el deterioro. Todos los estados límites deben evitarse. Hay dos evidencias notorias entre el método LRFD y el ASD. La primera tiene que ver con el método que se usa para calcular las cargas de diseño. La segunda diferencia tiene que ver con el uso de los factores de resistencia ( $\phi$  en el método LRFD) y los factores de seguridad ( $\Omega$  en el método ASD) [8]

### 2.5.2. Filosofía de diseño

El margen establecido entre resistencia y carga en los casos reales tiene como objetivo reducir la probabilidad de falla o de falta de servicio hasta un valor aceptablemente pequeño, dependiendo de las consecuencias de la falla o de la falta de servicio. La pregunta que tenemos es como lograr este objetivo cuando generalmente la información es insuficiente para una descripción matemática completa de la carga o resistencia. El método LRFD es un enfoque; el método ASD es otro. Ambos métodos tienen como objetivo obtener un margen numérico entre la resistencia y la carga que conduzca a una posibilidad aceptablemente pequeña de una respuesta estructural inaceptable. Un factor de seguridad,  $\Omega$ , es un número que generalmente es mayor que 1.0, que se usa en el método ASD. La resistencia nominal para un estado límite dado se divide entre  $\Omega$  y el resultado se compara con la condición aplicable de carga de servicio. Un factor de resistencia,  $\phi$ , es un número que generalmente es menor que 1.0, que se usa en el método LRFD. La resistencia nominal para un estado límite dado se multiplica por  $\phi$

y el resultado se compara con la condición aplicable de carga factorizada.

Debemos recordar la relación entre el factor de seguridad  $\Omega$  y el factor de resistencia  $\phi$ . En general  $\Omega = \frac{1.5}{\phi}$ . (Por ejemplo, si  $\phi = 0.9$ ,  $\Omega$  es igual a  $\frac{1.5}{0.9} = 1.67$  si  $\phi = 0.75$ ,  $\Omega$  es igual a  $\frac{1.5}{0.75} = 2.00$ )

Los factores de carga en la combinación lineal de cargas en un grupo de cargas de servicio no tienen un símbolo estándar en el manual AISC, pero se usará aquí el símbolo  $\gamma$ . Entonces si hacemos

$Q_i$  = Una de N cargas de servicio en un grupo

$\gamma_i$  = Factor de carga asociado con las cargas en el método LRFD

$R_n$  = Resistencia estructural nominal

Entonces para el LRFD

$$\eta \sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (2.4)$$

Y para ASD

$$\sum Q_i \leq \frac{R_n}{F_s} \quad (2.5)$$

## 2.6. Requisitos de diseño

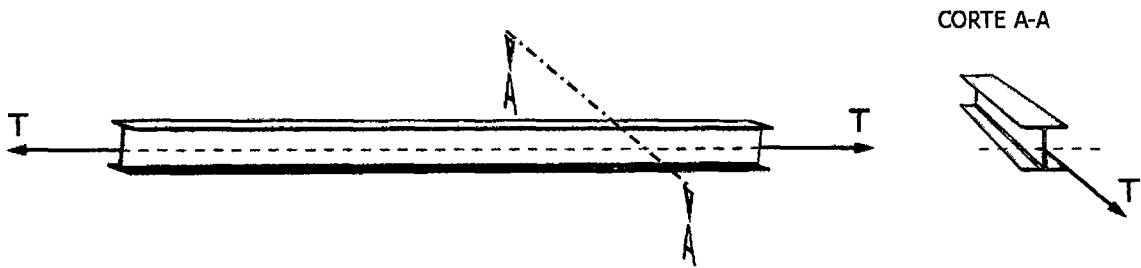
Las especificaciones de Acero, se aplica al diseño de sistemas estructurales en acero, en los cuales los componentes de acero se definen en el *AISC Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges*. Esta Especificación incluye los Símbolos, el Glosario, los capítulos A al M y anexos 1 a 7.

Las especificaciones de AISC, establece criterios para el diseño, la fabricación y el montaje de estructuras de acero estructural.[8]

### 2.6.1. Elementos sometidos a tracción

La Especificación define la Resistencia de Diseño asociada a dos posibles estados límites: Fluencia en el Área Bruta y Fractura en el Área Neta Efectiva. La resistencia del elemento es el menor valor obtenido de considerar los dos estados límites. Para el estado límite de fluencia en la sección bruta (con la idea de prevenir alargamiento excesivo del miembro).[21]

Figura 2.3: Elemento estructural sometido a tracción pura



Fuente: Figura tomada desde [17]

$$\phi_t P_n = \phi_t F_y A_g \quad (2.6)$$

Donde:  
para el método LRFD  $\phi_t = 0.90$

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = \frac{F_y A_g}{\Omega_t} \quad (2.7)$$

Donde:  
para el método ASD  $\Omega_t = 1.67$

Por fractura en la sección neta en la que se encuentren agujeros de tornillos o remaches.

$$\phi_t P_n = \phi_t F_u A_e \quad (2.8)$$

Donde:  
para el método LRFD  $\phi_t = 0.75$

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = \frac{F_u A_e}{\Omega_t} \quad (2.9)$$

Donde:  
para el método ASD  $\Omega_t = 2.00$

$F_u$  : Esfuerzo de tensión mínimo especificado

$A_e$  : Área neta efectiva que se supone resiste la tensión en la sección a través de los agujeros.

Esta área puede ser algo más pequeña que el área neta real,  $A_n$ , debido a las concentraciones de esfuerzo y a otros factores.

Se recomienda una esbeltez mayor a 300.

$$\frac{L}{r_{min}} > 300$$

Para conexiones atornilladas, el área neta efectiva es:

$$A_e = U A_n$$

Y para conexiones soldadas es:

$$A_e = U A_g$$

Donde el factor de reducción U esta dado por:

$$U = 1 - \frac{\bar{X}}{L} \leq 0.9$$

En esta expresión,  $\bar{X}$  es la distancia del centroide del área conectada al plano de la conexión y L es la longitud de la conexión. Si un miembro tiene dos planos simétricamente localizados de conexión,  $\bar{X}$  se mide desde el centroide de la mitad del área más cercana. Con base en los valores promedio de  $1 - \frac{\bar{X}}{L}$  para varios tipos de conexiones de miembro en tensión atornillados, el AISC da valores del factor de reducción U que puede usarse en vez del valor calculado de  $1 - \frac{\bar{X}}{L}$ . Esos valores promedio de U para conexiones atornilladas se basan en dos amplias categorías de conexiones; aquellas con dos sujetadores por línea en la dirección de la carga aplicada y aquellas con tres o más sujetadores por línea. Se dan solo tres valores diferentes; ellos corresponden a las siguientes condiciones:

Para valores W, M y S que tienen una relación ancho a peralte de por lo menos 2/3 (y perfiles T recortados de ellos) y están conectados a través de los patines con por lo menos tres sujetadores por línea en la dirección de la carga aplicada.[8]

$$U = 0.90$$

Para los otros perfiles (incluido los perfiles compuestos) con por lo menos tres sujetadores por línea.

$$U = 0.85$$

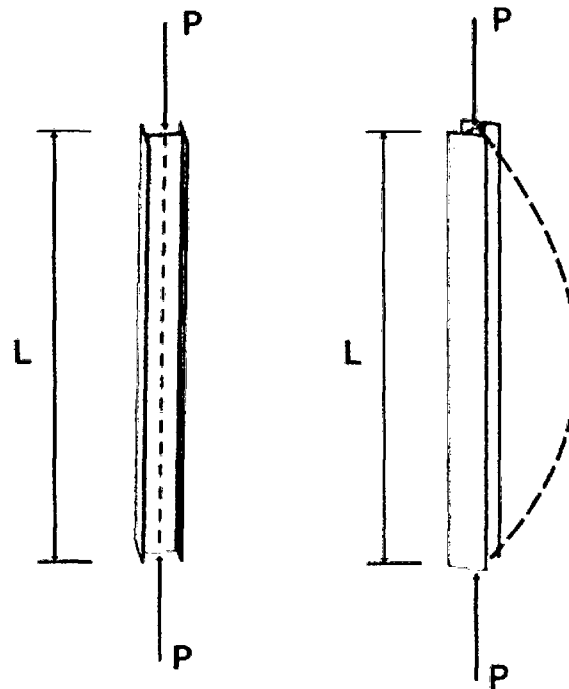
Para todos los miembros con solo dos sujetadores por línea.

$$U = 0.75$$

## 2.6.2. Elementos sometidos a compresión

Los elementos sometidos a compresión son elementos estructurales sometidos sólo a esfuerzos axiales; es decir las cargas son aplicadas a lo largo del eje longitudinal que pasa por el centroide de la sección transversal del miembro. [20]

Figura 2.4: Elemento estructural sometido a compresión pura



Fuente: Figura tomada desde [17]

$$P_u \leq \phi_c P_n \quad (2.10)$$

Donde:  
para el método LRFD  $\phi_c = 0.90$

$$P_u \leq \frac{P_n}{\Omega_C} \quad (2.11)$$

Donde:  
para el método ASD  $\Omega_c = 1.67$

$P_u$  : Suma de las cargas factorizadas.

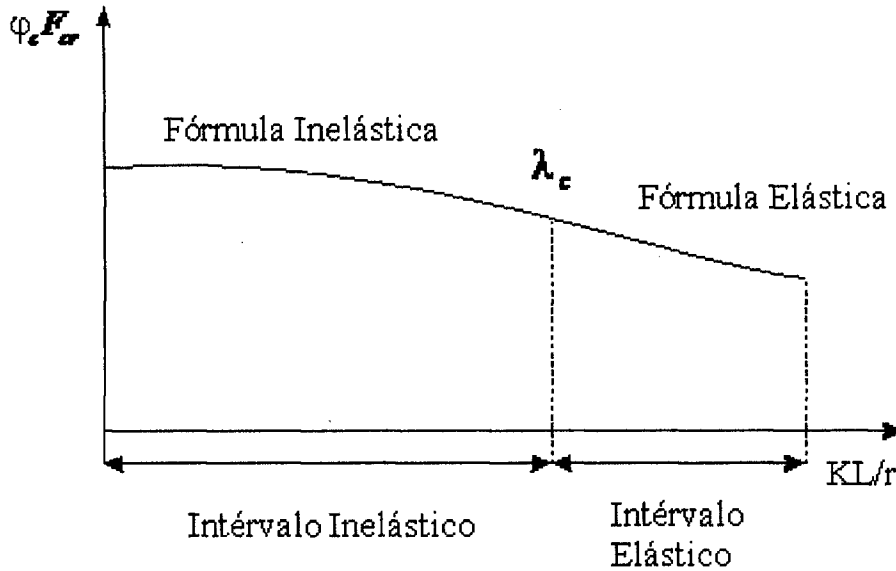
$P_n$  : Resistencia nominal por compresión  $= A_g F_{cr}$

### 2.6.2.1. Estabilidad local

La resistencia correspondiente a cualquier modo de pandeo puede desarrollarse si los elementos de la sección transversal son tan delgados que se presenta un pandeo local.



Figura 2.5: Intervalos a considerar en Compresión Simple.



Fuente: Figura tomada desde [20]

Los valores límites de las razones ancho-espesor están dadas en la Sección AISC B5 “Local Buckling”, donde las secciones están clasificadas en compactas, no compactas y esbeltas, según sea el valor de la razón. Para designar la razón se usa la letra griega  $\lambda$ . Si  $\lambda$  es mayor que el límite  $\lambda_r$  la sección es esbelta y debe tenerse en cuenta el pandeo local. Para perfiles I y H :

Alas o elementos no atiesados:

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{b_f}{2t_f}$$

El límite superior:

$$\lambda_r = \frac{95}{\sqrt{F_y}}$$

Almas o elementos atiesados:

$$\lambda = \frac{h}{t_w}$$

El límite superior:

$$\lambda_r = \frac{253}{\sqrt{F_y}}$$

La resistencia de compresión nominal  $P_n$ , es el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de pandeo por flexión, pandeo torsional y pandeo flexo-torsional.

- Para secciones de simetría doble y secciones de simetría simple se aplica el estado límite de pandeo por flexión.
- Para secciones de simetría simple, secciones asimétricas y ciertas secciones de simetría doble, tales como columnas cruciformes o columnas armadas, los estados

limites de pandeo torsional y flexo-torsional también son aplicables.

### 2.6.2.2. Pandeo por flexión

$$\lambda_c = \frac{kL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

*Columnas elásticas*  $\lambda_c > 1.5$

$$F_{cr} = \frac{0.877}{\lambda_c^2} F_y$$

*Columnas inelásticas*  $\lambda_c > 1.5$

$$F_{cr} = 0.658 \lambda_c^2 F_y$$

Es permitido usar un perfil con la sección transversal que no satisfaga los requisitos de la razón ancho-espesor, pero a tal miembro no se le permite tomar una carga tan grande como a uno que si satisfaga los requisitos. El procedimiento general para efectuar esta investigación es como sigue:

### 2.6.2.3. Pandeo torsional

Este tipo de falla es causada por torsión alrededor del eje longitudinal del miembro. Ella puede ocurrir en miembros con secciones transversales doblemente simétricas con elementos muy esbeltos en su sección. El perfil cruciforme es vulnerable a este tipo de pandeo.

*Constante De Alabeo*  $C_W$

La constante torsional de alabeo  $C_W$  mide la resistencia de un elemento estructural sometido a torsión no uniforme o alabeo torsional. Se utiliza en miembros a compresión para calcular el momento resistente a pandeo en vigas no soportadas lateralmente y a pandeo flexo-torsional.

Para secciones estructurales huecas (HSS) las deformaciones de alabeo son pequeñas y la constante torsional de alabeo se toma generalmente como cero. *Para perfiles con doble simetría (Pandeo Torsional)*

$$F_e = \left[ \frac{\pi^2 E C_W}{(K_z L)^2} + G J \right] \frac{1}{I_X + I_Y}$$

$$\lambda_e = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

Donde:

$I_X$  = Inercia en eje X-X.

$I_Y$  = Inercia en eje Y-Y.

$J$  = Constante torsional.

$G$  = Modulo de corte.

$L$  = Longitud del miembro en compresión.

$K_z$  = Factor de longitud efectiva.

#### 2.6.2.4. Pandeo flexo-torsional

Este tipo de falla es causada por una combinación de pandeo por flexión y pandeo torsional. El miembro se flexiona y tuerce simultáneamente. Este tipo de falla puede ocurrir solo en miembros con secciones transversales asimétricas, tanto en aquellas con un eje de simetría (canales, Tés estructurales, ángulos dobles y ángulos simples de lados iguales) como en aquellas sin ningún eje de simetría (ángulos simples de lados desiguales).

Figura 2.6: Pandeo por Flexión y Pandeo Torsional Combinados.

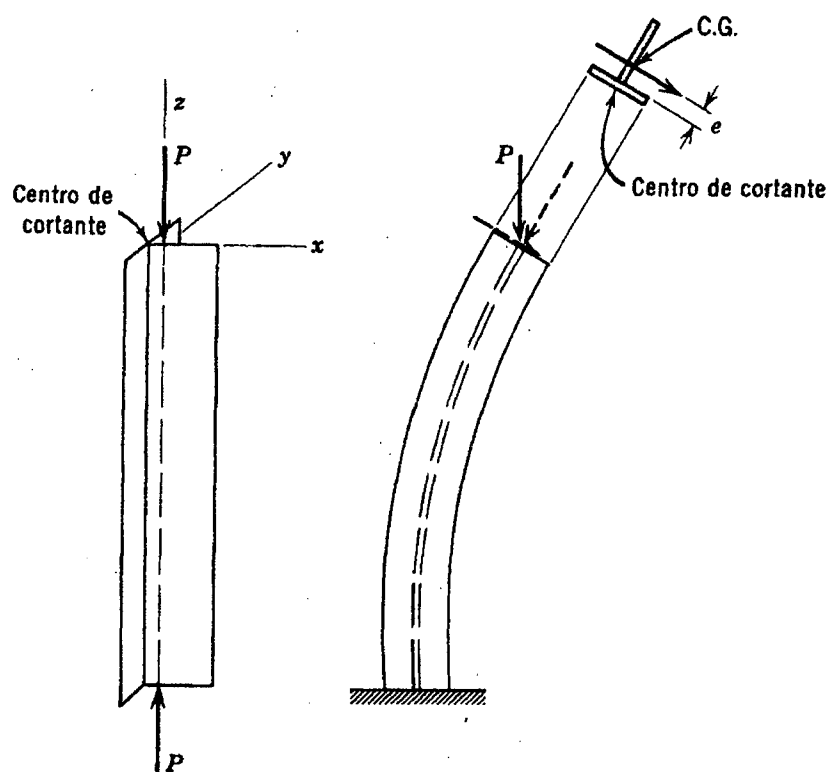


Fig. 9-12 Pandeo por torsión y flexión combinadas.

Fuente: Figura tomada desde [11]

#### *Centro de cortante ( $X_o, Y_o$ )*

El centro de cortante o centro de torsion es el punto en el plano de la sección transversal en donde la torsión ocurre. La localización del centro de cortante es necesaria para calcular la constante torsional de alabeo y la constante monosimétrica. También se utiliza para determinar el efecto estabilizador o desestabilizador de la fuerza gravitatoria aplicada por debajo o por encima del centro de cortante. Las coordenadas del centro de cortante se calculan respecto al centro de gravedad. *Para perfiles con un solo eje de simetría (Pandeo Flexo-torsional)*

$$F_e = \frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey}F_{ez}H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right) \quad (2.12)$$

$$H = 1 - \frac{X_O^2 + Y_O^2}{R_0^2} \quad R_0 = \sqrt{X_O^2 + Y_O^2 + \frac{I_X + I_Y}{A}}$$

Donde:

$X_O, Y_O$  = Coordenadas de centro de cortante.

$R_0$  = Radio de giro

$I_X$  = Inercia en eje X-X.

$I_Y$  = Inercia en eje Y-Y.

$A$  = Area de la sección transversal.

### PARA PERFILES "T"

El procedimiento para analizar por pandeo flexo-torsional ángulos dobles y Tés en la sección E3 del AISC es una modificación del procedimiento dado en el apéndice E3 del AISC. Hay también cambio en la notación:  $F_e$  se vuelve  $F_{cft}$ ,  $F_{ey}$  se vuelve  $F_{cry}$  y  $F_{ez}$  se vuelve  $F_{crz}$ . El esfuerzo  $F_{cry}$  se basa en el pandeo por flexión respecto al eje y. Para obtener

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A\bar{r}_O^2} \quad (2.13)$$

Esta cancelación es justificable porque para ángulos dobles y Tés, el primer término es sumamente pequeño con respecto al segundo término.

$$F_{cft} = \left( \frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H} \right) \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{cry}F_{crz}H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}} \right] \quad (2.14)$$

Este procedimiento para usarse con ángulos dobles y Tes solamente, es más exacto que el procedimiento dado en el Apéndice E3 del AISC.

Es permitido usar un perfil con la sección transversal que no satisfaga los requisitos de la razón ancho-espesor, pero a tal miembro no se le permite tomar una carga tan grande como a uno que si satisfaga los requisitos. El procedimiento general para efectuar esta investigación es como sigue:

- Si la razón ancho-espesor  $\lambda$  es mayor que  $\lambda_r$ , calcule el factor de reducción  $Q$ .

- $\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$

- $\lambda_c Q \leq 1.5$

$$F_{cr} = Q \left( 0.658^{Q\lambda_c^2} \right) F_y \quad (2.15)$$

- $\lambda_c Q > 1.5$

$$F_{cr} = \frac{0.877}{\lambda_c^2} F_y \quad (2.16)$$

- La resistencia de diseño es  $\phi_c P_n = 0.90 A_g F_{cr}$  Para el LRFD y  $\frac{P_n}{\Omega} = \frac{A_g F_{cr}}{1.67}$  Para el ASD

Donde:

Q= 1.0 para miembros sin elementos esbeltos.

Q= Q<sub>s</sub>Q<sub>a</sub> para miembros con secciones de elementos esbeltos.

Los valores de Q<sub>s</sub>,Q<sub>a</sub> se encuentran definidos en las Especificaciones del AISC.

### MIEMBROS COMPUESTOS

Si las propiedades de la sección transversal de un miembro compuesto en compresión son conocidas, su análisis es el mismo que para otro miembro en compresión, siempre que las partes componentes de la sección transversal estén apropiadamente conectadas.

Requisitos de Conexión para Miembros Compuestos formado por Placas y Perfiles. Cuando un miembro compuesto consiste en dos o más perfiles laminados separados entre sí una distancia considerable, deben usar placas para conectar los perfiles. La resistencia de compresión nominal de miembros armados compuestos por dos secciones que están interconectadas. En vez de realizar un análisis más preciso, si el modo de pandeo involucra deformaciones relativas que producen fuerzas de corte en los conectores entre secciones individuales  $\frac{KL}{r}$  debe ser reemplazado por  $\left(\frac{KL}{r}\right)_m$  determinado de la siguiente manera. Para conectores intermedios soldados o con pernos pretensionados:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_0^2 + 0.82 \frac{\alpha^2}{1 + \alpha^2} \left(\frac{a}{r_{ib}}\right)^2} \quad (2.17)$$

Donde:

$\left(\frac{KL}{r}\right)_m$  : Esbeltez modificada de columna para el miembro armado.

$\left(\frac{KL}{r}\right)_0$  : Esbeltez de columna de miembro armado actuando como una unidad en la dirección de pandeo considerado.

a: Distancia entre conectores

r: Radio mínimo

$r_{ib}$ : Radio de giro del componente individual relativo a su eje centroidal paralelo al eje de pandeo del miembro.

$\alpha$ : Razón de separación =  $\frac{h}{2r_{ib}}$

h: Distancia entre centroides de los componentes individuales medida perpendicularmente al eje de pandeo del miembro.

Cuando los conectores son tornillos con apriete ligero.

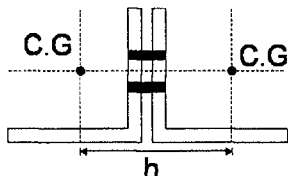
$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_0^2 + \left(\frac{a}{r_i}\right)^2} \quad (2.18)$$

El número de conectores necesarios para el pandeo por flexión respecto al eje X debe ser determinado a partir del requisito de que la esbeltez del elemento del miembro

compuesto entre conectores no debe exceder de las tres cuartas partes de la esbeltez total del perfil compuesto.

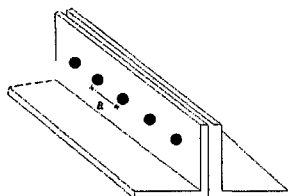
$$\frac{a}{r_i} \leq \frac{3}{4} \frac{KL}{r}$$

Figura 2.7: Distancia entre Centros de Gravedad.



Fuente: Figura tomada desde [20]

Figura 2.8: Distancia entre sujetadores.

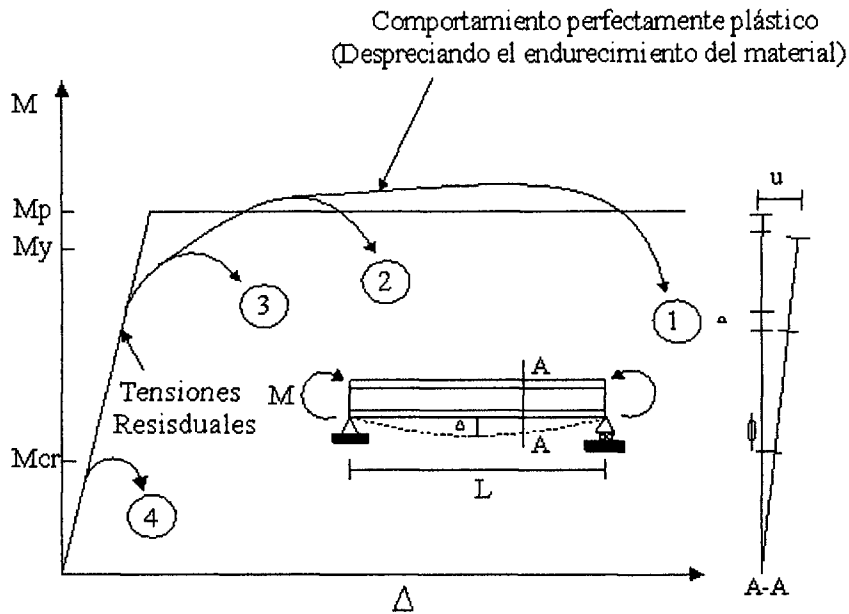


Fuente: Figura tomada desde [20]

### 2.6.3. Elementos sometidos a flexión

El momento resistente de un perfil de acero es igual al momento plástico,  $M_r = M_p$ , cuando las proporciones de los elementos planos de la sección transversal, los arriostramientos laterales, etc., son tales que puedan desarrollarse las deformaciones unitarias correspondientes a la iniciación del endurecimiento por deformación del material sin falla prematura de tipo frágil o por pandeo local o lateral. Estas características permiten la aplicación del concepto de redistribución de momentos y denominar a estas vigas como secciones plásticas (Curva 1). La Curva 2 representa una sección compacta, es decir, libre de pandeo local y que sin embargo no satisface las otras condiciones que se exigen para aplicar el concepto de redistribución de momentos, en consecuencia,  $M_r < M_p$ . La Curva 3 identifica a una sección no compacta puesto que pierde su capacidad de carga prematuramente después del punto de fluencia (falla inelástica) a causa del pandeo local, por lo tanto  $M_r < M_y$ . Finalmente, una sección esbelta (Curva 4) que falla elásticamente por pandeo lateral o pandeo local, es decir,  $M_r < M_{cr}$ .

**Figura 2.9: Momento Resistente.**



Fuente: Figura tomada desde [20]

El diseño de elementos en flexión considera cuatro estados límites: fluencia, pandeo local del ala, pandeo local del alma y pandeo lateral torsional. Las especificaciones distinguen las vigas de las traveses armadas con base en la razón de ancho a espesor del alma.

- Si  $\frac{h}{t_w} \leq \frac{970}{\sqrt{F_y}}$  el miembro debe tratarse como una viga, independientemente de que sea un perfil rolado o compuesto.
- Si  $\frac{h}{t_w} > \frac{970}{\sqrt{F_y}}$  el miembro debe tratarse como trabe armada.

Para vigas, la relación básica entre los efectos de las cargas y la resistencia es:

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

por el metodo LRFD  $\phi_b = 0.90$

$$M_u \leq \frac{M_n}{\Omega_b}$$

por el metodo ASD  $\Omega_b = 1.67$

Donde:

$M_u$ : Combinación gobernante de momentos por medio de cargas factorizadas.

$M_n$ : Resistencia nominal por momentos. La resistencia de diseño  $\phi_b M_n$ ,  $\frac{M_n}{\Omega_b}$  se llama a veces el momento de diseño.

### 2.6.3.1. Estabilidad

Si puede esperarse que una viga permanezca estable hasta la condición plástica total, la resistencia por momento puede tomarse como la capacidad por momento plástico es decir:

$$M_n = M_p \quad (2.19)$$

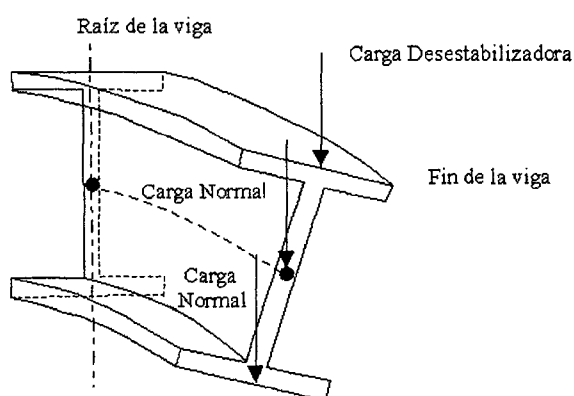
De otra manera  $M_n$  será menor que  $M_p$ .

Igual que en un miembro en compresión, la inestabilidad puede ser en sentido total o bien local.

#### *Pandeo Lateral Torsional*

Cuando una viga se flexiona, la región en compresión (arriba del eje neutro) es análoga a una columna y de manera similar a ésta, se pandeará si el miembro es suficientemente esbelto. Sin embargo, a diferencia de una columna la porción en compresión de la sección transversal está restringida por la porción en tensión y la deflexión hacia afuera (pandeo flexionante) es acompañada de torsión. Esta forma de inestabilidad flexionante se llama pandeo lateral torsionante (PLT). El pandeo lateral torsionante puede ser impedido por arriostramiento lateral de la zona en compresión, preferiblemente del patín en compresión a intervalos suficientemente cortos. La resistencia por momento depende en parte de la longitud no soportada, que es la distancia entre puntos de soporte lateral. Las vigas flectadas que no se encuentran adecuadamente arriostradas, impidiendo su movimiento lateral, pueden sufrir el efecto de pandeo lateral torsional si su resistencia a la torsión y el momento de inercia respecto al eje de inercia, en que estos valores son menores, resultan lo suficientemente pequeños frente al eje perpendicular en que sus valores son máximos [20].

**Figura 2.10:** Pandeo Lateral Torsional



Fuente: Figura tomada desde [20]

#### *Pandeo Local de Ala*

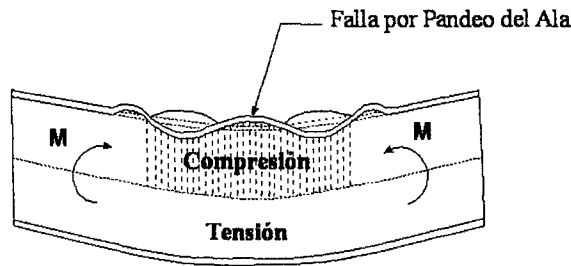
Durante el proceso de flexión, si el ala en compresión es demasiado delgada, la placa puede fallar por pandeo o inestabilidad. Entonces no es posible que la viga desarrolle el Momento Plástico.

#### *Pandeo Local del Alma*

En los puntos donde se apliquen cargas puntuales y en los apoyos se pueden producir



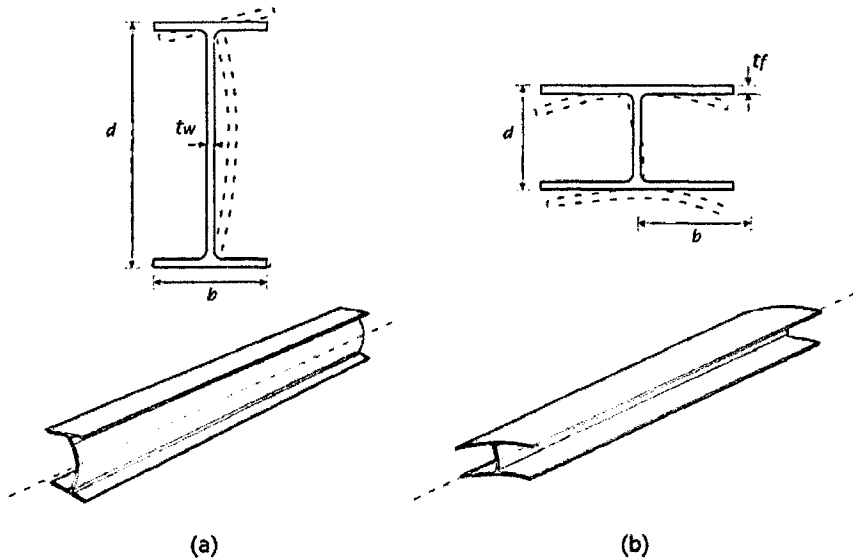
Figura 2.11: Pandeo Local del Ala



Fuente: Figura tomada desde [20]

fallos debidos al aplastamiento del alma; por pandeo localizado en la proximidad de la carga donde se concentran las deformaciones transversales y por pandeo del alma entre las dos alas.

Figura 2.12: Secciones con pandeo local en; a) Alma de la sección, b) Alas de la sección



Fuente: Figura tomada desde [17]

### 2.6.3.2. Resistencia por momento flexionante

Perfil "W"

Si el perfil es compacto revise por pandeo local torsionante como sigue:

Parametros ancho-espesor para flexion:

Patin

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} \quad \lambda_p = \frac{65}{\sqrt{F_y}} \quad \lambda_r = \frac{141}{\sqrt{F_y - 10}}$$

- Si  $L_b \leq L_p$  no hay pandeo lateral torsionante y  $M_n = M_p$  Donde  $M_p = Z_x F_y \leq 1.5 M_y = 1.5 S_x F_y$

$$\frac{Z_x}{S_x} \leq 1.5$$

- Si  $L_p < L_b \leq L_r$  habrá PLT inelástico y  $M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - M_r) \frac{(L_b - L_p)}{(L_r - L_p)} \right] \leq M_p$
- Si  $L_b > L_r$ , habrá PLT elástico y  $M_n = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ + \left( \frac{\pi E}{L_b} \right)^2 I_y C_w} \leq M_p$

Si el perfil es no compacto debido al patín, el alma o ambos, la resistencia nominal será la más pequeña de las resistencias correspondientes al pandeo local del patín, al pandeo local del alma y a pandeo lateral torsionante. [21]

- Pandeo Local del Patín  
Si  $\lambda \leq \lambda_p$ , no hay PLP  
SI  $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ , el patín es no compacto y  $M_n = M_p - (M_p - M_r) \frac{(\lambda - \lambda_p)}{(\lambda_r - \lambda_p)} \leq M_p$
- Pandeo local del Alma  
Si  $\lambda \leq \lambda_p$ , no hay PLP  
SI  $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ , el patín es no compacto y  $M_n = M_p - (M_p - M_r) \frac{(\lambda - \lambda_p)}{(\lambda_r - \lambda_p)} \leq M_p$
- Pandeo Local Torsionante  
 $L_b \leq L_p$  no hay pandeo lateral torsionante y  $M_n = M_p$   
Donde:  $M_p = Z_x F_y \leq 1.5 M_y = 1.5 S_x F_y$

Si  $L_p < L_b \leq L_r$  habrá PLT inelástico y  $M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - M_r) \frac{(L_b - L_p)}{(L_r - L_p)} \right] \leq M_p$

Si  $L_b > L_r$  habrá PLT elástico y  $M_n = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ + \left( \frac{\pi E}{L_b} \right)^2 I_y C_w} \leq M_p$

Donde:

$G$  = Módulo de cortante

$$M_r = F_L S_X = (F_y - 10) S_X$$

$$L_P = \frac{300 r_y}{\sqrt{F_y}}$$

$$L_r = \frac{r_y X_1}{(F_y - 10)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (F_y - 10)^2}}$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_X} \sqrt{\frac{EGJA}{2}}, X_2 = \frac{4C_w}{I_y} \left( \frac{S_X}{GJ} \right)^2$$

*Perfil "T"*

Para vigas compactas no arriostradas lateralmente y para vigas no compactas con secciones "Tee" y doble ángulo en contacto continuo, solamente serán aplicados los estados límites de plastificación y pandeo lateral torsional.

El estado límite de pandeo lateral-torsional no será aplicable a barras flexadas con respecto al eje principal de menor momento de inercia, ni a barras con secciones circulares o cuadradas [21].

- Estado límite de plastificación

$$M_n = M_p = Z_x F_y \leq 1.5 M_y \text{ para tallos en tensión}$$

$$M_n = M_p = Z_x F_y \leq 1.0 M_y \text{ para tallos en compresión}$$

$$M_y = F_y S_x$$

- Límite de pandeo Flexo-torsional

$$M_n = M_{cr} = \frac{\pi \sqrt{EI_y GJ}}{L_b} [B + \sqrt{1 + B^2}]$$

Donde:

$$B = \pm 2.3 \left( \frac{d}{L_b} \right) \sqrt{\frac{I_y}{J}}$$

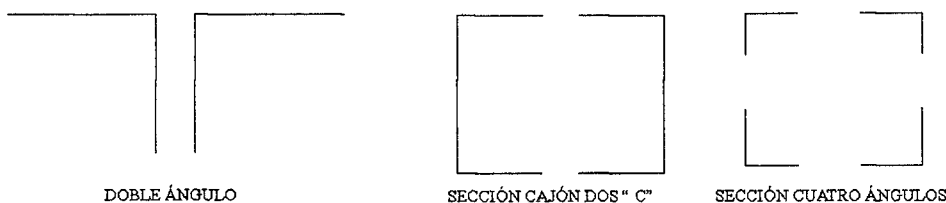
El valor positivo de B aplica cuando el alma está en tracción y el signo aplica cuando el alma está en compresión. Si el extremo del alma está en compresión en cualquier parte a lo largo de la longitud no arriostrada debe ser utilizado el valor negativo de B.

Flexión respecto al eje menor Para perfiles no esbeltos  $\lambda \leq \lambda_r$

$$M_n = M_p = Z_x F_y \leq 1.5 M_y$$

Cuando hay cargas concentradas que son llevadas de una viga a la otra o distribuidas entre las vigas, deberán soldarse o apernarse diafragmas con suficiente rigidez para distribuir la carga entre las vigas. La separación modifica desfavorablemente la relación de esbeltez y por lo tanto su resistencia. Por estos motivos, la resistencia a flexión de secciones compuestas para  $s > 0$  en este trabajo será tomado como el doble de la resistencia de cada perfil individual. Son secciones compuestas, que se genera con la unión de dos o más perfiles individuales, con la finalidad de satisfacer las necesidades estructurales requeridas por el diseñador. En la siguiente figura se observa algunas de las combinaciones más comunes [21].

**Figura 2.13:** Secciones Típicas Compuestas.



Fuente: Figura tomada desde [20]

### Sección Canal

Parámetros ancho-espesor para flexión

Patín

$$\lambda = \frac{b_f}{t_f}, \lambda_p = \frac{65}{\sqrt{F_y}}, \lambda_r = \frac{141}{\sqrt{F_y - 10}}$$

Alma

$$\lambda = \frac{h}{t_w}, \lambda_p = \frac{640}{\sqrt{F_y}}, \lambda_r = \frac{970}{\sqrt{F_y}}$$

Si el perfil es compacto revise por pandeo local torsionante como sigue:

- Si  $L_b \leq L_p$  no hay pandeo lateral torsionante y  $M_n = M_p$  Donde  $M_p = Z_x F_y \leq 1.5 M_y = 1.5 S_x F_y$

$$\frac{Z_x}{S_x} \leq 1.5$$

- Si  $L_p < L_b \leq L_r$  habrá PLT inelástico y  $M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - M_r) \frac{(L_b - L_p)}{(L_r - L_p)} \right] \leq M_p$

- Si  $L_b > L_r$ , habrá PLT elástico y  $M_n = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ + \left( \frac{\pi E}{L_b} \right)^2 I_y C_w} \leq M_p$

Si el perfil es no compacto debido al patín, el alma o ambos, la resistencia nominal será la más pequeña de las resistencias correspondientes al pandeo local del patín, al pandeo local del alma y a pandeo lateral torsionante.

- Pandeo Local del Patín

Si  $\lambda \leq \lambda_p$ , no hay PLP

SI  $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ , el patín es no compacto y  $M_n = M_p - (M_p - M_r) \frac{(\lambda - \lambda_p)}{(\lambda_r - \lambda_p)} \leq M_p$

- Pandeo local del Alma

Si  $\lambda \leq \lambda_p$ , no hay PLP

SI  $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ , el patín es no compacto y  $M_n = M_p - (M_p - M_r) \frac{(\lambda - \lambda_p)}{(\lambda_r - \lambda_p)} \leq M_p$

- Pandeo Local Torsionante

$L_b \leq L_p$  no hay pandeo lateral torsionante y  $M_n = M_p$

Donde:  $M_p = Z_x F_y \leq 1.5 M_y = 1.5 S_x F_y$

Si  $L_p < L_b \leq L_r$  habrá PLT inelástico y  $M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - M_r) \frac{(L_b - L_p)}{(L_r - L_p)} \right] \leq M_p$

Si  $L_b > L_r$  habrá PLT elástico y  $M_n = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ + \left( \frac{\pi E}{L_b} \right)^2 I_y C_w} \leq M_p$

Donde:

$G$  = Módulo de cortante

$$M_r = F_L S_X = (F_y - 10) S_X$$

$$L_P = \frac{300r_y}{\sqrt{F_y}}$$

$$L_r = \frac{r_y X_1}{(F_y - 10)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (F_y - 10)^2}}$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_X} \sqrt{\frac{EGJA}{2}}, \quad X_2 = \frac{4C_W}{I_y} \left(\frac{S_X}{GJ}\right)^2$$

### 2.6.3.3. Resistencia por cortante

La resistencia por cortante de una viga debe ser suficiente para satisfacer la relación

$$V_u \leq \phi_v V_n \quad (2.20)$$

Donde:

para el método LRFD  $\phi_c = 0.90$

$$V_u \leq \frac{V_n}{\Omega_b} \quad (2.21)$$

Donde:

para el método ASD  $\Omega_c = 1.67$

$V_u$ : Fuerza cortante máxima basada en la combinación gobernante de cargas factorizadas.

$V_n$ : Resistencia nominal por cortante.

Para  $\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_y}}$ , no hay inestabilidad del alma.

$$V_n = 0.6 F_y A_w$$

Para  $\frac{418}{\sqrt{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq \frac{523}{\sqrt{F_y}}$ , puede ocurrir pandeo inelástico del alma.

$$V_n = 0.6 F_y A_w \frac{418}{\frac{h}{t_w}}$$

Para  $\frac{523}{\sqrt{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 260$ , el estado límite es el pandeo elástico del alma.

$$V_n = \frac{132000 A_w}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2}$$

$A_w$ : Area del alma dtw

$d$ : peralte tota de la viga

Si  $\frac{h}{t_w}$  es mayor que 260 se requieren atiesadores del alma y deben entonces consultarse a las especificaciones del Apéndice F2 (o del Apéndice G para trabes armadas).

En *secciones compuestas* la fuerza cortante se verificara cada perfil componente con la mitad de las fuerzas que soliciten la sección compuesta, es decir, se usarán las resistencias dadas para los perfiles individuales.

La resistencia de diseño por flexión y corte deberá complementarse con la verificación por flecha producida por las cargas de servicio.

#### 2.6.3.4. Deflexión

Además de ser segura, una estructura debe tener buenas propiedades de servicio. Una estructura con buenas propiedades de servicio es una que funciona satisfactoriamente, sin causar ninguna incomodidad o percepciones de inseguridad a los ocupantes o usuarios de la estructura. Para una viga esto usualmente significa que las deformaciones, principalmente la deflexión vertical, deben ser limitadas. Una deflexión excesiva es usualmente una indicación de que se trata de una viga muy flexible, que puede conducir a problemas de carácter vibratorio.

Las deflexiones es un estado límite de servicio, no de resistencia, por lo que las deflexiones deben siempre calcularse con cargas de servicio.

#### 2.6.4. Elementos compuestos

La construcción compuesta emplea a los miembros estructurales formados de dos materiales: acero estructural y concreto reforzado. El comportamiento compuesto se logra al conectar la viga de acero a la losa de concreto reforzado que ella soporta de manera que las dos partes actúen como una unidad. Este comportamiento unificado es posible sólo si el deslizamiento horizontal entre las dos componentes es impedido. Esto puede lograrse si la fuerza cortante horizontal en la interfaz es resistida por los dispositivos de conexión, conocidos como conectores de cortante.

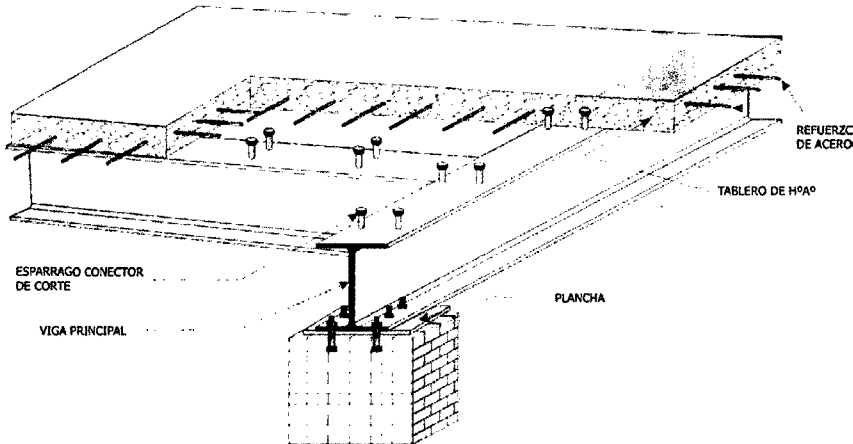
$$f_s = \frac{E_s}{E_c} f'_c \quad (2.22)$$

Donde:  $E_c$  : Módulo de elasticidad del concreto.  $n = \frac{E_s}{E_c}$  : Razón modular

El módulo de elasticidad del concreto:

$E_c = W_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$  Donde:  $W_c$  : Peso unitario del concreto lb/ft<sup>3</sup>  $f'_c$  : Resistencia de compresión del concreto a los 28 días kips/in<sup>2</sup> El concreto de peso normal pesa aproximadamente 145 lb/ft<sup>3</sup>

**Figura 2.14:** Viga compuestas, con conectores de fuerza cortante.



Fuente: Figura tomada desde [17]

*Momento Flexionante Después Del Fraguado* En la mayoría de los casos, la resistencia nominal por flexión se alcanzara cuando toda la sección transversal de acero fluya y el concreto sea aplastado en compresión. Las especificaciones AISC dan la resistencia de diseño para momentos positivo como  $\phi_b M_n$ , o la resistencia admisible de flexión positiva,  $M_n/\Omega_b$ , debe ser determinada por el estado límite de fluencia como sigue:

$$\phi_b = 0.90 \text{ (LRFD)} , \Omega_b = 1.67 \text{ (ASD)}$$

Para perfiles con almas compactas es decir  $\frac{h}{t_w} \leq \frac{640}{\sqrt{F_y}}$ ,  $M_n$  se obtiene de la distribución plástica del esfuerzo. Para perfiles con almas no compactas  $\frac{h}{t_w} > \frac{640}{\sqrt{F_y}}$   $M_n$  se obtiene de la distribución elástica del esfuerzo correspondiente a la primera fluencia del acero. Para determinar cuál de los tres casos gobierna, calcule la menor de las resultantes de compresión.

1.  $A_s F_y$
2.  $0.85 f'_c A_c$
3.  $\sum Q_n$

$A_s$ : Área transversal del perfil de acero

$A_c$ : Área de concreto (tb)

$\sum Q_n$ : Resistencia total por cortante de los conectores de cortante.

Cada posibilidad representa una fuerza cortante horizontal en la interfaz entre el acero y el concreto. Cuando la primera posibilidad gobierna, el acero está siendo utilizado plenamente y ENP está en el concreto. La segunda posibilidad corresponde al concreto que se emplea plenamente y ENP está en el acero. La tercera gobierna sólo cuando hay menos conectores de cortante que los requeridos para un comportamiento compuesto total, así resulta un comportamiento compuesto parcial. [8]

### **Construcción No Apuntalada**

Hasta que el concreto ha endurecido y alcanzado su resistencia de diseño (por lo menos

el 75 % de su resistencia por compresión a los 28 días), no puede tenerse un comportamiento compuesto, y el peso de la losa debe ser soportado por algún otro medio. Una vez que el concreto ha endurecido, la acción compuesta es posible, y todas las cargas aplicadas subsecuentemente serán resistidas por la viga compuesta. Si no se usa apuntalamiento, el perfil de acero debe soportar no solo su peso propio, sino también el peso de la losa durante el periodo de endurecimiento. Una vez alcanzado el comportamiento compuesto, las cargas adicionales, muertas y vivas, serán soportadas por la viga compuesta. [8]

**No Apuntalada: Antes Que El Concreto Ha Endurecido**

La sección del AISC requiere que cuando no se proporcione un apuntalamiento temporal, el perfil de acero solo debe tener resistencia suficiente para resistir todas las cargas aplicadas antes de que el concreto alcance el 75 % de su resistencia. La resistencia se calcula de manera usual, con base a las especificaciones del Capitulo F de las Especificaciones. Si no se proporciona soporte lateral la longitud  $L_b$  debe tomarse en cuenta y el pandeo lateral torsionante puede gobernar la resistencia por flexión. [8]

**No Apuntalada: Despues Que El Concreto Ha Endurecido**

Después que se ha alcanzado el comportamiento compuesto, todas las cargas subsecuentemente aplicadas serán soportadas por la viga compuesta. Sin embargo, en la falla, todas las cargas serán resistidas por el par interno correspondiente a la distribución del esfuerzo en la falla. La sección compuesta debe, entonces, tener la resistencia adecuada para resistir todas las cargas, incluidas aquellas aplicadas a la viga de acero antes de que el concreto haya endurecido.

**Conectores De Cortante** La fuerza cortante horizontal por transmitirse entre el concreto y el acero es igual a la fuerza de compresión  $C$  en el concreto. Denotamos esta fuerza cortante horizontal por  $V_h$  esta fuerza está dada por el menor de las cantidades  $A_s F_y$ ,  $0.85 f'_c A_c$  o  $\sum Q_n$ . Si  $A_s F_y$  o  $0.85 f'_c A_c$  gobierna se tendrá acción compuesta total y el número de cortantes necesarios entre los puntos de momento nulo y momento máximo es:

$$N_1 = \frac{V_h}{Q_n}$$

Donde  $Q_n$  es la resistencia nominal por cortante de un conector. Los  $N_1$  conectores deben espaciarse de manera uniforme dentro de la longitud donde ellos son requeridos. Para conector de cortante tipo perno de cabeza redonda:

$$Q_n = 0.5 A_{SC} \sqrt{f'_c E_c} \leq A_{sc} F_u \quad (2.23)$$

$A_{SC}$ : Área transversal del conector ( $\text{in}^2$ )

$f'_c$  Resistencia por compresión a los 28 días del concreto (ksi)

$E_c$  : Módulo de elasticidad del concreto (ksi)

$F_u$  :Mínima resistencia por tensión del conector (ksi)

**Longitud Efectiva De Losa**

Para Vigas Interiores, el ancho efectivo será tomado como el menor valor de: 1/4 de luz efectiva del tramo. 12 veces el espesor de la losa, mas el mas el mayor valor de el espesor del alma o 1/2 acho del ala superior de la viga. El espaciamiento promedio de las vigas adyacentes.



Para Vigas Exteriores, el ancho efectivo será tomado como 1/2 del ancho efectivo de la viga interior adyacente, más el menor de: 1/8 de la luz efectiva del tramo. 6 veces el espesor de la losa, mas el mayor valor 1/2 del espesor del alma o 1/4 ancho del ala superior de la viga El ancho del volado.

### 2.6.5. Vigas – Columnas

Si bien muchos miembros estructurales pueden tratarse como columnas cargadas de manera axial o como vigas con solo carga de flexión, la mayoría de las vigas y columnas están sometidas, en cierto grado, a la flexión y a la carga axial. Esto se cumple para las estructuras estáticamente indeterminadas. [8]

Para  $\frac{P_u}{P_c} \geq 0.2$

$$\frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \right) \leq 1 \quad (2.24)$$

Para  $\frac{P_u}{P_c} < 0.2$

$$\frac{P_u}{2P_c} + \left( \frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \right) \leq 1 \quad (2.25)$$

$P_u$  : Resistencia requerida a la tensión axial

$P_c$  : Resistencia nominal a la tensión axial  $\phi_c P_n$  o resistencia admisible a la tensión  $P_n/\Omega_c$

$M_u$  : Resistencia requerida a la flexión

$M_c$  Resistencia nominal a la flexión  $\phi_c P_n$  o resistencia admisible a la flexión  $P_n/\Omega_c$

### 2.6.6. Conexiones

Las conexiones de miembros estructurales de acero son de suma importancia. Una conexión inadecuada, que puede ser el eslabón débil de una estructura, ha sido la causa de numerosas fallas estructurales. La falla de los miembros estructurales es rara, la mayoría de las fallas estructurales son el resultado de conexiones pobremente diseñadas o detalladas. Hay dos diferencias significativas entre miembros sujetos a tensión y los sujetos a compresión:

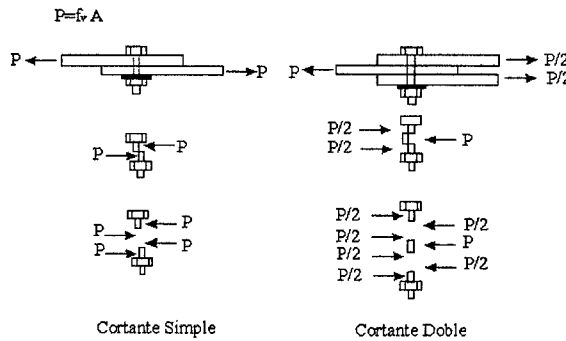
1. Las cargas de compresión tienden a pandearla a la pieza fuera del plano de las cargas.
2. La presencia de agujeros para remaches o pernos en los miembros sujetos a tensión, reduce el área disponible para resistir a las cargas, pero en los miembros sujetos a compresión se considera que los remaches o pernos llenan los agujeros y el área total queda disponible para resistir la carga.[8]

### 2.6.6.1. Tipos de solicitaciones de los sujetadores

#### 1. Conexiones A Cortante:

- Fallas del sujetador
- Fallas de la parte conectada

**Figura 2.15:** Tornillos sujetos a Cortante.

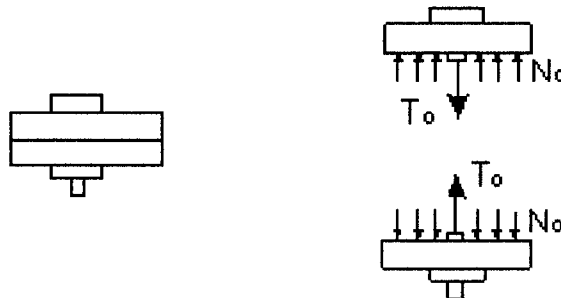


Fuente: Figura tomada desde [20]

#### 2. Conexiones A Tensión:

Cuando se aplica una carga de tensión a un tornillo sin tensión inicial, la fuerza de tensión en el tornillo es igual a la carga aplicada. Sin embargo, si el tornillo es pretensionado, una gran parte de la carga aplicada se emplea para aliviar la compresión o la fuerza de apriete sobre las partes conectadas, según ha sido determinado por Kulak, Fisher y Struik (1987). La Figura 2.6 presenta la conexión de un colgante que consiste en un perfil estructural T atornillado al patín inferior de un perfil W y sometido a una carga de tensión después de la aplicación de la carga

**Figura 2.16:** Tornillos sujetos a Tensión Pura



Fuente: Figura tomada desde [20]

#### 3. Conexiones A Cortante Y Tensión Combinados: Modos de Falla

En la mayoría de las situaciones en las que un tornillo está sometido a cortante y tensión, la conexión está cargada excéntricamente. Sin embargo, en algunas conexiones simples los sujetadores están en un estado de carga combinado. La

Figura 2.6 muestra un segmento de T estructural conectado al patín de una columna con el fin de unir un miembro de arriostramiento. Este último miembro está orientado de tal manera que la línea de acción de la fuerza del miembro pasa por el centro de gravedad de la conexión. La componente vertical de la carga someterá los sujetadores a cortante y la componente horizontal generará tensión (con la posible inclusión de fuerzas de apalancamiento). Como la línea de acción de la carga actúa a través del centro de gravedad de la conexión, puede suponerse que cada sujetador toma una porción igual de cada componente. Como en otros casos de carga combinada, puede usarse el enfoque de una fórmula de interacción. Las resistencias por cortante y por tensión para tornillos tipo aplastamiento se basan en los resultados de pruebas y pueden tomarse de la curva elíptica de interacción mostrada en la Figura La ecuación de esta curva es:

$$R_n = F_{nt}' A_b$$

$$\phi = 0,75 \text{ (LRFD)}, \Omega = 2,00 \text{ (ASD)}$$

$$\left[ \frac{P_u}{(\phi R_n)_t} \right]^2 + \left[ \frac{V_u}{(\phi R_n)_v} \right]^2 = 1.0$$

$$\left[ \frac{\Omega P_u}{(R_n)_t} \right]^2 + \left[ \frac{\Omega V_u}{(R_n)_v} \right]^2 = 1.0$$

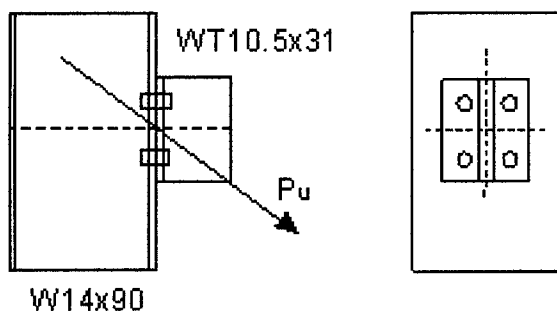
$P_u$ : Carga de tensión factorizada sobre el tornillo.

$R_{nt}$ : Resistencia del tornillo en tensión.

$V_u$ : Carga cortante factorizada sobre el Tornillo.

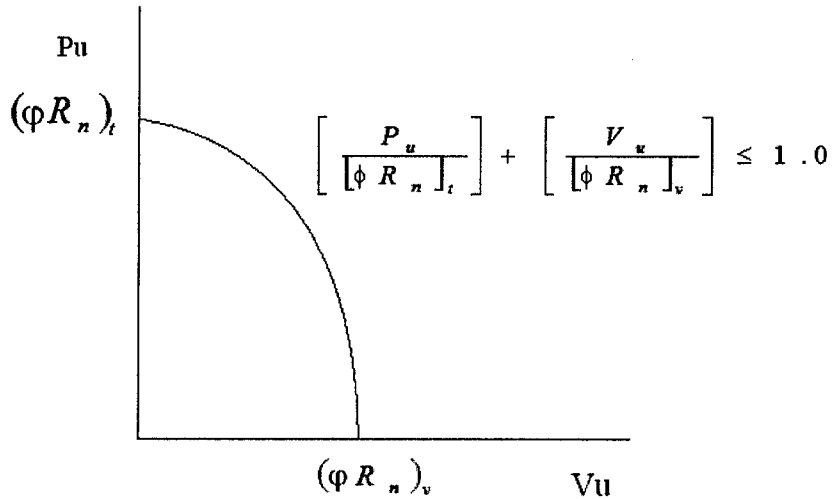
$R_{nv}$ : Resistencia por cortante en el tornillo.

**Figura 2.17:** Tornillos sujetos a Tensión Pura



Fuente: Figura tomada desde [20]

**Figura 2.18:** Tornillos Curva de Iteración Tensión y Cortante



Fuente: Figura tomada desde [20]

Las especificaciones AISC reducen la resistencia por cortante crítico al deslizamiento para este caso. Del Apéndice J del AISC, la resistencia por cortante crítico al deslizamiento debe multiplicarse por el factor:

Para el método LRFD

$$\left[ 1 - \frac{T_u}{1.13T_b N_b} \right] \quad (2.26)$$

Para el método ASD

$$\left[ 1 - \frac{1.5T_a}{1.13T_b N_b} \right] \quad (2.27)$$

Donde:

$T_u$ : Fuerza de tensión debida a la combinación de cargas LRFD (es decir  $p_u/N_b$ )

$T_b$ : Tensión mínima en el sujetador, tal como se da en la tabla J3.1. AISC.

$T_a$ : Fuerza de tensión debida a la combinación de cargas ASD (es decir  $p_a/N_b$ ).

$N_b$ : Número de tornillos en la conexión.

### 2.6.6.2. Conexiones atornilladas

#### ***Resistencia Por Aplastamiento Y Requisitos De Espaciamiento Y Distancias De Borde***

La resistencia por aplastamiento es independiente del tipo de sujetador porque el esfuerzo en consideración es sobre la parte conectada y no sobre el sujetador. Por esta razón la resistencia por, aplastamiento así como los requisitos por espaciamiento o

separación, que son también independientes del tipo de sujetador serán considerados antes que la resistencia por cortante y tensión de los tornillos.[8]

- $L_c \leq 2d$

$$\phi R_{STR} = 0.75 (1.2L_c t F_u) \text{ (LRFD)}$$

$$R_{STR}/\Omega = (1.2L_c t F_u/2) \text{ (ASD)}$$

- $L_c < 2d$

$$\phi R_{STR} = 0.75 (2.4dt F_u) \text{ (LRFD)}$$

$$R_{STR}/\Omega = (2.4dt F_u/2) \text{ (ASD)}$$

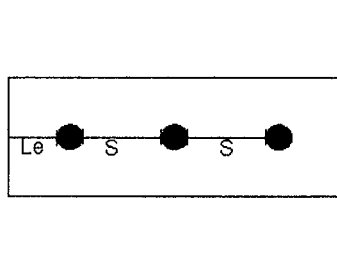
Separación Y Distancias A Bordes Mínimos; En Cualquier Dirección, Ya Sea En La Línea De La Fuerza O Transversal A La Línea De La Fuerza.

$s \leq 2 \frac{2}{3}d$  (se recomienda 3d)

$L_e \geq$  valor de la Tabla J3.4 del AISC

Para perfiles de un solo ángulo y ángulo doble las distancias usuales de gramil, dadas en la Parte 9 de Manual, Volumen II, pueden usarse en vez de esos mínimos.

**Figura 2.19:** Separación entre Tornillos y al Borde.



Fuente: Figura tomada desde [20]

**Tabla 2.2:** Mínima Distancia De Borde (in)

Diámetro Nominal Tornillo (in)	Para bordes rolados de placas, perfiles o barras o bordes cortados a gas ( c)	
	Para bordes cizallados	
1/2	7/8	3/4
5/8	1 1/8	7/8
3/4	1 1/4	1
7/8	1 1/2 (d)	1 1/8
1	1 3/4 (d)	1 1/4
1 1/8	2	1 1/2
1 1/4	2 1/4	1 5/8
Mayor a 1 1/4	1 3/4 x Diámetro	1 1/4 X Diámetro

$h = d + \frac{1}{16}$  !  $d$  : Diámetro del tornillo

Para los agujeros más cercanos al borde

$$L_c = L_e - \frac{h}{2}$$

Para los otros agujeros

$$L_c = s - \frac{h}{2}$$

***Resistencia Por Cortante De Tornillos De Alta Resistencia***

La resistencia por cortante de los tornillos A325 y A490 es  $\phi$ , donde el factor de resistencia  $\phi$  es 0.75. Para el método de LRFD, para el método de ASD  $\Omega$  es 2 La resistencia nominal por cortante de los tornillos de alta resistencia está dada por el esfuerzo cortante último multiplicado por el área nominal del tornillo.

$$\phi R_{str} = \phi F_v A_b (LRFD) \tag{2.28}$$

$$R_{str}/\Omega = F_v A_b / \Omega (ASD) \tag{2.29}$$

Donde:

$$A_b = \pi \frac{d^2}{4}$$

**Tabla 2.3:** Resistencia Por Cortante De Tornillos

Sujetador	Resistencia Nominal Por Cortante $R_n = F_v A_b$
A325 ,roscas en el plano de corte	$48A_b$
A325, roscas no en el plano de corte	$60A_b$
A490 roscas en el plano de corte	$60A_b$
A490, roscas no en el plano de corte	$75A_b$

***Conexiones críticas al deslizamiento***

Una conexión con tornillos de alta resistencia se clasifica como conexión crítica al deslizamiento o bien como conexión tipo aplastamiento. En algunos tipos de estructuras, sobre todo en los puentes, la carga sobre las conexiones puede sufrir muchos ciclos de inversión de esfuerzos. En tales casos, la fatiga de los sujetadores puede volverse crítica si se permite que la conexión se deslice con cada inversión y es, entonces aconsejable usar una conexión crítica al deslizamiento.[8]

La resistencia por deslizamiento crítico de una conexión está dada por:

$$\phi R_{str} = \phi 1.13 \mu T_m N_b N_s \tag{2.30}$$

$\phi=1$  para el LRFD

$$R_{str}/\Omega = 1.13\mu T_m N_b N_s / \Omega \quad (2.31)$$

$\Omega=1.5$  para el ASD

Dónde:

$\mu$ : Coeficiente de deslizamiento medio (coeficiente de fricción estática)=0.33  $T_m$ : Tensión mínima en el sujetador de la tabla J3.1 AISC

$N_b$ : Número de tornillos en la conexión.

$N_s$ : Número de planos de deslizamiento (planos de corte).

Una superficie de clase A esta libre de óxidos de hierro formados durante la producción del acero. Con esta estipulación, la resistencia de diseño por deslizamiento critico para un tornillo en cortante simple es:

$$\phi R_{str} = 0.373 T_m \text{kips}$$

**Tabla 2.4:** Tension Minima En Tornillos (Kips)

Tamaño del Tornillo (in)	Tornillos A325	Tornillos A490
1/2	12	15
5/8	19	24
3/4	28	35
7/8	39	49
1	51	64
1 1/8	56	80
1 1/4	71	102
1 3/8	85	121
1 1/2	103	148

Resistencia tensión ultima mínima igual a 0.70, redondeado más cercano a kip, como especifica en especificaciones ASTM para tornillos A490 con UNC discusiones

### 2.6.6.3. Conexiones soldadas

La soldadura estructural es un proceso por medio del cual las partes por conectarse son calentadas y fundidas, con metal fundido de aportación agregado a la junta. El proceso de soldadura por arco metálico protegido (SAMP), la corriente forma un arco a través de una abertura entre el electrodo y el metal base, que al calentar las partes conectadas deposita parte del electrodo en el metal base fundido. Un recubrimiento especial sobre el electrodo se vaporiza y forma una capa gaseosa protectora que impide que el metal fundido se oxide antes de que se solidifique.[8]

#### *Soldadura se filete*

El diseño y el análisis de las soldaduras de filete se basan en la suposición de que la sección transversal de la soldadura es un triangulo rectángulo a 45°. El tamaño de un filete de soldadura se denota por w y es la longitud de uno de los dos lados iguales de esta sección transversal idealizada. Los tamaños estándar de las soldaduras se

especifican con incrementos de 1/16". Aunque una longitud de soldadura puede cargarse en cualquier dirección en cortante, compresión o tensión, un filete de soldadura es más débil en cortante y siempre se supone que falla de esta manera. La resistencia nominal de diseño de la soldadura puede escribirse como:

$$\phi R_n = \phi 0.707 w L F_w \text{ (LRFD)}$$

$$R_n / \Omega = \frac{0.707 w L F_w}{\Omega} \text{ (ASD)}$$

La resistencia de un filete de soldadura depende del metal de aportación usado, es decir está en función del tipo de electrodo. La resistencia del electrodo se define como resistencia última en tensión con resistencias:

$$E70XX: \phi F_w = 0.75 [0.60 (70)] = 31.5 \text{ Ksi}$$

$$E80XX: \phi F_w = 0.75 [0.60 (80)] = 36.0 \text{ Ksi}$$

$$t \phi F_{BM} = 0.54 t F_y \tag{2.32}$$

El diseño práctico de las conexiones soldadas requiere considerar detalles como los tamaños y las longitudes máximas y mínimas de soldadura.

*Tamaño mínimo.* El tamaño mínimo permitido es una función del espesor de la parte más gruesa conectada y se da en la tabla J2.4 AISC.

#### 2.6.6.4. Placas de nudo

Se emplean para conectar elementos estructurales entre sí cuando las dimensiones impiden las uniones directas de ellos. Las dimensiones de la placa de nudo dependen de los requisitos geométricos de la conexión:

- Que puedan colocarse los tornillos y/o soldaduras.
- Que existe un espaciamiento aceptable entre agujeros.
- Que exista una distancia aceptable del agujero a los extremos, etc.

En general solo el grueso o espesor de la placa de nudo ( $t$ ) se basa en consideraciones de resistencia. El espesor  $t$  se determina verificando:

- Aplastamiento de la placa contra los tornillos.
- Esfuerzo Máximo en la sección de Whitmore.

$$t \geq \frac{P_u}{0.9 F_y L_e} \tag{2.33}$$

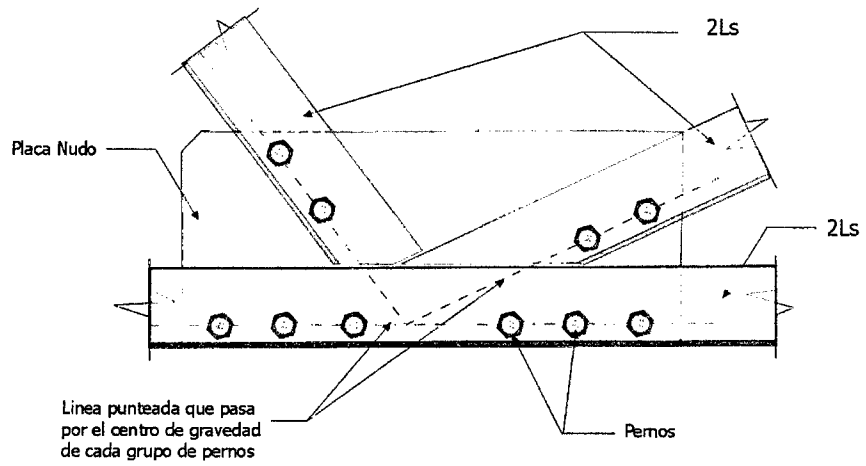
- Falla por cortante y Tensión combinadas.
- Falla por pandeo debida a carga axial en compresión



### *Los pernos y uniones trabajan solamente a tracción y a corte*

1. Se determina el grado y tamaño de los pernos que se van a utilizar.
2. Se detallan las conexiones extremas de las diagonales de la armadura. Una diagonal debe tener por lo menos la mayor porción de sus extremos perpendiculares a la línea de trabajo. Las esquinas de la diagonal deben estar tan cerca como sea posible de las cubreplacas de la cuerda y de las verticales. Los pernos para la unión a una cartela de conexión deben centrarse con respecto al eje neutro del miembro.
3. Se determina el contorno de la cartela de conexión. Este paso está influenciado principalmente por las conexiones diagonales. Se selecciona un espesor  $t$  de la cartela de conexión para satisfacer los siguientes criterios como se ilustra en la Figura ??
  - Las cargas para las cuales se conecta una diagonal pueden descomponerse en fuerzas horizontales y verticales a la línea A-A. se induce un esfuerzo cortante a lo largo de la sección bruta de la línea A-A a través de la última línea de pernos. Este esfuerzo igual a las suma de las componentes horizontales de las diagonales (si están actúan en la misma dirección) no debe exceder cierto límite.
  - Supóngase que el esfuerzo de conexión transmitido a la cartela de conexión por una diagonal se extiende sobre la placa dentro de las líneas que divergen hacia afuera formando un ángulo de  $30^\circ$  con eje del miembro desde el primer perno en cada fila exterior de pernos, como se indica por la trayectoria 1-5-6-4. Entonces, el esfuerzo en la sección perpendicular al eje de la diagonal en la última fila de pernos (a lo largo de la línea 5-6) e incluida entre esas líneas divergentes, no debe exceder  $F_y$  límite sobre la sección neta en las diagonales a tensión y  $F_a$  en las diagonales a compresión.
4. Se determina el tamaño de las perforaciones estándar y las distancias desde los extremos del miembro.

**Figura 2.20:** Secciones Típicas de diseño para una cartela de conexión



Fuente: Figura tomada desde [17]

# Capítulo III: Puente Reticular

## 3.1. Generalidades

En ingeniería estructural, un Puente Reticular es a base de celosías. Una celosía es una estructura reticular de barras rectas interconectadas en nudos formados por triángulos planos (en celosías planas) o pirámides tridimensionales (en celosías espaciales). El interés de este tipo de estructuras es que las barras trabajan predominantemente a compresión y tracción presentando también flexión.[20]

Una cercha es una celosía de canto variable a dos aguas.

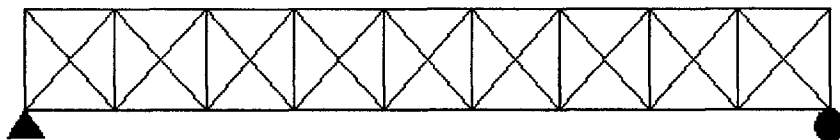
## 3.2. Tipos de puente reticular

De acuerdo con el uso y disposición de las cargas conviene una u otra tipología o disposición de montantes verticales y diagonales. Algunas de las tipologías más usadas se conocen por el nombre propio de las personas que las patentaron o estudiaron en detalle por vez primera.

En las celosías horizontales con cargas gravitatorias verticales generalmente el cordón superior (conjunto de barras horizontales o inclinadas situadas más arriba) está sometido a esfuerzos de compresión, mientras que el cordón inferior está sometido a esfuerzos de tracción. En cambio, los montantes y las diagonales presentan más variabilidad. Según la inclinación de las diagonales a uno u otro lado pueden estar todas traccionadas, todas comprimidas, con compresiones y tracciones alternas, o con una distribución de esfuerzos aún más compleja. El esfuerzo de los montantes a su vez suele ser contrario al de las diagonales adyacentes, aunque esto no es una regla general.

Celosía Long, este tipo de celosía debe su nombre a Stephen H. Long (1784-1864), y tiene su origen hacia 1835. Los cordones superior e inferior horizontales se unen mediante montantes verticales todos ellos arriostrados por diagonales dobles.[20]

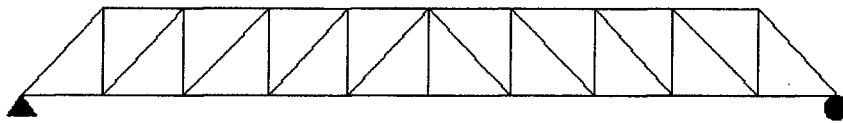
**Figura 3.21:** Esquema de Celosía Long



Fuente: Figura tomada desde [20]

*Celosía Howe*, fue patentada en 1840 por William Howe, aunque ya había sido usada con anterioridad. Se usó mucho en el diseño de celosías de madera, está compuesta por montantes verticales entre el cordón superior e inferior. Las diagonales se unen en sus extremos donde coincide un montante con el cordón superior o inferior (formando triángulos). Con esa disposición las diagonales están sometidas a compresión, mientras que los montantes trabajan a tracción.

**Figura 3.22:** Esquema de Celosía Howe

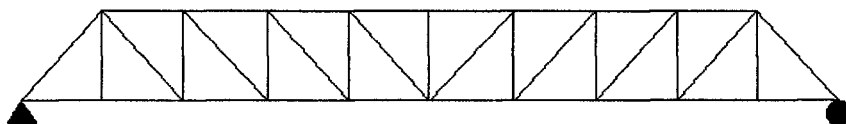


Fuente: Figura tomada desde [20]

Esta tipología no constituye un buen diseño si toda la celosía es del mismo material. Históricamente se usó mucho en la construcción de los primeros puentes de ferrocarril. Con la disposición Howe se lograba que los elementos verticales que eran metálicos y más cortos estuviera traccionados, mientras que las diagonales más largas estaban comprimidas, lo cual era económico puesto que los elementos metálicos eran más caros y con la disposición Howe se minimizaba su longitud.

*Celosía Pratt*, Originalmente fue diseñada por Thomas y Caleb Pratt en 1844, representa la adaptación de las celosías al uso más generalizado de un nuevo material de construcción de la época: el acero. A diferencia de una celosía Howe, aquí las barras están inclinadas en sentido contrario (forman triángulos), de manera que las diagonales están sometidas a tracción mientras que las barras verticales están comprimidas.

**Figura 3.23:** Esquema de Celosía Pratt



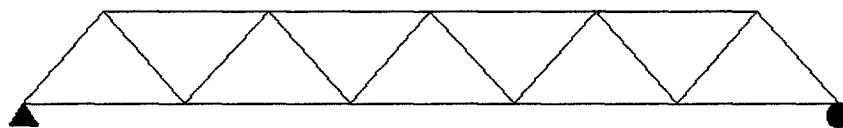
Fuente: Figura tomada desde [20]

Eso representa ventajas si toda la celosía es de acero, ya que los elementos traccionados no presentan problemas de pandeo aunque sean largos mientras que los sometidos a compresión si pueden presentar pandeo, lo que obliga a hacerlos de mayor espesor. Puesto que el efecto del pandeo es proporcional a la longitud de las barras interesa que los elementos más cortos sean los que sufren la compresión. La celosía Pratt puede presentar variaciones, normalmente consistentes en barras suplementarias que van desde las diagonales hasta el cordón superior, dichas barras son usadas para reducir la longitud efectiva de pandeo.

*Celosía Warren*, fue patentada por los ingleses James Warren y Willboughby Monzoni en 1848. El rasgo característico de este tipo de celosías es que forman una serie de triángulos isósceles (o equiláteros), de manera que todas las diagonales tienen la misma

longitud. Típicamente en una celosía de este tipo y con cargas aplicadas verticales en sus nudos superiores, las diagonales presentan alternativamente compresión y tracción. Esto, que es desfavorable desde el punto de vista resistente, presenta en cambio una ventaja constructiva. Si las cargas son variables sobre la parte superior de la celosía (como por ejemplo en una pasarela) la celosía presenta resistencia similar para diversas configuraciones de carga.

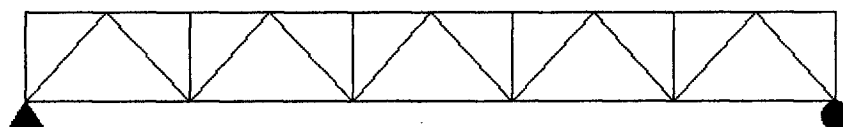
**Figura 3.24:** Esquema de Celosía Warren



Fuente: Figura tomada desde [20]

Entre las variaciones más comunes está el uso de doble celosía Warren y la inclusión de montantes.

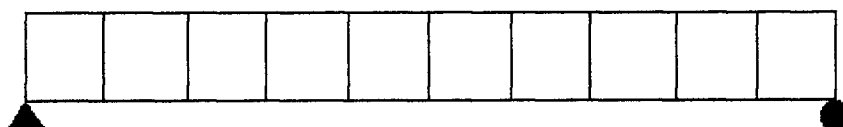
**Figura 3.25:** Esquema de Celosía Warren con Montantes Intercalados



Fuente: Figura tomada desde [20]

La *pseudocelosía Vierendeel*, en honor al ingeniero belga A. Vierendeel, tiene como características principales las uniones obligatoriamente rígidas y la ausencia de diagonales inclinadas. De esta manera, en una (pseudo)celosía Vierendeel, no aparecen formas triangulares como en la mayoría de celosías, sino una serie de marcos rectangulares. Se trata por tanto de una estructura empleada en edificación por el aprovechamiento de sus aperturas.

**Figura 3.26:** Esquema de Viga Vierendeel



Fuente: Figura tomada desde [20]

Otros, existen otros tipos de estructuras de celosía o cerchas tales como: Abanico, Armadura K., Bailey, Barril, Bollman, Bowstring, Doble Invertida, Fink, Multipanel, Pennsylvania.

### 3.3. Criterios para el pre-dimensionamiento

Debido a las muchas variables en las fórmulas de interacción, el diseño de elementos sometidos a distintas solicitaciones es esencialmente un proceso de tanteos. Se selecciona un perfil de prueba y luego se revisa si éste satisface la fórmula de interacción gobernante.

#### 3.3.1. Cargas

##### 3.3.1.1. Cargas permanentes

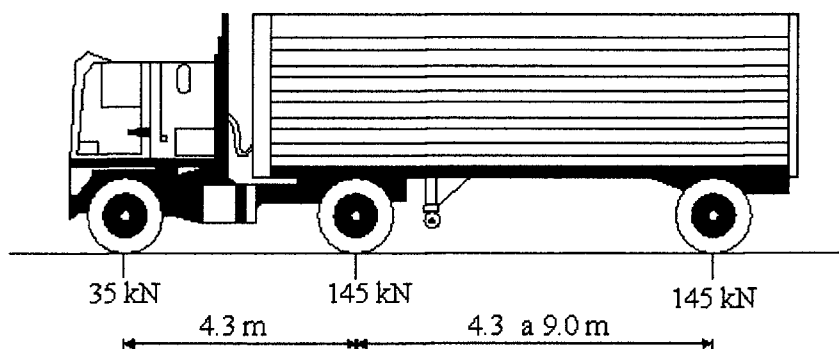
Son aquellas que permanecen en el puente por un periodo de tiempo largo, inclusive durante su vida de servicio. Por lo que respecta a la carga muerta, en LRFD se hace una diferenciación. Esta se desglosa en la carga muerta de componentes estructurales y aditamentos no estructurales (DC), y en la carga muerta de superficies de rodamiento (DW), mientras que en ASD no existe tal diferenciación.[16]

##### 3.3.1.2. Carga viva

El modelo de carga viva considerado en LRFD consiste en una combinación de un camión o un tandem de diseño, dependiendo de cuál ocasione el mayor efecto, y un carril de diseño. El modelo de carga viva surge de un estudio del Buró de Investigación del Transporte (1990) (TRB: Transportation Research Board). Por otra parte, es importante hacer notar que las cargas que conforman el modelo de carga viva de LRFD, no están destinadas a modelar cualquier vehículo o combinación de vehículos, sino espectros de carga y sus efectos asociados. La carga viva considerada en ASD consiste en un camión o un carril de diseño, dependiendo de cuál ocasione el mayor efecto.

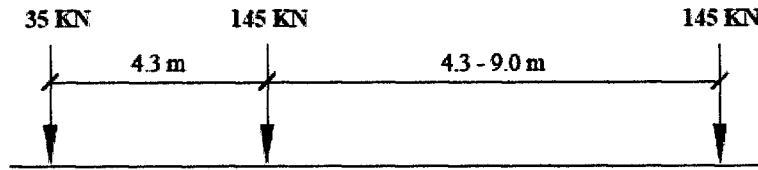
Camión de diseño.- La designación para el camión de diseño en LRFD es HL-93. Representa al típico camión semi-trailer, el cual es básicamente igual al camión HS20-44 especificado para ASD .[16]

Figura 3.27: Camión de Diseño



Fuente: Figura tomada desde [2]

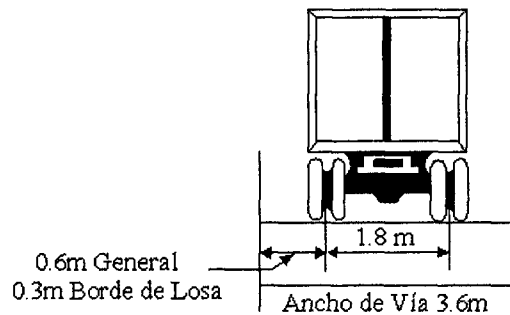
**Figura 3.28:** Tren de carga, camión de diseño HL-93 y HS20-44



Fuente: Figura tomada desde [16]

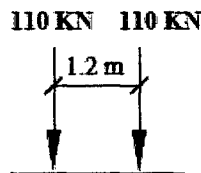
*Tandem de diseño.*- Consiste en dos ejes, cada uno de 110 kN, separados una distancia de 1.2 m.

**Figura 3.29:** tandem de diseño



Fuente: Figura tomada desde [16]

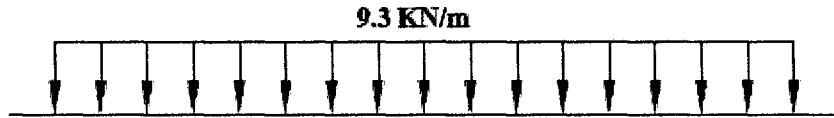
**Figura 3.30:** Tren de carga, tandem de diseño



Fuente: Figura tomada desde [16]

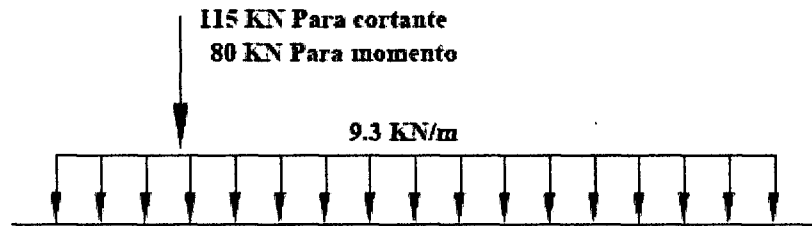
*Carril de diseño.*- Consiste de una carga uniformemente distribuida y se asume que ocupa un ancho de 3 m. (10 ft) transversalmente. Su intensidad es invariante para ASD, y LRFD, con la única diferencia de que el carril de diseño para LRFD no requiere de ninguna carga concentrada, la cual es igual 80 kN (18000 lb) para momento, y 115 kN (26000 lb) para cortante en ASD. [16]

Figura 3.31: Carril de diseño LRFD



Fuente: Figura tomada desde [16]

Figura 3.32: Carril de diseño ASD

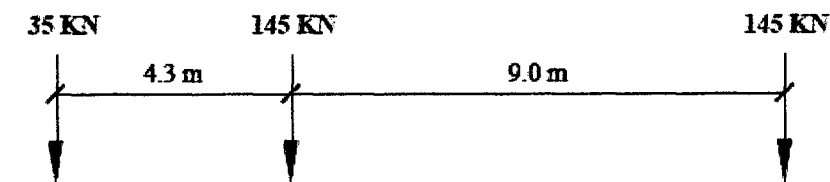


Fuente: Figura tomada desde [16]

### 3.3.1.3. Carga de fatiga

La resistencia de algunos componentes de un puente es sensible a esfuerzos repetitivos o de fatiga. Cuando la carga es cíclica, el nivel de esfuerzos que pudiera provocar la fractura por fatiga puede ser significativamente menor que el esfuerzo nominal de fluencia. El esfuerzo de fatiga se relaciona con el rango de esfuerzos producidos por la carga viva y con el número de ciclos de esfuerzo bajo condiciones de carga de servicio. En el caso de LRFD, debido a que la mayoría de los camiones no exceden los límites legales de peso, sería conservador utilizar el modelo de carga viva completo. Esto significa que se debe usar una carga menor para estimar el rango de esfuerzos producidos por la carga viva, para lo cual, la carga de fatiga se define como un camión de diseño con una separación entre ejes de 9 m y con un factor de carga de 0.75; además se debe incluir el incremento por carga vehicular dinámica (IM), asumiendo que el puente sólo estará cargado en un carril. [16]

Figura 3.33: Tren de carga, carga de fatiga



Fuente: Figura tomada desde [16]

El promedio del efecto de carga debido a los vehículos de estudio, utilizados para la calibración de LRFD, fue de 75 % del momento debido al camión de diseño (Nowak,



1993); de ahí el uso de un factor de carga de 0.75.

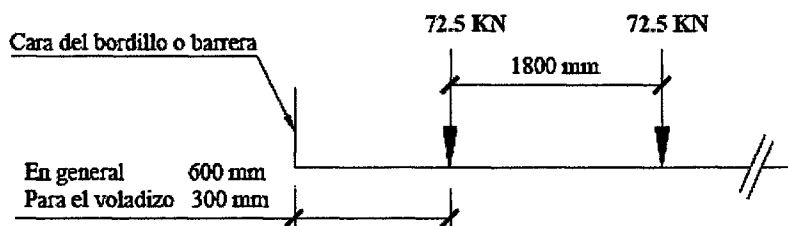
En la filosofía ASD, no se considera ninguna carga de fatiga; la recomendación estriba en que al revisar por fatiga, la carga viva no debe exceder el camión de diseño HS20-44.

#### 3.3.1.4. Carga en el tablero

Las recomendaciones para el posicionamiento de la carga de eje para el diseño del tablero permanecen invariantes. La única diferencia se encuentra cuando se diseña el voladizo. En el caso de LRFD, el voladizo se deberá diseñar para ser capaz de soportar eventos extremos, tales como la colisión de vehículos.

El tablero se debe diseñar para el mayor efecto. En el caso de LRFD, se deberá considerar el camión o el tandem de diseño, aunque en la mayor parte de los casos predomina el camión de diseño; en ASD se deberá considerar el camión de diseño. Para localizar la ubicación del máximo momento positivo, se deben dibujar las líneas de influencia de momento. [16]

Figura 3.34: Posicionamiento de la carga de eje para el diseño del tablero de losa



Fuente: Figura tomada desde [16]

#### 3.3.1.5. Carga en barreras

En el caso de LRFD, las barreras deben ser diseñadas para ser capaces de resistir eventos extremos, tales como colisiones de vehículos, de tal manera que si ocurriera alguna falla, ésta se encuentre en la barrera, ya que resulta más sencillo reparar la barrera que el voladizo. Se definen niveles de prueba en función de la ubicación del puente. A cada nivel de prueba le corresponden fuerzas de diseño y longitudes de distribución. El nivel de prueba más general es el TL-4 con una fuerza transversal de diseño de 240 KN, con una longitud de distribución de 1.07 m.

La carga de diseño para barreras en ASD es de 44.5 KN y se asume que estará distribuida en una longitud de 1.5 m; el diseño de las mismas debe ser realizado por ASD.[16]

#### 3.3.1.6. Cargas sobre veredas, barandas y sardineles.

##### *Sobrecargas en veredas*

Las veredas y los elementos que a soportan deberá diseñarse para una sobrecarga de 3.5 kN/m<sup>2</sup> actuando en los tramos que resultan desfavorables en cada caso y simultáneamente con las cargas vivas debidas al peso de los vehículos. Se exceptúan de los

puentes no urbanos cuyas veredas tengan anchos menores que 0.60m, para las cuales no será necesario considera esta sobrecarga.[16] **Fuerzas sobre los sardineles.** Los sardineles serán diseñados para resistir una fuerza lateral no menor que 7,5 kN por metro de sardinel, aplicada al tope del sardinel o a una elevación de 0.25m sobre el tablero si el sardinel tuviera mayor altura.[16]

### 3.3.1.7. Variaciones de temperatura

La temperatura de referencia será la temperatura ambiente promedio durante las 48 horas antes del vaciado del concreto o antes de la colocación de aquellos elementos que determinan la hiperestaticidad de la estructura. Rangos de Temperatura En ausencia de información más precisa, los rangos de temperatura serán los indicados en la Tabla 3.5[2]

**Tabla 3.5:** Rangos de Temperatura ( $^{\circ}\text{C}$ ).

Material	Costa	Sierra	Selva
Concreto Armado o preesforzado	10 $^{\circ}\text{C}$ a 40 $^{\circ}\text{C}$	-10 $^{\circ}\text{C}$ a +35 $^{\circ}\text{C}$	10 $^{\circ}\text{C}$ a +50 $^{\circ}\text{C}$
Acero	5 $^{\circ}\text{C}$ a 50 $^{\circ}\text{C}$	-20 $^{\circ}\text{C}$ a +50 $^{\circ}\text{C}$	10 $^{\circ}\text{C}$ a +60 $^{\circ}\text{C}$
Madera	10 $^{\circ}\text{C}$ a 40 $^{\circ}\text{C}$	-10 $^{\circ}\text{C}$ a +35 $^{\circ}\text{C}$	10 $^{\circ}\text{C}$ a +50 $^{\circ}\text{C}$

#### *Gradiente de temperatura*

En superestructuras de concreto o de acero con tablero de concreto, se supondrá un gradiente de temperatura, adicionalmente a los cambios de temperatura especificados.[2][19]

**Tabla 3.6:** Temperaturas que definen Gradientes ( $^{\circ}\text{C}$ ).

Región	Sin Asfalto		5 cm Asfalto		10 cm Asfalto	
	T1	T2	T1	T2	T1	T2
Costa	40	15	35	15	30	15
Sierra	40	5	35	5	30	5
Selva	50	20	45	20	40	20

### 3.3.1.8. Cargas de viento

Las cargas ocasionadas por el viento son de naturaleza dinámica pero para facilitar el diseño se utilizan aproximaciones con cargas estáticas equivalentes. La mayor parte de las estructuras pueden utilizar este procedimiento y solo en casos especiales se requiere un análisis dinámico. [2] [19]

Las presiones originadas por el viento se supondrán proporcionales a la velocidad de viento al cuadrado. Para puentes con una altura de 10m o menos, medida desde el nivel de agua o desde la parte más baja del terreno, se supondrá que la velocidad del viento

es constante. Las velocidades a alturas mayores serán determinadas mediante:

$$V_z = CV_{10}Ln\left(\frac{z}{z_o}\right) \geq V_{10} \quad (3.34)$$

Donde:

$V_z$ : Velocidad del viento (km/h) a la altura  $z$

$V_{10}$ : Velocidad de referencia, correspondiente a  $z=10m$

$z$ : Altura por encima del nivel del terreno o del agua (m)

$C, z_o$ : Constantes dadas en la tabla siguiente.

**Tabla 3.7:** Coeficientes de Presión de Viento.

Condición	Pueblos Abiertos	Suburbanos	Ciudad
$C$ (km/h)	0.33	0.38	0.485
$z_o$ (m)	0.07	0.3	0.8

Presiones Horizontales sobre la estructura

$$P = P_B \left(\frac{V_z}{100}\right)^2 \quad (3.35)$$

$P$ : presión de viento (kN/m)

$P_B$ : Presión básica correspondiente a una velocidad de 100 km/h, dada en la siguiente tabla.

**Tabla 3.8:** Coeficientes de Barlovento y Sotavento.

Componente Estructural	Presión por Barlovento (kN/m <sup>2</sup> )	Presión por Sotavento (kN/m <sup>2</sup> )
Armaduras, columna y arcos	1.5	0.75
Vigas	1.5	NA
Superficies de pisos Largos	1.2	NA

### 3.3.1.9. Cargas de sismos

En el Procedimiento General se usará los periodos espectrales de PGA (0.0s), SS (0.2s) y S1 (1.0s) para 5% de amortiguamiento crítico, con los cuales se puede elaborar espectros de diseño como se especifica en el artículo 2.4.3.11.3 del manual de puentes. Dichos periodos se determinarán con los mapas de isoaceleración obtenidos para un suelo tipo roca B que consideran 7% de probabilidad de excedencia en 75 años de exposición sísmica (equivalente a un periodo de retorno de 1000 años).

Cuando se realice el análisis en dos direcciones ortogonales, los efectos máximos en cada elemento serán estimados como la suma de los valores absolutos obtenidos para

el 100 % de la fuerza sísmica en una dirección y 30 % de la fuerza sísmica en dirección perpendicular.[2] [19]

***Coefficiente de Aceleración***

Para periodos menores o iguales a  $T_0$ , el coeficiente sísmico elástico para el movimiento  $m$ th de vibración,  $C_{sm}$ , será tomado como: .[2] [19]

$$C_{sm} = A_s + (S_{DS} - A_s) (T_m/T_0) \quad (3.36)$$

Donde:

$$A_s = F_{pga}PGA$$

$$S_{DS} = F_a S_S$$

$T_0$  = periodo de referencia usado para definir la figura espectral = 0.2  $T_s$  (s)

$T_s$  = esquina del periodo en el cual los cambios de espectro de ser independiente del periodo pasa a ser inversamente proporcional al periodo =  $SD_1/SDS$  (s)

Para periodos mayores o iguales a  $T_0$  y menores o iguales a  $T_s$ , el coeficiente de respuesta sísmico elástico será tomado como:

$$C_{sm} = S_{DS}$$

Para periodos mayores que  $T_s$ , el coeficiente de respuesta sísmico elástico se tomará como:

$$C_{sm} = S_{DS}/T_m$$

En el cual:

$$S_{D1} = F_v S_1$$

Donde:

$S_1$  = coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal en 0.1 segundo de periodo sobre roca (Sitio clase B)

### 3.3.2. Carril de tránsito y diseño

A cada uno de los carriles que el Ingeniero desea alojar en el puente, se le llama “carril de tránsito”, generalmente son de un ancho de 3.6 m.

El carril de diseño, es una designación usada por el Ingeniero de Puentes para la ubicación de la carga viva. El ancho y la ubicación pueden o no ser las mismas que el carril de tráfico; generalmente se usa un ancho de 3.0 m (10 ft). El número de carriles de diseño se define tomando la parte entera del cociente del ancho de vía entre 3.6 m. El ancho de vía es la distancia entre barreras, y en el caso de que los carriles de tránsito sean menores a 3.6 m. de ancho, el número de carriles de diseño será igual al número de carriles de tránsito y su ancho será igual al ancho de los carriles de tránsito.

Las definiciones de carril de tránsito y carril de diseño permanecen invariantes en las dos filosofías.[16]

### 3.3.3. Factor de presencia múltiple

Los vehículos pueden estar presentes en carriles adyacentes en puentes con múltiples carriles de diseño. Sin embargo, es poco probable que tres carriles adyacentes se encuentren cargados con la carga de diseño. Este factor se refiere a la probabilidad de ocurrencia de tener carriles de diseño simultáneamente cargados; el máximo efecto de carga viva se deberá determinar considerando cada posible combinación del número de carriles cargados.

Cuando se realice el diseño de vigas, los factores de presencia múltiple ( $m$ ) afectarán a los factores de distribución de carga. En LRFD, cuando se está revisando el estado límite de fatiga, no se debe hacer uso de estos factores. En el caso de tener un carril de diseño cargado se tiene un valor mayor que la unidad. Este valor resulta de la calibración estadística de LRFD, la que se basó en pares de vehículos en lugar de un sólo vehículo. Por consiguiente, cuando un sólo vehículo esté en el puente, éste puede ser más pesado que un par vehículos y todavía puede tener la misma probabilidad de ocurrencia, en contraste con la recomendación de ASD que asigna la unidad para el caso de un carril de diseño cargado.

Para más de dos carriles de diseño cargados, los factores de presencia múltiple de ASD son más conservadores que la recomendación de LRFD.[16]

**Tabla 3.9:** Factores de presencia múltiple,  $m$

Número de carriles de diseño	Factor de presencia múltiple, $m$	
	<i>ASD</i>	<i>LRFD</i>
<i>1</i>	<i>1</i>	<i>1.2</i>
<i>2</i>	<i>1</i>	<i>1</i>
<i>3</i>	<i>0.9</i>	<i>0.85</i>
<i>Mayor a 3</i>	<i>0.75</i>	<i>0.65</i>

### 3.3.4. Factores de distribución de carga

Por varios años el ASD ha empleado los factores de distribución. En el caso más general el factor de distribución de carga se expresa como:

$$g = \frac{S}{D}$$

Dónde:

$g$  = Factor de distribución (número de líneas de rueda cargadas por viga).

$S$  = Separación entre vigas (mm).

$D$  = Constante, dependiente del tipo de puente y del número de carriles de diseño cargados.

Esta manera de estimar el factor de distribución de carga resulta muy simple y fácil de aplicar, pero no siempre proporciona buenas estimaciones en la carga soportada por una viga. Zoakie et al. (1991) y Nowak (1993) demostraron que esta formulación subestima los efectos de carga para vigas con poca separación, y los sobrestima cuando la separación entre vigas es grande. Los factores de distribución en LRFD, son el resultado de un trabajo de investigación realizado por Zoakie et al. (1991) basado en el estudio de puentes simplemente apoyados, y su uso está limitado a puentes que cumplan los siguientes requisitos:

- Sección transversal constante.
- El número de vigas debe ser mayor o igual a cuatro.
- Las vigas son paralelas y tienen aproximadamente la misma rigidez.
- El ancho del voladizo no debe exceder de 0.91 m. (10 ft.)
- La curvatura en el plano debe ser pequeña.
- La sección transversal es consistente con las secciones mostradas en la Tabla 4.6.2.2.1-1 del Reglamento AASHTO LRFD Bridge Design Specifications Fifth Edition-2010.

En el caso de tener solo tres vigas, se aplica la “Regla de nivel”, la que básicamente es una distribución estática de la carga basada en la hipótesis de que el tablero está simplemente apoyado sobre las vigas, excepto la viga exterior, la que se considera continua con el voladizo; éste es un método de análisis conservador. Existe una diferenciación en LRFD para los factores de distribución de carga por momento y cortante, éstos ya incluyen el factor de presencia múltiple salvo el caso de un número de vigas menor a cuatro, en tal caso se aplicará la “Regla de nivel” para obtener el factor de distribución de carga y posteriormente se afectará el mismo por el factor de presencia múltiple. Para la elección del factor de distribución de carga adecuado se debe establecer en primera instancia el tipo de vigas, el tipo de sección transversal y cumplir con el rango de aplicación correspondiente. Para el factor de distribución de carga para momento en la viga interior se tiene el siguiente rango de aplicación:

$$1100 \leq S \leq 4900$$

$$110 \leq t_s \leq 300$$

$$6000 \leq L \leq 73000$$

$$N_b \geq 4$$

$$4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$$

Una vez que se verifica el rango de aplicación, LRFD propone las expresiones para determinar el factor de distribución. A continuación se muestran las expresiones para un carril y dos carriles cargados, respectivamente:

$$m g_V^{SI} = 0.36 + \left( \frac{S}{7600} \right)$$

$$m g_V^{MI} = 0.2 + \left( \frac{S}{3600} \right) + \left( \frac{S}{10700} \right)^{2.0}$$

A continuación se muestran las recomendaciones y expresiones para determinar el factor de distribución de carga, para un carril y dos carriles cargados, respectivamente:

“regla de nivel”

$$m g_V^{ME} = e \cdot m g_V^{MI}$$

$$e = 0.6 + \frac{d_e}{3000}$$

Dónde:

$A$  = Área de la viga (mm<sup>2</sup>).

$d_e$  = Distancia entre el eje de la viga exterior y la cara de la guarnición (mm).

$e$  = Factor de corrección.

$eg$  = Excentricidad de la viga (mm).

$Ig$  = Momento de inercia de la viga (mm<sup>4</sup>).

$Kg$  = Parámetro de rigidez longitudinal (mm<sup>4</sup>).

$L$  = Longitud del tramo (mm).

$n$  = Relación modular (Evigas/Elosa).

$Nb$  = Número de vigas.

$S$  = Separación entre vigas (mm).

$ts$  = Espesor de la losa (mm).

### 3.3.5. Estados límite de diseño

Se define como estado límite a una condición más allá de la cual la estructura o un componente de ésta, deja de cumplir con la función para la cual fue diseñada.

#### 3.3.5.1. Estado límite de servicio

En el estado límite de servicio se considera las restricciones en esfuerzos, anchos de grieta y deflexiones en los componentes de un puente que ocurren bajo condiciones regulares de servicio.

En LRFD el estado límite de servicio se subdivide en tres estados: *Servicio I*.- Se considera la combinación de carga relacionada con la operación normal del puente con una

velocidad de viento de 90 km/h y con todas las cargas con sus valores nominales. También está relacionado con el control de deflexiones en estructuras enterradas, control de agrietamiento en estructuras de concreto reforzado y determinación de esfuerzos de compresión en estructuras de concreto presforzado.

*Servicio II.-* Se considera la combinación de carga relacionada sólo con estructuras de acero y está destinada a controlar la fluencia y el deslizamiento (aflojamiento) de las conexiones debidas a la carga viva vehicular.

*Servicio III.-* Con el objetivo de controlar el agrietamiento, se considera sólo la combinación de carga relacionada con la tensión en estructuras de concreto presforzado. En la combinación de carga se tiene un factor de carga de 0.8 que afecta a la magnitud de la carga viva. El significado estadístico de este factor de carga, es que se espera que la presencia de la carga viva que podría ocasionar el agrietamiento se presente aproximadamente una vez al año para puentes con dos carriles de tránsito. Con el ASD se dan por satisfechos estos requerimientos siempre y cuando los esfuerzos, producto de las cargas (permanentes y vehiculares) en la condición de servicio (cargas nominales), no sobrepasen los esfuerzos admisibles definidos en el Reglamento. En el caso de LRFD no se encuentran diferencias en las expresiones y parámetros máximos para los requerimientos de restricción de esfuerzo, agrietamiento y control de deflexiones.

### **3.3.5.2. Estado límite de fatiga y fractura**

El estado límite de fatiga y fractura tiene por objeto establecer restricciones en el rango de esfuerzos causados por el camión de diseño, las que dependerán del número de incursiones en el rango de esfuerzos esperados durante la vida de diseño del puente. Las restricciones están destinadas a limitar el desarrollo de grietas bajo cargas repetitivas y a prevenir fracturas debido a los efectos de acumulación de esfuerzos en elementos de acero (componentes y conexiones). La fractura debido a la fatiga ocurre a niveles de esfuerzo por debajo de la resistencia medida en pruebas uniaxiales. Con el paso de camiones se ocasionan un número relativamente alto de esfuerzos que caen fuera del rango permisible, y se acumula el daño. Cuando éste es lo suficientemente grande, aparecerá una grieta en el material en el punto donde se halle la concentración de esfuerzos; la grieta crecerá a medida que se tengan ciclos repetidos de esfuerzo hasta que el miembro se fracture. En este estado límite se debe considerar un factor de resistencia igual a la unidad. En el caso de ASD como se mencionó anteriormente, no se define de manera explícita una carga de fatiga. Para este estado límite, en LRFD la carga de fatiga está definida de manera clara, así como el valor del incremento por carga vehicular dinámica (IM). La combinación de carga presenta un factor de carga menor que la unidad, hecho que se justifica debido a estadísticas que mostraron que camiones ligeramente más livianos causan más ciclos repetitivos de esfuerzo, que aquéllos que tienen el peso del camión de diseño. En el caso del concreto reforzado, al investigar este estado límite en ASD, las cargas se toman con su valor nominal; en LRFD la carga se reduce por un factor de carga de 0.75. En la expresión que determina el rango de esfuerzos no se encuentran diferencias. En el caso del concreto presforzado. En LRFD se debe verificar el esfuerzo en la fibra inferior al centro del claro, si es un esfuerzo de tensión, se debe revisar por fatiga. De esta manera se define el rango de esfuerzos el cual está en función de la curvatura del acero de presfuerzo. En el caso del acero estructural, las dos filosofías de diseño establecen como parámetros básicos para determinar el rango de esfuerzos: el tipo de conexión y el número de ciclos



considerados en el rango de esfuerzos. No se encuentran diferencias en la clasificación proporcionada para el tipo de conexión. En el caso de la determinación del número de ciclos considerados en el rango de esfuerzos, en ASD éste se determina en función del tipo de conexión.

### 3.3.5.3. Estado límite de resistencia

El estado límite de resistencia se establece para proporcionar suficiente resistencia ante las combinaciones de carga estadísticamente significativas que se esperan actúen durante la vida de diseño del puente.

En LRFD el estado límite de resistencia se divide en 5 estados: *Resistencia I.*- Se asocia con la combinación de carga básica que relaciona el uso vehicular normal del puente sin la presencia de viento.

*Resistencia II.*- Se asocia con la combinación de carga que relaciona el uso del puente permitiendo el paso de vehículos especiales sin la presencia de viento.

*Resistencia III.*- Se asocia con la combinación de carga relacionada con el puente expuesto a una velocidad de viento mayor a 90 km/h sin la presencia de carga viva en el puente.

*Resistencia IV.*- Se asocia con la combinación de carga relacionada con puentes de gran longitud, donde la relación del efecto de carga muerta a carga viva es elevada.

*Resistencia V.*- Se asocia con la combinación de carga relacionada con el uso vehicular normal del puente con una velocidad de viento de 90 km/h.

### 3.3.5.4. Estado límite de evento extremo

El estado límite de evento extremo no se encuentra considerado como tal en LFD, y se asocia con la supervivencia estructural del puente durante un sismo de gran magnitud, una crecida, la colisión (embarcaciones o vehículos), o flujo de hielo. La probabilidad de ocurrencia simultánea de estos eventos es baja, por lo tanto, la aplicación se realiza por separado.

*Evento extremo I.*- Se asocia con la combinación de carga relacionada con el sismo, también incluye el empuje producto de crecidas y la fricción.

*Evento extremo II.*- Se asocia con la combinación de carga relacionada con la carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos.

### 3.3.6. Combinación de carga y factores de carga

La combinación de carga que gobierna los estados límite en ASD y LFD, considerando la acción de cargas gravitacionales, se muestra a continuación:

$$\text{Grupo (I)} = \gamma \cdot [\beta_D \cdot D + \beta_L \cdot (L + I)] \quad (3.37)$$

Dónde:

$\gamma$ = Factor de carga.

$\beta$ = Coeficiente.

$D$  = Carga muerta.

$I$  = Impacto.

$L$  = Carga viva.

En LRFD la ecuación que gobierna los estados límite es la siguiente:

$$\eta[\gamma_{DC}.DC + \gamma_{DW}.DW + \gamma_{LL+IM}.(LL + IM)] \quad (3.38)$$

Dónde:  $DC$  = Carga muerta de componentes estructurales y accesorios no estructurales

$DW$  = Carga muerta de la superficie de rodamiento

$IM$  = Incremento por carga vehicular dinámica.

$LL$  = Carga viva.

$\eta$  = Factor de modificación de carga.

$\gamma_{DC}$  = Factor de carga.

$\gamma_{DW}$  = Factor de carga.

$\gamma_{(LL+IM)}$  = Factor de carga. El factor de modificación de carga ( $\eta$ ) toma en cuenta la ductilidad, redundancia e importancia operacional del puente, y se determina con la siguiente ecuación:

$$\eta = \eta_D + \eta_R + \eta_I \geq 0.95 \quad (3.39)$$

Dónde:

$\eta_D$  = Factor de ductilidad.

$\eta_R$  = Factor de redundancia.

$\eta_I$  = Factor de importancia operacional.

Los factores de ductilidad y redundancia se asocian con la resistencia del puente, mientras que el factor de importancia se asocia con la consecuencia de la salida de servicio del puente.

*Factor de ductilidad,  $\eta_D$ .* - El factor se basa en la premisa de que el sistema estructural de un puente deberá ser proporcionado y detallado para asegurar el desarrollo de deformaciones inelásticas significativas en el estado límite de resistencia y evento extremo, antes de la falla. Se debe evitar el comportamiento frágil, ya esto que implica una falla súbita (pérdida de la capacidad de carga).

**Tabla 3.10:** Factor de ductilidad,  $\eta_D$

Estado limite	$\eta_D$
Resistencia:	
Componentes y conexiones no dúctiles	1.05
Diseños convencionales	1
Componentes y conexiones dúctiles	0.95
Todos los demás estados limite	1

*Factor de redundancia  $\eta_R$ .* - La redundancia afecta significativamente el margen de seguridad de un puente; incrementa el margen de seguridad y se refleja en el estado límite de resistencia.

**Tabla 3.11:** Factor de redundancia,  $\eta_R$ 

Estado limite	$\eta_R$
Resistencia:	
Miembros no redundantes	1.05
Niveles convencionales de redundancia	1
Miembros redundantes	0.95
Todos los demás estados limite	1

*Factor de importancia,  $\eta_I$ .* - Debido a que la construcción debe estar justificada con base en requerimientos sociales o de seguridad, es difícil encontrar una situación en la que un puente no sea operacionalmente importante.

**Tabla 3.12:** Factor de importancia operacional,  $\eta_I$ 

Estado limite	$\eta_I$
Resistencia:	
Puentes operacionalmente importantes	1.05
Puentes operacionalmente no importantes	0.95
Todos los demás estados limite	1

Los factores de carga y resistencia considerados en LRFD se determinaron con base en métodos probabilísticos. Mientras que en ASD los factores de carga se consideran como la unidad, es decir las cargas se consideran con sus valores nominales.

Por otra parte, en LRFD se introducen factores de carga máximos y mínimos, esto en función del tipo de efecto. Si éste es aditivo se deberá tomar el factor de carga máximo, de lo contrario se deberá tomar el factor de carga mínimo.

**Tabla 3.13:** Factores de carga en ASD

Factor de carga	ASD
$\gamma$	1
$\beta_D$	1
$\beta_L$	1

Figura 3.35: Factores de carga y combinaciones

Combinación de cargas	DC	LL									Usar solamente uno de los indicados en estas columnas en cada combinación			
	DD	IM					TU	TG	SE	EQ	IC	CT	CV	
ESTADO LIMITE	DW	CE	WA	WS	WL	FR	CR							
	EH	BR					SH							
	EV	PL												
	ES	LS												
RESISTENCIA I	$\gamma_F$	1.75	1.00			1.00	0.5/1.20	$\gamma_{TC}$	$\gamma_{SE}$					
RESISTENCIA II	$\gamma_F$	1.35	1.00			1.00	0.5/1.20	$\gamma_{TC}$	$\gamma_{SE}$					
RESISTENCIA III	$\gamma_F$		1.00	1.40		1.00	0.5/1.20	$\gamma_{TC}$	$\gamma_{SE}$					
RESISTENCIA IV Solamente EH, EV, ES, DW, DC	$\gamma_F$ 1.5		1.00			1.00	0.5/1.20							
RESISTENCIA V	$\gamma_F$	1.35	1.00	0.40	0.40	1.00	0.5/1.20	$\gamma_{TC}$	$\gamma_{SE}$					
EVENTO EXTREMO I	$\gamma_F$	$\gamma_{EQ}$	1.00			1.00				1.00				
EVENTO EXTREMO II	$\gamma_F$	0.50	1.00			1.00					1.00	1.00	1.00	
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	0.30	0.30	1.00	1.00/1.20	$\gamma_{TC}$	$\gamma_{SE}$					
SERVICIO II	1.00	1.30	1.00			1.00	1.00/1.20							
SERVICIO III	1.00	0.80	1.00			1.00	1.00/1.20	$\gamma_{TC}$	$\gamma_{SE}$					
FATIGA – solamente LL, IM, CE		0.75												

Fuente: Figura tomada desde [20]

**Tabla 3.14:** Factores de carga para cargas permanentes,  $\gamma_P$

TIPO DE CARGA	FACTOR DE CARGA	
	Máximo	Mínimo
DC: Componentes y Auxiliares	1.25	0.9
DD: Fuerza de arrastre hacia abajo	1.8	0.45
DW: Superficies de Rodadura y Accesorios	1.5	0.65
EH: Presión horizontal de tierra		
+Activa	1.5	0.9
+En reposo	1.35	0.9
EV: Presión Vertical de tierra		
*Estabilidad global	1.35	N/A
*Estructuras de retención	1.3	1
*Estructuras rígidas empotradas	1.3	0.9
*Estructuras rígidas empotradas	1.35	0.9
*Pórticos rígidos	1.95	0.9
*Estructuras flexibles empotrados excepto alcantarillas metálicas.		
Alcantarillas metálicas	1.5	0.9
ES: Carga superficial en el terreno	1.5	0.75

**Tabla 3.15:** Pesos específicos de materiales.

MATERIAL	PESOS ESPECÍFICOS (Tn/m)
Asfalto	2
Concreto Ligero	1.74
Concreto Normal	2.4
Concreto Armado	2.5
Acero	7.85

[2] [11] [16] [19] [14] [12] [1] [3] [18] [21] [15] [9] [10] [7] [5] [4] [6]

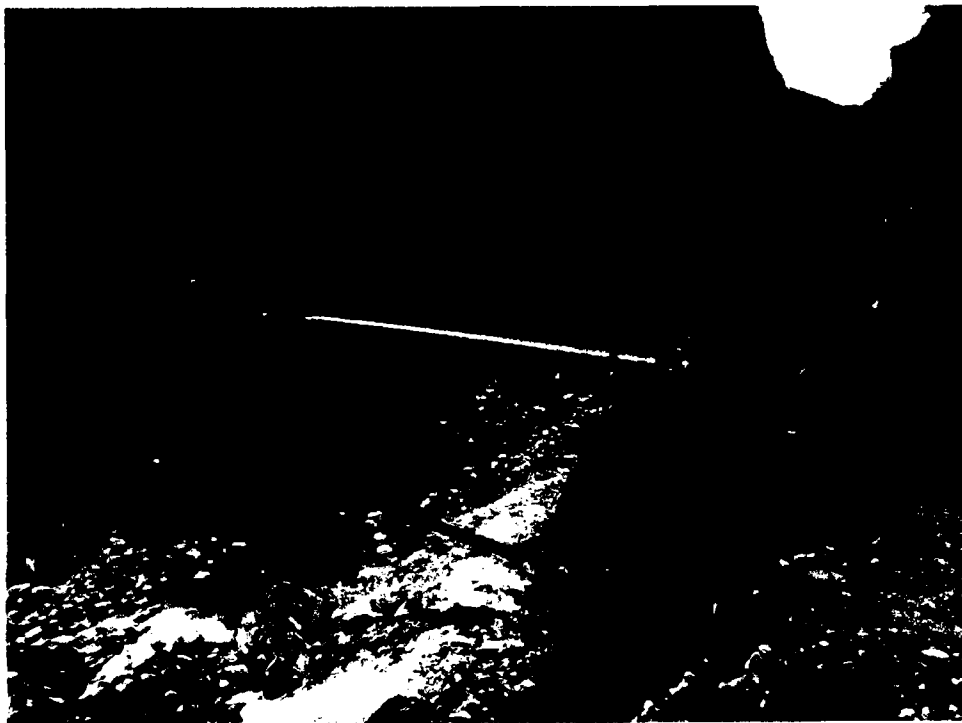
# Capítulo IV: Aplicación Al Puente Manchiri De $L=64m$

## 4.1. Ubicación De Puente Manchiri

Políticamente el área de estudio se encuentra ubicada:

- Departamento : Ayacucho.
- Provincia : Huancasancos.
- Distrito : Carapo.
- Lugar : Puente Manchiri.

**Figura 4.36:** Ubicación del puente Manchiri



Fuente: Figura tomada desde [20]

## 4.2. Características de la vía

La vía unirá dos carreteras de tercer orden o trocha carrozable, separadas por el Rio Pampas. Ubicada en la Provincia de Huancasancos, Distrito de carapo, Centro Poblado Manchiri las características de la superficie de rodadura es suelo natural Teniendo en cuenta estas características el puente que se diseñara será de una sola vía, ya que su IMD es de bajo volumen e indefinido.

## 4.3. Pre dimensionamiento de la sección transversal

Debido a las muchas variables en las fórmulas de interacción, el diseño de elementos sometidos a distintas solicitaciones es esencialmente un proceso de tanteos. Se selecciona un perfil de prueba y luego se revisa si éste satisface la formula de interacción gobernante.

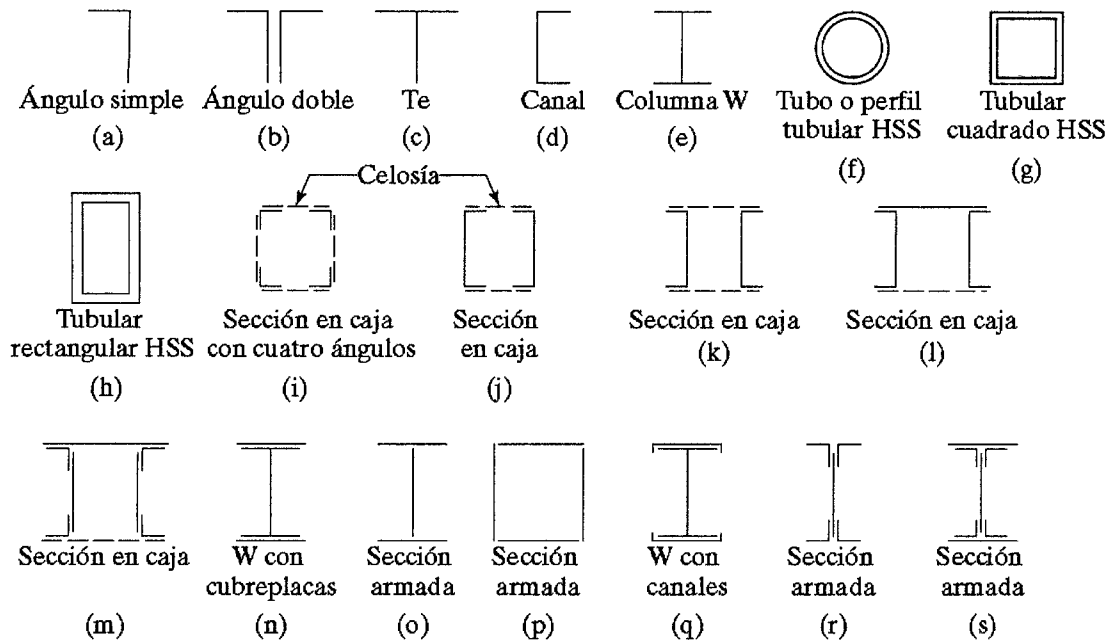
### 4.3.1. Secciones en compresión

Una sección muy adecuada para las cuerdas superiores de las armaduras de puente está formada por un par de canales con una cubreplaca en la parte superior (l) y celosía en la parte inferior. Las placas de unión o de los nudos se conectan fácilmente en el interior de las canales y pueden usarse también como empalmes. Cuando las canales disponibles más grandes no proporcionan suficiente resistencia, puede usarse como cuerda superior una sección armada del tipo mostrado en (m). pag. 137 [8]

### 4.3.2. Arriostramiento

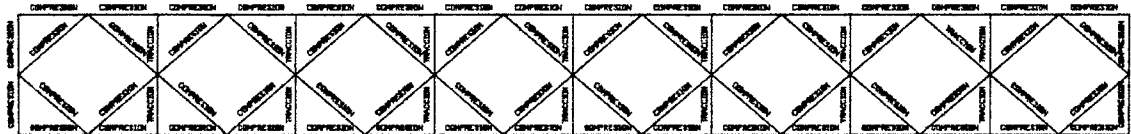
Los miembros formados por ángulos sencillos (a) son satisfactorios como arriostramientos y miembros a compresión de armaduras ligeras. Los ángulos de lados iguales pueden ser más económicos que los de lados desiguales porque sus radios de giro mínimo  $r$  son mayores para la misma área de acero. Las cuerdas superiores de armaduras atornilladas para techos pueden consistir en un par de ángulos espalda con espalda (b). Generalmente se deja un espacio entre éstos para insertar una placa de unión o de nudo, necesaria para efectuar la conexión a otros miembros. Un examen de esta sección mostrará que probablemente sea conveniente usar ángulos de lados desiguales con los lados largos espalda con espalda para lograr una mejor distribución de los radios de giro  $r$  respecto a los ejes  $x$  y  $y$ . Si se sueldan las armaduras, las placas de nudo pueden ser innecesarias, entonces es posible usar tes estructurales (c) para los miembros a compresión de la cuerda superior, ya que los miembros de la celosía pueden soldarse directamente al alma de las tes. Pag 134 [8]

Figura 4.37: perfiles óptimos para elementos en compresión



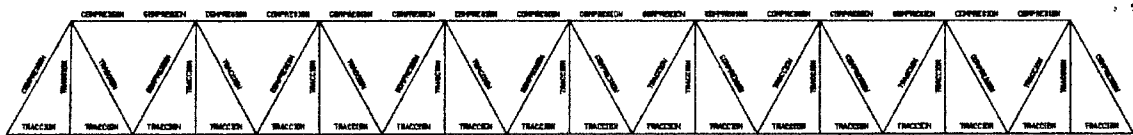
Fuente: Figura tomada desde [8]

Figura 4.38: Arriostres y Cordon superior sometidos a compresión



Fuente: Elaboración propia

Figura 4.39: diagonales sometidos a compresión

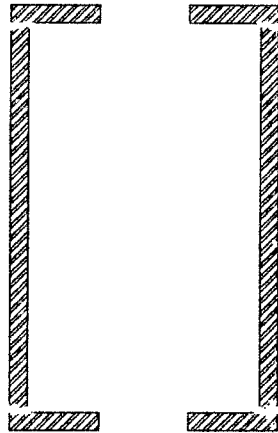


Fuente: Elaboración propia

para nuestro puente el cordón o brida superior y las diagonales están sometidos a compresión por lo cual el perfil que se escogió será:

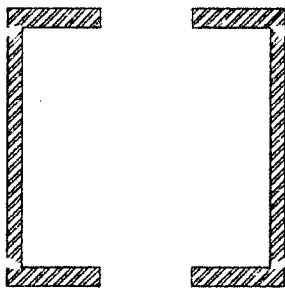


**Figura 4.40:** Cordón superior



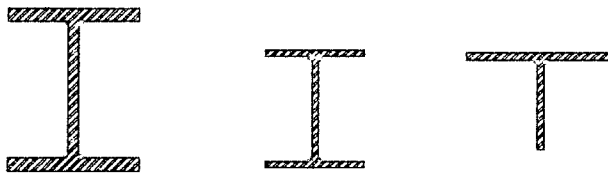
Fuente: Elaboración propia

**Figura 4.41:** Diagonales



Fuente: Elaboración propia

**Figura 4.42:** arriostres

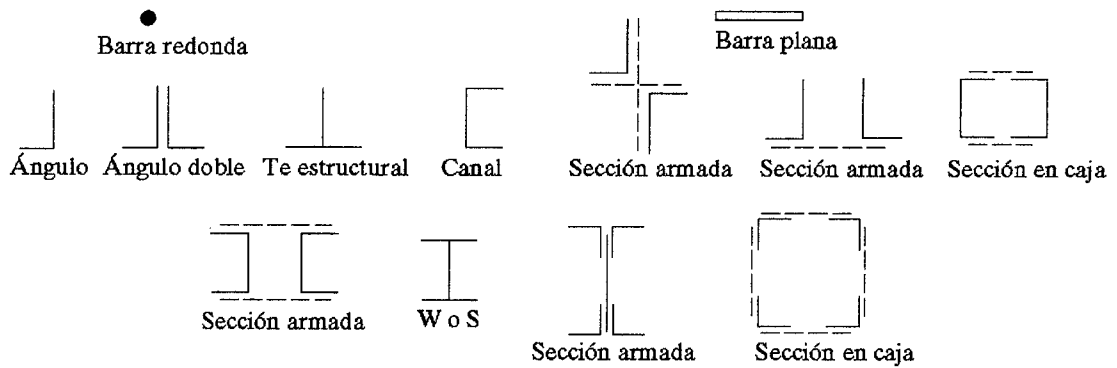


Fuente: Elaboración propia

### 4.3.3. Secciones en tracción

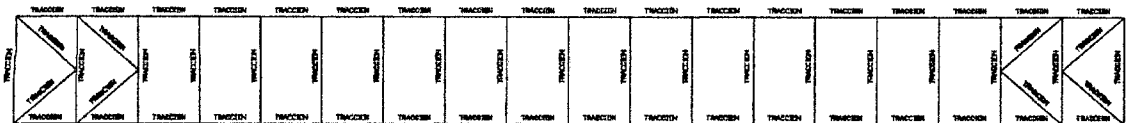
Los miembros a tensión en puentes y armaduras de techos grandes pueden consistir en canales, secciones W o S, o incluso secciones armadas a partir de alguna combinación de ángulos, canales y placas. Las canales simples se usan con frecuencia, ya que tienen poca excentricidad y son fáciles de conectar. Pag. 63 [8]

**Figura 4.43:** perfiles óptimos para elementos en Tracción



Fuente: Figura tomada desde [8]

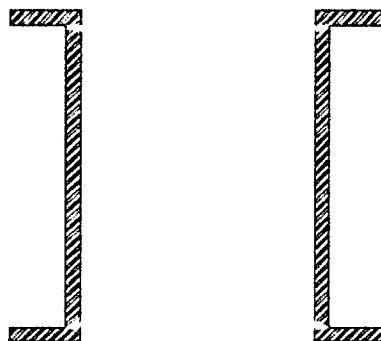
**Figura 4.44:** Arriostres y Cordón inferior sometidos a tracción



Fuente: Elaboración propia

para nuestro puente el cordón o brida inferior esta sometido a tracción por lo cual el perfil que se escogió sera:

**Figura 4.45:** Cordón inferior

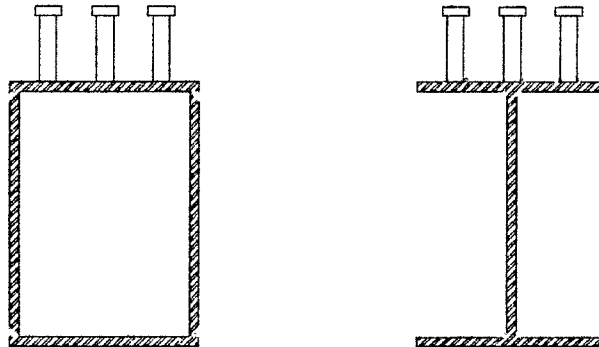


Fuente: Elaboración propia

#### 4.3.4. Secciones en flexión

Los perfiles W generalmente resultan las secciones más económicas al usarse como vigas y han reemplazado en esta aplicación casi por completo a las canales y a las secciones S. Las canales se usan a veces como largueros cuando las cargas son pequeñas y en lugares en donde se requieren patines estrechos. Pag. 237 [8]

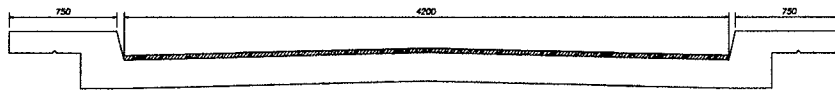
**Figura 4.46: Diafragmas**



Fuente: Elaboración propia

- Ancho de calzada: 4200 mm
- Altura de Losa: 200mm
- Bombeo: 2.0
- Ancho de Vereda: 750mm
- Capa de Asfalto: 50mm
- Esfuerzo de Compresión: 280kg/cm<sup>2</sup>

**Figura 4.47: Sección transversal**



Fuente: Elaboración propia

## 4.4. Configuración estructural

El proyecto del puente consiste en un puente reticulado tipo Warren con montantes de 64.0 mts de luz entre ejes de apoyo, de una vía de 4.20 mts de ancho y dos veredas de 0.75 mts, diseñados para carga viva HL-93, según la norma aashto lrfd y HS-20 según la norma aashto standard asd. El tablero está compuesto por vigas transversales y losa de concreto de  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ ; el ancho del reticulado es de 6.20 mts entre eje plano de reticulado y una altura de 6.0 mts entre ejes de bridas.

El acero usado para el reticulado es A709 Grado 345 o A-50, la soldadura es AWS E7018 y los pernos serán de alta resistencia A325. La separación entre vigas transversales serán de 3.556 mts. para comprobar si las separaciones de los arriostramientos es el correcto lo verificaremos de la siguiente manera en la brida superior.

$$L_b = 7.112$$

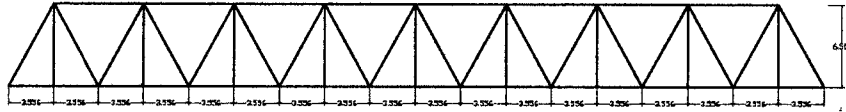
$$L_{pd} = \left( 0.124 + 0.074 \left( \frac{M_{ux}}{M_p} \right) \right) \frac{r_y E}{F_y}$$

$$Mp = Fy \cdot Zx = 35153.48 \times 0.00371225 = 130.50 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

$$Lpd = \left(0.124 + 0.074 \left(\frac{7.46}{130.50}\right)\right) \frac{0.164663 \times 20389019}{35153.48} = 12.25 \text{ m}$$

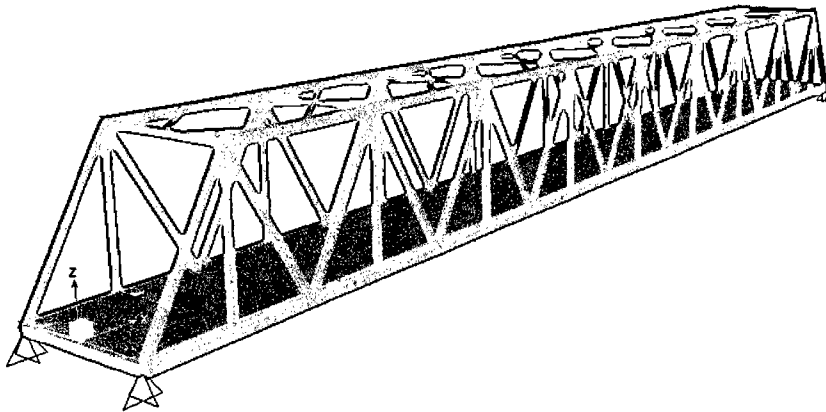
$$12.25 \geq 7.112 \rightarrow \text{ok}$$

Figura 4.48: Dimensión de la cercha



Fuente: Elaboración propia

Figura 4.49: Vista isométrica del puente



Fuente: Elaboración propia

## 4.5. Planteamiento matemático

### 4.5.1. Brida Inferior CI-3

Propiedades

$$A = 254 \text{ cm}^2, J = 318.51 \text{ cm}^4, Ix = 68869.29 \text{ cm}^4,$$

$$Iy = 9194.71 \text{ cm}^4, Sx = 2899.76 \text{ cm}^3, Sy = 3456.68 \text{ cm}^3,$$

$$Zx = 3712.25 \text{ cm}^3, Zy = 4790.4 \text{ cm}^3, rx = 16.4663 \text{ cm},$$

$$ry = 19.0263 \text{ cm}, Fy = 35153.48 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2},$$

$$F_y = 45699.53 \frac{Tn}{m^2}, E = 20389019 \frac{Tn}{m^2}$$

**Tabla 4.16:** Fuerzas

LRFD	ASD
$P_u = 494.41 Tn$	$P_u = 441.88 Tn$
$M_x = 13.73 Tn.m$	$M_x = 11.19 Tn.m$
$M_y = 12.13 Tn.m$	$M_y = 11.49 Tn.m$

1. Miembros a Tensión

Resistencia de Diseño a la tensión LRFD

$$\phi_t P_n = \phi_t F_y A_g = 0.9 \times 0.0254 \times 35153.48 = 803.61 Tn$$

Resistencia permisible a la tensión ASD

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = \frac{F_y A_g}{\Omega_t} = \frac{35153.48 \times 0.0254}{1.67} = 534.67 Tn$$

Resistencia de Diseño a la fractura LRFD

$$\phi_t P_n = \phi_t F_u A_e = 0.75 \times 0.85 \times 0.85 \times 0.0254 \times 45699.53 = 628.99 Tn$$

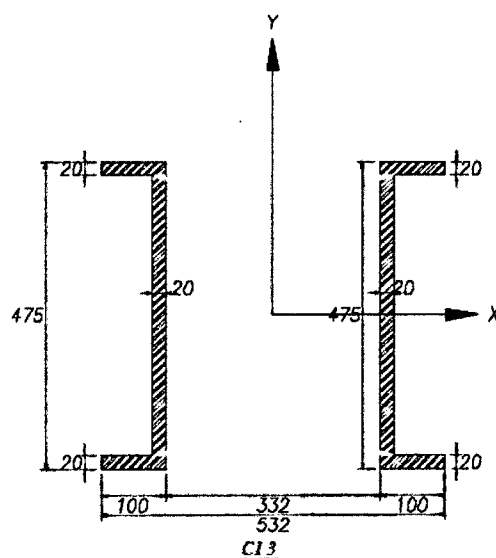
Resistencia permisible a la fractura ASD

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = \frac{F_u A_e}{\Omega_t} = \frac{45699.53 \times 0.85 \times 0.85 \times 0.0254}{2} = 419.33 Tn$$

2. Momentos Resistentes

Eje X-X

**Figura 4.50:** cordón inferior eje x-x



Fuente: Elaboración propia

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{970}{\sqrt{F_y}}$$

$$\frac{0.435}{0.02} = 21.75 \leq 137.18 \text{ es una viga}$$

Relación de Esbeltez del alma

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{5370}{\sqrt{F_y}}$$

$$21.75 \leq 90.57$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow$  Viga Compacta

Relación de Esbeltez del ala

$$\frac{bf}{2tf} \leq \frac{545}{\sqrt{F_y}}$$

$$2.5 \leq 9.19$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow$  Viga Compacta

Pandeo Lateral Torsionante (PLT)

$$L_b = 3.556$$

$$L_{pd} = \left( 0.124 + 0.074 \left( \frac{M_{ux}}{M_p} \right) \right) \frac{r_y \cdot E}{F_y}$$

$$M_p = F_y \cdot Z_x = 35153.48 \times 0.00371225 = 130.50 Tn - m$$

$$L_{pd} = \left( 0.124 + 0.074 \left( \frac{13.728}{130.50} \right) \right) \frac{0.190263 \times 20389019}{35153.48} = 14.54 m$$

$$L_p = 1.74 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 7.97 m$$

Para  $L_b \leq L_p \rightarrow M_n = M_p \leq 1.5 M_y$

$$M_y = 1.5 F_y S_x = 1.5 \times 35153.48 \times 0.00289976 = 152.90 Tn - m$$

$$M_n = 130.50 \leq 152.90 \rightarrow ok$$

Para el Método del Lrfd tendremos

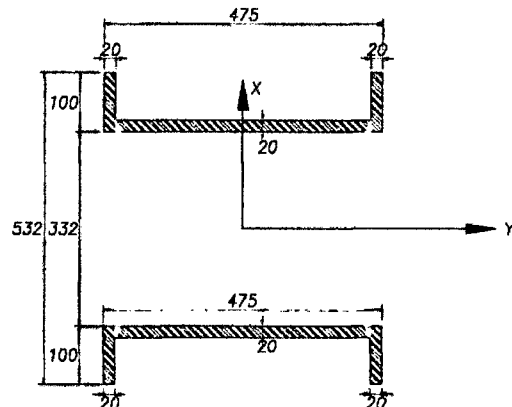
$$\phi M_n = 0.9 \times 130.50 = 117.45 Tn - m$$

Para el Método del Asd tendremos

$$\frac{M_n}{\Omega} = \frac{130.50}{1.67} = 78.14 Tn - m$$

Eje Y-Y

Figura 4.51: cordón inferior eje y-y



C13

Fuente: Elaboración propia

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{970}{\sqrt{F_y}}$$

$$\frac{0.532}{0.02} = 26.6 \leq 137.18 \text{ es una viga}$$

Relación de Esbeltez del alma

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{5370}{\sqrt{F_y}}$$

$$\frac{0.532}{0.02} = 26.6 \leq 90.57$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow$  Viga Compacta

Relación de Esbeltez del ala

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{0.435}{2 \times 0.02} = 10.88$$

$$\lambda_p = \frac{545}{\sqrt{F_y}} = 9.19$$

$$\lambda_r = \frac{1180}{\sqrt{F_y - F_r}} = \frac{1180}{\sqrt{3515.348 - 703.69}} = 22.25$$

$\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \rightarrow$  Viga No Compacta

si  $\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r$  el patín es no compacto, y

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \left( \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \leq M_p$$

$$M_r = (F_y - F_r) S_y$$

$$M_r = (35153.48 - 7036.96) 0.003456 = 97.19 Tn - m$$

$$M_p = Z_y F_y = 0.0047904 \times 35153.48 = 168.40 Tn - m$$

$$M_n = 168.40 - (168.40 - 97.19) \left( \frac{10.88 - 9.19}{22.25 - 9.19} \right) \leq 168.40$$

$$M_n = 159.19 Tn - m \leq 168.40 \rightarrow ok$$

Pandeo Lateral Torsionante (PLT)

$$Lb = 3.556$$

$$Lpd = \left( 0.124 + 0.074 \left( \frac{M_{uy}}{M_p} \right) \right) \frac{r_x E}{F_y}$$

$$M_p = Z_y F_y = 0.0047904 \times 35153.48 = 168.40 Tn - m$$

$$Lpd = \left( 0.124 + 0.074 \left( \frac{12.126}{168.40} \right) \right) \frac{0.164663 \times 20389019}{35153.48} = 12.35 m$$

$$Lp = 1.74 r_x \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 6.70 m$$

Para  $Lb \leq Lp \rightarrow Mn = Mp \leq 1.5 My$

$$My = 1.5 F_y S_y = 1.5 \times 35153.48 \times 0.00345668 = 182.27 Tn - m$$

$$Mn = 168.40 \leq 182.27 \rightarrow ok$$

$\therefore$  el momento nominal final sera el menor de todos los momentos, en este caso sera  $Mn = 159.19 Tn - m$

Para el método del Lrfd tendremos

$$\phi Mn = 0.9 \times 159.19 = 143.27 Tn - m$$

Para el método del Asd tendremos

$$\frac{Mn}{\Omega} = \frac{159.19}{1.67} = 95.32 Tn - m$$

### 3. Formula De Interacción

Para  $\frac{P_u}{P_c} \geq 0.2$

$$\frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

Para  $\frac{P_u}{P_c} < 0.2$

$$\frac{P_u}{2P_c} + \left( \frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

para el método Lrfd

$$\frac{P_u}{P_c} = \frac{494.41}{628.99} = 0.79 \geq 0.2$$

$$\frac{494.41}{628.99} + \frac{8}{9} \left( \frac{13.73}{117.45} + \frac{12.126}{143.27} \right) \leq 1$$

$$0.965 \leq 1 \rightarrow ok$$

para el método Asd

$$\frac{P_u}{P_c} = \frac{441.88}{419.33} = 1.05 \geq 0.2$$

$$\frac{441.88}{419.33} + \frac{8}{9} \left( \frac{11.19}{78.14} + \frac{11.49}{95.32} \right) \leq 1$$

$$1.28 \leq 1 \rightarrow \text{no cumple}$$

### 4. Diseño de Pernos



**Tabla 4.17:** Diámetros y Fuerzas mínimas de Tracción de pernos A325

Diam (pulg)	Ab (cm)	Tb (Tn)
1/2	1.267	5.44
5/8	1.979	8.62
3/4	2.85	12.7
7/8	3.879	17.7
1	5.067	23.1

Capacidad resistente a la Tracción.

para el método Lrfd

$$Rt = \phi FtAbN \geq Pu$$

$$N \geq \frac{Pu}{\phi FtAb}$$

$$N \geq \frac{494.91}{0.75 \times 63276.3 \times 0.0003879} = 26.89$$

$$N \geq 26.89 \rightarrow 28 \text{ pernos}$$

para el método Asd

$$\frac{Rt}{\Omega} = \frac{FtAbN}{\Omega} \geq Pu$$

$$N \geq \frac{\Omega Pu}{\phi FtAb}$$

$$N \geq \frac{2 \times 441.88}{63276.3 \times 0.0003879} = 36.00$$

$$N \geq 36.00 \rightarrow 40 \text{ pernos}$$

Capacidad a corte por aplastamiento

para el método Lrfd

$$\phi FyAb\eta N \geq Pu$$

$$0.75 \times 33747.34 \times 0.0003879 \times 2 \times 28 = 549.81 \geq Pu = 494.91 \rightarrow ok$$

para el método Asd

$$\frac{FyAb\eta N}{\Omega} \geq Pu$$

$$\frac{33747.34 \times 0.0003879 \times 2 \times 40}{2} = 523.62 \geq Pu = 441.88$$

Deslizamiento Critico para el método Lrfd

$$\phi 1.13 \mu Tb\eta N \geq Pu$$

$$1 \times 1.13 \times 0.5 \times 17.7 \times 2 \times 28 = 560.03 \geq Pu = 494.91 \rightarrow ok$$

para el método Asd

$$\frac{1.13 \mu Tb\eta N}{\Omega} \geq Pu$$

$$\frac{1.13 \times 0.5 \times 17.7 \times 2 \times 40}{1.5} = 533.36 \geq Pu = 441.88 \rightarrow ok$$

## 4.5.2. Brida Superior CS-3

Propiedades

$$A = 254 \text{ cm}^2, J = 318.51 \text{ cm}^4, Ix = 68869.29 \text{ cm}^4,$$

$$Iy = 9194.71 \text{ cm}^4, Sx = 2899.76 \text{ cm}^3, Sy = 3456.68 \text{ cm}^3,$$

$$Zx = 3712.25 \text{ cm}^3, Zy = 4790.4 \text{ cm}^3, rx = 16.4663 \text{ cm},$$

$$ry = 19.0263 \text{ cm}, Fy = 35153.48 \frac{Tn}{m^2},$$

$$Fy = 45699.53 \frac{Tn}{m^2}, E = 20389019 \frac{Tn}{m^2}$$

Tabla 4.18: Fuerzas

LRFD	ASD
$Pu = -491.26 Tn$	$Pu = -436.50 Tn$
$Mx = 7.46 Tn.m$	$Mx = 6.65 Tn.m$
$My = 10.87 Tn.m$	$My = 9.76 Tn.m$

### 1. Miembros a Compresión

$$\lambda c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{Fy}{E}}$$

$$K = 1, L = 7.112$$

$$\lambda c = \frac{7.112}{0.164663\pi} \sqrt{\frac{35153.48}{20389019}} = 0.571$$

$$\text{si } \lambda c \leq 1.5 \rightarrow Fcr = (0.658^{\lambda c^2}) Fy$$

$$Fcr = 30669.20 Tn$$

$$Pn = Fcr.Ag = 30669.20 \times 0.0254 = 778.99 Tn$$

Para el Método del Lrfd tendremos

$$\phi Pn = 0.9 \times 778.99 = 701.10 Tn$$

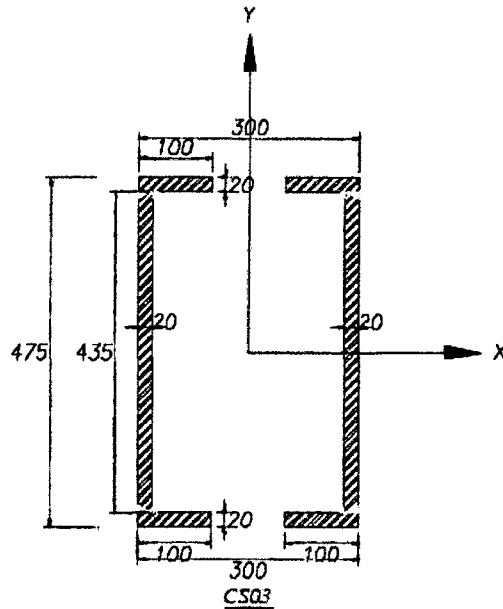
Para el Método del Asd tendremos

$$\frac{Pn}{\Omega} = \frac{778.99}{1.67} = 466.47 Tn$$

### 2. Momentos Resistentes

Eje X-X

Figura 4.52: cordón superior eje x-x



Fuente: Elaboración propia

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{970}{\sqrt{F_y}}$$

$$\frac{0.435}{0.02} = 21.75 \leq 137.18 \text{ es una viga}$$

Relación de Esbeltez del alma

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{5370}{\sqrt{F_y}}$$

$$21.75 \leq 90.57$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow$  Viga Compacta

Relación de Esbeltez del ala

$$\frac{bf}{tf} \leq \frac{545}{\sqrt{F_y}}$$

$$5 \leq 9.19$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow$  Viga Compacta

Pandeo Lateral Torsionante (PLT)

$$L_b = 7.112$$

$$L_{pd} = \left( 0.124 + 0.074 \left( \frac{M_{ux}}{M_p} \right) \right) \frac{r_y \cdot E}{F_y}$$

$$M_p = F_y \cdot Z_x = 35153.48 \times 0.00371225 = 130.50 \text{ Tn} \cdot m$$

$$L_{pd} = \left( 0.124 + 0.074 \left( \frac{7.46}{130.50} \right) \right) \frac{0.164663 \times 20389019}{35153.48} = 12.25 \text{ m}$$

$$L_p = 1.74 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 5.44 \text{ m}$$

Si  $L_p < L_b \leq L_r$  habrá PLT inelástico y

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

$$L_r = \frac{r_y \cdot X_1}{(F_y - F_r)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (F_y - F_r)^2}}$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E G J A}{2}}$$

$$X_1 = \frac{\pi}{0.00289976} \sqrt{\frac{20389019 \times 1056068.1 \times 3.389 \times 10^{-6} \times 0.0254}{2}} = 1042964.66$$

$$X_2 = \frac{4 \cdot C_w}{I_y} \left( \frac{S_x}{G J} \right)^2$$

$$C_w = 3.777 \times 10^{-5}$$

$$X_2 = \frac{4 \times 3.777 \times 10^{-5}}{4.2829 \times 10^{-4}} \left( \frac{0.00289976}{1056068.1 \times 3.389 \times 10^{-6}} \right)^2 = 2.3156 \times 10^{-7}$$

$$L_r = \frac{0.129853 \cdot 1042964.66}{(35153.48 - 7030.696)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 2.3156 \times 10^{-7} (35153.48 - 7030.696)^2}} = 18.38m$$

$$M_r = (F_y - F_r) S_x = (35153.48 - 7030.696) \times 0.00289976 = 81.53$$

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - M_r) \frac{(L_b - L_p)}{(L_r - L_p)} \right] = 1.024 \left[ 130.50 - (130.50 - 81.53) \left( \frac{7.112 - 5.44}{18.38 - 5.44} \right) \right] = 127.15 Tn - m \leq 130.50$$

Para el Método del Lrfd tendremos

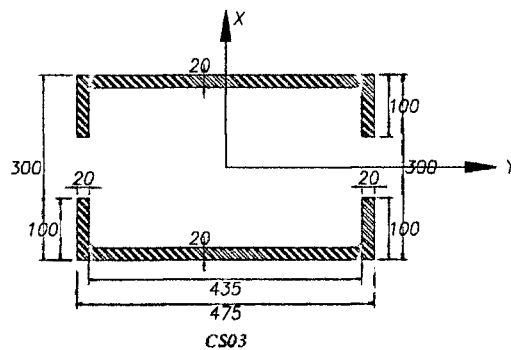
$$\phi M_n = 0.9 \times 127.15 = 114.445 Tn - m$$

Para el Método del Asd tendremos

$$\frac{M_n}{\Omega} = \frac{127.15}{1.67} = 76.14 Tn - m$$

Eje Y-Y

Figura 4.53: cordón superior eje y-y



Fuente: Elaboración propia

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{970}{\sqrt{F_y}}$$

$$\frac{0.332}{0.02} = 16.6 \leq 137.18 \text{ es una viga}$$

Relación de Esbeltez del alma

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{5370}{\sqrt{F_y}}$$

$$16.6 \leq 90.57$$

$\lambda \leq \lambda_p \rightarrow$  *Viga Compacta*

Relación de Esbeltez del ala

$$\lambda = \frac{bf}{tf} = \frac{0.435}{0.02} = 21.75$$

$$\lambda_p = \frac{545}{\sqrt{F_y}} = 9.19$$

$$\lambda_r = \frac{1180}{\sqrt{F_y}} = 22.25$$

$$\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \rightarrow$$
 *Viga No Compacta*

si  $\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r$  el patín es no compacto, y

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \left( \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \leq M_p$$

$$M_p = F_y \cdot Z_y = 35153.48 \times 0.003236 = 113.76 Tn - m$$

$$M_r = (F_y - F_r) S_y = (35153.48 - 7030.696) \times 0.002856 = 98.36 Tn - m$$

$$M_n = 113.76 - (113.76 - 98.36) \left( \frac{21.75 - 9.19}{22.25 - 9.19} \right) = 98.95 Tn - m \leq 113.76 Tn - m$$

Pandeo Lateral Torsionante (PLT)

$$L_b = 3.56$$

$$L_{pd} = \left( 0.124 + 0.074 \left( \frac{M_{ux}}{M_p} \right) \right) \frac{r_y \cdot E}{F_y}$$

$$M_p = F_y \cdot Z_y = 35153.48 \times 0.003236 = 113.76 Tn - m$$

$$L_{pd} = \left( 0.124 + 0.074 \left( \frac{10.87}{113.76} \right) \right) \frac{0.129853 \times 20389019}{35153.48} = 9.87 m$$

$$L_p = 1.74 r_x \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 6.90 m$$

Para  $L_b \leq L_p \rightarrow M_n = M_p \leq 1.5 M_y$

$$M_y = 1.5 F_y S_x = 1.5 \times 35153.48 \times 0.002899 = 152.86 Tn - m$$

$$M_n = 113.76 \leq 152.86 \rightarrow ok$$

$\therefore$  el momento nominal final sera el menor de todos los momentos, en este caso sera  $M_n = 98.95 Tn - m$

Para el Método del Lrfd tendremos

$$\phi M_n = 0.9 \times 98.95 = 89.06 Tn - m$$

Para el Método del Asd tendremos

$$\frac{M_n}{\Omega} = \frac{98.95}{1.67} = 59.25 Tn - m$$

### 3. Formula De Interacción

Para  $\frac{P_u}{P_c} \geq 0.2$

$$\frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

Para  $\frac{P_u}{P_c} < 0.2$

$$\frac{P_u}{2P_c} + \left( \frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

para el método Lrfd

$$\frac{P_u}{P_c} = \frac{491.26}{701.10} = 0.70 \geq 0.2$$

$$\frac{491.26}{701.10} + \frac{8}{9} \left( \frac{7.46}{114.45} + \frac{10.87}{89.06} \right) \leq 1$$

$$0.867 \leq 1 \rightarrow ok$$

para el método Asd

$$\frac{P_u}{P_c} = \frac{436.50}{466.47} = 0.94 \geq 0.2$$

$$\frac{436.50}{466.47} + \frac{8}{9} \left( \frac{6.65}{76.14} + \frac{9.76}{59.25} \right) \leq 1$$

$$1.16 \leq 1 \rightarrow \text{no cumple}$$

#### 4. Diseño de Pernos

**Tabla 4.19:** Diámetros y Fuerzas mínimas de Tracción de pernos A325

Diam (pulg)	Ab (cm)	Tb (Tn)
1/2	1.267	5.44
5/8	1.979	8.62
3/4	2.85	12.7
7/8	3.879	17.7
1	5.067	23.1

Capacidad resistente a la Tracción.

para el método Lrfd

$$Rt = \phi FtAbN \geq Pu$$

$$N \geq \frac{Pu}{\phi FtAb}$$

$$N \geq \frac{491.26}{0.75 \times 63276.3 \times 0.0003879} = 26.69$$

$$N \geq 26.69 \rightarrow 28 \text{ pernos}$$

para el método Asd

$$\frac{Rt}{\Omega} = \frac{FtAbN}{\Omega} \geq Pu$$

$$N \geq \frac{\Omega Pu}{\phi FtAb}$$

$$N \geq \frac{2 \times 436.50}{63276.3 \times 0.0003879} = 35.57$$

$$N \geq 35.57 \rightarrow 40 \text{ pernos}$$

Capacidad a corte por aplastamiento

para el método Lrfd

$$\phi F_y A_b \eta N \geq P_u$$

$$0.75 \times 33747.34 \times 0.0003879 \times 2 \times 28 = 549.81 \geq P_u = 491.26 \rightarrow ok$$

para el método Asd

$$\frac{F_y A_b \eta N}{\Omega} \geq P_u$$

$$\frac{33747.34 \times 0.0003879 \times 2 \times 28}{2} = 523.62 \geq P_u = 436.50$$

Deslizamiento Critico

para el método Lrfd

$$\phi 1.13 \mu T_b \eta N \geq P_u$$

$$1 \times 1.13 \times 0.5 \times 17.7 \times 2 \times 28 = 560.03 \geq P_u = 491.26 \rightarrow ok$$

para el método Asd

$$\frac{1.13 \mu T_b \eta N}{\Omega} \geq P_u$$

$$\frac{1.13 \times 0.5 \times 17.7 \times 2 \times 28}{1.5} = 533.36 \geq P_u = 436.50 \rightarrow ok$$

### 4.5.3. Diseño de losa

La losa del tablero se comporta como una losa continua longitudinalmente a lo largo del puente, apoyado elásticamente sobre las vigas transversales metálicas a cada 3.556 m

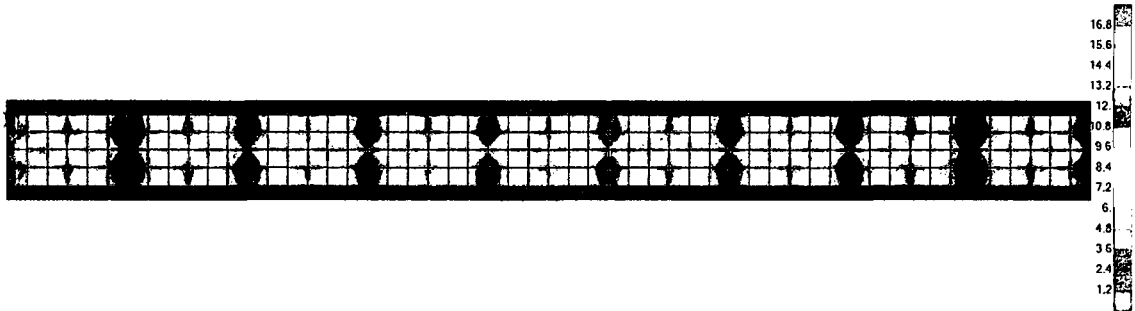
$$t = \frac{(3556 - 250) + 3000}{30} = 21 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

#### 1. Momentos Flectores

Del modelo realizado, se obtienen los diagramas de momentos flectores a lo largo de la franja transversal de la losa que representan el comportamiento a flexión de la losa en franjas de 1.0 m de ancho. Pueden distinguirse, que los tramos extremos tienen mayores momentos flectores positivos en el centro de luz y mayor momento negativo en el primer apoyo interior, que los demás tramos interiores. Asimismo, los momentos flectores, positivos y negativos, son mayores en las franjas exteriores que en las franjas interiores.

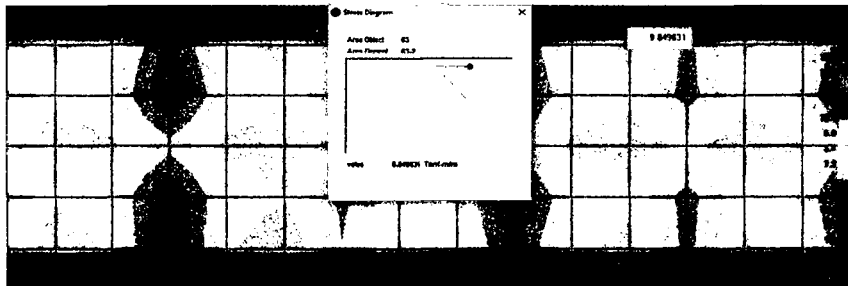
*Momentos Longitudinales*

**Figura 4.54:** Momentos Longitudinales Máximos



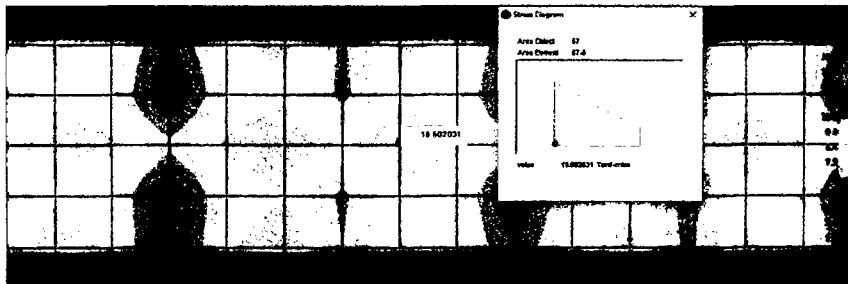
Fuente: Elaboración propia

**Figura 4.55:** Momentos Longitudinales Máximos Extremos



Fuente: Elaboración propia

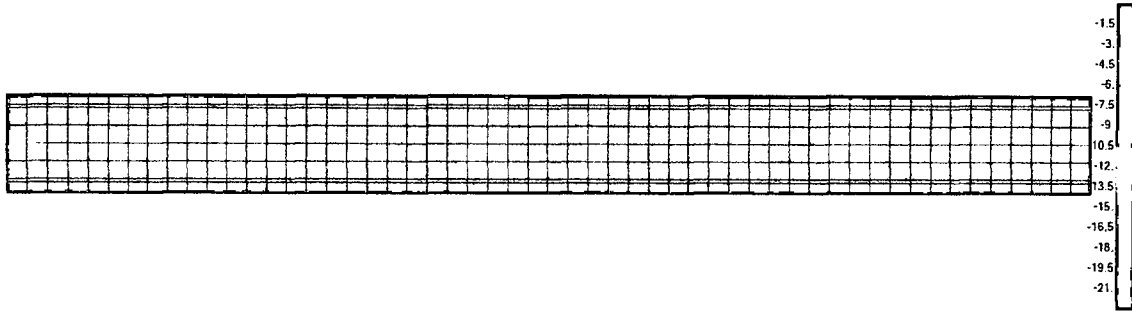
**Figura 4.56:** Momentos Longitudinales Máximos Interno



Fuente: Elaboración propia

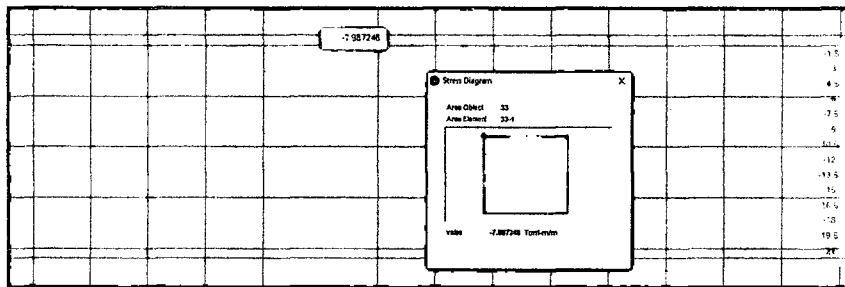


Figura 4.57: Momentos Longitudinales Mínimos



Fuente: Elaboración propia

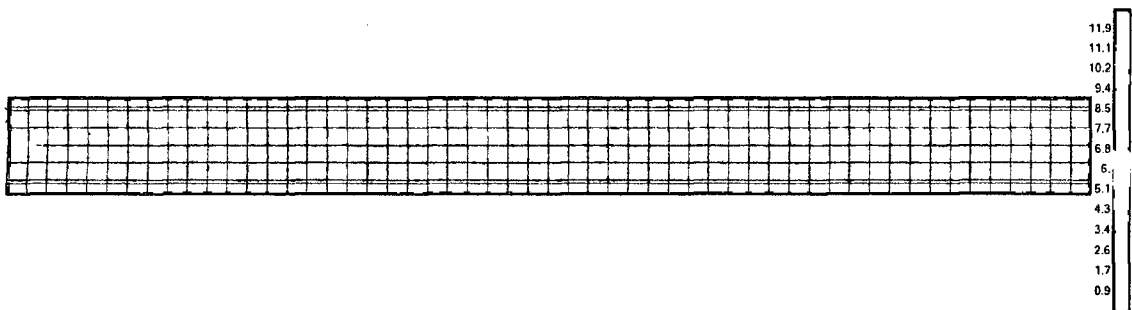
Figura 4.58: Momentos Longitudinales Mínimos externos



Fuente: Elaboración propia

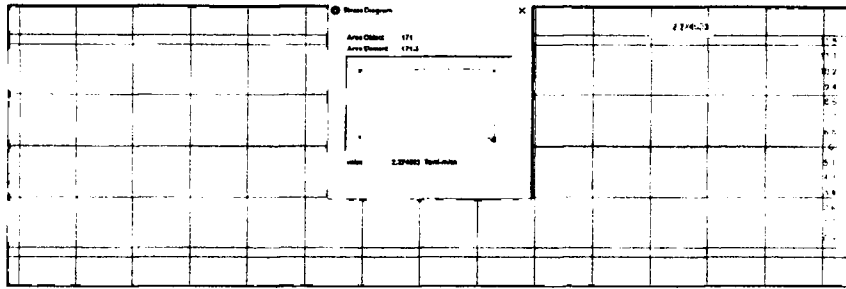
*Momentos Transversales para veredas*

Figura 4.59: Momentos Transversales Máximos



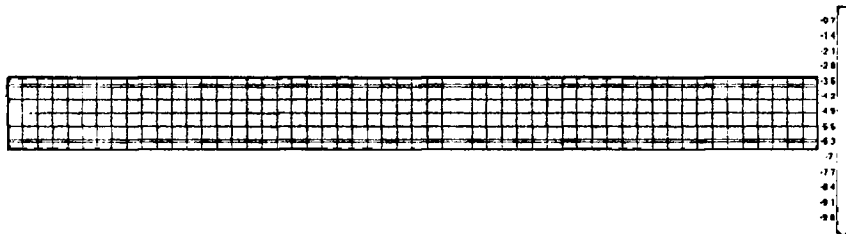
Fuente: Elaboración propia

Figura 4.60: Momentos Transversales Máximos



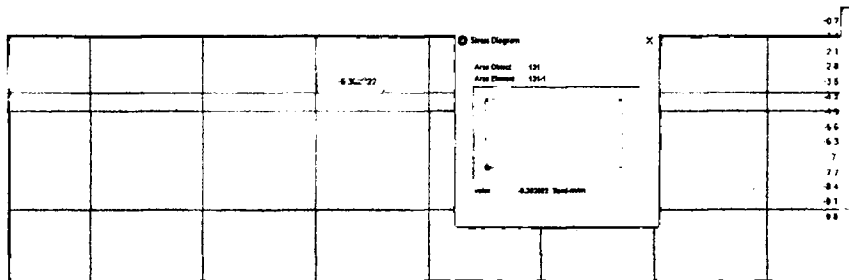
Fuente: Elaboración propia

Figura 4.61: Momentos Transversales Mínimos



Fuente: Elaboración propia

Figura 4.62: Momentos Transversales Mínimos



Fuente: Elaboración propia

Datos:

$$F_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Factor de flexion} = 0.9$$

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

$$r = 2.5$$

$$t \text{ losa} = 20 \text{ cm}$$

$$d = 20 - 2.5 - \frac{1.91}{2} = 16.545$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2(1.26 \times 10^5)}{0.85 \times 280 \times 0.9 \times 100}} = 0.359$$

$$A_s = \frac{1.26 \times 10^5}{0.90 \times 4200 \times (d - \frac{a}{2})} = 2.037$$

$$\rho = \frac{A_s}{d \times 100} = 0.0012$$

$$\rho_{bal} = 0.85 \times 0.85 \times \left(\frac{280}{4200}\right) \frac{6300}{6300 \times 4200} = 0.0289$$

$$\rho_{mín} = \frac{0.8 \sqrt{280}}{4200} = 0.0032$$

$$\rho_{máx} = 0.75 \times \rho_{bal} = 0.0217$$

**Tabla 4.20:** aceros en la losa

	En los extremos		En la parte central	
	Refuerzo Paralelo		Refuerzo Paralelo	
	M+ (Tn-m/m)	M- (Tn-m/m)	M+ (Tn-m/m)	M- (Tn-m/m)
Momentos	1.260	7.980	10.560	3.468
d (cm)	16.545	16.545	16.545	16.545
a (cm)	0.359	2.430	3.311	1.009
As (cm <sup>2</sup> )	2.037	13.771	18.763	5.720
$\rho$	0.001	0.008	0.011	0.003
$\rho$ balanceada	0.029	0.029	0.029	0.029
$\rho$ mínimo	0.0032	0.0032	0.0032	0.0032
$\rho$ máximo	0.022	0.022	0.022	0.022
	OK	OK	OK	OK
As (cm <sup>2</sup> ) final	2.037	13.771	18.763	5.720
Ø (Acero)	5/8"	3/4"	3/4"	5/8"
@ (cm)	97.210	20.695	15.190	34.617
redondear (cm)	20.000	30.000	15.000	30.000

**Tabla 4.21:** aceros en la vereda

En la vereda		
Refuerzo volado		
	M+ (Tn-m/m)	M- (Tn-m/m)
Momentos	2.270	7.980
d (cm)	11.865	11.545
a (cm)	0.930	3.878
As (cm <sup>2</sup> )	5.268	21.977
$\rho$	0.004	0.019
$\rho$ balanceada	0.029	0.029
$\rho$ mínimo	0.0032	0.0032
$\rho$ máximo	0.022	0.022
	OK	OK
As (cm <sup>2</sup> ) final	5.268	21.977
Ø (Acero)	1/2"	3/4"
@ (cm)	24.109	12.968
redondear (cm)	20.000	12.500

Para el refuerzo en la dirección secundaria, cuando el refuerzo principal es paralelo al tráfico será:

$$\frac{1750}{s} \leq 50 \%$$

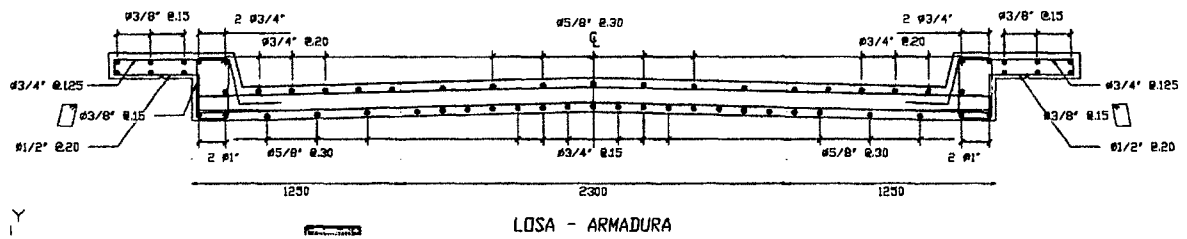
**Tabla 4.22:** refuerzo secundario

Refuerzo Perpendicular		
	Positivo	Negativo
Porcentaje	529.341	529.341
	0.500	0.500
As (cm <sup>2</sup> )	0.962	6.451
As (cm <sup>2</sup> ) mínimo	5.578	5.578
	ok	ok
As (cm <sup>2</sup> ) final	0.962	6.451
Ø (Acero)	1/2"	5/8"
@ (cm)	132.057	30.691
redondear (cm)	30.000	25.000

**Tabla 4.23:** Refuerzo a temperatura para el volado

As (cm <sup>2</sup> ) mínimo	3.984	3.984
Ø (Acero)	3/8"	3/8"
@ (cm)	17.82	17.82
redondear (cm)	15.00	15.00

**Figura 4.63:** Armadura de la losa y veredas



Fuente: Elaboración propia

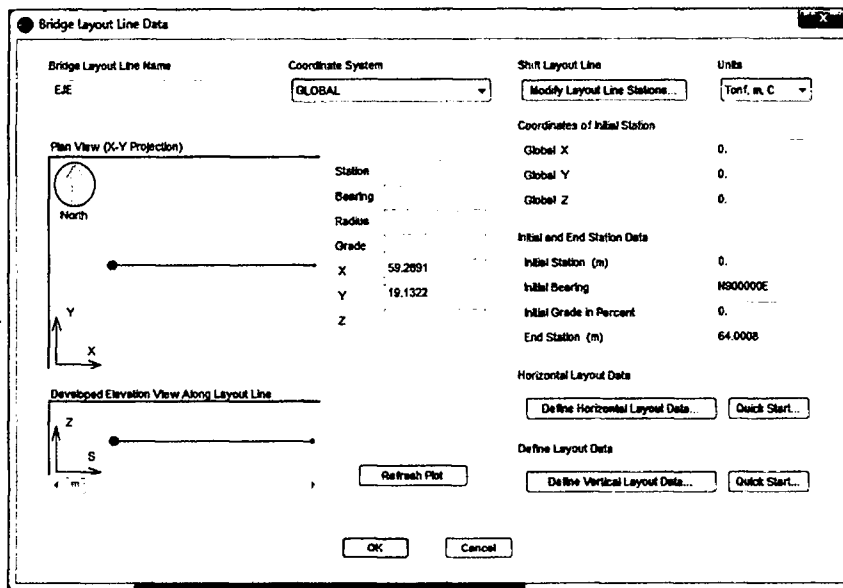
## 4.6. Modelamiento Del Puente Manchiri De L=64MTS. En Csibridge Por El Método Lrfd Y Asd

### 4.6.1. Layout

#### 4.6.1.1. Layout Preferences

Se define el eje del puente su nombre, longitud, alineación horizontal y vertical. Todos estos datos a partir de un punto de origen o estación inicial.

Figura 4.64: Longitud y orientación del eje del puente.

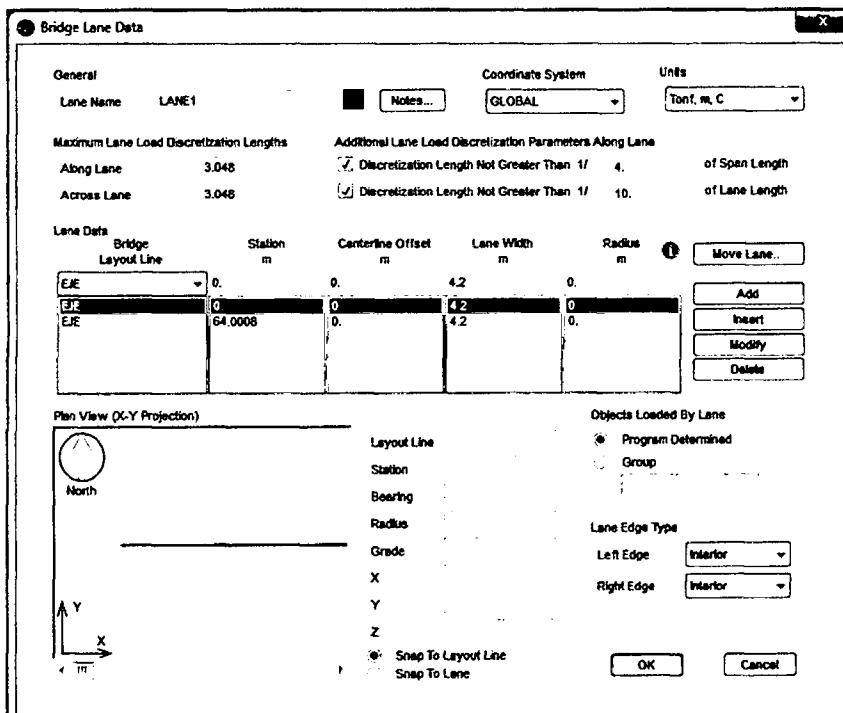


Fuente: Elaboración propia

#### 4.6.1.2. Layout Lanes

Definiremos los carriles por donde circulara la sobre carga vehicular se tiene que el ancho de calzada es de 4.20 m

Figura 4.65: Ancho de la calzada



Fuente: Elaboración propia

## 4.6.2. Components

### 4.6.2.1. Components - Properties Materials

En el programa, las propiedades de los materiales pueden ser definidos al mismo tiempo en que son requeridos, o si el usuario prefiere, estas propiedades pueden ser predefinidas por el programa. Varias propiedades de materiales preestablecidas son automáticamente definidas cuando se crea el modelo por primera vez.

Figura 4.66: Propiedades del Concreto  $f'_c = 280\text{kg/cm}^2$ .

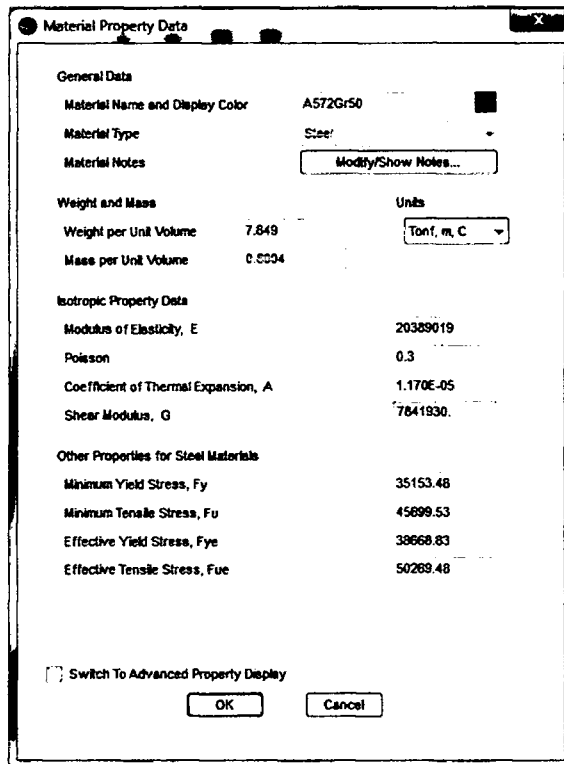
The image shows a software dialog box titled "Material Property Data" with a close button (X) in the top right corner. The dialog is organized into several sections:

- General Data:**
  - Material Name and Display Color: CDNC280
  - Material Type: Concrete
  - Material Notes: Modify/Show Notes...
- Weight and Mass:**
  - Weight per Unit Volume: 2.4028
  - Mass per Unit Volume: 0.245
  - Units: Tonf, m, C (dropdown menu)
- Isotropic Property Data:**
  - Modulus of Elasticity, E: 2534563.5
  - Poisson: 0.2
  - Coefficient of Thermal Expansion, A: 9.900E-06
  - Shear Modulus, G: 1056068.1
- Other Properties for Concrete Materials:**
  - Specified Concrete Compressive Strength,  $f'_c$ : 2800.
  - Lightweight Concrete
- Switch To Advanced Property Display

At the bottom of the dialog are two buttons: "OK" and "Cancel".

Fuente: Elaboración propia

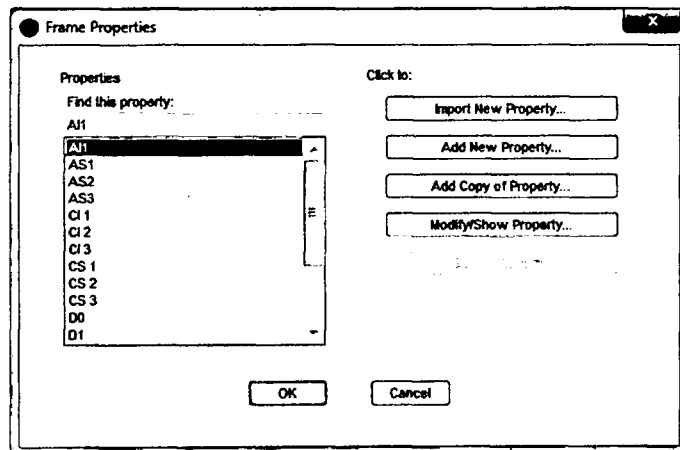
Figura 4.67: Propiedades del Acero grado 50.



Fuente: Elaboración propia

#### 4.6.2.2. Components - Properties Frames

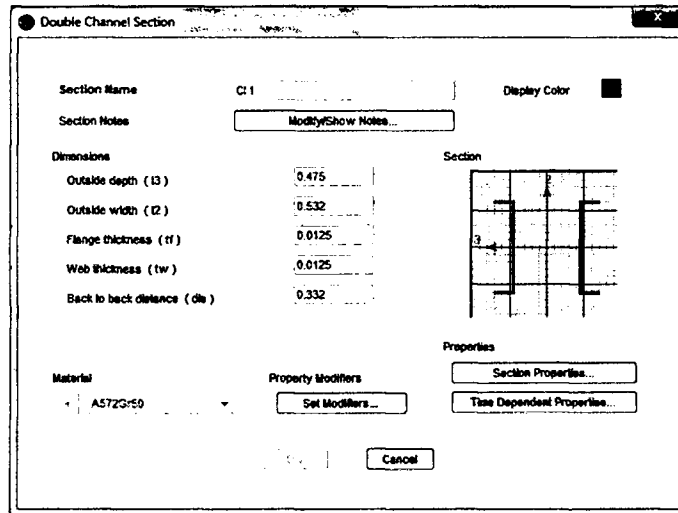
Figura 4.68: Secciones del Puente



Fuente: Elaboración propia



Figura 4.69: Cordón inferior CI 1 .

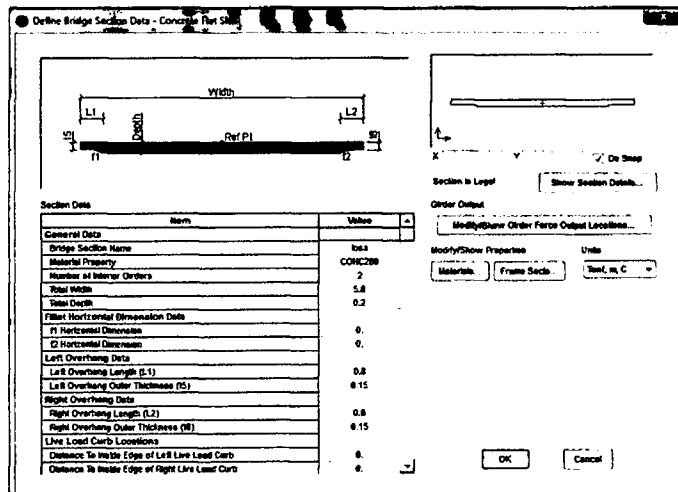


Fuente: Elaboración propia

#### 4.6.2.3. Components - Superstructure – Deck Sections

La sección para la losa del puente es del tipo “Flat Slab” de 20cm de espesor. En la Figura 6.16 definimos las características geométricas y físicas de la losa de concreto del puente. El esfuerzo de compresión del concreto a usarse será de 280kg/cm<sup>2</sup>, el ancho de la losa es incluido el ancho de las veredas.

Figura 4.70: Dimensiones de la Losa de Concreto  $f'c = 280\text{kg/cm}^2$



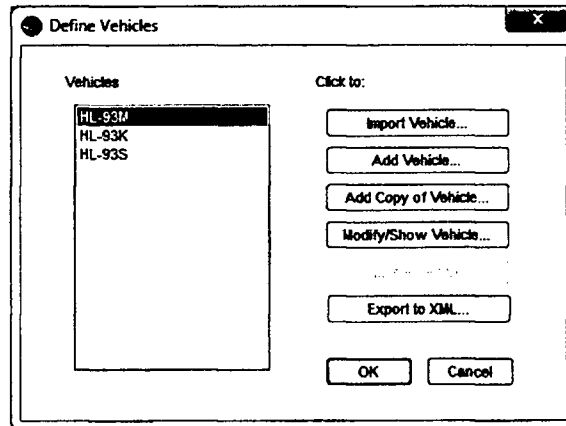
Fuente: Elaboración propia

### 4.6.3. Loads

#### 4.6.3.1. Loads - Vehicles

Para puentes de un solo tramo se diseñara con dos tipos de vehículos el Tándem (M) y el Camión HL-93 Truck (K). Con un 33 % por efectos de impacto.

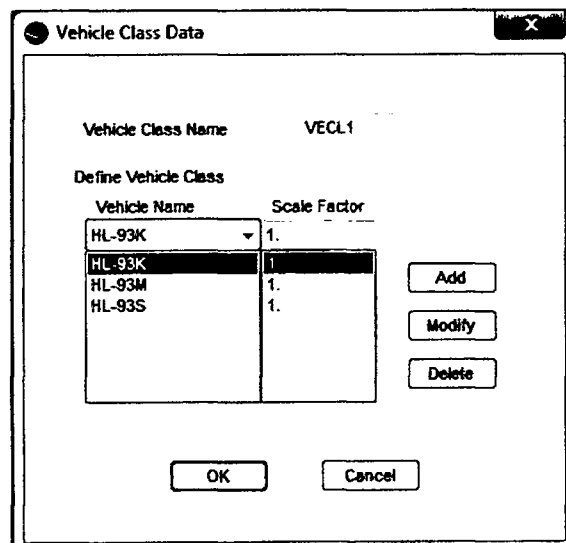
Figura 4.71: Camión de Diseño.



Fuente: Elaboración propia

#### 4.6.3.2. Loads - Vehicles Class

Figura 4.72: Clases de Vehículos de Diseño.

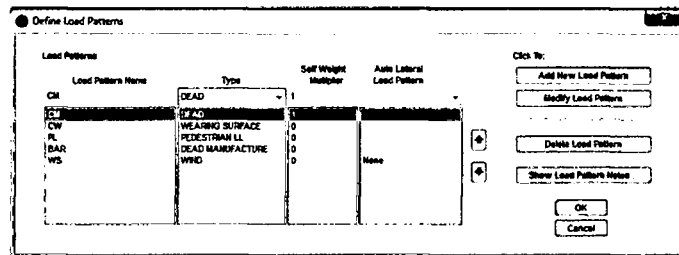


Fuente: Elaboración propia

### 4.6.3.3. Loads - Load Pattern Definitions

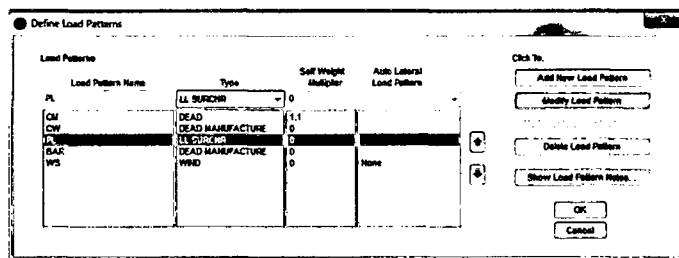
En la carga muerta se incrementa un porcentaje de 10% del peso de la estructura para considerar el peso de las conexiones.

Figura 4.73: Definición de Cargas Patron para LRFD



Fuente: Elaboración propia

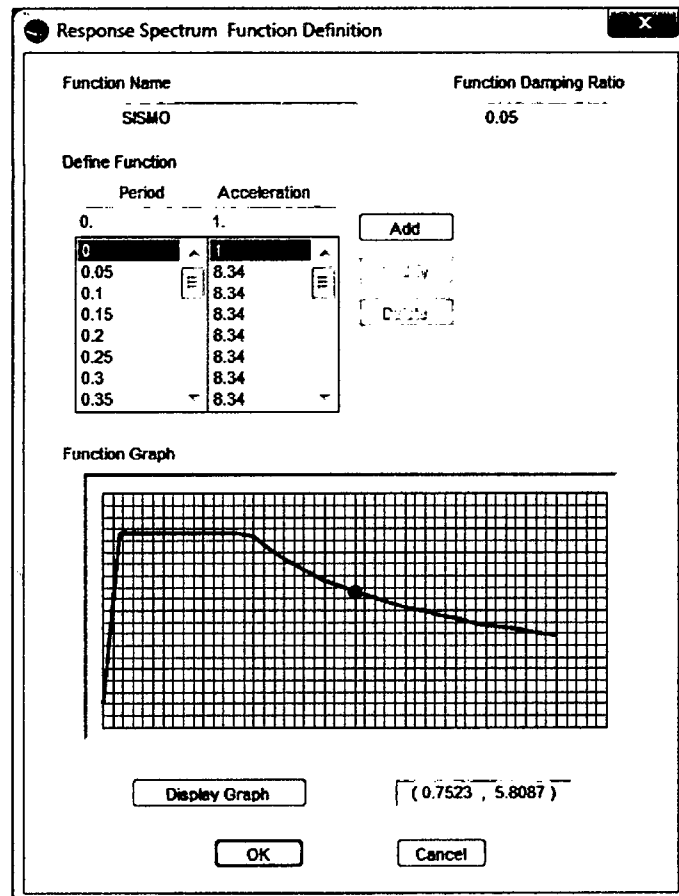
Figura 4.74: Definición de Cargas Patrón para ASD



Fuente: Elaboración propia

#### 4.6.3.4. Loads - Function - Response Spectrum

Figura 4.75: Espectro de Aceleración Según MTC.



Fuente: Elaboración propia

#### 4.6.3.5. Loads - Load Case Definitions

##### *Carga De Baranda BR (Dead Manufacture)*

La carga de baranda es en dirección de la gravedad, es una fuerza lineal que actúa en el centro de gravedad de la baranda. Carga Lineal de la baranda =  $0.1Tn/m$

Definidas las cargas lineales a las que estará sujeta la losa del puente, ahora debemos indicar la longitud sobre la cual actuara a lo largo de la losa, en nuestro caso es a lo largo de toda su longitud de 64 mts.

Figura 4.76: Definición de Carga de baranda Margen Izquierdo.

The dialog box is titled "Bridge Line Load Distribution Definition Data". It contains the following fields and options:

- Load Name:** BARANDA IZQ
- Units:** Tonf, m, C
- Load Direction:**
  - Load Type:** Force
  - Coordinate System:** GLOBAL
  - Direction:** Gravity
- Load Value:**
  - Value:** 0.1
- Load Transverse Location:**
  - Reference Location:** Left Edge of Deck
  - Load Distance from Reference Location:** 0.
- Load Vertical Location:** Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

Buttons: OK, Cancel

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.77: Definición de Carga de baranda Margen Derecho.

The dialog box is titled "Bridge Line Load Distribution Definition Data". It contains the following fields and options:

- Load Name:** BARANDA DER
- Units:** Tonf, m, C
- Load Direction:**
  - Load Type:** Force
  - Coordinate System:** GLOBAL
  - Direction:** Gravity
- Load Value:**
  - Value:** 0.1
- Load Transverse Location:**
  - Reference Location:** Right Edge of Deck
  - Load Distance from Reference Location:** 0.
- Load Vertical Location:** Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

Buttons: OK, Cancel

Fuente: Elaboración propia

*Carga Peatonal PL (Pedestrian LL)*

Estas cargas según la norma del MTC. Carga peatonal por unidad de área= $0.367\text{Tn}/\text{m}^2$   
La carga peatonal es una fuerza distribuida sobre la vereda derecha e izquierda, en sentido de la gravedad.

Figura 4.78: Definición de Carga Peatonal Margen Izquierdo.

Bridge Area Load Distribution Definition Data

Load Name	Units
PEATONAL IZQ	Tonf, m, C

Load Direction

Load Type	Force
Coordinate System	GLOBAL
Direction	Gravity

Load Value

Left Edge Value	0.367
Right Edge Value	0.367

Load Transverse Location

Left Reference Location	Left Edge of Deck
Left Load Distance from Left Ref. Location	0.
Right Reference Location	Left Edge of Deck
Right Load Distance from Right Ref. Location	0.8

Load Vertical Location

Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.79: Definición de Carga Peatonal Margen Derecho.

Bridge Area Load Distribution Definition Data

Load Name: PEATONAL DER      Units: Tonf, m, C

Load Direction

Load Type: Force

Coordinate System: GLOBAL

Direction: Gravity

Load Value

Left Edge Value: 0.367

Right Edge Value: 0.367

Load Transverse Location

Left Reference Location: Right Edge of Deck

Left Load Distance from Left Ref. Location: 0.8

Right Reference Location: Right Edge of Deck

Right Load Distance from Right Ref. Location: 0

Load Vertical Location

Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK      Cancel

Fuente: Elaboración propia

*Carga Muerta De La Superficie De Rodadura DW (WEARING SURFACE)*

Peso específico del asfalto =  $2.2 \text{ Tn/m}^3$

Espesor de la carpeta asfáltica =  $0.05 \text{ m}$

Carga asfáltica por unidad de área =  $0.11 \text{ Tn/m}^2$

Figura 4.80: Definición de Carga de asfalto.

Bridge Area Load Distribution Definition Data

Load Name: ASFALTO Units: Tonf. m. C.

Load Direction

Load Type: Force

Coordinate System: GLOBAL

Direction: Gravity

Load Value

Left Edge Value: 0.113

Right Edge Value: 0.113

Load Transverse Location

Left Reference Location: Right Edge of Deck

Left Load Distance from Left Ref. Location: 0.8

Right Reference Location: Left Edge of Deck

Right Load Distance from Right Ref. Location: 0.8

Load Vertical Location

Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia

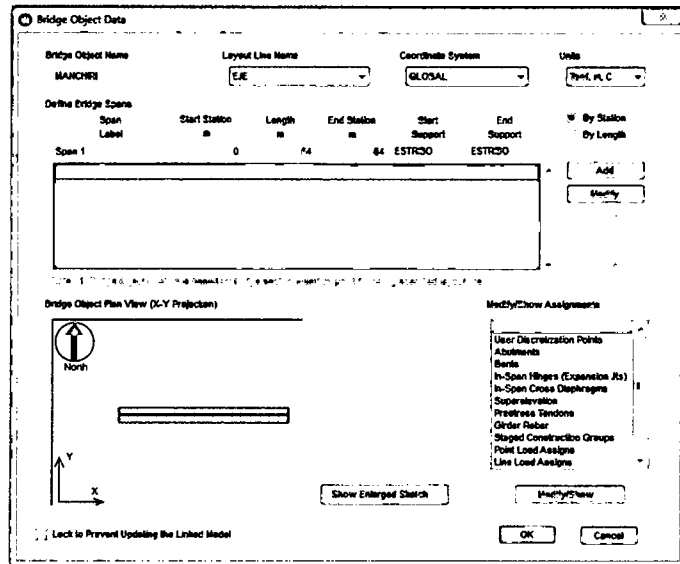
## 4.6.4. Bridge

### 4.6.4.1. Bridge-object data

Nos muestra la estación inicial y final de la estructura idealizada



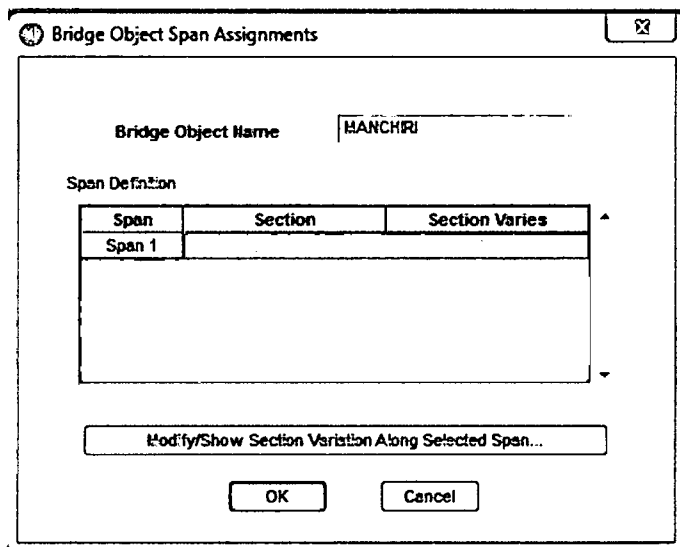
Figura 4.81: Estación inicial y final



Fuente: Elaboración propia

4.6.4.2. Bridge Object Assignments > Deck Sections

Figura 4.82: Definición de la losa sección constante

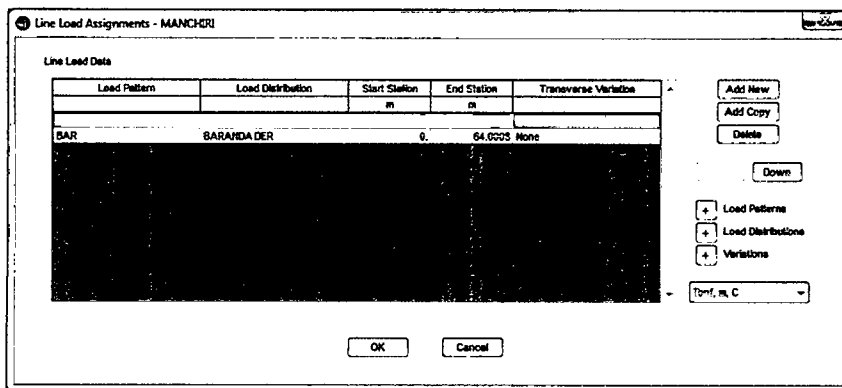


Fuente: Elaboración propia

4.6.4.3. Bridge - Load – Line Load Assignments

Se coloca la distancia de la línea de carga distribuida de la baranda a lo largo del puente.

Figura 4.83: Línea de carga distribuida de la baranda

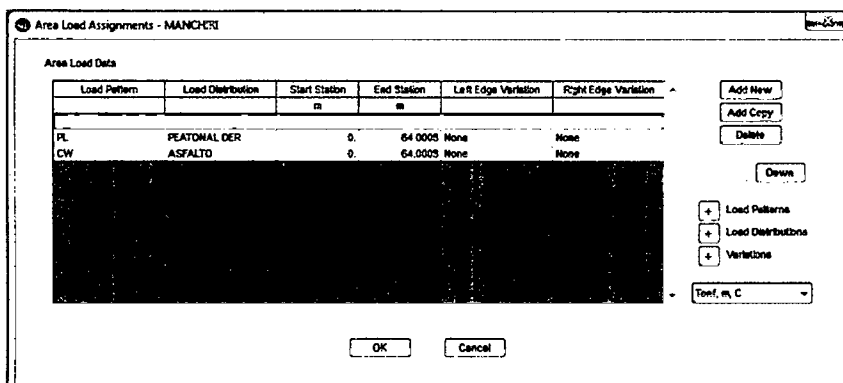


Fuente: Elaboración propia

#### 4.6.4.4. Bridge - Load – Area Load Assignments

Definidas las cargas distribuidas a las que estará sujeta la losa del puente, ahora debemos indicar la longitud sobre la cual actuara a lo largo de la losa, en nuestro caso es a lo largo de toda su longitud de 64 mts.

Figura 4.84: Carga Distribuida Sobre la Losa.



Fuente: Elaboración propia

#### 4.6.4.5. Cargas de viento

La carga de viento se asumirá que está uniformemente distribuida sobre el área expuesta al viento. Para puentes a más de 10 mts sobre el nivel del terreno o del agua, la velocidad de diseño se deberá ajustar con:

$$V_{Dz} = 2.5V_0 \left( \frac{V_{10}}{V_B} \right) Ln \left( \frac{z}{z_0} \right)$$

$V_{Dz}$ : Velocidad del viento de diseño a la altura de diseño Z (km/h)

$V_0$ : Velocidad friccional (km/h)

$V_{10}$ : Velocidad del viento a 10 m sobre el nivel del terreno o agua de diseño (km/h).  
 En ausencia de datos  $V_{10} = V_B = 160 \text{ km/h}$   
 $V_B$ : Velocidad básica del viento igual a 160 km/h a una altura de 10 m  
 $Z_0$ : Longitud de fricción del fetch o campo de viento aguas arriba (m)  
 $z$ : Altura de la estructura >10 m

**Tabla 4.24:** Valores de constantes  $V_0, Z_0$

CONDICIÓN	TERRENOS ABIERTOS	AREA SUBURBANOS	AREA URBANA
$V_0(\text{km/h})$	13.2	17.6	19.3
$Z_0(\text{m})$	0.07	1	2.5

Para nuestro caso tendremos:

$$V_{10} = V_B = 160 \text{ Km/h}$$

$$V_0 = 13.2 \text{ Km/h}$$

$$Z_0 = 0.07 \text{ m}$$

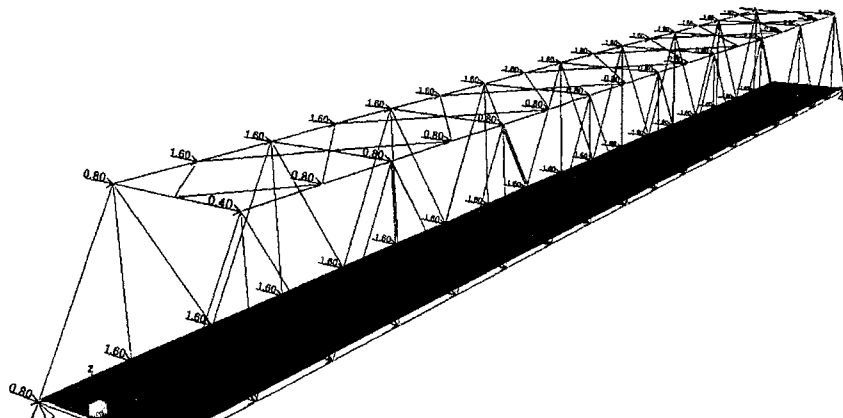
$$Z = 10.00 \text{ m}$$

Reemplazando en la ecuación tendremos que

$$V_{DZ} = 2.5V_0 \left( \frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left( \frac{Z}{Z_0} \right) = 2.5(13.2) \left( \frac{160}{160} \right) \ln \left( \frac{10}{0.07} \right) = 163.7 \frac{\text{Km}}{\text{H}}$$

Presión horizontal del viento. La carga total no se deberá tomar menor que 449 Kg/m en el plano de un cordón a barlovento ni 224 kg/m en el plano de un cordón a sotavento de un componente reticulado. A continuación se muestra las cargas en barlovento y sotavento, las cuales han sido transformadas a cargas puntuales (Tn).

**Figura 4.85:** Cargas de viento sobre la estructura

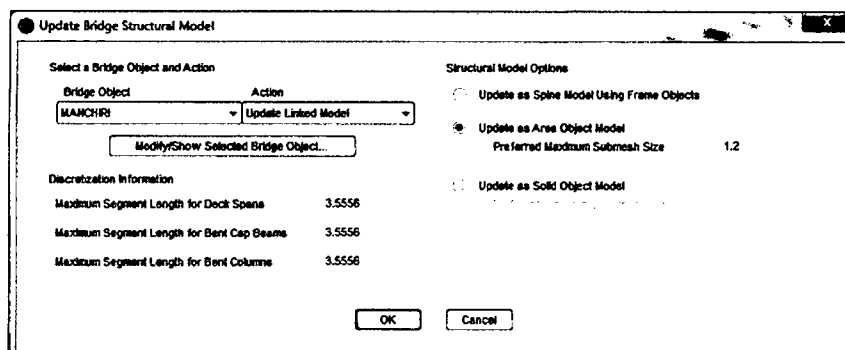


Fuente: Elaboración propia

#### 4.6.4.6. Bridge - Update Linked Model

Este comando actualiza los cambios realizados en el puente. También nos permite la discretización del modelo.

Figura 4.86: Discretización del Modelo.



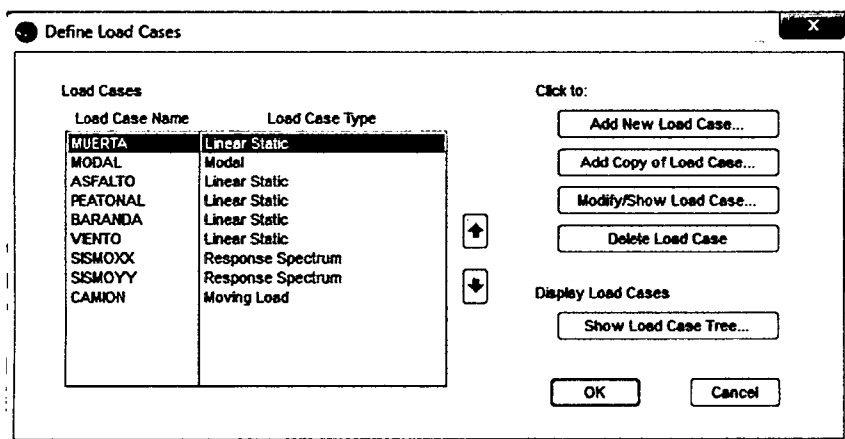
Fuente: Elaboración propia

#### 4.6.5. Analysis

##### 4.6.5.1. Analysis – Define load cases

En esta sección se define los casos de carga para el análisis.

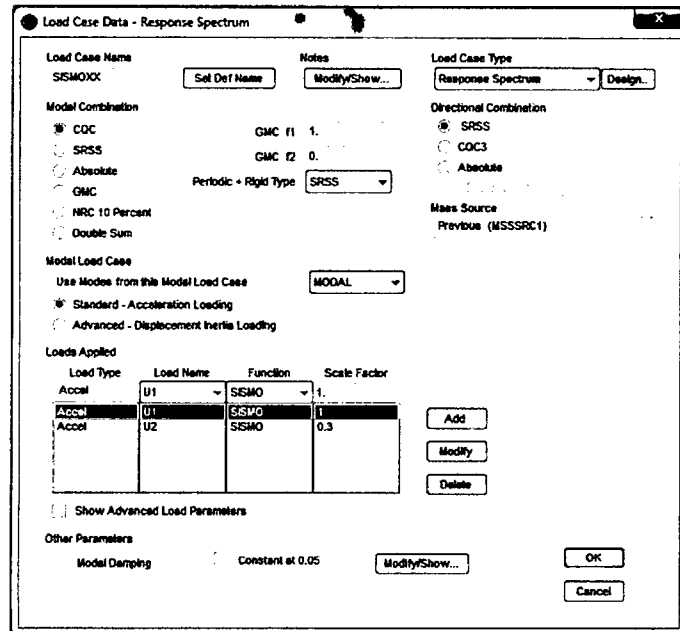
Figura 4.87: Casos de cargas



Fuente: Elaboración propia

Sismo en dirección en “x” considerado 100 % y sismo en la dirección en “y” considerado 30 %.

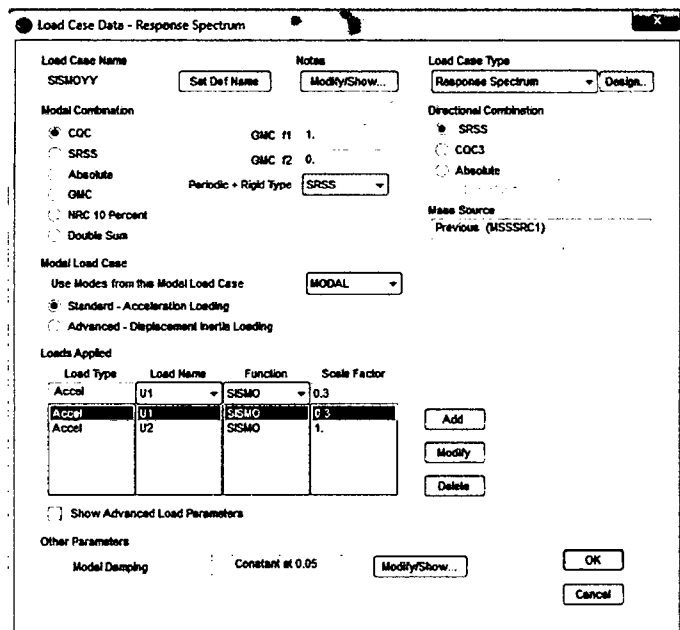
Figura 4.88: Definición de la Carga de Sismo en dirección X.



Fuente: Elaboración propia

Sismo en dirección en "y" considerado 100% y sismo en la dirección en "x" considerado 30%.

Figura 4.89: Definición de la Carga de Sismo en dirección Y.

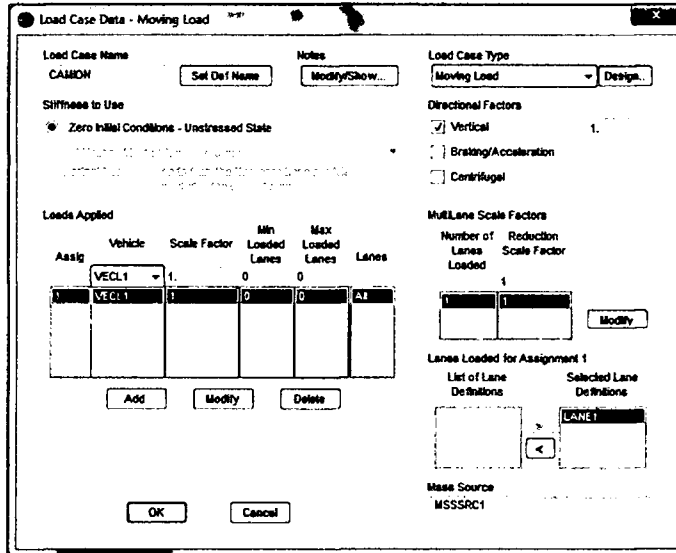


Fuente: Elaboración propia

Definimos la carga móvil, como se trata de una vía el factor de presencia múltiple toma

el valor de 1.2 para el método LRFD y 1.0 para el método ASD a partir de condiciones iniciales sin daño.

Figura 4.90: Definición de la Carga Móvil.



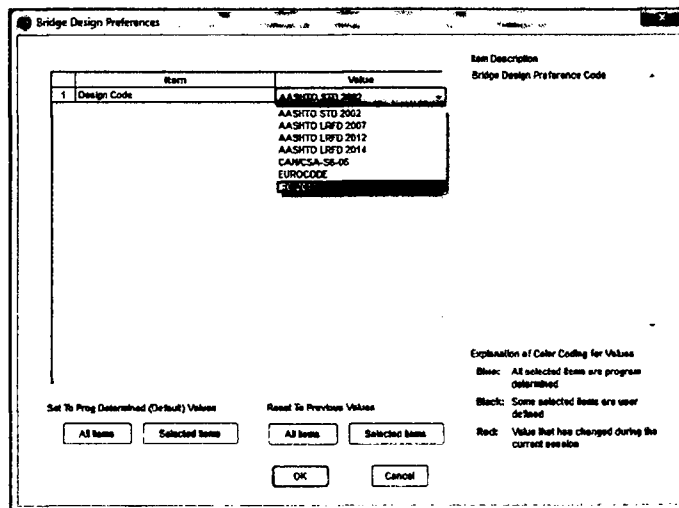
Fuente: Elaboración propia

#### 4.6.6. Design/Rating

##### 4.6.6.1. Design / Rating – Code Preferences

Se escoge el código de diseño para poder usar en nuestra combinación de cargas, para el método de ASD usaremos la opción AASHTO STD 2002, y para el método de LRFD usaremos la opción AASHTO LRFD 2014

Figura 4.91: Código de diseño de su preferencia

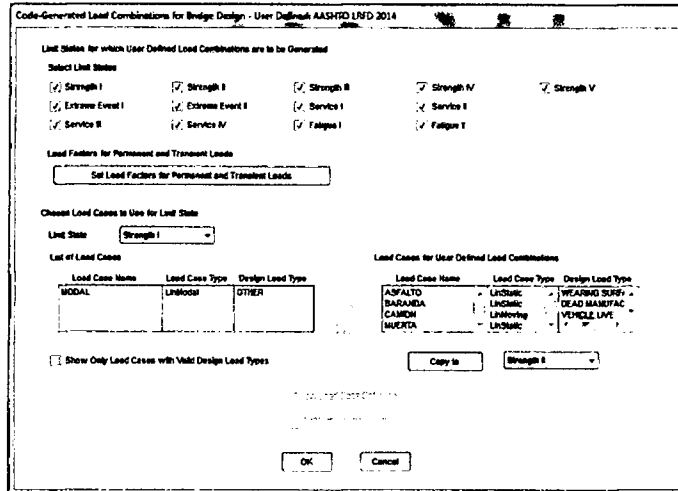


Fuente: Elaboración propia

#### 4.6.6.2. Design / Rating – Load Combinations

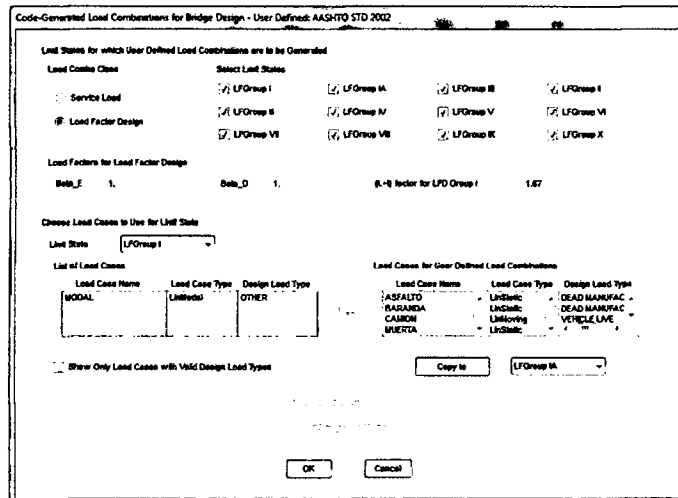
Según el código de su preferencia se escogerá las posibles combinaciones.

Figura 4.92: Combinaciones de carga método LRFD



Fuente: Elaboración propia

Figura 4.93: Combinaciones de carga método ASD



Fuente: Elaboración propia

#### 4.6.7. Advanced

##### 4.6.7.1. Advanced – Steel – View / Revise Preferences

En esta sección colocaremos los factores de resistencia (LRFD) y factores de seguridad (ASD) para el diseño de las estructuras metálicas

Figura 4.94: Factores de resistencia LRFD

Steel Frame Design Preferences for AISC360-05/IBC2006

Item	Value
1 Design Code	AISC360-05/IBC2006
2 Multi-Response Case Design	Envelope
3 Framing Type	SMF
4 Seismic Design Category	E
5 Importance Factor	1
6 Design System Rho	1
7 Design System Sds	0.5
8 Design System R	4
9 Design System Omega	1
10 Design System Cf	0.5
11 Design Provision	LRFD
12 Analysis Method	Direct Analysis
13 Second Order Method	General 2nd Order
14 Stiffness Reduction Method	Tau-0 Fixed
15 Phi (Bending)	0.9
16 Phi (Compression)	0.9
17 Phi (Tension-Yielding)	0.9
18 Phi (Tension-Fracture)	0.75
19 Phi (Shear)	0.9
20 Phi (Shear-Short Welded Rolled I)	1
21 Phi (Torsion)	0.9
22 Ignore Seismic Code?	Yes
23 Ignore Special Seismic Load?	No
24 Is Double Plate Plug-Welded?	Yes

Item Description  
This is called the System Overstrength Factor. This is a function of Seismic Force Resisting System. It can assume different values in two orthogonal directions. The Omega value specified here is solely used for design. The program uses the same value for all directions. See ASCE 7-05 section 12.2.1 and Table 12.2-1 for details.

Explanation of Color Coding for Values  
Blue: Default Value  
Black: Not a Default Value  
Red: Value that has changed during the current session

Set To Default Values      Reset To Previous Values

All Items   Selected Items   All Items   Selected Items

OK   Cancel

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.95: Factores de resistencia ASD

Steel Frame Design Preferences for AISC360-05/IBC2006

Item	Value
1 Design Code	AISC360-05/IBC2006
2 Multi-Response Case Design	Envelope
3 Framing Type	SMF
4 Seismic Design Category	D
5 Importance Factor	1
6 Design System Rho	1
7 Design System Sds	0.5
8 Design System R	8
9 Design System Omega	3
10 Design System Cf	0.5
11 Design Provision	ASD
12 Analysis Method	Direct Analysis
13 Second Order Method	General 2nd Order
14 Stiffness Reduction Method	Tau-0 Fixed
15 Omega (Bending)	1.67
16 Omega (Compression)	1.67
17 Omega (Tension-Yielding)	1.67
18 Omega (Tension-Fracture)	2
19 Omega (Shear)	1.67
20 Omega (Shear-Short Welded Rolled I)	1.5
21 Omega (Torsion)	1.67
22 Ignore Seismic Code?	Yes
23 Ignore Special Seismic Load?	No
24 Is Double Plate Plug-Welded?	Yes

Item Description  
This is called the Design Spectral Acceleration Parameter. This is related to seismic design. See ASCE 7-05 section 11.4.4 and 11.4.5 for details.

Explanation of Color Coding for Values  
Blue: Default Value  
Black: Not a Default Value  
Red: Value that has changed during the current session

Set To Default Values      Reset To Previous Values

All Items   Selected Items   All Items   Selected Items

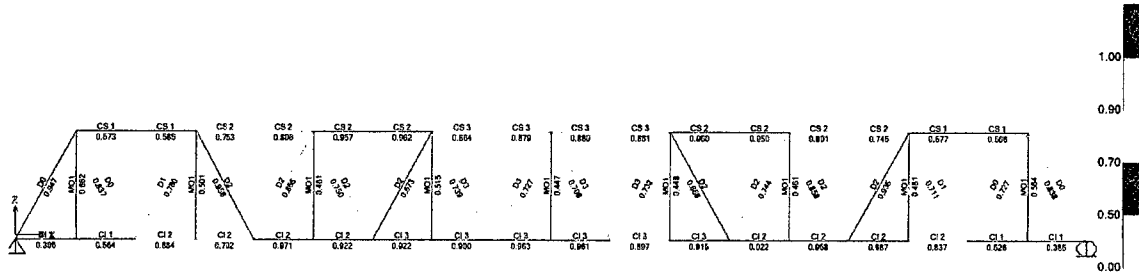
OK   Cancel

Fuente: Elaboración propia

Con estos datos procedemos a calcular los ratios (ecuación de interacción) en las estructuras metálicas y verificar que si cumplen o no dicha ecuación.

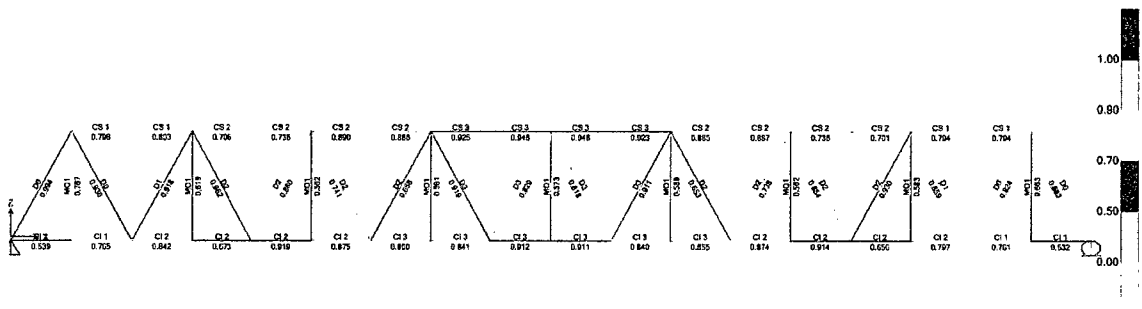


Figura 4.96: Valores de la fórmula de interacción en los elementos método LRFD



Fuente: Elaboración propia

Figura 4.97: Valores de la fórmula de interacción en los elementos método ASD



Fuente: Elaboración propia

## 4.7. Resultados de la investigación

En esta sección se comparan los resultados obtenidos del diseño con la norma AASHTO Standard Specifications diseño por esfuerzos admisibles (2002) y los obtenidos utilizando la norma AASHTO LRFD (2010), para la estructura metálica del puente tipo reticular. Se comparan los esfuerzos obtenidos y las metodologías de diseño utilizadas con una y otra norma destacando las diferencias más relevantes que se han detectado al diseñar con las diferentes normas.

### 4.7.1. Carga permanente

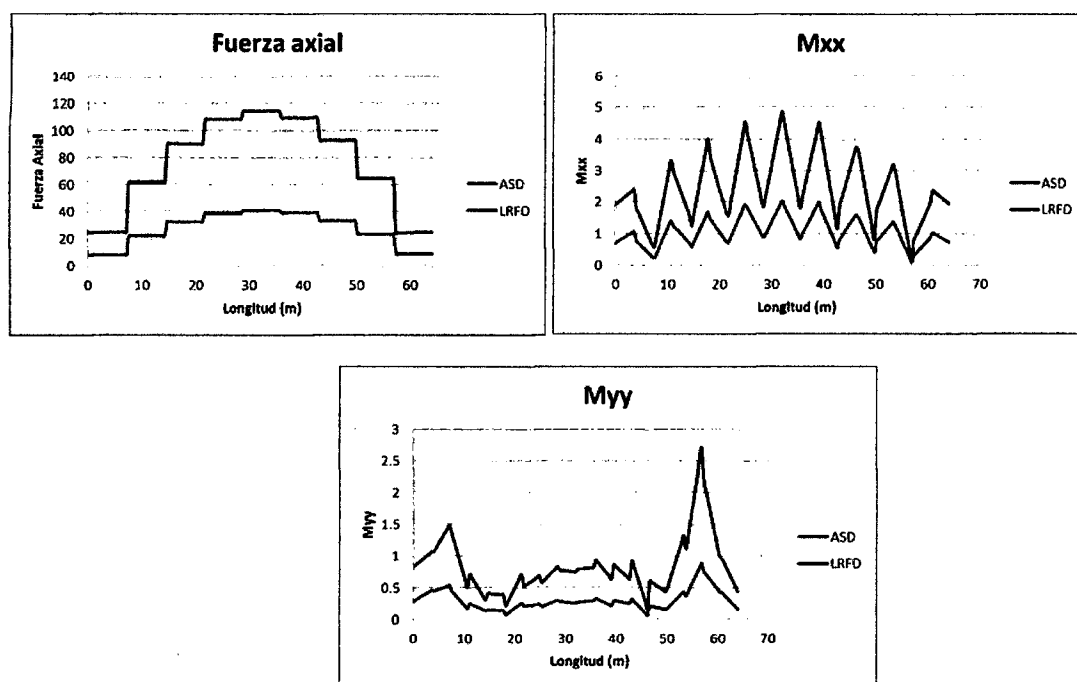
Los esfuerzos determinados por cargas permanentes de veredas, pavimento y barandas resultaron de igual valor para ambas normas,

### 4.7.2. Carga Viva

La norma AASHTO LRFD define para la carga viva vehicular un único tipo de carga, denominada HL-93, donde el camión de diseño es similar al camión HS 20-44 establecido

en la AASHTO Standard. Por otra parte, la norma AASHTO Standard fija diferentes tipos de camiones, dependiendo del peso y cantidad de ejes que estos tienen (Tipo HS 20-44, H 20-44, HS 15-44 y H 15-44). La carga viva en la norma AASHTO LRFD, en comparación con la norma AASHTO Standard, se ve aumentada notoriamente, debido a que considera en la carga HL-93, la condición más desfavorable entre: - Carga de tándem más carga de carril de diseño o - Carga de camión más carga de carril de diseño. En cambio, la norma AASHTO Standard utiliza la carga viva HS 20-44, la cual se determina como la condición más desfavorable entre la carga de camión y la carga de carril de diseño (diferente a la carga de carril de diseño utilizada en la norma LRFD). En los gráficos que se presenta a continuación del cordón inferior CI se puede observar los diferentes esfuerzos por carga viva debido a ambas normas.

**Figura 4.98:** Valores de la Fuerza axial momento en el eje x-x y momento en el eje y-y debido a la carga de camión Cordón Inferior CI



Fuente: Elaboración propia

Según el gráfico se observa que los valores de esfuerzos bajo la carga de camión del LRFD es mayor que la carga de camión del ASD.

### 4.7.3. Combinaciones de Carga

Otra diferencia de importancia son los estados de carga que se verifican en el diseño con cada norma. En la norma AASHTO Standard se verifica que se cumplan los estados de:

- Servicio o
- Factores de carga

Figura 4.99: Combinación de carga en servicio - coeficiente g y b Aastho Standard Specifications 2002

Col.No	1	2	3	3A	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
GRUPO	FACTORES $\beta$														
	$\gamma$	D	$(L+I)_D$	$(L+I)_E$	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+F	EQ	ICE	%
CARGAS DE SERVICIO	I	1.0	1	1	0	1	$f_c$	1	1	0	0	0	0	0	100
	IA	1.0	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	150
	IB	1.0	1	0	1	1	$f_c$	1	1	0	0	0	0	0	**
	II	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	125
	III	1.0	1	1	0	1	$f_c$	1	1	0.3	1	1	0	0	125
	IV	1.0	1	1	0	1	$f_c$	1	1	0	0	0	1	0	125
	V	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	140
	VI	1.0	1	1	0	1	$f_c$	1	1	0.3	1	1	1	0	140
	VII	1.0	1	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	133
	VIII	1.0	1	1	0	1	1	1	1	0	0	0	0	1	140
	IX	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	1	150
	X	1.0	1	1	0	0	$f_c$	0	0	0	0	0	0	0	100

Fuente: Figura tomada desde [19]

Figura 4.100: Combinación de cargas factoradas - coeficiente g y b Aastho Standard Specifications 2002

Col.No	1	2	3	3A	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
GRUPO	FACTORES $\beta$														
	$\gamma$	D	$(L+I)_D$	$(L+I)_E$	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+F	EQ	ICE	%
DISEÑO POR FACTORES DE CARGA	I	1.3	$f_b$	1.67	0	1	$f_c$	1	1	0	0	0	0	0	NO APLICABLE
	IA	1.3	$f_b$	2.20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	IB	1.3	$f_b$	0	1	1	$f_c$	1	1	0	0	0	0	0	
	II	1.3	$f_b$	0	0	0	$f_c$	1	1	1	0	0	0	0	
	III	1.3	$f_b$	1	0	1	$f_c$	1	1	0.3	1	1	0	0	
	IV	1.3	$f_b$	1	0	1	$f_c$	1	1	0	0	0	1	0	
	V	1.25	$f_b$	0	0	0	$f_c$	1	1	1	0	0	1	0	
	VI	1.25	$f_b$	1	0	1	$f_c$	1	1	0.3	1	1	1	0	
	VII	1.3	$f_b$	0	0	0	$f_c$	1	1	0	0	0	0	1	
	VIII	1.3	$f_b$	1	0	1	$f_c$	1	1	0	0	0	0	1	
	IX	1.2	$f_b$	0	0	0	$f_c$	1	1	1	0	0	0	1	
	X	1.3	1	1.67	0	0	$f_c$	0	0	0	0	0	0	0	

Fuente: Figura tomada desde [15]

En cambio, la norma AASHTO LRFD ocupa, valga la redundancia, el método de factores de carga y resistencia. Este método establece 11 estados de carga diferentes, de los cuales se deben verificar, todos los que sean revelantes para el diseño de nuestra estructura. En esta memoria se verificaron los siguientes:

- Resistencia I, Resistencia II, Resistencia III, Resistencia IV, Resistencia V
- Servicio I, Servicio II, Servicio III
- Evento extremo I, Evento extremo II

Figura 4.101: Factores de carga y combinación

Combinación de cargas	DC	LL						TU	TG	SE	Usar solamente uno de los indicados en estas columnas en cada combinación				
	DD	IM					FR	CR							
	DW	CE	WA	WS	WL		SH					EQ	IC	CT	CV
ESTADO LIMITE	EH	BR													
	EV	PL													
	ES	LS													
RESISTENCIA I	$\gamma_F$	1.75	1.00				1.00	0.5/1.20	$\gamma_{TC}$	$\gamma_{SE}$					
RESISTENCIA II	$\gamma_F$	1.35	1.00				1.00	0.5/1.20	$\gamma_{TC}$	$\gamma_{SE}$					
RESISTENCIA III	$\gamma_F$		1.00	1.40			1.00	0.5/1.20	$\gamma_{TC}$	$\gamma_{SE}$					
RESISTENCIA IV Solamente EH, EV, ES, DW, DC	$\gamma_F$ 1.5		1.00				1.00	0.5/1.20							
RESISTENCIA V	$\gamma_F$	1.35	1.00	0.40	0.40		1.00	0.5/1.20	$\gamma_{TC}$	$\gamma_{SE}$					
EVENTO EXTREMO I	$\gamma_F$	$\gamma_{EQ}$	1.00				1.00				1.00				
EVENTO EXTREMO II	$\gamma_F$	0.50	1.00				1.00					1.00	1.00	1.00	
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	0.30	0.30		1.00	1.00/1.20	$\gamma_{TC}$	$\gamma_{SE}$					
SERVICIO II	1.00	1.30	1.00				1.00	1.00/1.20							
SERVICIO III	1.00	0.80	1.00				1.00	1.00/1.20	$\gamma_{TC}$	$\gamma_{SE}$					
FATIGA – solamente LL, IM, CE		0.75													

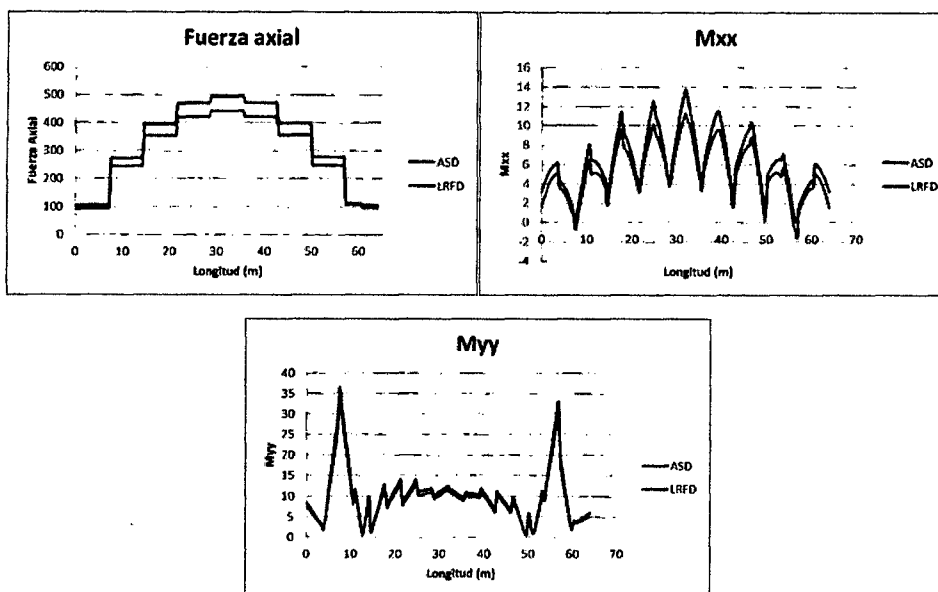
Fuente: Figura tomada desde [19]

**Tabla 4.25:** Factores de carga para Cargas Permanentes,  $\gamma_P$

TIPO DE CARGA	FACTOR DE CARGA	
	Máximo	Mínimo
DC: Componentes y Auxiliares	1.25	0.9
DD: Fuerza de arrastre hacia abajo	1.8	0.45
DW: Superficies de Rodadura y Accesorios	1.5	0.65
EH: Presión horizontal de tierra		
+Activa	1.5	0.9
+En reposo	1.35	0.9
EV: Presión Vertical de tierra		
*Estabilidad global	1.35	1
*Estructuras de retención	1.3	0.9
*Estructuras rígidas empotradas	1.35	0.9
*Pórticos rígidos	1.95	0.9
*Estructuras flexibles empotrados excepto alcantarillas metálicas.		
Alcantarillas metálicas	1.5	0.9
ES: Carga superficial en el terreno	1.5	0.75

En los gráficos que se presenta a continuación del cordón inferior CI se puede observar los diferentes esfuerzos por combinación de cargas (envolvente) debido a ambas normas.

**Figura 4.102:** Valores de la Fuerza axial momento en el eje x-x y momento en el eje y-y debido a la combinación de carga (Envolvente)- Cordón Inferior CI



Fuente: Elaboración propia

Según la gráfica se observa que la combinación de cargas del LRFD es mayor que el ASD para ser exactos un 20 % superior

#### 4.7.4. Factor de seguridad y factor de resistencia

Otra diferencia de importancia son los factores de seguridad en el ASD y factor de resistencia en el LRFD:

El método LRFD es un enfoque; el método ASD es otro. Ambos métodos tienen como objetivo obtener un margen numérico entre la resistencia y la carga que conduzca a una posibilidad aceptablemente pequeña de una respuesta estructural inaceptable. Un factor de seguridad,  $\Omega$ , es un número que generalmente es mayor que 1.0, que se usa en el método ASD. La resistencia nominal para un estado límite dado se divide entre  $\Omega$  y el resultado se compara con la condición aplicable de carga de servicio. Un factor de resistencia,  $\phi$ , es un número que generalmente es menor que 1.0, que se usa en el método LRFD. La resistencia nominal para un estado límite dado se multiplica por  $\phi$  y el resultado se compara con la condición aplicable de carga factorizada.

Debemos recordar la relación entre el factor de seguridad  $\Omega$  y el factor de resistencia  $\phi$ . En general  $\Omega = \frac{1.5}{\phi}$ . (Por ejemplo, si  $\phi = 0.9$ ,  $\Omega$  es igual a  $\frac{1.5}{0.9} = 1.67$  si  $\phi = 0.75$ ,  $\Omega$  es igual a  $\frac{1.5}{0.75} = 2.00$ )

Los factores de carga en la combinación lineal de cargas en un grupo de cargas de servicio no tienen un símbolo estándar en el manual AISC, pero se usará aquí el símbolo  $\gamma$ . Entonces si hacemos

$Q_i =$  Una de N cargas de servicio en un grupo

$\gamma_i =$  Factor de carga asociado con las cargas en el método LRFD

$R_n =$  Resistencia estructural nominal

Entonces para el LRFD

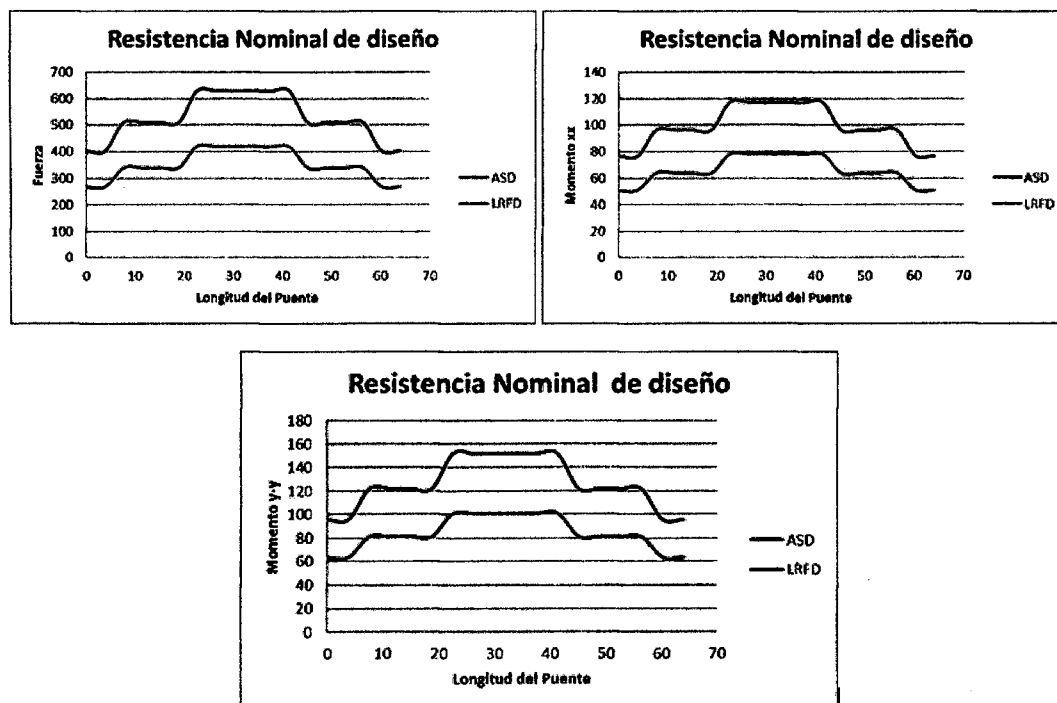
$$\eta \sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (4.40)$$

Y para ASD

$$\sum Q_i \leq \frac{R_n}{F_s} \quad (4.41)$$

En los gráficos que se presenta a continuación del cordón inferior CI se puede observar los diferentes esfuerzos nominales de diseño de los elementos.

**Figura 4.103:** Valores de la resistencia nominal de diseño del Cordón Inferior CI



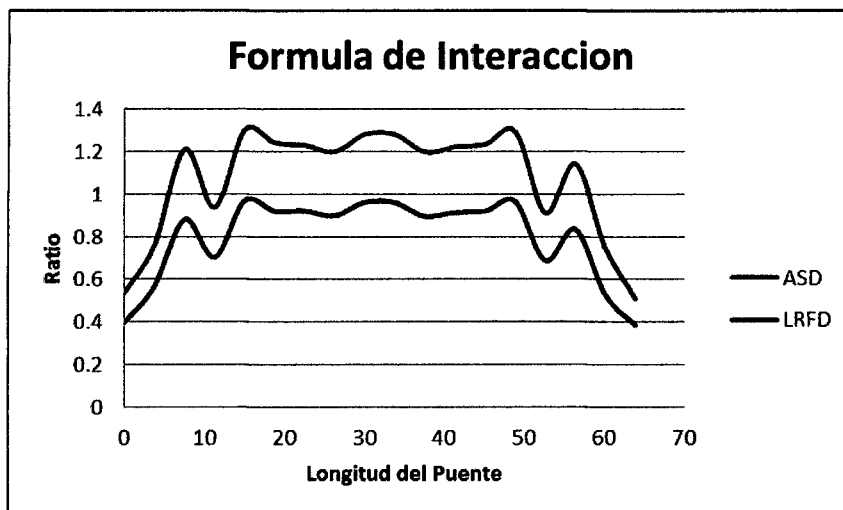
Fuente: Elaboración propia

Según los gráficos podemos observar que la resistencia admisible de diseño del ASD es mas conservador que la resistencia nominal del LRFD.

con estas resistencias de diseño proseguimos a verificar la formula de interacción por ambos métodos.

a continuación graficamos la fórmula de interacción para ambos métodos, donde tienen que ser menor a 1 para ver si es satisfactoria la sección establecida.

**Figura 4.104:** Valores de la formula de interacción a lo largo del Cordón Inferior CI



Fuente: Elaboración propia

Según el gráfico podemos ver que las secciones del cordón inferior son satisfactorias para el diseño por el método del LRFD pero no para el diseño por el método del ASD, por lo cual para poder satisfacer la formula de interacción por el método del ASD se tiene que aumentar la sección en dicho cordón inferior, y en los otros elementos donde la formula de interaccion es mayor a 1.

#### 4.7.5. Deflexion

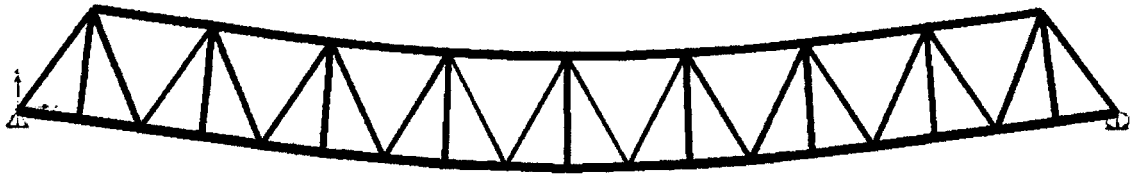
En ausencia de otros criterios, para las construcciones de acero, aluminio y/u hormigón se pueden considerar los siguientes límites de Deflexión (AASHTO LRFD, sección 2.5.2.6.2):

- Carga vehicular, general:  $\frac{L}{800} = \frac{64000}{800} = 80$
- Cargas vehiculares y/o peatonales:  $\frac{L}{1000} = \frac{64000}{1000} = 64$
- Carga vehicular sobre voladizos:  $\frac{L}{300} = \frac{64000}{300} = 213.33$
- Cargas vehiculares y/o peatonales sobre voladizos:  $\frac{L}{375} = \frac{64000}{375} = 170.67$

L en (mm)



**Figura 4.105: Deformaciones**



Fuente: Elaboración propia

**Tabla 4.26: Deformación por carga de Camión**

	LRFD (HL-93)	ASD (HS-20)
Deformación (mm)	48.2	16.56

**Tabla 4.27: Deformación por carga muerta**

	LRFD	ASD
Deformación (mm)	74.34	74.34

**Tabla 4.28: Deformación por carga de asfalto**

	LRFD	ASD
Deformación (mm)	8	8

**Tabla 4.29: Deformación por carga peatonal**

	LRFD	ASD
Deformación (mm)	9.94	9.94

**Tabla 4.30: Deformación por carga de baranda**

	LRFD	ASD
Deformación (mm)	3.37	3.37

**Tabla 4.31: Deformación por carga por envolvente**

	LRFD	ASD
Deformación (mm)	211.16	187.15

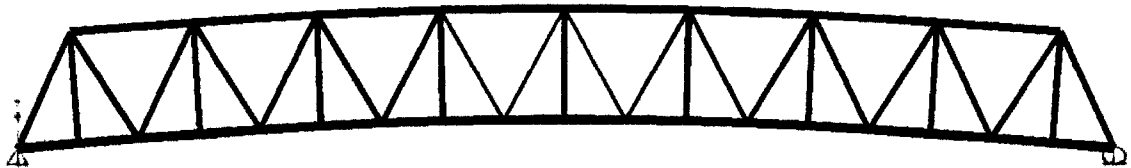
### 4.7.6. Contraflecha

Se proveerá contraflechas iguales a la suma de la flecha de las cargas muertas más la mitad de las cargas vivas. De este modo cuando el puente está sometido a la máxima sobrecarga su flecha será la correspondiente a la mitad de las cargas vivas.

**Tabla 4.32:** Flecha cargas muertas mas la mitad de las cargas vivas

	LRFD	ASD
Flecha (mm)	114.99	98.96

**Figura 4.106:** contraflecha



Fuente: Elaboración propia

Sin embargo por montaje y recomendación de cálculo se tomará como contraflecha a la deflexión máxima obtenida de  $L/300 = 213.mm = 22cm$  tanto para el método del LRFD como para el método del ASD.

## 4.8. Contrastación de hipótesis

### 4.8.1. Dimensiones de las secciones

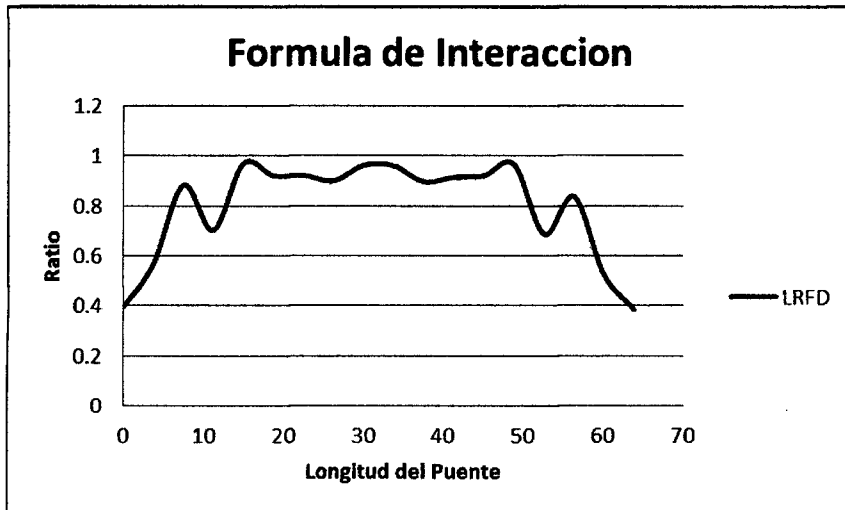
las dimensiones de las secciones que se mostraran a continuación son las dimensiones que pasan la formula de interacción, en el diseño por el método del ASD se tuvieron que aumentar las secciones para que así logren pasar la formula de interacción. las dimensiones que se muestran son con los que se dibujo los planos descritos en el anexo C de planos. así mismo todos los valores de diseño de las secciones se mostraran en el anexo B.

**Tabla 4.33:** Dimensiones de las secciones para el diseño por el método del LRFD

SectionName	Material	Shape	t3	t2	tf	tw	t2b	tfb	dis
Text	Text	Text	m	m	m	m	m	m	m
AI1	A572Gr50	SD Section	0.2000	0.2500	0.0160	0.0120	0.0000	0.0000	0.0000
AS1	A572Gr50	I/Wide Flange	0.3000	0.2500	0.0200	0.0160	0.2500	0.0200	0.0000
AS2	A572Gr50	I/Wide Flange	0.1800	0.1500	0.0090	0.0090	0.1500	0.0090	0.0000
AS3	A572Gr50	Tee	0.1500	0.2250	0.0125	0.0095	0.0000	0.0000	0.0000
CI 1	A572Gr50	Double Channel	0.4750	0.5320	0.0125	0.0125	0.0000	0.0000	0.3320
CI 2	A572Gr50	Double Channel	0.4750	0.5320	0.0160	0.0160	0.0000	0.0000	0.3320
CI 3	A572Gr50	Double Channel	0.4750	0.5320	0.0200	0.0200	0.0000	0.0000	0.3320
CS 1	A572Gr50	SD Section	0.4750	0.3000	0.0125	0.0125	0.0000	0.0000	0.1000
CS 2	A572Gr50	SD Section	0.4750	0.3000	0.0160	0.0160	0.0000	0.0000	0.1000
CS 3	A572Gr50	SD Section	0.4750	0.3000	0.0200	0.0200	0.0000	0.0000	0.1000
D0	A572Gr50	SD Section	0.3000	0.3000	0.0250	0.0250	0.0000	0.0000	0.1000
D1	A572Gr50	SD Section	0.3000	0.3000	0.0200	0.0160	0.0000	0.0000	0.1000
D2	A572Gr50	SD Section	0.3000	0.3000	0.0125	0.0095	0.0000	0.0000	0.1000
D3	A572Gr50	SD Section	0.2000	0.3000	0.0900	0.0900	0.0000	0.0000	0.1000
MO1	A572Gr50	I/Wide Flange	0.3000	0.2000	0.0095	0.0095	0.2000	0.0095	0.0000
VT1	A572Gr50	Box/Tube	0.3500	0.2500	0.0125	0.0125	0.0000	0.0000	0.0000
VT2	A572Gr50	I/Wide Flange	0.3500	0.2500	0.0125	0.0125	0.2500	0.0125	0.0000

En la siguiente figura mostraremos el gráfico de la formula de interacción del cordón inferior CI con el cual vinimos trabajando hasta momento mostrando sus valores.

**Figura 4.107:** Valores de la formula de interacción a lo largo del Cordón Inferior CI obtenidas con el método LRFD



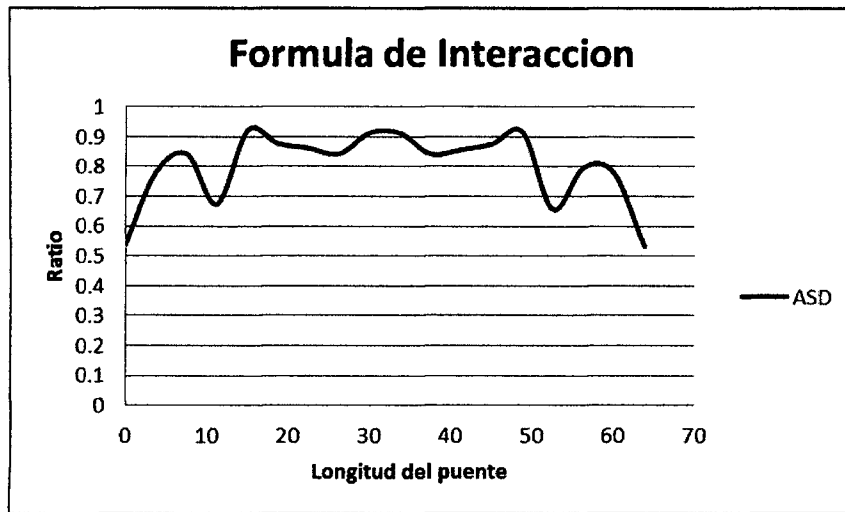
Fuente: Elaboración propia

Según nuestro gráfico se puede observar que las secciones establecidas no superan la unidad por lo que nuestros diseños en esa sección están bien elaboradas. a continuación mostraremos las secciones elaboradas por el método del ASD.

Tabla 4.34: Dimensiones de las secciones para el diseño por el método del ASD

SectionName Text	Material Text	Shape Text	t3 m	t2 m	tf m	tw m	t2b m	tfb m	dis m	Area m2
AI1	A572Gr50	SD Section	0.2000	0.2500	0.0160	0.0120	0.0000	0.0000	0.0000	0.0062
AS1	A572Gr50	I/Wide Flange	0.3000	0.3000	0.0250	0.0250	0.3000	0.0250	0.0000	0.0213
AS2	A572Gr50	I/Wide Flange	0.1800	0.1500	0.0090	0.0090	0.1500	0.0090	0.0000	0.0042
AS3	A572Gr50	Tee	0.1500	0.2250	0.0125	0.0095	0.0000	0.0000	0.0000	0.0041
CI 1	A572Gr50	Double Channel	0.4750	0.5320	0.0125	0.0125	0.0000	0.0000	0.3320	0.0163
CI 2	A572Gr50	Double Channel	0.4750	0.5320	0.0250	0.0250	0.0000	0.0000	0.3320	0.0313
CI 3	A572Gr50	Double Channel	0.4750	0.5320	0.0320	0.0320	0.0000	0.0000	0.3320	0.0391
CS 1	A572Gr50	SD Section	0.4750	0.3000	0.0125	0.0125	0.0000	0.0000	0.1000	0.0163
CS 2	A572Gr50	SD Section	0.4750	0.3000	0.0250	0.0250	0.0000	0.0000	0.1000	0.0313
CS 3	A572Gr50	SD Section	0.4750	0.3000	0.0320	0.0250	0.0000	0.0000	0.1000	0.0334
D0	A572Gr50	SD Section	0.3250	0.3000	0.0320	0.0320	0.0000	0.0000	0.1000	0.0295
D1	A572Gr50	SD Section	0.3000	0.3000	0.0200	0.0200	0.0000	0.0000	0.1000	0.0184
D2	A572Gr50	SD Section	0.3000	0.3000	0.0160	0.0160	0.0000	0.0000	0.1000	0.0150
D3	A572Gr50	SD Section	0.2000	0.3000	0.0090	0.0090	0.0000	0.0000	0.1000	0.0069
MO1	A572Gr50	I/Wide Flange	0.3000	0.2000	0.0095	0.0095	0.2000	0.0095	0.0000	0.0065
VT1	A572Gr50	Box/Tube	0.3500	0.2500	0.0125	0.0125	0.0000	0.0000	0.0000	0.0144
VT2	A572Gr50	I/Wide Flange	0.3500	0.2500	0.0160	0.0125	0.2500	0.0160	0.0000	0.0120

**Figura 4.108:** Valores de la formula de interacción a lo largo del Cordón Inferior CI obtenidas con el método ASD



Fuente: Elaboración propia

en la gráfica se muestran los valores de la formula de interacción obtenidas por el método del ASD donde están por debajo de la unidad. estos valores fueron obtenidas con las nuevas dimensiones establecidas en la tabla 4.34

#### 4.8.2. Peso total de la estructura

en la tabla siguiente mostraremos el peso total de la estructura metálica para ambos métodos

Tabla 4.35: Peso total del puente

Seccion	Longitud (m)	Cantidad	Area LRFD (m2)	Area ASD (m2)	Peso espec.	Peso LRFD (ton)	Peso ASD (ton)
AI1	4.717	8.000	0.00621	0.00621	7.849	1.83883767	1.838837675
AS1	3.100	4.000	0.01416	0.02125	7.849	1.37815882	2.0682115
AS2	3.100	14.000	0.00416	0.00416	7.849	1.41640856	1.416408563
AS3	4.717	32.000	0.00412	0.00412	7.849	4.87996951	4.879969506
CI 1	3.556	8.000	0.01625	0.01625	7.849	3.62802757	3.628027572
CI 2	3.556	16.000	0.02058	0.03125	7.849	9.18772865	13.9539522
CI 3	3.556	12.000	0.02540	0.03910	7.849	8.50632926	13.09572832
CS 1	3.556	8.000	0.01625	0.01625	7.849	3.62802757	3.628027572
CS 2	3.556	16.000	0.02058	0.03125	7.849	9.18772865	13.9539522
CS 3	3.556	8.000	0.02540	0.03335	7.849	5.67088617	7.445828894
D0	7.409	8.000	0.02250	0.02950	7.849	10.467489	13.72590205
D1	7.409	4.000	0.01632	0.01840	7.849	3.79620935	4.280039956
D2	7.409	16.000	0.01023	0.01498	7.849	9.51378447	13.93432139
D3	7.409	8.000	0.00688	0.00688	7.849	3.19886465	3.198864645
MO1	6.500	18.000	0.00647	0.00647	7.849	5.94115534	5.941155344
VT1	6.200	2.000	0.01438	0.01438	7.849	1.39908425	1.39908425
VT2	6.200	17.000	0.01031	0.01198	7.849	8.53137244	9.906733085
					Peso total	92.170062	118.2950447
					Precio S/.	812,018.25	1,042,179.3

En la tabla anterior se ve claramente la diferencia en los pesos de ambos métodos, se puede observar que el método mas económico es el método del LRFD con un 25 % menos que el metodo del ASD.

Finalmente recalcar que la utilización de uno u otro método, redunda en el grado de participación que se le da a las cargas solicitantes, por un lado sin consideraciones estadísticas y empíricas, y por el otro utilizando toda la experiencia del comportamiento de los materiales y su forma de comportarse antes sollicitaciones extremas. Bajo esta mirada, el método LRFD, nos introduce al calculo estructural concensuado entre la mecánica de los materiales y la experiencia tecnológica, lo que nos permite predecir sin duda alguna, un comportamiento mas cercano de las estructuras.



# Capítulo V: Conclusiones, recomendaciones y futuras líneas de investigación

## Conclusiones

- De la figura 4.98 obtenidos para la carga viva en el diseño con la norma LRFD son considerablemente mayores que en la norma AASHTO Standard debido a que en el cálculo de la carga viva denominada HL-93, se considera la carga de camión más la carga de carril, a diferencia de la norma Standard que considera solo una de éstas (La que produce las máximas solicitaciones en elemento). Esto provoca mayores solicitaciones finales sobre los elementos; lo que no siempre se traduce en mayor cantidad de armadura.
- Se pudo distinguir grandes diferencias en los distintos factores a utilizar en los métodos de cálculo. El método LRFD, como su nombre lo indica, utiliza factores separados para cada carga y para cada tipo de resistencia, factores establecidos mediante trabajo estadístico, considerando una gran cantidad de investigaciones y experiencias. Mediante este método es posible lograr una confiabilidad más uniforme (Todos los miembros componentes tienen la misma probabilidad de falla), porque los diferentes factores (carga y resistencia) reflejan, el grado de incertidumbre de las diferentes cargas, de sus combinaciones y de la exactitud del tipo de resistencia pronosticada. En cambio, el método ASD está caracterizado por el uso de cargas de trabajo, no factorizadas. Utilizando este método, debido a la gran variabilidad y por lo tanto a la impredecibilidad de las cargas vivas y accidentales en comparación con las cargas permanentes, no resulta posible obtener una confiabilidad uniforme para toda la estructura. Además la norma LRFD especifica los denominados factores modificadores de carga, que dependen de la ductilidad, redundancia e importancia estructural de la estructura; factores que afectan el margen de seguridad de los puentes, consideraciones que no son contempladas en la norma Standard. Finalmente recalcar que la utilización de uno u otro método, redundante en el grado de participación que se le da a las cargas solicitantes, por un lado sin consideraciones estadísticas y empíricas, y por el otro utilizando toda la experiencia del comportamiento de los materiales y su forma de comportarse antes solicitaciones extremas. Bajo esta mirada, el método LRFD, nos introduce al cálculo estructural consensuado entre la mecánica de los materiales y la experiencia tecnológica, lo que nos permite predecir sin duda algu-

na, un comportamiento más cercano de las estructuras. Si observamos el gráfico obtenido por la combinación de cargas críticas observamos que la combinación de cargas generadas por el método del LRFD es mayor en un 13 % respecto a la combinación de cargas obtenidas por el método del ASD.

- El camión de diseño HL-93 genera mayores deflexiones respecto al camión HS-20
- La flecha para ambos métodos tanto el LRFD y el ASD resulto ser el mismo, en otros casos se tomaría la deformada de la envolvente
- La metodología de diseño LRFD produce diseño de conexiones menores respecto a las establecidas por la metodología ASD, como se pudo observar en los resultados de diseño de los diseños de las conexiones del puente.
- Según el gráfico 4.104 de las fórmulas de interacción podemos observar que el método ASD es muy conservador respecto al método del LRFD, eso quiere decir que los factores de seguridad del método son muy conservadoras respecto a los factores de resistencias del LRFD
- La diferencia entre pesos en la estructura es de 20 % los perfiles obtenidos con la metodología de diseño del LRFD es mucho mas liviano respecto a la metodología de diseño del ASD mostradas en la tabla 4.35. Si vemos en costos podemos afirmar que los diseños obtenidos con el método del LRFD son económicos respecto a los diseños por el método del ASD.

## Recomendaciones

- Se recomienda estar al pendiente de las actualizaciones presentadas por el Instituto Americano de Construcciones en Acero y darle seguimiento a los manuales de diseño que esta institución publica periódicamente.
- Se recomienda utilizar la nueva Especificación del Instituto Americano de Construcción en Acero AISC 2010 para el diseño de elementos sometidos a compresión axial, debido a las modificaciones hechas en el cálculo de la resistencia nominal, con respecto a las versiones anteriores.
- Se recomienda usar el software CSIbridge para diseñar puentes de este tipo ya que tiene todos los comandos necesarios para los diseños, y no solo de este tipo de puentes, también de otros como viga-losa, atirantados, etc
- Se recomienda diseñar todas la vigas para que resistan por si solo (no de manera compuesta con la losa de concreto) las cargas de montaje durante la construcción, incluyendo el peso de la losa hasta los 28 días, que es donde alcanza el concreto su resistencia de diseño, o bien, asegurarse al momento de la construcción de la losa, si la capacidad de viga es la adecuada para resistir dichas cargas y no ser apuntalada.
- Recomendamos utilizar para el diseño de estructuras de acero la metodología de factores de carga y resistencia, pues proporciona elementos mas reforzados (hasta cierto punto da un grado mayor de confiabilidad en cuanto a la seguridad) .

- recomendamos utilizar la cantidad de pernos por el método del ASD ya que contempla mayor seguridad y es donde mayormente fallan este tipo de puentes.
- La autoridad competente debe realizar estudios serios en relación a las sobrecargas y los excesos de carga a los cuales se ven sometidas nuestras carreteras y puentes a objeto de definir un vehículo virtual que represente las solicitaciones reales para el diseño de la infraestructura de puentes en el Perú.

## **Futuras Lineas de Investigación**

El trabajo desarrollado en esta Tesis y los resultados obtenidos, dan pie a un amplio desarrollo de posibles trabajos como futuras líneas de investigación a Continuación se destacan algunas:

- Optimización de las secciones de acero.
- diseño comparativo de puentes reticulados con la norma lrfd aplicando diferentes tipos de camiones.
- Análisis y diseño comparativo de un puente reticulado, atirantado y en arco.

# Bibliografía

- [1] *Especificación ANSI/AISC 360-10 para construcciones de acero.*
- [2] *Manual De Diseño de Puentes (Direccion General De Caminos Y Ferrocarriles Ministerio de Transportes y Comunicaciones.*
- [3] *Nueva Tendencia En La Normalización Del Diseño De Estructuras De Acero. Presentación De la Nueva norma Unificada AISC 360-2010-2011.*
- [4] 17th, editor. *Aastho 2002 Standard Specifications For highway Bridges.*, 2002 AASTHO, 2002.
- [5] Joseph E. Bowles. *Diseño de Acero Estructural.* 1993.
- [6] Ing. Cesar Alvarado calderon. *Análisis y Diseño de Puentes Con CsiBridge.* 2da Edicion, 2010.
- [7] Computers and Inc. Structures. *Csi analysis reference manual for sap2000, etabs, safe and csibridge* 1995.
- [8] Jack C. McCormac Stephen F. Csernak. *Diseño De Estructuras De Acero.* 5a Edicion, 2012.
- [9] Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma técnica de edificaciones e-020. 2006.
- [10] Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma técnica de edificaciones e-090 estructuras metálicas. 2006.
- [11] CMM Departamento de Ingenieria Civil. *Construcciones metalicas y de maderas. In Aplicación CIRSOC 301-EL,* 2008.
- [12] Juan Antonio Altamirano Faundez. *Comparación de predicción de la norma chilena nch 1198: 2006, y su equivalente europea y norteamericana: Obtención de tensiones de diseño en elementos estructurales de pinus radiata aserrada.*
- [13] Maria Graciela Fratelli. *Diseño De Estructuras Metálicas Estados Limites LRFD.* 2003.
- [14] Néstor Francisco Grande and Rene Alberto Grande. *Comparación del diseño de elementos de acero estructural por el método de esfuerzos admisibles (asd) y el de factores de carga y resistencia (lrfd).* 2009.
- [15] Pablo Apaza Herrera. *Puentes Introducción Al Diseño De Puentes En Concreto Armado.* 2000.

- [16] Ronald Cesar Gómez Johnson. Comparación entre las filosofías de diseño por esfuerzos admisibles, factores de carga y factores de carga y resistencia en el diseño de superestructuras de puentes vehiculares bajo la acción de cargas gravitacionales. Master's thesis, Universidad Nacional Autónoma De México, 2008.
- [17] José Francisco Álvarez Pommier. Diseño de estructuras de acero con lrfd. *Apoyo Didáctico A La Enseñanza Aprendizaje En La Asignatura De Estructuras Metálicas*.
- [18] Thomas Murray. Fundamentos de diseño de conexiones. *Instituto de Ingeniería UNAM, México*, 2006.
- [19] Mc. Ing. Arturo Rodriguez Serquen. *Puentes con AASHTO-LRFD 2010*. 2012.
- [20] Meneses Ñañacc huari Silvia Janet. Diseño por desempeño del puente arahuay de l=80mts en la zona de ayacucho - huancavelica - tesis - unsh. 2012.
- [21] William T. Segui. *Diseño De Estructuras De Acero Con Lrfd (Segunda Edición) (Spanish Edition)*. 1999.

# Anexo A

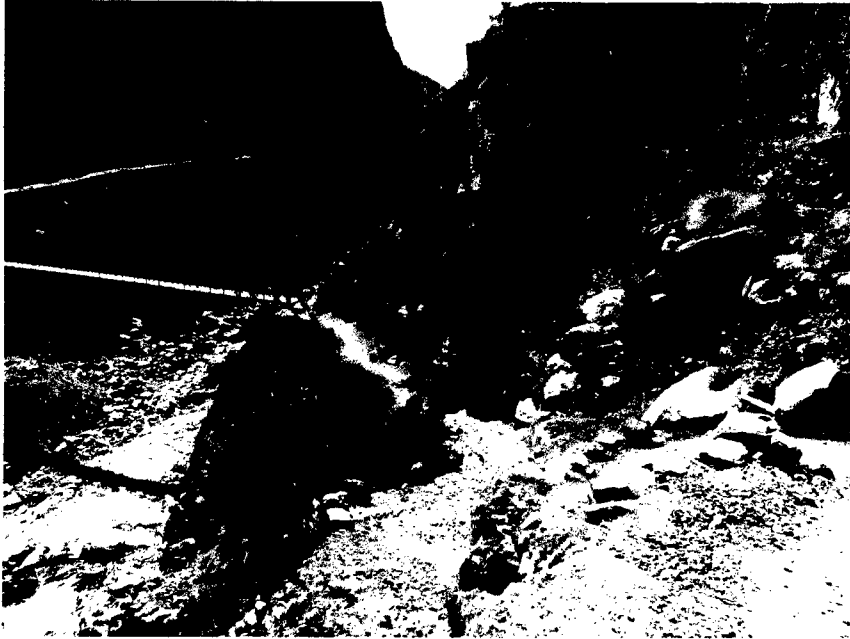
## Fotografías

Figura A.1: Vista del lugar donde se construirá el Puente Manchiri Tipo reticulado de 64 m



Fuente: Elaboración propia

**Figura A.2:** Ubicación del estribo Derecho del Puente



Fuente: Elaboración propia

**Figura A.3:** Ubicación del estribo Izquierdo del Puente



Fuente: Elaboración propia

Figura A.4: Vista aguas abajo del puente



Fuente: Elaboración propia

Figura A.5: Vista aguas arriba del puente



Fuente: Elaboración propia



Figura A.6: Vista panorámica del lugar donde se ubicara el puente



Fuente: Elaboración propia

## Anexo B

# Resultados De Las Formulas De Interacción

Para determinar si las secciones elegidas cumplen con la formula de interacción se desarrollo un programa en excel. Este programa consiste en ingresar las características geométricas de la sección y sus propiedades tales como: constante torsional, momento de inercia, radio de giro, etc. Los resultados que nos arroja el programa son su capacidad en tensión, compresión, flexión y corte. Estos valores obtenidos del programa en excel y los resultados de solicitaciones del CSIBRIDGE no dara el valor de la formula de interacción:

Para  $\frac{P_u}{P_c} \geq 0.2$

$$\frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \right) \leq 1 \quad (\text{B.1})$$

Para  $\frac{P_u}{P_c} < 0.2$

$$\frac{P_u}{2P_c} + \left( \frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \right) \leq 1 \quad (\text{B.2})$$

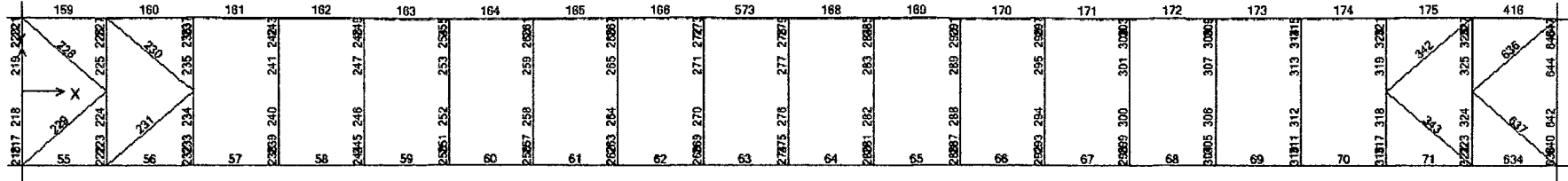
$P_u$  : Resistencia requerida a la tensión axial

$P_c$  : Resistencia nominal a la tensión axial  $\phi_c P_n$  o resistencia admisible a la tensión  $P_n/\Omega_c$

$M_u$  : Resistencia requerida a la flexión

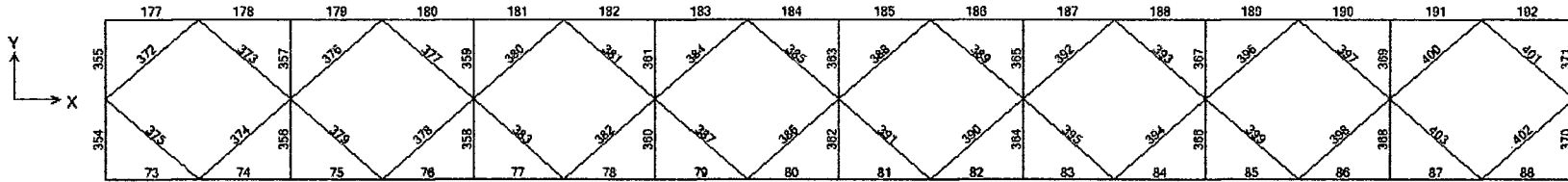
$M_c$  Resistencia nominal a la flexión  $\phi_c P_n$  o resistencia admisible a la flexión  $P_n/\Omega_c$

Figura B.1: Arriostre inferior en la cual se observa los perfiles asignados, las numeraciones de los elementos y nudos para el diseño estructural.



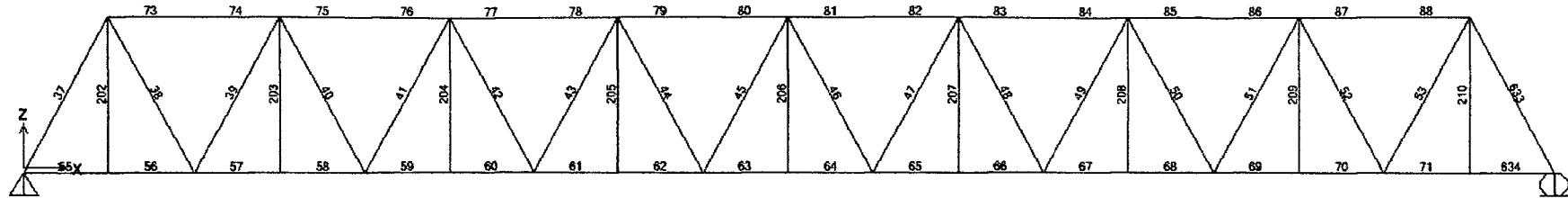
Fuente: Elaboración propia

Figura B.2: Arriostre Superior en la cual se observa los perfiles asignados, las numeraciones de los elementos y nudos para el diseño estructural.



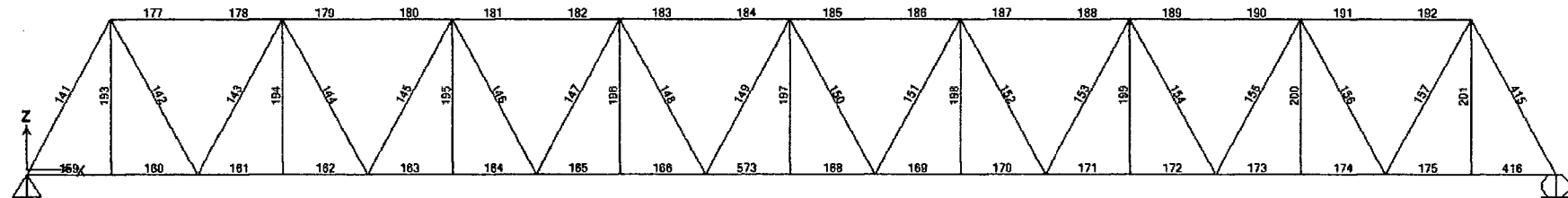
Fuente: Elaboración propia

**Figura B.3:** Elevación Eje 1-1 en la cual se observa los perfiles asignados, las numeraciones de los elementos y nudos para el diseño estructural.



Fuente: Elaboración propia

**Figura B.4:** Elevación Eje 2-2 en la cual se observa los perfiles asignados, las numeraciones de los elementos y nudos para el diseño estructural.



Fuente: Elaboración propia

## B.1. Método de Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD)

Tabla B.1: Arriostre inferior AI-1

Frame	Tipo de fuerza	Pu (Tn)	Mxx (Tn-m)	Myy (Tn-m)	$\phi Pn$	$\phi Mxx$	$\phi Myy$	Ratio
228	compresión	38.2490299	1.92090534	0.16651837	107.967073	12.3275429	12.3275429	0.50478131
229	compresión	38.2511227	1.92090769	0.16633154	107.967073	12.3275429	12.3275429	0.50478739
230	compresión	45.3944271	1.27360253	0.66000045	107.967073	12.3275429	12.3275429	0.55987119
231	compresión	45.3979224	1.27351463	0.66279753	107.967073	12.3275429	12.3275429	0.56009891
342	compresión	36.3800559	1.29076452	0.57812201	107.967073	12.3275429	12.3275429	0.47171289
343	compresión	36.3851598	1.29072924	0.58103037	107.967073	12.3275429	12.3275429	0.47196733
636	compresión	29.8360295	1.90737274	0.15325192	107.967073	12.3275429	12.3275429	0.42492703
637	compresión	29.8377528	1.90730861	0.15323935	107.967073	12.3275429	12.3275429	0.42493746

Tabla B.2: Conexiones Arriostre Inferior AI-1

Frame	Sección	Pu (Tn)	Nº Pernos	Diámetro	paso S cm	Gramil g cm	Distancia al borde cm	Espesor de la Plancha t (cm)
228	AI-1	38.2490	3.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
229	AI-1	38.2511	3.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
230	AI-1	45.3944	3.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
231	AI-1	45.3979	3.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
342	AI-1	36.3801	3.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
343	AI-1	36.3852	3.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
636	AI-1	29.8360	3.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
637	AI-1	29.8378	3.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600

Tabla B.3: Arriostre Superior AS-1

Frame	Tipo de fuerza	Pu (Tn)	Mxx (Tn-m)	Myy (Tn-m)	$\phi Pn$	$\phi Mxx$	$\phi Myy$	Ratio
354	Tracción	14.1931817	44.0834677	1.50188851	334.15 Tn	51.5228492	19.8075371	0.95267194
354	Tracción	13.5159845	44.0798337	1.50196909	334.15 Tn	51.5228492	19.8075371	0.95159216
355	Tracción	10.3453624	32.2663975	1.49006606	334.15 Tn	51.5228492	19.8075371	0.71696152
355	Tracción	9.58493437	32.2658697	1.4902346	334.15 Tn	51.5228492	19.8075371	0.71582193

Tabla B.4: Conexiones Arriostre Superior AS-1

Frame	Sección	Pu (Tn)	Nº Pernos	Diámetro	paso S cm	Gramil g cm	Distancia al borde cm	Espesor de la Plancha t (cm)
354	AS-1	14.1932	2.000	7/8	7.500	8.000	5.000	0.950
354	AS-1	13.5160	2.000	7/8	7.500	8.000	5.000	0.950
355	AS-1	10.3454	2.000	7/8	7.500	8.000	5.000	0.950
355	AS-1	9.5849	2.000	7/8	7.500	8.000	5.000	0.950

Tabla B.5: Arriostre Superior AS-2

Frame	Tipo de fuerza	$P_u$ (Tn)	$M_{xx}$ (Tn-m)	$M_{yy}$ (Tn-m)	$\phi P_n$	$\phi M_{xx}$	$\phi M_{yy}$	Ratio
356	Tracción	5.44694913	6.14428859	0.1674564	109.02 Tn	7.48853771	3.20959002	0.89764689
357	Tracción	5.28859871	6.1447785	0.16794891	109.02 Tn	7.48853771	3.20959002	0.89713953
358	Tracción	8.53494684	1.24579901	0.13737337	109.02 Tn	7.48853771	3.20959002	0.24830448
359	Tracción	8.53202429	1.24293467	0.13728046	109.02 Tn	7.48853771	3.20959002	0.24787963
360	Tracción	9.75704141	3.23593828	0.06695426	109.02 Tn	7.48853771	3.20959002	0.49772706
361	Tracción	9.76012878	3.23654023	0.0672493	109.02 Tn	7.48853771	3.20959002	0.49791353
362	Tracción	10.1492311	4.41631832	0.01740046	109.02 Tn	7.48853771	3.20959002	0.64171133
363	Tracción	10.1511253	4.4172692	0.01754471	109.02 Tn	7.48853771	3.20959002	0.64189193
364	Tracción	9.79568735	3.68318069	0.03084516	109.02 Tn	7.48853771	3.20959002	0.54637752
365	Tracción	9.79303061	3.67916742	0.0315625	109.02 Tn	7.48853771	3.20959002	0.54605292
366	Tracción	8.61800596	1.48444097	0.09488312	109.02 Tn	7.48853771	3.20959002	0.2673145
367	Tracción	8.61882593	1.48220547	0.0942482	109.02 Tn	7.48853771	3.20959002	0.26682192
368	Tracción	5.48547677	4.2333743	0.12803564	109.02 Tn	7.48853771	3.20959002	0.63036284
369	Tracción	5.48573507	4.23589753	0.12916722	109.02 Tn	7.48853771	3.20959002	0.63105353

Tabla B.6: Conexiones Arriostre Superior AS-2

Frame	Sección	Pu (Tn)	Nº Pernos	Diámetro	paso S cm	Gramil g cm	Distancia al borde cm	Espesor de la Plancha t (cm)
356	AS-2	5.4469	2.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
357	AS-2	5.2886	2.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
358	AS-2	8.5349	2.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
359	AS-2	8.5320	2.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
360	AS-2	9.7570	2.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
361	AS-2	9.7601	2.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
362	AS-2	10.1492	2.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
363	AS-2	10.1511	2.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
364	AS-2	9.7957	2.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
365	AS-2	9.7930	2.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
366	AS-2	8.6180	2.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
367	AS-2	8.6188	2.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
368	AS-2	5.4855	2.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
369	AS-2	5.4857	2.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950



Tabla B.7: Arriostre Superior AS-3

Frame	Tipo de fuerza	Pu (Tn)	Mxx (Tn-m)	Myy (Tn-m)	$\phi Pn$	$\phi Mxx$	$\phi Myy$	Ratio
372	compresión	21.6828553	0.26593526	0.05977113	47.9457365	5.55168142	6.37431285	0.50315174
373	compresión	24.1180812	0.40380618	0.00595434	47.9457365	5.55168142	6.37431285	0.56851309
374	compresión	25.3533874	0.40359758	0.00595455	47.9457365	5.55168142	6.37431285	0.59424439
375	compresión	21.634991	0.26594986	0.04123772	47.9457365	5.55168142	6.37431285	0.49957131
376	compresión	28.3368916	0.42514642	0.01057534	47.9457365	5.55168142	6.37431285	0.66056566
377	compresión	24.828636	0.1322958	0.26235223	47.9457365	5.55168142	6.37431285	0.57561542
378	compresión	25.2453478	0.1322016	0.26229904	47.9457365	5.55168142	6.37431285	0.58428424
379	compresión	27.1092357	0.42490819	0.01057532	47.9457365	5.55168142	6.37431285	0.6349224
380	compresión	24.1522418	0.06894472	0.3148237	47.9457365	5.55168142	6.37431285	0.55868175
381	compresión	19.0564775	0.24840106	0.00104981	47.9457365	5.55168142	6.37431285	0.43737757
382	compresión	20.1905252	0.24811727	0.00104982	47.9457365	5.55168142	6.37431285	0.46098487
383	compresión	23.7340686	0.06860657	0.31485579	47.9457365	5.55168142	6.37431285	0.54991028
384	compresión	17.2576043	0.19646957	0.00336837	47.9457365	5.55168142	6.37431285	0.39186711
385	compresión	10.6317024	0.2741533	0.00230751	47.9457365	5.55168142	6.37431285	0.2659614
386	compresión	10.8556965	0.27382719	0.0023075	47.9457365	5.55168142	6.37431285	0.27058101
387	compresión	16.1203021	0.19622703	0.00336836	47.9457365	5.55168142	6.37431285	0.36810767
388	compresión	9.57279667	0.26468254	0.00233155	47.9457365	5.55168142	6.37431285	0.14787136
389	compresión	10.5735407	0.2249682	0.00334375	47.9457365	5.55168142	6.37431285	0.25701772
390	compresión	10.5696288	0.22558193	0.00334376	47.9457365	5.55168142	6.37431285	0.25703439
391	compresión	9.55778308	0.26429926	0.00233161	47.9457365	5.55168142	6.37431285	0.14764577
392	compresión	10.2084792	0.26234882	0.00105362	47.9457365	5.55168142	6.37431285	0.25506938
393	compresión	14.9513642	0.06745792	0.31539634	47.9457365	5.55168142	6.37431285	0.36662166
394	compresión	13.9369909	0.06766946	0.31538136	47.9457365	5.55168142	6.37431285	0.34549674
395	compresión	11.5412006	0.26293135	0.00105362	47.9457365	5.55168142	6.37431285	0.2829591
396	compresión	15.6438379	0.16274084	0.00773232	47.9457365	5.55168142	6.37431285	0.35341711
397	compresión	19.7995408	0.31958719	0.0105306	47.9457365	5.55168142	6.37431285	0.46559539
398	compresión	18.8462714	0.31904588	0.01053061	47.9457365	5.55168142	6.37431285	0.44562646
399	compresión	16.6351824	0.16289141	0.00773232	47.9457365	5.55168142	6.37431285	0.37411761
400	compresión	17.3086786	0.29651105	0.00591234	47.9457365	5.55168142	6.37431285	0.40930492
401	compresión	15.7888303	0.2027457	0.03660727	47.9457365	5.55168142	6.37431285	0.36687302
402	compresión	15.7092396	0.20274887	0.01329995	47.9457365	5.55168142	6.37431285	0.36196334
403	compresión	18.283988	0.29599804	0.00591225	47.9457365	5.55168142	6.37431285	0.42956472

Tabla B.8: Conexiones Arriostre Superior AS-2

Frame	Seccion	Pu (Tn)	Nº Pernos	Diametro	paso S cm	Gramil g cm	Distancia al borde cm	Espesor de la Plancha t (cm)
372	AS-3	21.6829	3.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
373	AS-3	24.1181	3.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
374	AS-3	25.3534	3.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
375	AS-3	21.6350	3.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
376	AS-3	28.3369	3.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
377	AS-3	24.8286	3.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
378	AS-3	25.2453	3.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
379	AS-3	27.1092	3.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
380	AS-3	24.1522	3.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
381	AS-3	19.0565	3.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
382	AS-3	20.1905	3.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
383	AS-3	23.7341	3.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
384	AS-3	17.2576	3.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
385	AS-3	10.6317	3.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
386	AS-3	10.8557	3.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
387	AS-3	16.1203	3.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
388	AS-3	9.5728	3.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
389	AS-3	10.5735	3.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
390	AS-3	10.5696	3.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
391	AS-3	9.5578	3.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
392	AS-3	10.2085	3.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
393	AS-3	14.9514	3.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
394	AS-3	13.9370	3.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
395	AS-3	11.5412	3.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
396	AS-3	15.6438	3.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
397	AS-3	19.7995	3.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
398	AS-3	18.8463	3.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
399	AS-3	16.6352	3.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
400	AS-3	17.3087	3.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
401	AS-3	15.7888	3.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
402	AS-3	15.7092	3.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
403	AS-3	18.2840	3.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950

Tabla B.9: Cordón Inferior CI-1

Frame	Tipo de fuerza	Pu (Tn)	Mxx (Tn-m)	Myy (Tn-m)	$\phi Pn$	$\phi Mxx$	$\phi Myy$	Ratio
55	Tracción	105.206109	3.14927872	10.5449383	402.41 Tn	76.6236445	76.6236445	0.4203054
56	Tracción	105.996308	2.47762993	29.1518642	402.41 Tn	76.6236445	76.6236445	0.63033108
71	Tracción	110.628571	2.51295821	23.791276	402.41 Tn	76.6236445	76.6236445	0.58006569
159	Tracción	105.213584	3.14899873	10.5246842	402.41 Tn	76.6236445	76.6236445	0.42008577
160	Tracción	106.007195	2.4775336	29.1450616	402.41 Tn	76.6236445	76.6236445	0.6302781
175	Tracción	110.626187	2.51297233	23.7867952	402.41 Tn	76.6236445	76.6236445	0.58000795
416	Tracción	105.784052	3.17129688	9.11853582	402.41 Tn	76.6236445	76.6236445	0.40544976
634	Tracción	105.783006	3.17141349	9.12615777	402.41 Tn	76.6236445	76.6236445	0.40553693

Tabla B.10: Conexiones Cordón Inferior CI-1

Frame	Sección	Pu (Tn)	Nº Pernos	Diametro	paso S cm	Gramil g cm	Distancia al borde cm	Espesor de la Plancha t (cm)
55	CI-1	96.7991	8.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
56	CI-1	97.0925	8.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
71	CI-1	113.2076	8.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
159	CI-1	96.7989	8.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
160	CI-1	97.0923	8.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
175	CI-1	113.2043	8.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
416	CI-1	99.6197	8.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
634	CI-1	99.6197	8.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000

Tabla B.11: Cordón Inferior CI-2

Frame	Tipo de fuerza	Pu (Tn)	Mxx (Tn-m)	Myy (Tn-m)	$\phi Pn$	$\phi Mxx$	$\phi Myy$	Ratio
57	Tracción	272.153899	5.93334456	40.388892	509.53 Tn	96.1417571	96.1417571	0.96240178
58	Tracción	272.781257	6.42990387	14.7552342	509.53 Tn	96.1417571	96.1417571	0.73122529
59	Tracción	393.834615	11.383819	12.6735696	509.53 Tn	96.1417571	96.1417571	0.99535824
60	Tracción	394.316379	7.76022678	10.4010509	509.53 Tn	96.1417571	96.1417571	0.94179062
67	Tracción	398.514148	8.94954668	7.78437142	509.53 Tn	96.1417571	96.1417571	0.93683228
68	Tracción	398.113062	11.3980839	11.1047878	509.53 Tn	96.1417571	96.1417571	0.98938259
69	Tracción	277.72806	6.46792918	11.2341266	509.53 Tn	96.1417571	96.1417571	0.70873059
70	Tracción	277.21092	5.98571678	32.585472	509.53 Tn	96.1417571	96.1417571	0.90066346
161	Tracción	272.165984	5.93313258	40.4042373	509.53 Tn	96.1417571	96.1417571	0.96256541
162	Tracción	272.794046	6.42823432	14.7497649	509.53 Tn	96.1417571	96.1417571	0.73118438
163	Tracción	393.853136	11.3489717	12.6689503	509.53 Tn	96.1417571	96.1417571	0.99502969
164	Tracción	394.336004	7.81562563	10.4106187	509.53 Tn	96.1417571	96.1417571	0.94242979
171	Tracción	398.520608	8.95014592	7.78662303	509.53 Tn	96.1417571	96.1417571	0.93687132
172	Tracción	398.118534	11.3967537	11.1054301	509.53 Tn	96.1417571	96.1417571	0.98938697
173	Tracción	277.731487	6.46790143	11.230689	509.53 Tn	96.1417571	96.1417571	0.70870528
174	Tracción	277.214189	5.98574177	32.5965786	509.53 Tn	96.1417571	96.1417571	0.90077279

Tabla B.12: Conexiones Cordón Inferior CI-2

Frame	Seccion	Pu (Tn)	Nº Pernos	Diametro	paso S cm	Gramil g cm	Distancia al borde cm	Espesor de la Plancha t (cm)
57	CI-2	258.6471	25.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
58	CI-2	259.1019	25.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
59	CI-2	374.1418	25.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
60	CI-2	374.4861	25.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
67	CI-2	376.7613	25.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
68	CI-2	376.4541	25.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
69	CI-2	262.0645	25.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
70	CI-2	261.6415	25.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
161	CI-2	258.6470	25.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
162	CI-2	259.1018	25.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
163	CI-2	374.1417	25.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
164	CI-2	374.4861	25.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
171	CI-2	376.7613	25.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
172	CI-2	376.4541	25.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
173	CI-2	262.0645	25.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
174	CI-2	261.6415	25.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000

Tabla B.13: Cordón Inferior CI-3

Frame	Tipo de fuerza	Pu (Tn)	Mxx (Tn-m)	Myy (Tn-m)	$\phi Pn$	$\phi Mxx$	$\phi Myy$	Ratio
61	Tracción	469.377149	12.5114159	13.87858	628.99 Tn	117.448722	117.448722	0.9459655
62	Tracción	469.667023	11.809854	10.9770489	628.99 Tn	117.448722	117.448722	0.91915701
63	Tracción	494.360649	13.7504602	12.4315886	628.99 Tn	117.448722	117.448722	0.98411162
64	Tracción	494.411512	13.72849	12.1262194	628.99 Tn	117.448722	117.448722	0.98171508
65	Tracción	471.627392	11.4944479	10.3458747	628.99 Tn	117.448722	117.448722	0.91510968
66	Tracción	471.414298	12.1999364	12.5580048	628.99 Tn	117.448722	117.448722	0.93685235
165	Tracción	469.284413	12.1279935	13.8861026	628.99 Tn	117.448722	117.448722	0.94297313
166	Tracción	469.584439	11.4100972	10.9701458	628.99 Tn	117.448722	117.448722	0.91594798
168	Tracción	494.31975	13.3161539	12.1335996	628.99 Tn	117.448722	117.448722	0.97850436
169	Tracción	471.641347	11.451528	10.3441821	628.99 Tn	117.448722	117.448722	0.91479422
170	Tracción	471.427104	12.1594124	12.5554902	628.99 Tn	117.448722	117.448722	0.93654698
573	Tracción	494.278876	13.3397928	12.4235275	628.99 Tn	117.448722	117.448722	0.98081255

Tabla B.14: Conexiones Cordón Inferior CI-3

Frame	Seccion	Pu (Tn)	Nº Pernos	Diametro	paso S cm	Gramil g cm	Distancia al borde cm	Espesor de la Plancha t (cm)
61	CI-3	469.3771	28.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
62	CI-3	469.6670	28.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
63	CI-3	494.3606	28.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
64	CI-3	494.4115	28.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
65	CI-3	471.6274	28.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
66	CI-3	471.4143	28.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
165	CI-3	469.2844	28.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
166	CI-3	469.5844	28.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
168	CI-3	494.3197	28.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
169	CI-3	471.6413	28.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
170	CI-3	471.4271	28.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
573	CI-3	494.2789	28.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000

Tabla B.15: Cordón Superior CS-1

Frame	Tipo de fuerza	Pu (Tn)	Mxx (Tn-m)	Myy (Tn-m)	$\phi Pn$	$\phi Mxx$	$\phi Myy$	Ratio
73	compresión	204.77838	4.23907916	3.90396826	460.77 Tn	76.6236445	66.9838957	0.54540616
74	compresión	197.981893	3.96591515	6.08697898	460.77 Tn	76.6236445	66.9838957	0.55645604
87	compresión	196.3419	3.9360881	5.72348521	460.77 Tn	76.6236445	66.9838957	0.54772718
88	compresión	201.504662	4.15916868	3.99124725	460.77 Tn	76.6236445	66.9838957	0.53853251
177	compresión	204.777752	4.23896468	3.90347122	460.77 Tn	76.6236445	66.9838957	0.54539687
178	compresión	197.984097	3.96564151	6.29145626	460.77 Tn	76.6236445	66.9838957	0.5591711
191	compresión	196.341678	3.93626159	5.77589792	460.77 Tn	76.6236445	66.9838957	0.54842424
192	compresión	201.505879	4.15923166	3.99052625	460.77 Tn	76.6236445	66.9838957	0.53852632

Tabla B.16: Conexión Cordón Superior CS-1

Frame	Sección	Pu (Tn)	Nº Pernos	Diametro	Distancia al Espesor de la			
					paso S cm	Gramil g cm	borde cm	Plancha t (cm)
73	CS-1	204.7784	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
74	CS-1	197.9819	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
87	CS-1	196.3419	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
88	CS-1	201.5047	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
177	CS-1	204.7778	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
178	CS-1	197.9841	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
191	CS-1	196.3417	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
192	CS-1	201.5059	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000



Tabla B.17: Cordón Superior CS-2

Frame	Tipo de fuerza	Pu (Tn)	Mxx (Tn-m)	Myy (Tn-m)	$\phi Pn$	$\phi Mxx$	$\phi Myy$	Ratio
75	compresión	348.133325	3.93140132	8.02470137	582.78 Tn	96.1417571	83.9357588	0.71869663
76	compresión	344.771403	7.73327672	9.2826574	582.78 Tn	96.1417571	83.9357588	0.76140041
77	compresión	445.128132	5.25440365	9.5705422	582.78 Tn	96.1417571	83.9357588	0.91373372
78	compresión	441.602003	5.46949798	10.3613217	582.78 Tn	96.1417571	83.9357588	0.91804632
83	compresión	441.023825	5.43737539	10.2982117	582.78 Tn	96.1417571	83.9357588	0.91608888
84	compresión	441.541082	5.26592307	9.55442894	582.78 Tn	96.1417571	83.9357588	0.90751453
85	compresión	343.210711	7.6730161	9.14393186	582.78 Tn	96.1417571	83.9357588	0.75669614
86	compresión	344.041205	3.94982403	7.98575863	582.78 Tn	96.1417571	83.9357588	0.71143284
179	compresión	348.136993	3.93168991	8.02442696	582.78 Tn	96.1417571	83.9357588	0.71870269
180	compresión	344.780845	7.73387571	9.28062506	582.78 Tn	96.1417571	83.9357588	0.76140063
181	compresión	445.147021	5.25554455	9.57226135	582.78 Tn	96.1417571	83.9357588	0.91379489
182	compresión	441.623592	5.46240533	10.3655346	582.78 Tn	96.1417571	83.9357588	0.9180624
187	compresión	441.029436	5.44213419	10.2961577	582.78 Tn	96.1417571	83.9357588	0.91612075
188	compresión	441.544417	5.2675675	9.55413563	582.78 Tn	96.1417571	83.9357588	0.90753235
189	compresión	343.211738	7.6719622	9.14455081	582.78 Tn	96.1417571	83.9357588	0.75669471
190	compresión	344.041809	3.94946173	7.98549476	582.78 Tn	96.1417571	83.9357588	0.71142773

Tabla B.18: Conexión Cordón Superior CS-2

Frame	Seccion	Pu (Tn)	Nº Pernos	Diametro	paso S cm	Gramil g cm	Distancia al borde cm	Espesor de la Plancha t (cm)
75	CS-2	348.1333	36.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
76	CS-2	344.7714	36.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
77	CS-2	445.1281	36.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
78	CS-2	441.6020	36.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
83	CS-2	441.0238	36.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
84	CS-2	441.5411	36.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
85	CS-2	343.2107	36.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
86	CS-2	344.0412	36.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
179	CS-2	348.1370	36.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
180	CS-2	344.7808	36.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
181	CS-2	445.1470	36.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
182	CS-2	441.6236	36.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
187	CS-2	441.0294	36.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
188	CS-2	441.5444	36.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
189	CS-2	343.2117	36.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
190	CS-2	344.0418	36.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000

Tabla B.19: Cordón Superior CS-3

Frame	Tipo de fuerza	Pu (Tn)	Mxx (Tn-m)	Myy (Tn-m)	$\phi Pn$	$\phi Mxx$	$\phi Myy$	Ratio
79	compresión	491.521754	6.41190882	10.2558497	718.47 Tn	117.448722	102.381053	0.82169715
80	compresión	490.151071	7.4922756	10.918252	718.47 Tn	117.448722	102.381053	0.83371699
81	compresión	491.264052	7.46124269	10.8705301	718.47 Tn	117.448722	102.381053	0.83461691
82	compresión	489.440953	6.42469119	10.253441	718.47 Tn	117.448722	102.381053	0.8188768
183	compresión	491.809715	6.40838797	10.2525956	718.47 Tn	117.448722	102.381053	0.82204305
184	compresión	490.441323	7.48634529	10.9041944	718.47 Tn	117.448722	102.381053	0.83395405
185	compresión	491.279576	7.45319138	10.8746684	718.47 Tn	117.448722	102.381053	0.83461351
186	compresión	489.455159	6.42543192	10.2544508	718.47 Tn	117.448722	102.381053	0.81891095

Tabla B.20: Conexión Cordón Superior CS-3

Frame	Sección	Pu (Tn)	Nº Pernos	Diametro	paso S cm	Gramil g cm	Distancia al borde cm	Espesor de la Plancha t (cm)
79	CS-3	491.5218	26.000	7/8	12.000	8.000	5.000	2.000
80	CS-3	490.1511	26.000	7/8	12.000	8.000	5.000	2.000
81	CS-3	491.2641	26.000	7/8	12.000	8.000	5.000	2.000
82	CS-3	489.4410	26.000	7/8	12.000	8.000	5.000	2.000
183	CS-3	491.8097	26.000	7/8	12.000	8.000	5.000	2.000
184	CS-3	490.4413	26.000	7/8	12.000	8.000	5.000	2.000
185	CS-3	491.2796	26.000	7/8	12.000	8.000	5.000	2.000
186	CS-3	489.4552	26.000	7/8	12.000	8.000	5.000	2.000

Tabla B.21: Diagonal D0

Frame	Tipo de fuerza	Pu (Tn)	Mxx (Tn-m)	Myy (Tn-m)	$\phi Pn$	$\phi Mxx$	$\phi Myy$	Ratio
37	compresión	224.589853	4.74483775	34.3109442	471.59 Tn	66.2878506	66.2878506	0.99995461
38	Tracción	202.390522	2.5586867	35.36004	557.18 Tn	66.2878506	66.2878506	0.87171475
53	Tracción	199.414343	2.55684407	26.8150343	557.18 Tn	66.2878506	66.2878506	0.75176401
141	compresión	224.685977	4.74470268	34.2779184	471.59 Tn	66.2878506	66.2878506	0.99971377
142	Tracción	202.389644	2.55863962	35.3840985	557.18 Tn	66.2878506	66.2878506	0.87203516
157	Tracción	199.415613	2.55689312	26.8590874	557.18 Tn	66.2878506	66.2878506	0.75235768
415	compresión	221.24117	4.70173088	25.9377319	471.59 Tn	66.2878506	66.2878506	0.87999497
633	compresión	221.239497	4.70175387	25.9895547	471.59 Tn	66.2878506	66.2878506	0.88068665

Tabla B.22: Conexión Diagonal D0

Frame	Seccion	Pu (Tn)	Nº Pernos	Diametro	paso S cm	Gramil g cm	Distancia al borde cm	Espesor de la Plancha t (cm)
37	D0	224.5899	14.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
38	D0	202.3905	14.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
53	D0	199.4143	14.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
141	D0	224.6860	14.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
142	D0	202.3896	14.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
157	D0	199.4156	14.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
415	D0	221.2412	14.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
633	D0	221.2395	14.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000

Tabla B.23: Diagonal D1

Frame	Tipo de fuerza	Pu (Tn)	Mxx (Tn-m)	Myy (Tn-m)	$\phi Pn$	$\phi Mxx$	$\phi Myy$	Ratio
39	compresión	173.095312	2.60769464	15.9536268	353.68 Tn	50.2115259	50.2115259	0.81800478
52	compresión	170.751834	2.55475597	12.190625	353.68 Tn	50.2115259	50.2115259	0.74382559
143	compresión	173.096237	2.6076991	15.9615221	353.68 Tn	50.2115259	50.2115259	0.81814725
156	compresión	170.753242	2.5547406	12.1971709	353.68 Tn	50.2115259	50.2115259	0.74394518

Tabla B.24: Conexión Diagonal D1

Frame	Sección	Pu (Tn)	Nº Pernos	Diametro	paso S cm	Gramil g cm	Distancia al borde cm	Espesor de la Plancha t (cm)
39	D1	173.0953	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
52	D1	170.7518	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
143	D1	173.0962	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
156	D1	170.7532	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600

Tabla B.25: Diagonal D2

Frame	Tipo de fuerza	Pu (Tn)	Mxx (Tn-m)	Myy (Tn-m)	$\phi Pn$	$\phi Mxx$	$\phi Myy$	Ratio
40	Tracción	152.652127	2.29560452	11.012804	253.21 Tn	31.040454	31.040454	0.98398249
41	compresión	127.266408	2.53923928	9.98099677	226.10 Tn	31.040454	31.040454	0.92142367
42	Tracción	111.028811	1.68714306	10.1136668	253.21 Tn	31.040454	31.040454	0.77642514
43	compresión	86.0000705	1.95442351	9.87052431	226.10 Tn	31.040454	31.040454	0.71899561
48	compresión	84.1274661	1.90006346	9.97935278	226.10 Tn	31.040454	31.040454	0.71227303
49	Tracción	109.274599	1.64506275	10.1913702	253.21 Tn	31.040454	31.040454	0.77051726
50	compresión	125.353406	2.49369637	10.0313182	226.10 Tn	31.040454	31.040454	0.91309946
51	Tracción	150.503089	2.27204366	10.5506714	253.21 Tn	31.040454	31.040454	0.96158664
144	Tracción	152.653336	2.29455448	11.0076895	253.21 Tn	31.040454	31.040454	0.98381073
145	compresión	127.27406	2.53807035	9.97133535	226.10 Tn	31.040454	31.040454	0.92114737
146	Tracción	111.042477	1.66550468	10.1342186	253.21 Tn	31.040454	31.040454	0.77644799
147	compresión	85.7604043	1.93382057	9.8872672	226.10 Tn	31.040454	31.040454	0.71782505
152	compresión	84.1372393	1.8984511	9.96558621	226.10 Tn	31.040454	31.040454	0.71187586
153	Tracción	109.27634	1.64420616	10.188341	253.21 Tn	31.040454	31.040454	0.77041286
154	compresión	125.357109	2.49383272	10.0282859	226.10 Tn	31.040454	31.040454	0.91303291
155	Tracción	150.504802	2.27201674	10.5492827	253.21 Tn	31.040454	31.040454	0.96155286

Tabla B.26: Conexión Diagonal D2

Frame	Seccion	Pu (Tn)	Nº Pernos	Diametro	paso S cm	Gramil g cm	Distancia al borde cm	Espesor de la Plancha t (cm)
40	D2	152.6521	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
41	D2	127.2664	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
42	D2	111.0288	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
43	D2	86.0001	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
48	D2	84.1275	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
49	D2	109.2746	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
50	D2	125.3534	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
51	D2	150.5031	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
144	D2	152.6533	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
145	D2	127.2741	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
146	D2	111.0425	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
147	D2	85.7604	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
152	D2	84.1372	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
153	D2	109.2763	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
154	D2	125.3571	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
155	D2	150.5048	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000

Tabla B.27: Diagonal D3

Frame	Tipo de fuerza	Pu (Tn)	Mxx (Tn-m)	Myy (Tn-m)	$\phi Pn$	$\phi Mxx$	$\phi Myy$	Ratio
44	Tracción	65.7568367	0.59197306	8.06385478	170.27 Tn	14.5320392	14.5320392	0.91563934
45	compresión	42.7945147	0.4339039	8.17699891	106.33 Tn	14.5320392	14.5320392	0.92917759
46	compresión	41.0279746	0.42865169	8.08532061	106.33 Tn	14.5320392	14.5320392	0.90663479
47	Tracción	65.0472147	0.58600938	7.98143682	170.27 Tn	14.5320392	14.5320392	0.90606571
148	Tracción	66.499052	0.58970611	7.92653792	170.27 Tn	14.5320392	14.5320392	0.9114603
149	compresión	42.1494737	0.43593361	8.08854688	106.33 Tn	14.5320392	14.5320392	0.91782492
150	compresión	40.802892	0.42289433	8.09634573	106.33 Tn	14.5320392	14.5320392	0.90484017
151	Tracción	65.050512	0.57885747	8.00105037	170.27 Tn	14.5320392	14.5320392	0.90684732

Tabla B.28: Conexión Diagonal D3

Frame	Seccion	Pu (Tn)	Nº Pernos	Diametro	paso S cm	Gramil g cm	Distancia al borde cm	Espesor de la Plancha t (cm)
44	D3	65.7568	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
45	D3	42.7945	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
46	D3	41.0280	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
47	D3	65.0472	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
148	D3	66.4991	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
149	D3	42.1495	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
150	D3	40.8029	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000
151	D3	65.0505	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	2.000



Tabla B.29: Montante M0

Frame	Tipo de fuerza	Pu (Tn)	Mxx (Tn-m)	Myy (Tn-m)	$\phi Pn$	$\phi Mxx$	$\phi Myy$	Ratio
193	Tracción	34.0148865	1.50216531	2.58139512	169.64 Tn	11.7628808	6.02706758	0.69473323
194	Tracción	31.6433684	2.48565399	1.72063143	169.64 Tn	11.7628808	6.02706758	0.59006133
195	Tracción	30.6150171	2.24027424	1.56124133	169.64 Tn	11.7628808	6.02706758	0.5397242
196	Tracción	31.2471498	1.71973909	1.59481498	169.64 Tn	11.7628808	6.02706758	0.50290544
197	Tracción	30.5621467	0.93502643	1.61429739	169.64 Tn	11.7628808	6.02706758	0.43740806
198	Tracción	31.194034	1.68407134	1.59362173	169.64 Tn	11.7628808	6.02706758	0.49951868
199	Tracción	30.5816643	2.20590888	1.57382465	169.64 Tn	11.7628808	6.02706758	0.53879219
200	Tracción	31.6024452	2.45026206	1.60739742	169.64 Tn	11.7628808	6.02706758	0.56814436
201	Tracción	34.0091718	1.47622261	1.94287632	169.64 Tn	11.7628808	6.02706758	0.59856858
202	Tracción	34.0148565	1.50216673	2.58183441	169.64 Tn	11.7628808	6.02706758	0.69479795
203	Tracción	31.643063	2.48537875	1.72070223	169.64 Tn	11.7628808	6.02706758	0.59004878
204	Tracción	30.6265769	2.23613742	1.56398556	169.64 Tn	11.7628808	6.02706758	0.5398619
205	Tracción	32.1522849	1.70814017	1.61079821	169.64 Tn	11.7628808	6.02706758	0.50723903
206	Tracción	31.4575319	0.94376737	1.62844106	169.64 Tn	11.7628808	6.02706758	0.44313685
207	Tracción	31.1934976	1.68036034	1.59632569	169.64 Tn	11.7628808	6.02706758	0.49965025
208	Tracción	30.5807329	2.20555807	1.57446921	169.64 Tn	11.7628808	6.02706758	0.53886656
209	Tracción	31.6022767	2.45025364	1.60756	169.64 Tn	11.7628808	6.02706758	0.56817012
210	Tracción	34.0092533	1.47620489	1.94319752	169.64 Tn	11.7628808	6.02706758	0.59861509

Tabla B.30: Conexión Montante M0

Frame	Seccion	Pu (Tn)	Nº Pernos	Diametro	paso S cm	Gramil g cm	Distancia al borde cm	Espesor de la Plancha t (cm)
193	M0	34.0149	8.000	7/8	10.000	10.500	5.000	0.950
194	M0	31.6434	8.000	7/8	10.000	10.500	5.000	0.950
195	M0	30.6150	8.000	7/8	10.000	10.500	5.000	0.950
196	M0	31.2471	8.000	7/8	10.000	10.500	5.000	0.950
197	M0	30.5621	8.000	7/8	10.000	10.500	5.000	0.950
198	M0	31.1940	8.000	7/8	10.000	10.500	5.000	0.950
199	M0	30.5817	8.000	7/8	10.000	10.500	5.000	0.950
200	M0	31.6024	8.000	7/8	10.000	10.500	5.000	0.950
201	M0	34.0092	8.000	7/8	10.000	10.500	5.000	0.950
202	M0	34.0149	8.000	7/8	10.000	10.500	5.000	0.950
203	M0	31.6431	8.000	7/8	10.000	10.500	5.000	0.950
204	M0	30.6266	8.000	7/8	10.000	10.500	5.000	0.950
205	M0	32.1523	8.000	7/8	10.000	10.500	5.000	0.950
206	M0	31.4575	8.000	7/8	10.000	10.500	5.000	0.950
207	M0	31.1935	8.000	7/8	10.000	10.500	5.000	0.950
208	M0	30.5807	8.000	7/8	10.000	10.500	5.000	0.950
209	M0	31.6023	8.000	7/8	10.000	10.500	5.000	0.950
210	M0	34.0093	8.000	7/8	10.000	10.500	5.000	0.950

## B.2. Método de Diseño por Esfuerzos Admisible (ASD)

Tabla B.31: Arriostre inferior AI-1

Frame	Tipo de fuerza	Pu (Tn)	Mxx (Tn-m)	Myy (Tn-m)	$Pn/\Omega$	$Mxx/\Omega$	$Myy/\Omega$	Ratio
228	compresión	34.9602816	1.20260573	0.4559575	76.0851826	8.16207612	8.19006653	0.63994441
229	compresión	34.9619614	1.2044418	0.45498992	76.0851826	8.16207612	8.19006653	0.64006143
230	compresión	41.5076863	0.85171827	0.6364536	76.0851826	8.16207612	8.19006653	0.70737442
231	compresión	41.5130468	0.8517065	0.63876401	76.0851826	8.16207612	8.19006653	0.70769435
342	compresión	33.6747805	0.85968447	0.5628107	76.0851826	8.16207612	8.19006653	0.59730016
343	compresión	33.6801382	0.85966743	0.56514885	76.0851826	8.16207612	8.19006653	0.59762249
636	compresión	27.7071232	1.34143232	0.14429241	76.0851826	8.16207612	8.19006653	0.52590803
637	compresión	27.7088654	1.34141999	0.14429446	76.0851826	8.16207612	8.19006653	0.52592981

Tabla B.32: Conexión Arriostre inferior AI-1

Frame	Sección	Pu (Tn)	Nº Pernos	Diametro	Distancia al				Espesor de la Plancha t (cm)
					paso S cm	Gramil g cm	borde cm		
228	AI-1	34.9603	4.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600	
229	AI-1	34.9620	4.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600	
230	AI-1	41.5077	4.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600	
231	AI-1	41.5130	4.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600	
342	AI-1	33.6748	4.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600	
343	AI-1	33.6801	4.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600	
636	AI-1	27.7071	4.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600	
637	AI-1	27.7089	4.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600	

**Tabla B.33:** Arriostre Superior AS-1

Frame	Tipo de fuerza	Pu (Tn)	Mxx (Tn-m)	Myy (Tn-m)	$Pn/\Omega$	$Mxx/\Omega$	$Myy/\Omega$	Ratio
354	Tracción	13.0404378	43.4694553	2.18400224	334.31 Tn	51.6276851	23.7497721	0.95344214
355	Tracción	12.4126389	43.4682872	2.18400039	334.31 Tn	51.6276851	23.7497721	0.95248048
370	Tracción	9.67120716	32.5457362	2.19022508	334.31 Tn	51.6276851	23.7497721	0.73707856
371	compresión	9.50605934	32.5443079	2.19021026	391.86 Tn	51.6276851	23.7497721	0.73471506

**Tabla B.34:** Conexión Arriostre Superior AS-1

Frame	Sección	Pu (Tn)	Nº Pernos	Diametro	paso S cm	Gramil g cm	Distancia al borde cm	Espesor de la Plancha t (cm)
354	AS-1	13.0404	2.000	7/8	7.500	8.000	5.000	0.950
355	AS-1	12.4126	2.000	7/8	7.500	8.000	5.000	0.950
370	AS-1	9.6712	2.000	7/8	7.500	8.000	5.000	0.950
371	AS-1	9.5061	2.000	7/8	7.500	8.000	5.000	0.950

Tabla B.35: Arriostre Superior AS-2

Frame	Tipo de fuerza	Pu (Tn)	Mxx (Tn-m)	Myy (Tn-m)	$Pn/\Omega$	$Mxx/\Omega$	$Myy/\Omega$	Ratio
356	Tracción	4.84122005	4.44350439	0.13230473	109.02 Tn	4.98239368	2.13545577	0.97600018
357	Tracción	4.5563185	4.44461983	0.13320579	109.02 Tn	4.98239368	2.13545577	0.9753394
358	Tracción	6.82920392	0.98214625	0.11184263	109.02 Tn	4.98239368	2.13545577	0.28081744
359	Tracción	6.82920052	0.98211735	0.11177701	109.02 Tn	4.98239368	2.13545577	0.2807809
360	Tracción	7.94753659	2.51721972	0.05589152	109.02 Tn	4.98239368	2.13545577	0.5678449
361	Tracción	7.9475364	2.51662247	0.05585675	109.02 Tn	4.98239368	2.13545577	0.56770874
362	Tracción	8.49159133	3.49363879	0.01446488	109.02 Tn	4.98239368	2.13545577	0.74691448
363	Tracción	8.49159314	3.49288211	0.01464522	109.02 Tn	4.98239368	2.13545577	0.74684707
364	Tracción	7.96064189	2.89141165	0.02605999	109.02 Tn	4.98239368	2.13545577	0.62903821
365	Tracción	7.9606411	2.88811525	0.02630602	109.02 Tn	4.98239368	2.13545577	0.62849181
366	Tracción	6.8694906	1.07754629	0.07760981	109.02 Tn	4.98239368	2.13545577	0.28411895
367	Tracción	6.86948518	1.07663141	0.0771137	109.02 Tn	4.98239368	2.13545577	0.28370299
368	Tracción	4.63529096	3.14125937	0.10152948	109.02 Tn	4.98239368	2.13545577	0.69927484
369	Tracción	4.6352811	3.14272257	0.10278014	109.02 Tn	4.98239368	2.13545577	0.70015413

Tabla B.36: Conexión Arriostre Superior AS-2

Frame	Seccion	Pu (Tn)	Nº Pernos	Diametro	paso S cm	Gramil g cm	Distancia al borde cm	Espesor de la Plancha t (cm)
356	AS-2	4.8412	2.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
357	AS-2	4.5563	2.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
358	AS-2	6.8292	2.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
359	AS-2	6.8292	2.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
360	AS-2	7.9475	2.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
361	AS-2	7.9475	2.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
362	AS-2	8.4916	2.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
363	AS-2	8.4916	2.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
364	AS-2	7.9606	2.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
365	AS-2	7.9606	2.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
366	AS-2	6.8695	2.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
367	AS-2	6.8695	2.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
368	AS-2	4.6353	2.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
369	AS-2	4.6353	2.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950

Tabla B.37: Arriostre Superior AS-3

Frame	Tipo de fuerza	Pu (Tn)	Mxx (Tn-m)	Myy (Tn-m)	$Pn/\Omega$	$Mxx/\Omega$	$Myy/\Omega$	Ratio
372	compresión	20.4512725	0.20158846	0.00678932	33.3966067	3.69373348	4.24105978	0.66231057
373	compresión	22.6212266	0.30671491	0.04984675	33.3966067	3.69373348	4.24105978	0.76160876
374	compresión	23.7334565	0.30652239	0.03985802	33.3966067	3.69373348	4.24105978	0.79277256
375	compresión	20.3729692	0.20161169	0.0072766	33.3966067	3.69373348	4.24105978	0.66007364
376	compresión	26.0794433	0.29923271	0.05323101	33.3966067	3.69373348	4.24105978	0.86406744
377	compresión	22.5865783	0.17499965	0.16887318	33.3966067	3.69373348	4.24105978	0.75382119
378	compresión	23.0107416	0.17494794	0.1688732	33.3966067	3.69373348	4.24105978	0.76650954
379	compresión	24.9747003	0.29904001	0.05114807	33.3966067	3.69373348	4.24105978	0.83050501
380	compresión	21.848964	0.12615691	0.07381114	33.3966067	3.69373348	4.24105978	0.70005662
381	compresión	17.2784746	0.19601503	0.06035879	33.3966067	3.69373348	4.24105978	0.57719342
382	compresión	18.2569352	0.19608827	0.05882665	33.3966067	3.69373348	4.24105978	0.60618813
383	compresión	21.4228686	0.12602769	0.07723894	33.3966067	3.69373348	4.24105978	0.68798531
384	compresión	15.5049678	0.16158003	0.20681428	33.3966067	3.69373348	4.24105978	0.5464981
385	compresión	9.59361216	0.20282334	0.07712833	33.3966067	3.69373348	4.24105978	0.3522375
386	compresión	9.91587033	0.20288679	0.07009253	33.3966067	3.69373348	4.24105978	0.36042755
387	compresión	14.5246376	0.16163903	0.20681431	33.3966067	3.69373348	4.24105978	0.51715812
388	compresión	7.84418681	0.19201702	0.07839464	33.3966067	3.69373348	4.24105978	0.29751906
389	compresión	8.37640636	0.16623101	0.20760734	33.3966067	3.69373348	4.24105978	0.3343319
390	compresión	8.37639585	0.16599481	0.20760734	33.3966067	3.69373348	4.24105978	0.33427474
391	compresión	7.84419467	0.19208083	0.08236212	33.3966067	3.69373348	4.24105978	0.2983662
392	compresión	9.483104	0.20317007	0.07303336	33.3966067	3.69373348	4.24105978	0.3481537
393	compresión	13.9132399	0.12786111	0.19114463	33.3966067	3.69373348	4.24105978	0.48743813
394	compresión	12.9846687	0.12820326	0.1911446	33.3966067	3.69373348	4.24105978	0.4597161
395	compresión	10.8193823	0.20377534	0.05690374	33.3966067	3.69373348	4.24105978	0.38493113
396	compresión	14.6715184	0.14252525	0.04425778	33.3966067	3.69373348	4.24105978	0.48288608
397	compresión	18.7689199	0.23882586	0.06949143	33.3966067	3.69373348	4.24105978	0.63403852
398	compresión	17.8686317	0.23856495	0.05877652	33.3966067	3.69373348	4.24105978	0.60477251
399	compresión	15.5835595	0.14260107	0.05510563	33.3966067	3.69373348	4.24105978	0.51248734
400	compresión	16.6507733	0.23233561	0.05512085	33.3966067	3.69373348	4.24105978	0.5660407
401	compresión	15.3087428	0.16157261	0.00925987	33.3966067	3.69373348	4.24105978	0.49921505
402	compresión	15.18687	0.16160077	0.0284546	33.3966067	3.69373348	4.24105978	0.49959561
403	compresión	17.5680794	0.23207493	0.0374473	33.3966067	3.69373348	4.24105978	0.5897408

Tabla B.38: Conexión Arriostre Superior AS-3

Frame	Seccion	Pu (Tn)	Nº Pernos	Diametro	paso S cm	Gramil g cm	Distancia al borde cm	Espesor de la Plancha t (cm)
372	AS-3	20.4513	4.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
373	AS-3	22.6212	4.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
374	AS-3	23.7335	4.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
375	AS-3	20.3730	4.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
376	AS-3	26.0794	4.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
377	AS-3	22.5866	4.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
378	AS-3	23.0107	4.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
379	AS-3	24.9747	4.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
380	AS-3	21.8490	4.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
381	AS-3	17.2785	4.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
382	AS-3	18.2569	4.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
383	AS-3	21.4229	4.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
384	AS-3	15.5050	4.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
385	AS-3	9.5936	4.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
386	AS-3	9.9159	4.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
387	AS-3	14.5246	4.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
388	AS-3	7.8442	4.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
389	AS-3	8.3764	4.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
390	AS-3	8.3764	4.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
391	AS-3	7.8442	4.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
392	AS-3	9.4831	4.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
393	AS-3	13.9132	4.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
394	AS-3	12.9847	4.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
395	AS-3	10.8194	4.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
396	AS-3	14.6715	4.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
397	AS-3	18.7689	4.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
398	AS-3	17.8686	4.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
399	AS-3	15.5836	4.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
400	AS-3	16.6508	4.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
401	AS-3	15.3087	4.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
402	AS-3	15.1869	4.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950
403	AS-3	17.5681	4.000	3/4	7.500	8.000	5.000	0.950



Tabla B.39: Cordón Inferior CI-1

Frame	Tipo de fuerza	Pu (Tn)	Mxx (Tn-m)	Myy (Tn-m)	$Pn/\Omega$	$Mxx/\Omega$	$Myy/\Omega$	Ratio
55	Tracción	96.7991029	2.64858274	9.4209987	268.27 Tn	50.9804688	50.9804688	0.57126997
56	Tracción	97.0925046	3.1449917	26.0439552	268.27 Tn	50.9804688	50.9804688	0.8708547
71	Tracción	113.207599	3.16782586	21.4955617	268.27 Tn	50.9804688	50.9804688	0.85201792
159	Tracción	96.7988792	2.64876138	9.40313141	268.27 Tn	50.9804688	50.9804688	0.57096072
160	Tracción	97.0923058	3.14494589	26.0426837	268.27 Tn	50.9804688	50.9804688	0.87083099
175	Tracción	113.204252	3.16782255	21.4937909	268.27 Tn	50.9804688	50.9804688	0.85197451
416	Tracción	99.6196738	2.64829486	8.16679876	268.27 Tn	50.9804688	50.9804688	0.55991078
634	Tracción	99.6197083	2.6483617	8.16684802	268.27 Tn	50.9804688	50.9804688	0.55991294

Tabla B.40: Conexión Cordón Inferior CI-1

Frame	Sección	Pu (Tn)	Nº Pernos	Diametro	paso S cm	Gramil g cm	Distancia al borde cm	Espesor de la Plancha t (cm)
55	CI-1	96.7991	10.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
56	CI-1	97.0925	10.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
71	CI-1	113.2076	10.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
159	CI-1	96.7989	10.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
160	CI-1	97.0923	10.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
175	CI-1	113.2043	10.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
416	CI-1	99.6197	10.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
634	CI-1	99.6197	10.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600

Tabla B.41: Cordón Inferior CI-2

Frame	Tipo de fuerza	$P_u$ (Tn)	$M_{xx}$ (Tn-m)	$M_{yy}$ (Tn-m)	$P_n/\Omega$	$M_{xx}/\Omega$	$M_{yy}/\Omega$	Ratio
57	Tracción	258.647113	6.92128807	38.8686227	515.91 Tn	94.8894531	94.8894531	0.93028907
58	Tracción	259.101853	7.67090723	14.022587	515.91 Tn	94.8894531	94.8894531	0.7054443
59	Tracción	374.14176	11.1435407	12.7865427	515.91 Tn	94.8894531	94.8894531	0.94938241
60	Tracción	374.486145	8.97381394	9.27207933	515.91 Tn	94.8894531	94.8894531	0.89680258
67	Tracción	376.761274	9.55790437	7.75546538	515.91 Tn	94.8894531	94.8894531	0.89247702
68	Tracción	376.4541	11.1754552	11.378765	515.91 Tn	94.8894531	94.8894531	0.94097594
69	Tracción	262.064457	7.72468964	10.7320109	515.91 Tn	94.8894531	94.8894531	0.68086577
70	Tracción	261.641524	6.93997929	31.6710316	515.91 Tn	94.8894531	94.8894531	0.86884401
161	Tracción	258.64704	6.92125417	38.8800727	515.91 Tn	94.8894531	94.8894531	0.93039587
162	Tracción	259.101781	7.67088967	14.0208649	515.91 Tn	94.8894531	94.8894531	0.70542786
163	Tracción	374.141721	11.1435348	12.7860151	515.91 Tn	94.8894531	94.8894531	0.94937733
164	Tracción	374.486107	8.97381265	9.27212439	515.91 Tn	94.8894531	94.8894531	0.89680291
171	Tracción	376.761303	9.55790203	7.75567442	515.91 Tn	94.8894531	94.8894531	0.89247901
172	Tracción	376.454126	11.1754555	11.3781695	515.91 Tn	94.8894531	94.8894531	0.94097042
173	Tracción	262.064478	7.72469222	10.7306072	515.91 Tn	94.8894531	94.8894531	0.68085268
174	Tracción	261.641541	6.93998097	31.6810859	515.91 Tn	94.8894531	94.8894531	0.86893825

Tabla B.42: Conexión Cordón Inferior CI-2

Frame	Seccion	Pu (Tn)	Nº Pernos	Diametro	paso S cm	Gramil g cm	Distancia al borde cm	Espesor de la Plancha t (cm)
57	CI-2	258.6471	32.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
58	CI-2	259.1019	32.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
59	CI-2	374.1418	32.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
60	CI-2	374.4861	32.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
67	CI-2	376.7613	32.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
68	CI-2	376.4541	32.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
69	CI-2	262.0645	32.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
70	CI-2	261.6415	32.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
161	CI-2	258.6470	32.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
162	CI-2	259.1018	32.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
163	CI-2	374.1417	32.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
164	CI-2	374.4861	32.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
171	CI-2	376.7613	32.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
172	CI-2	376.4541	32.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
173	CI-2	262.0645	32.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
174	CI-2	261.6415	32.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600

Tabla B.43: Cordón Inferior CI-3

Frame	Tipo de fuerza	Pu (Tn)	Mxx (Tn-m)	Myy (Tn-m)	$Pn/\Omega$	$Mxx/\Omega$	$Myy/\Omega$	Ratio
61	Tracción	444.573048	11.268298	15.4227355	645.57 Tn	116.573553	116.573553	0.89217842
62	Tracción	444.824037	10.7822879	12.5782458	645.57 Tn	116.573553	116.573553	0.86717171
63	Tracción	466.716922	13.8197845	15.1199123	645.57 Tn	116.573553	116.573553	0.94362624
64	Tracción	466.753938	13.8063127	14.8292417	645.57 Tn	116.573553	116.573553	0.94136446
65	Tracción	446.034539	10.856834	12.0258459	645.57 Tn	116.573553	116.573553	0.86540311
66	Tracción	445.814127	11.3269719	14.1898498	645.57 Tn	116.573553	116.573553	0.88514737
165	Tracción	444.573031	11.2682929	15.4228881	645.57 Tn	116.573553	116.573553	0.89217952
166	Tracción	444.82402	10.7822861	12.5783978	645.57 Tn	116.573553	116.573553	0.86717283
168	Tracción	466.716923	13.8197808	15.1194728	645.57 Tn	116.573553	116.573553	0.94362286
169	Tracción	466.753939	13.8063122	14.8287971	645.57 Tn	116.573553	116.573553	0.94136106
170	Tracción	446.034557	10.8568315	12.0264661	645.57 Tn	116.573553	116.573553	0.86540784
573	Tracción	445.814144	11.3269727	14.1904725	645.57 Tn	116.573553	116.573553	0.88515215

Tabla B.44: Conexión Cordón Inferior CI-3

Frame	Seccion	Pu (Tn)	Nº Pernos	Diametro	paso S cm	Gramil g cm	Distancia al borde cm	Espesor de la Plancha t (cm)
61	CI-3	444.5730	40.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
62	CI-3	444.8240	40.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
63	CI-3	466.7169	40.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
64	CI-3	466.7539	40.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
65	CI-3	446.0345	40.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
66	CI-3	445.8141	40.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
165	CI-3	444.5730	40.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
166	CI-3	444.8240	40.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
168	CI-3	466.7169	40.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
169	CI-3	466.7539	40.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
170	CI-3	446.0346	40.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
573	CI-3	445.8141	40.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600

Tabla B.45: Cordón Superior CS-1

Frame	Tipo de fuerza	Pu (Tn)	Mxx (Tn-m)	Myy (Tn-m)	$Pn/\Omega$	$Mxx/\Omega$	$Myy/\Omega$	Ratio
73	compresión	190.324393	3.64005287	3.78680589	324.60 Tn	50.9804688	44.5667969	0.72532646
74	compresión	185.599085	3.09668388	5.25725086	324.60 Tn	50.9804688	44.5667969	0.73062329
87	compresión	184.975164	3.08333152	4.94399238	324.60 Tn	50.9804688	44.5667969	0.72222041
88	compresión	189.142403	3.60637273	3.79617938	324.60 Tn	50.9804688	44.5667969	0.72128483
177	compresión	190.324391	3.64003795	3.78680863	324.60 Tn	50.9804688	44.5667969	0.72532625
178	compresión	185.599105	3.09667889	5.4595108	324.60 Tn	50.9804688	44.5667969	0.73465736
191	compresión	184.975177	3.08333341	4.9440002	324.60 Tn	50.9804688	44.5667969	0.72222064
192	compresión	189.142343	3.60637848	3.79620647	324.60 Tn	50.9804688	44.5667969	0.72128528

Tabla B.46: Conexión Cordón Superior CS-1

Frame	Sección	Pu (Tn)	Nº Pernos	Diametro	paso S cm	Gramil g cm	Distancia al borde cm	Espesor de la Plancha t (cm)
73	CS-1	190.3244	16.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
74	CS-1	185.5991	16.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
87	CS-1	184.9752	16.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
88	CS-1	189.1424	16.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
177	CS-1	190.3244	16.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
178	CS-1	185.5991	16.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
191	CS-1	184.9752	16.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
192	CS-1	189.1423	16.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600

Tabla B.47: Cordón Superior CS-2

Frame	Tipo de fuerza	Pu (Tn)	Mxx (Tn-m)	Myy (Tn-m)	$Pn/\Omega$	$Mxx/\Omega$	$Myy/\Omega$	Ratio
75	compresión	326.266195	4.12122378	6.79494878	621.66 Tn	94.8894531	82.5554688	0.6365975
76	compresión	324.631333	6.02152529	7.85078956	621.66 Tn	94.8894531	82.5554688	0.66313741
77	compresión	418.341212	5.14024555	7.78625822	621.66 Tn	94.8894531	82.5554688	0.80492801
78	compresión	415.915271	5.12238197	7.77767438	621.66 Tn	94.8894531	82.5554688	0.80076589
83	compresión	415.598937	5.13153055	7.77145398	621.66 Tn	94.8894531	82.5554688	0.80027577
84	compresión	416.710213	5.15064137	7.77847591	621.66 Tn	94.8894531	82.5554688	0.80231799
85	compresión	323.932593	5.99866642	7.78724899	621.66 Tn	94.8894531	82.5554688	0.66111513
86	compresión	324.535405	4.12530063	6.78102623	621.66 Tn	94.8894531	82.5554688	0.63370165
179	compresión	326.266238	4.12122251	6.79494957	621.66 Tn	94.8894531	82.5554688	0.63659757
180	compresión	324.631372	6.02152787	7.85079368	621.66 Tn	94.8894531	82.5554688	0.66313754
181	compresión	418.341276	5.14024593	7.78625792	621.66 Tn	94.8894531	82.5554688	0.80492811
182	compresión	415.915322	5.12238235	7.77767404	621.66 Tn	94.8894531	82.5554688	0.80076598
187	compresión	415.599016	5.13153145	7.77145379	621.66 Tn	94.8894531	82.5554688	0.8002759
188	compresión	416.710276	5.15064219	7.77847569	621.66 Tn	94.8894531	82.5554688	0.80231809
189	compresión	323.932665	5.99866667	7.78725661	621.66 Tn	94.8894531	82.5554688	0.66111533
190	compresión	324.535445	4.12530128	6.78102795	621.66 Tn	94.8894531	82.5554688	0.63370174

Tabla B.48: Conexión Cordón Superior CS-2

Frame	Seccion	Pu (Tn)	Nº Pernos	Diametro	paso S cm	Gramil g cm	Distancia al borde cm	Espesor de la Plancha t (cm)
75	CS-2	326.2662	36.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
76	CS-2	324.6313	36.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
77	CS-2	418.3412	36.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
78	CS-2	415.9153	36.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
83	CS-2	415.5989	36.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
84	CS-2	416.7102	36.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
85	CS-2	323.9326	36.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
86	CS-2	324.5354	36.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
179	CS-2	326.2662	36.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
180	CS-2	324.6314	36.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
181	CS-2	418.3413	36.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
182	CS-2	415.9153	36.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
187	CS-2	415.5990	36.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
188	CS-2	416.7103	36.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
189	CS-2	323.9327	36.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
190	CS-2	324.5354	36.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600



Tabla B.49: Cordón Superior CS-3

Frame	Tipo de fuerza	Pu (Tn)	Mxx (Tn-m)	Myy (Tn-m)	$Pn/\Omega$	$Mxx/\Omega$	$Myy/\Omega$
79	compresión	461.512857	6.40055801	8.61756992	662.21 Tn	104.128298	86.4234063
80	compresión	460.895744	8.02656373	9.1335263	662.21 Tn	104.128298	86.4234063
81	compresión	461.247687	8.00629117	9.12201665	662.21 Tn	104.128298	86.4234063
82	compresión	460.433497	6.41567143	8.61498825	662.21 Tn	104.128298	86.4234063
183	compresión	461.512926	6.40055782	8.61757075	662.21 Tn	104.128298	86.4234063
184	compresión	460.895798	8.02656449	9.13352684	662.21 Tn	104.128298	86.4234063
185	compresión	461.24776	8.00629092	9.12201785	662.21 Tn	104.128298	86.4234063
186	compresión	460.433556	6.41567206	8.61498905	662.21 Tn	104.128298	86.4234063

Tabla B.50: Conexión Cordón Superior CS-3

Frame	Seccion	Pu (Tn)	Nº Pernos	Diametro	paso S cm	Gramil g cm	Distancia al borde cm	Espesor de la Plancha t (cm)
79	CS-3	461.5129	40.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
80	CS-3	460.8957	40.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
81	CS-3	461.2477	40.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
82	CS-3	460.4335	40.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
183	CS-3	461.5129	40.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
184	CS-3	460.8958	40.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
185	CS-3	461.2478	40.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
186	CS-3	460.4336	40.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600

Tabla B.51: Diagonal D0

Frame	Tipo de fuerza	Pu (Tn)	Mxx (Tn-m)	Myy (Tn-m)	$Pn/\Omega$	$Mxx/\Omega$	$Myy/\Omega$	Ratio
37	compresión	209.088196	4.8500886	30.5997344	451.20 Tn	60.927541	60.927541	0.98059504
38	Tracción	188.70296	2.9145499	34.3869354	487.08 Tn	60.927541	60.927541	0.9316182
53	Tracción	187.625674	2.9171956	26.7083707	487.08 Tn	60.927541	60.927541	0.81742036
141	compresión	209.087965	4.84997903	24.0262906	451.20 Tn	60.927541	60.927541	0.88469113
142	Tracción	188.70321	2.91456115	25.1042452	487.08 Tn	60.927541	60.927541	0.79619112
157	Tracción	187.625629	2.91719651	17.4387901	487.08 Tn	60.927541	60.927541	0.68218378
415	compresión	208.01715	4.83304593	19.4902956	451.20 Tn	60.927541	60.927541	0.81589391
633	compresión	208.017247	4.83301717	23.8007944	451.20 Tn	60.927541	60.927541	0.87878078

Tabla B.52: Conexión Diagonal D0

Frame	Sección	Pu (Tn)	Nº Pernos	Diametro	paso S cm	Gramil g cm	Distancia al borde cm	Espesor de la Plancha t (cm)
37	D0	209.0882	18.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
38	D0	188.7030	18.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
53	D0	187.6257	18.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
141	D0	209.0880	18.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
142	D0	188.7032	18.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
157	D0	187.6256	18.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
415	D0	208.0172	18.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
633	D0	208.0172	18.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600

Tabla B.53: Diagonal D1

Frame	Tipo de fuerza	Pu (Tn)	Mxx (Tn-m)	Myy (Tn-m)	$Pn/\Omega$	$Mxx/\Omega$	$Myy/\Omega$	Ratio
39	compresión	160.938702	2.19753002	12.3301971	275.00 Tn	36.4556883	36.4556883	0.93945303
52	compresión	159.943616	2.17810291	9.78949466	275.00 Tn	36.4556883	36.4556883	0.87341164
143	compresión	160.938706	2.19753272	9.88872138	275.00 Tn	36.4556883	36.4556883	0.87992329
156	compresión	159.943652	2.17810431	9.78955419	275.00 Tn	36.4556883	36.4556883	0.87341325

Tabla B.54: Conexión Diagonal D1

Frame	Sección	Pu (Tn)	Nº Pernos	Diametro	paso S cm	Gramil g cm	Distancia al borde cm	Espesor de la Plancha t (cm)
39	D1	160.9387	14.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
52	D1	159.9436	14.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
143	D1	160.9387	14.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
156	D1	159.9437	14.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600

Tabla B.55: Diagonal D2

Frame	Tipo de fuerza	$P_u$ (Tn)	$M_{xx}$ (Tn-m)	$M_{yy}$ (Tn-m)	$P_n/\Omega$	$M_{xx}/\Omega$	$M_{yy}/\Omega$	Ratio
40	Tracción	144.109209	2.23938974	11.5213474	247.24 Tn	29.78078	29.78078	0.9936028
41	compresión	118.094087	2.02855884	10.1782645	225.96 Tn	29.78078	29.78078	0.88698314
42	Tracción	102.617479	1.62319386	10.2944191	247.24 Tn	29.78078	29.78078	0.77076885
43	compresión	77.3928686	1.58246787	9.96203367	225.96 Tn	29.78078	29.78078	0.68708706
48	compresión	76.5187462	1.56425994	9.94498842	225.96 Tn	29.78078	29.78078	0.68216631
49	Tracción	101.713219	1.61398684	10.3173678	247.24 Tn	29.78078	29.78078	0.76752157
50	compresión	117.162698	2.01005992	10.1365129	225.96 Tn	29.78078	29.78078	0.88106284
51	Tracción	143.115395	2.22895804	10.444664	247.24 Tn	29.78078	29.78078	0.95713521
144	Tracción	144.109254	2.23939051	10.4310295	247.24 Tn	29.78078	29.78078	0.96105948
145	compresión	118.094106	2.0285605	10.1782984	225.96 Tn	29.78078	29.78078	0.88698429
146	Tracción	102.61751	1.62319424	10.2944495	247.24 Tn	29.78078	29.78078	0.7707699
147	compresión	77.3928814	1.58246851	9.96205878	225.96 Tn	29.78078	29.78078	0.68708788
152	compresión	76.5187194	1.56425967	9.94501596	225.96 Tn	29.78078	29.78078	0.68216701
153	Tracción	101.713216	1.61398642	10.3174065	247.24 Tn	29.78078	29.78078	0.7675227
154	compresión	117.162683	2.01005951	10.1365541	225.96 Tn	29.78078	29.78078	0.881064
155	Tracción	143.115415	2.22895745	10.4447225	247.24 Tn	29.78078	29.78078	0.95713702

Tabla B.56: Conexión Diagonal D2

Frame	Seccion	Pu (Tn)	Nº Pernos	Diametro	paso S cm	Gramil g cm	Distancia al borde cm	Espesor de la Plancha t (cm)
40	D2	144.1092	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
41	D2	118.0941	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
42	D2	102.6175	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
43	D2	77.3929	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
48	D2	76.5187	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
49	D2	101.7132	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
50	D2	117.1627	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
51	D2	143.1154	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
144	D2	144.1093	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
145	D2	118.0941	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
146	D2	102.6175	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
147	D2	77.3929	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
152	D2	76.5187	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
153	D2	101.7132	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
154	D2	117.1627	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
155	D3	143.1154	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600

Tabla B.57: Diagonal D3

Frame	Tipo de fuerza	Pu (Tn)	Mxx (Tn-m)	Myy (Tn-m)	$Pn/\Omega$	$Mxx/\Omega$	$Myy/\Omega$	Ratio
44	Tracción	55.9228988	0.50538686	6.41668573	113.52 Tn	14.5320392	14.5320392	0.916051
45	compresión	32.5838177	0.31654844	6.20116901	106.33 Tn	14.5320392	14.5320392	0.70511398
46	compresión	31.7972437	0.30897242	6.20353907	106.33 Tn	14.5320392	14.5320392	0.69739805
47	Tracción	55.1289768	0.49929734	6.42039944	113.52 Tn	14.5320392	14.5320392	0.90891173
148	Tracción	55.9229204	0.50538699	6.41669974	113.52 Tn	14.5320392	14.5320392	0.91605205
149	compresión	32.5838326	0.31654867	6.31374721	106.33 Tn	14.5320392	14.5320392	0.71200027
150	compresión	31.7972203	0.30897226	6.44193305	106.33 Tn	14.5320392	14.5320392	0.71197979
151	Tracción	55.1289615	0.49929714	6.42041492	113.52 Tn	14.5320392	14.5320392	0.90891253

Tabla B.58: Conexión Diagonal D3

Frame	Seccion	Pu (Tn)	Nº Pernos	Diametro	paso S cm	Gramil g cm	Distancia al borde cm	Espesor de la Plancha t (cm)
44	D3	55.9229	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
45	D3	32.5838	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
46	D3	31.7972	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
47	D3	55.1290	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
148	D3	55.9229	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
149	D3	32.5838	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
150	D3	31.7972	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600
151	D3	55.1290	12.000	7/8	7.500	8.000	5.000	1.600

Tabla B.59: Montante M0

Frame	Tipo de fuerza	Pu (Tn)	Mxx (Tn-m)	Myy (Tn-m)	$Pn/\Omega$	$Mxx/\Omega$	$Myy/\Omega$	Ratio
193	Tracción	27.1529251	1.02317532	1.36617287	113.09 Tn	7.73131977	4.00583927	0.66089415
194	Tracción	23.4178412	1.80029996	1.13864785	113.09 Tn	7.73131977	4.00583927	0.66672637
195	Tracción	23.3034784	1.44141094	1.13869302	113.09 Tn	7.73131977	4.00583927	0.62446276
196	Tracción	26.0722201	1.31631585	1.18257772	113.09 Tn	7.73131977	4.00583927	0.64430142
197	Tracción	25.197893	0.69112608	1.17928775	113.09 Tn	7.73131977	4.00583927	0.56396034
198	Tracción	26.0287915	1.29935324	1.18388637	113.09 Tn	7.73131977	4.00583927	0.64225755
199	Tracción	23.2832897	1.42965056	1.14164663	113.09 Tn	7.73131977	4.00583927	0.62358752
200	Tracción	23.4010037	1.78746524	1.13799547	113.09 Tn	7.73131977	4.00583927	0.66495708
201	Tracción	27.1352452	1.01541575	1.16497595	113.09 Tn	7.73131977	4.00583927	0.61520043
202	Tracción	27.1532758	1.02316541	1.99242198	113.09 Tn	7.73131977	4.00583927	0.79985972
203	Tracción	23.4178732	1.8003002	1.29227206	113.09 Tn	7.73131977	4.00583927	0.70081563
204	Tracción	23.3034778	1.4414106	1.13868962	113.09 Tn	7.73131977	4.00583927	0.62446196
205	Tracción	26.0722184	1.31631541	1.18257498	113.09 Tn	7.73131977	4.00583927	0.64430075
206	Tracción	25.1978914	0.69112543	1.17928546	113.09 Tn	7.73131977	4.00583927	0.56395974
207	Tracción	26.0287919	1.29935372	1.18388334	113.09 Tn	7.73131977	4.00583927	0.64225693
208	Tracción	23.2832917	1.4296507	1.1416422	113.09 Tn	7.73131977	4.00583927	0.62358657
209	Tracción	23.4009834	1.78746506	1.13798853	113.09 Tn	7.73131977	4.00583927	0.66495534
210	Tracción	27.1352443	1.01541978	1.53836243	113.09 Tn	7.73131977	4.00583927	0.6980547

Tabla B.60: Conexión Montante M0

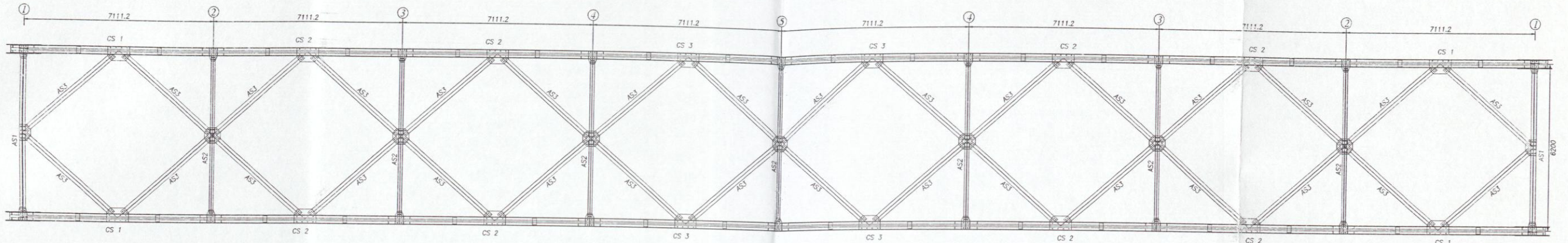
Frame	Seccion	Pu (Tn)	Nº Pernos	Diametro	paso S cm	Gramil g cm	Distancia al borde cm	Espesor de la Plancha t (cm)
193	M0	27.1529	8.000	7/8	10.000	10.500	5.000	1.600
194	M0	23.4178	8.000	7/8	10.000	10.500	5.000	1.600
195	M0	23.3035	8.000	7/8	10.000	10.500	5.000	1.600
196	M0	26.0722	8.000	7/8	10.000	10.500	5.000	1.600
197	M0	25.1979	8.000	7/8	10.000	10.500	5.000	1.600
198	M0	26.0288	8.000	7/8	10.000	10.500	5.000	1.600
199	M0	23.2833	8.000	7/8	10.000	10.500	5.000	1.600
200	M0	23.4010	8.000	7/8	10.000	10.500	5.000	1.600
201	M0	27.1352	8.000	7/8	10.000	10.500	5.000	1.600
202	M0	27.1533	8.000	7/8	10.000	10.500	5.000	1.600
203	M0	23.4179	8.000	7/8	10.000	10.500	5.000	1.600
204	M0	23.3035	8.000	7/8	10.000	10.500	5.000	1.600
205	M0	26.0722	8.000	7/8	10.000	10.500	5.000	1.600
206	M0	25.1979	8.000	7/8	10.000	10.500	5.000	1.600
207	M0	26.0288	8.000	7/8	10.000	10.500	5.000	1.600
208	M0	23.2833	8.000	7/8	10.000	10.500	5.000	1.600
209	M0	23.4010	8.000	7/8	10.000	10.500	5.000	1.600
210	M0	27.1352	8.000	7/8	10.000	10.500	5.000	1.600



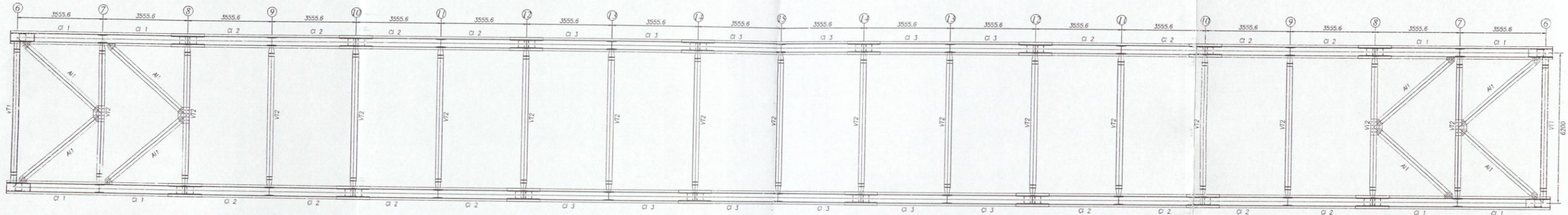
# Anexo C

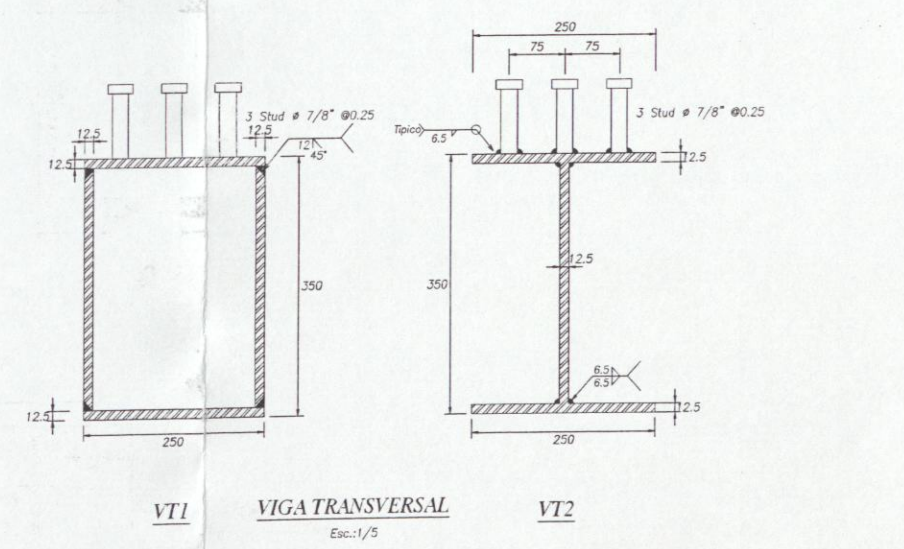
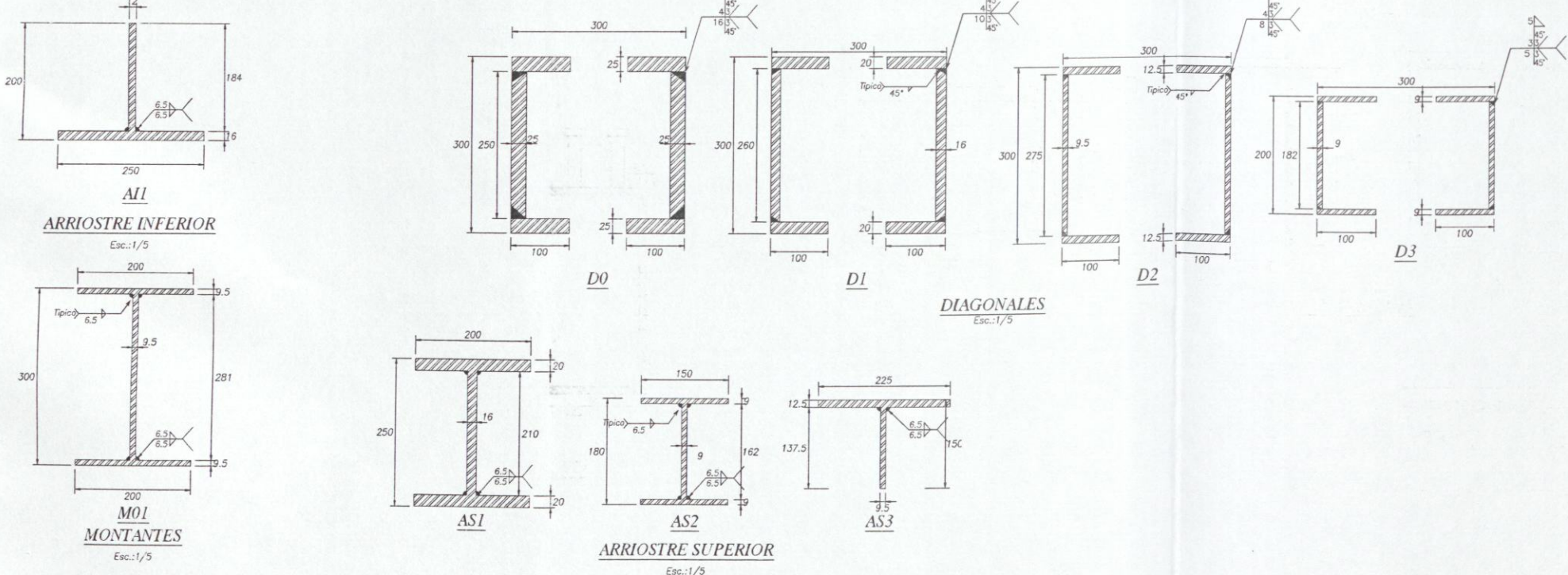
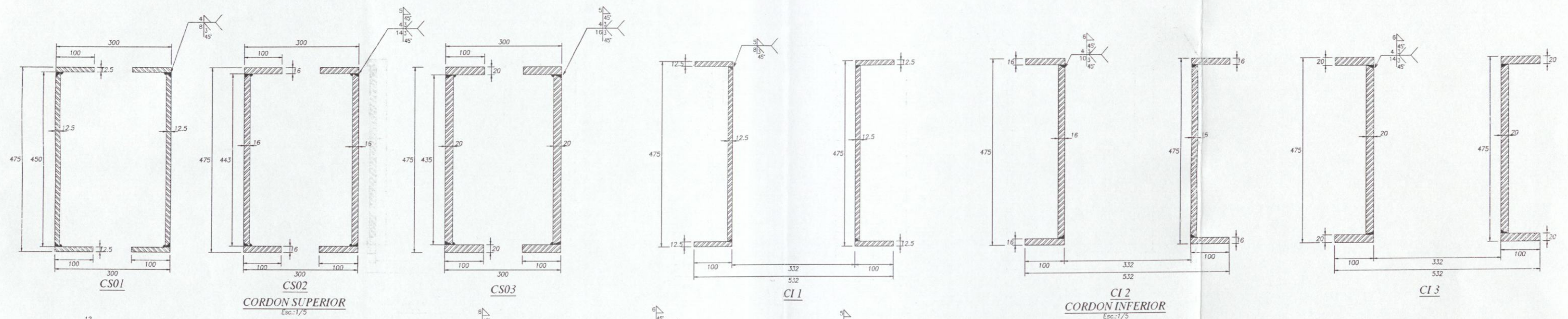
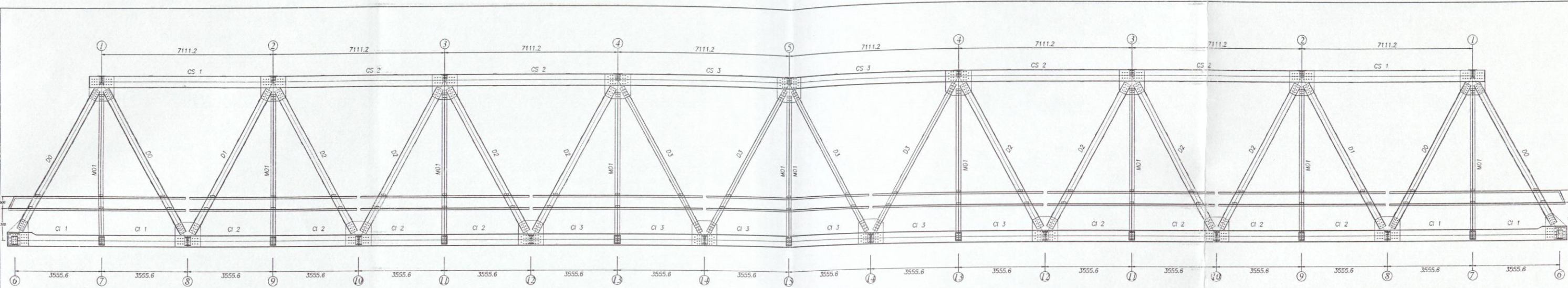
## Planos

### C.1. Planos por el método LRFD



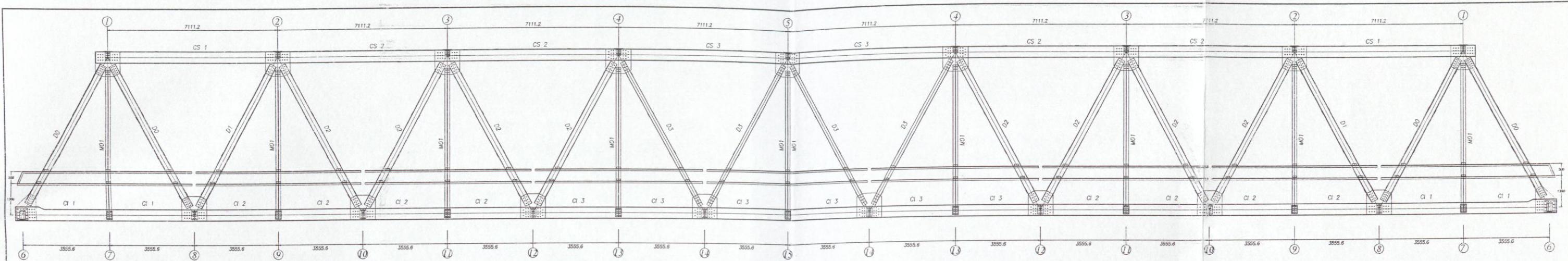
ARROSTRAMIENTO SUPERIOR  
Esc.: 1/75



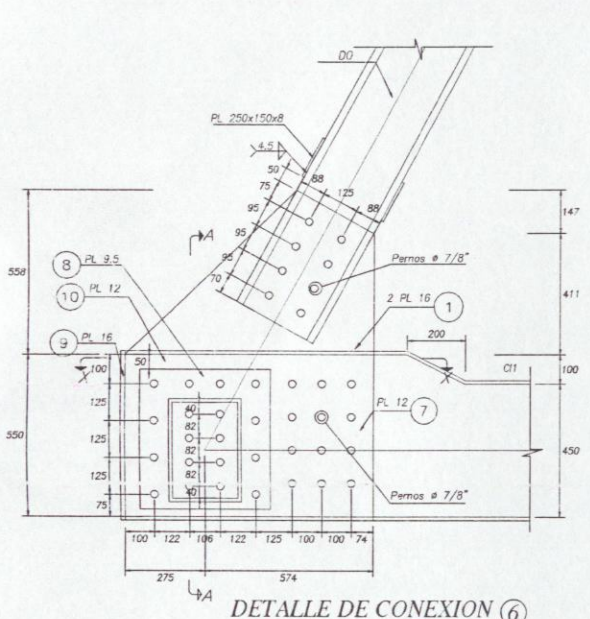


<p><b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA</b></p>	<p>TEMA: <b>Análisis y Diseño Comparativo de las Estructuras Metálicas del Puente Vehicular Tipo Reticulado Manchirí 64 m Según la Norma Aashto Standard (ASD) y la norma aashto LRFD</b></p>	<p>UNIVERSIDAD: UNSCH</p> <p>FACULTAD: FIMGC</p> <p>ESCUELA: INGENIERIA_CIVIL</p>	<p>ELABORADO POR: <b>BACH. JOSE LUIS CHIHUAN CANGALAYA</b></p>	<p>ASESOR: <b>MS ING. NORBERT L. QUISPE AUCCAPUCLLA</b></p>	<p>METODO: LRFD</p> <p>Fecha: NOVIEMBRE-2015</p> <p>Sobrecarga: HL-93</p>	<p>Escala: INDICADO</p> <p>Nro de lamina: 02</p>	<p>Plano: <b>ELEMENTOS PRINCIPALES DEL PUENTE</b></p>	<p>Lamina: <b>PE-02</b></p>
---	---	---	--	---	---	--	---	-----------------------------

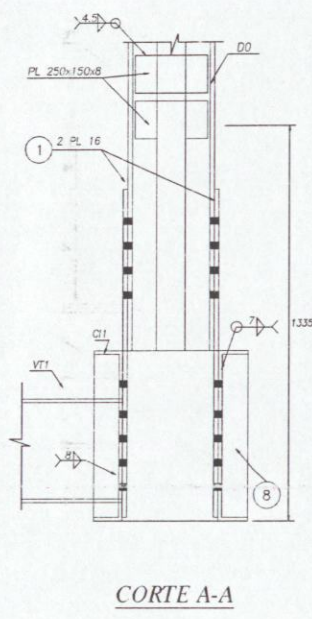




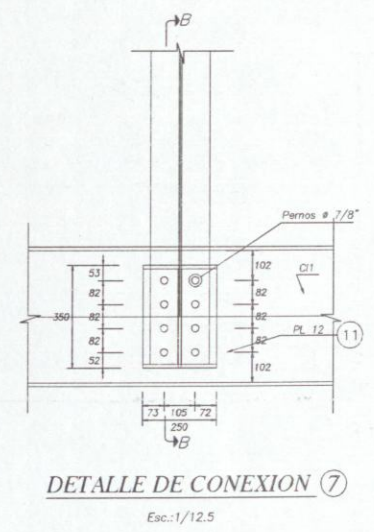
ELEVACION  
Esc.:1/75



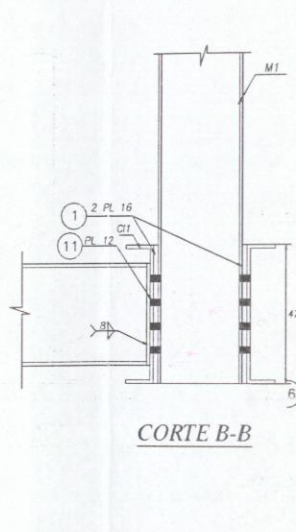
DETALLE DE CONEXION 6  
Esc.:1/12.5



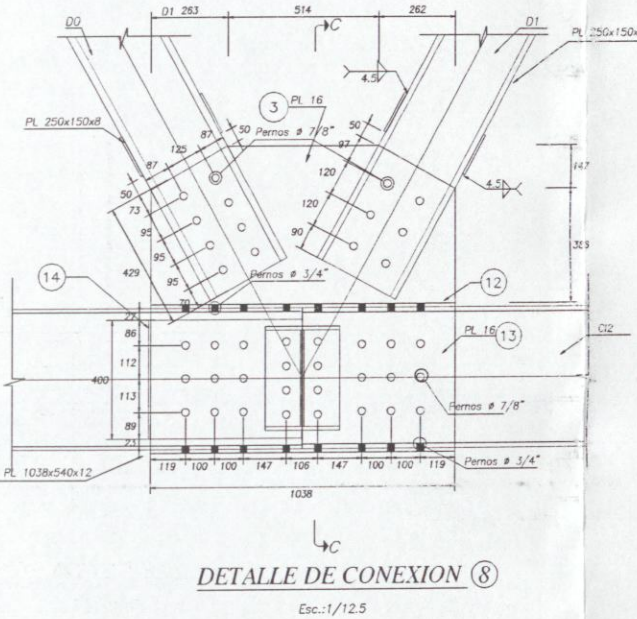
CORTE A-A



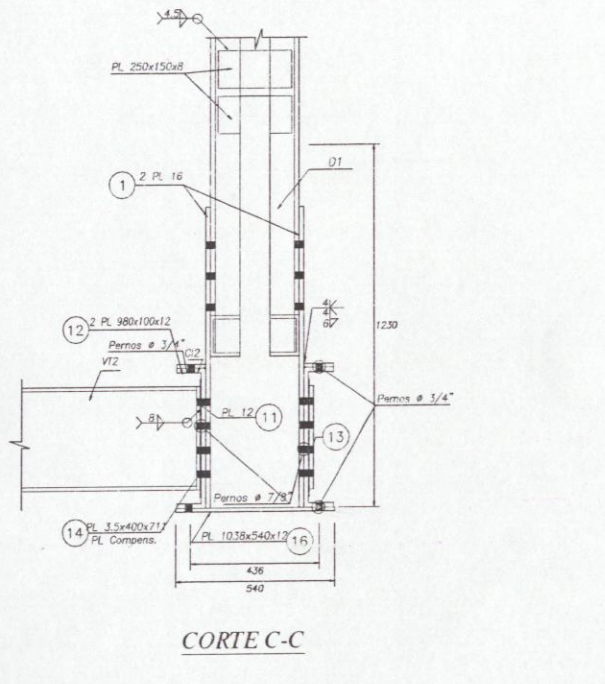
DETALLE DE CONEXION 7  
Esc.:1/12.5



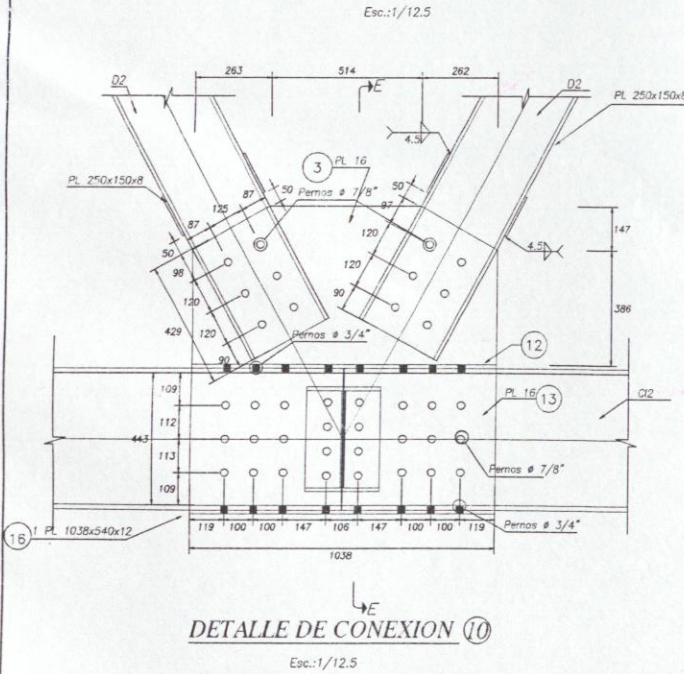
CORTE B-B



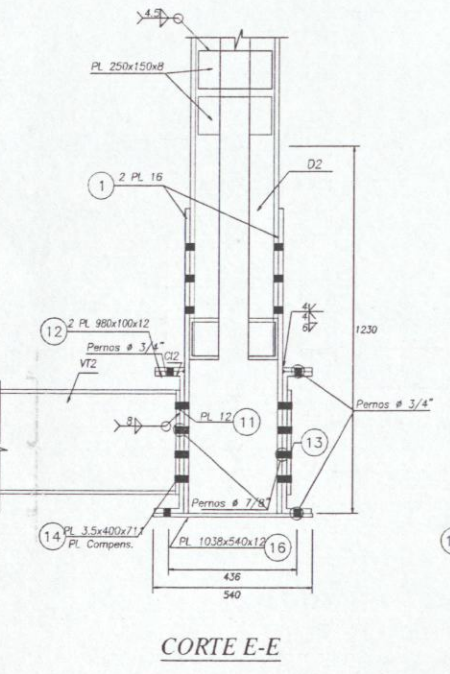
DETALLE DE CONEXION 8  
Esc.:1/12.5



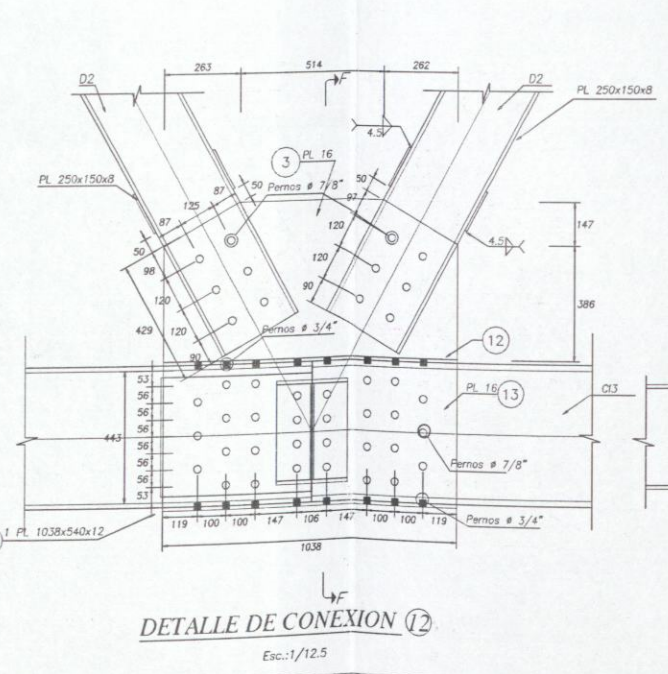
CORTE C-C



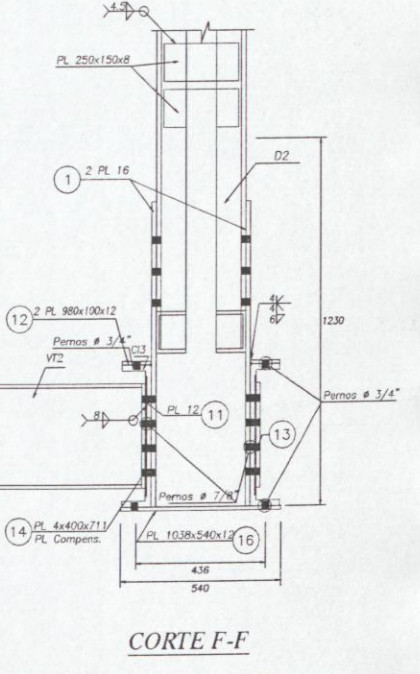
DETALLE DE CONEXION 10  
Esc.:1/12.5



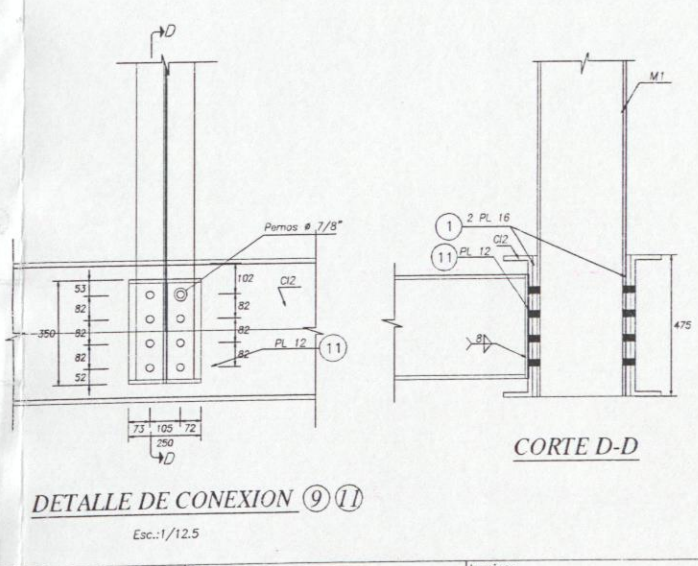
CORTE E-E



DETALLE DE CONEXION 12  
Esc.:1/12.5



CORTE F-F



DETALLE DE CONEXION 9  
Esc.:1/12.5

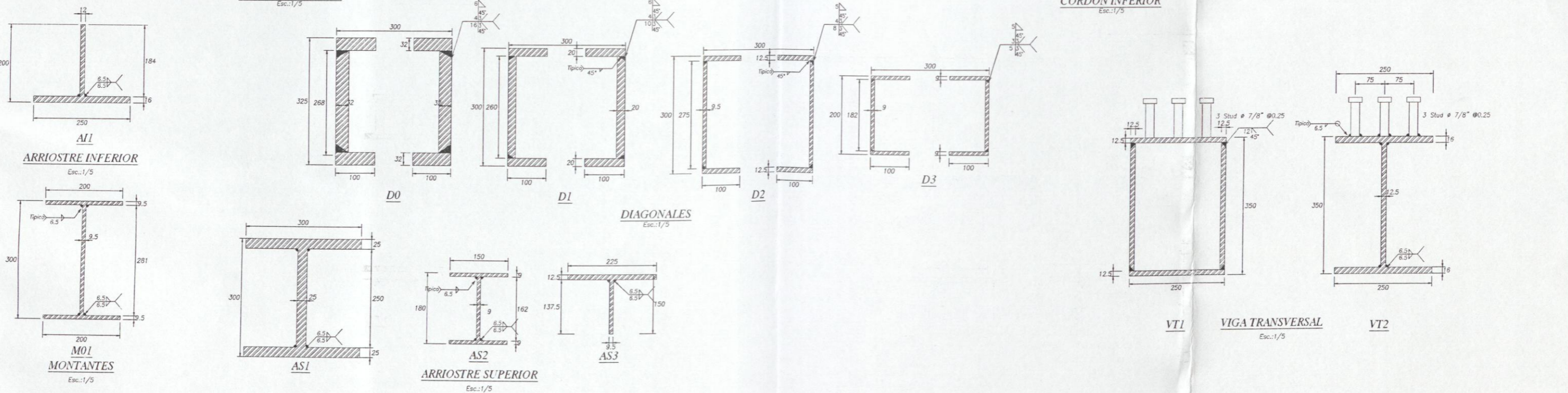
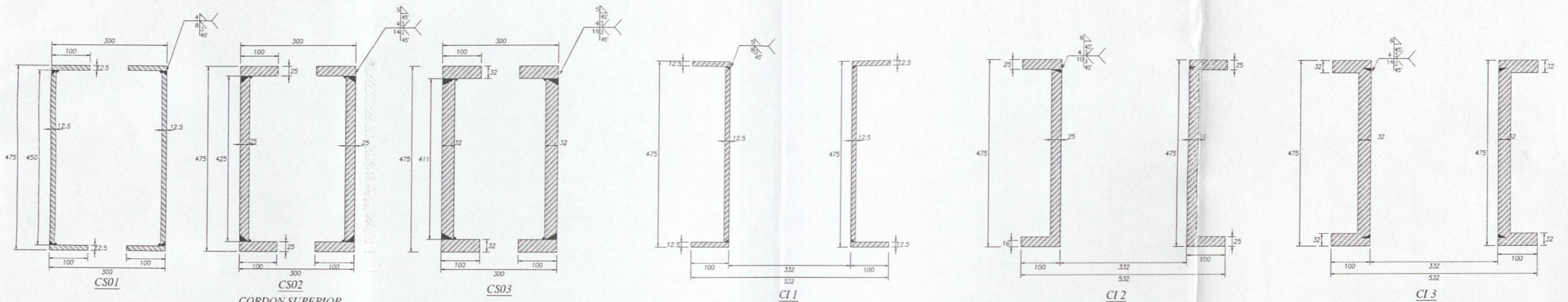
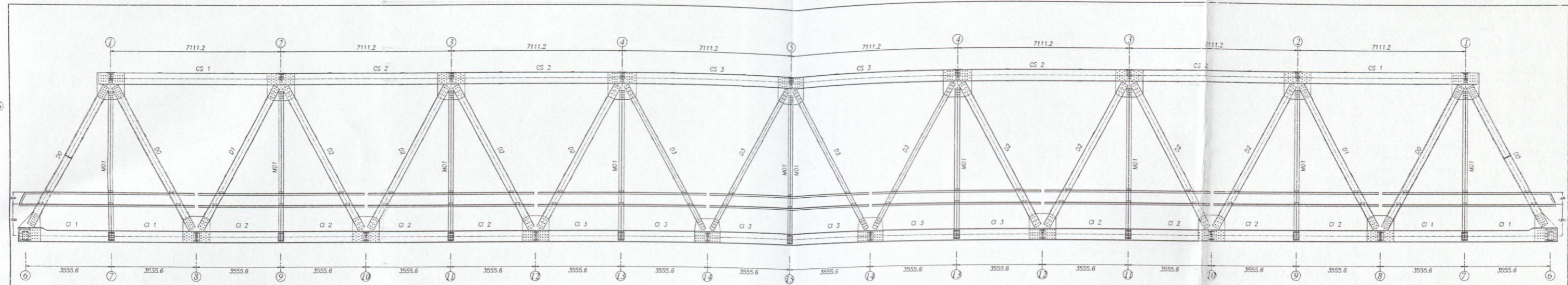
CORTE D-D

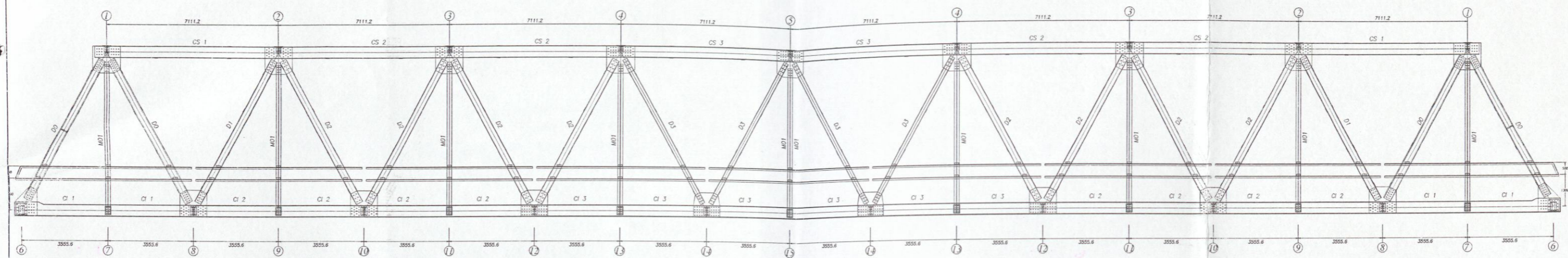


## C.2. Planos por el método ASD

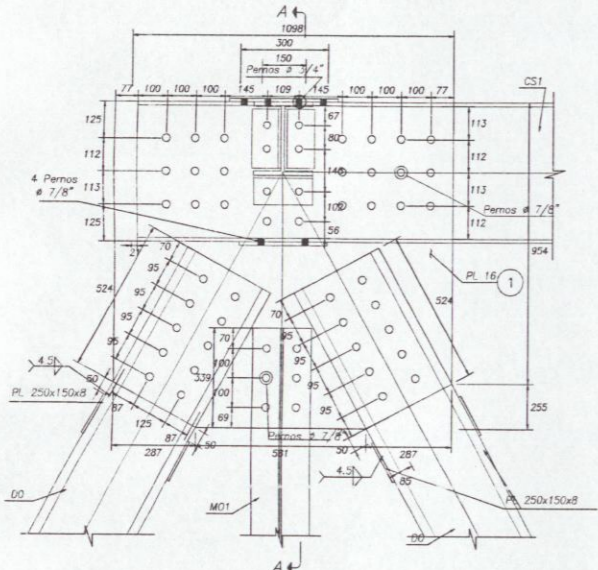






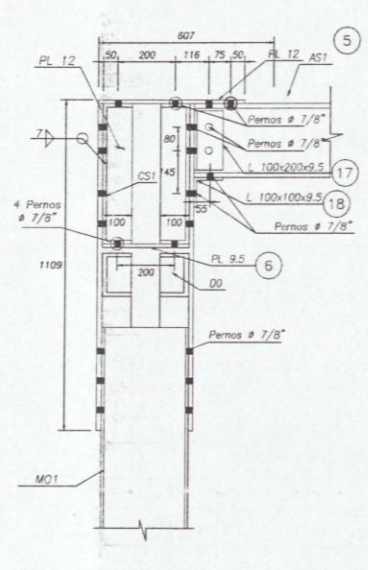


ELEVACION

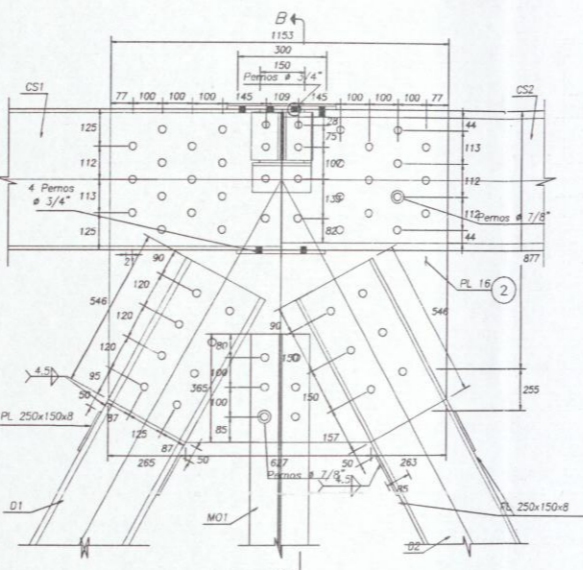


DETALLE DE CONEXION 1

Esc.: 1/12.5

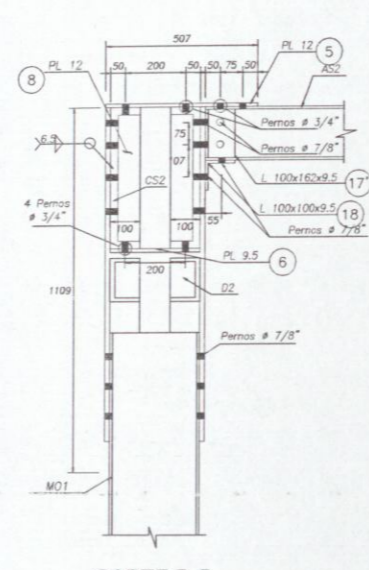


CORTE A-A

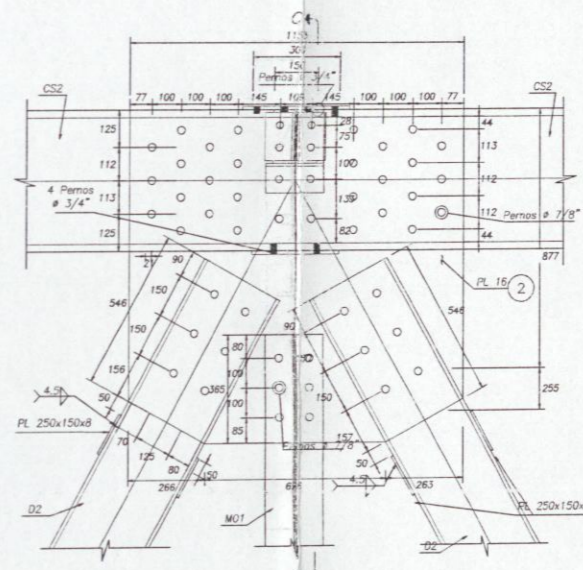


DETALLE DE CONEXION 2

Esc.: 1/12.5

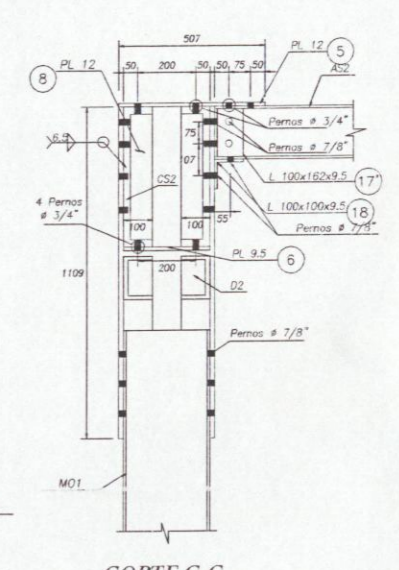


CORTE B-B

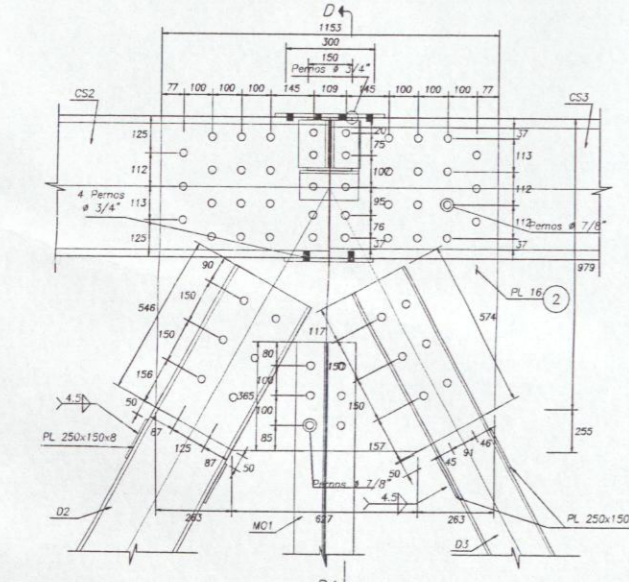


DETALLE DE CONEXION 3

Esc.: 1/12.5

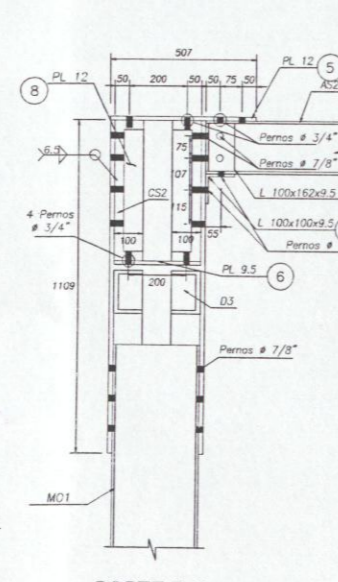


CORTE C-C

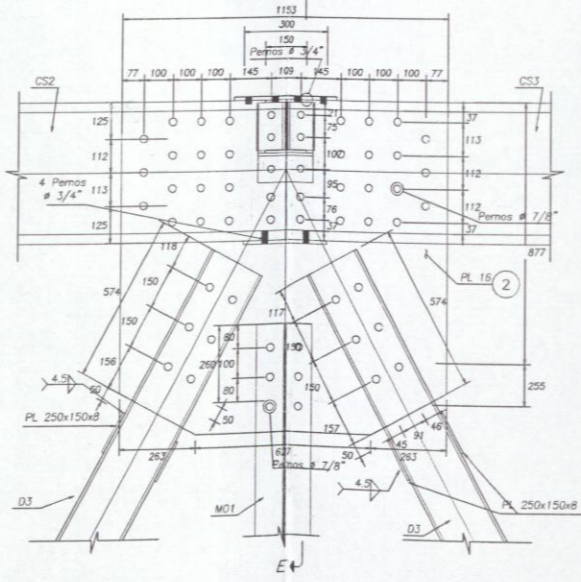


DETALLE DE CONEXION 4

Esc.: 1/12.5

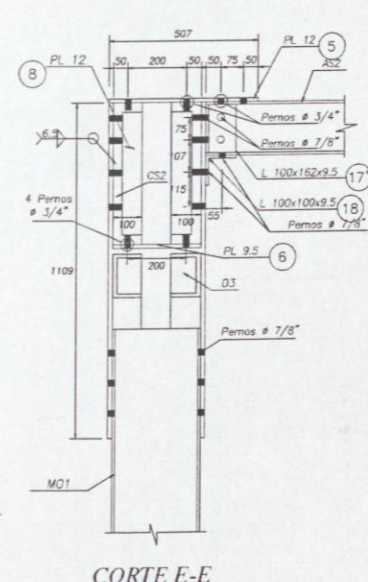


CORTE D-D

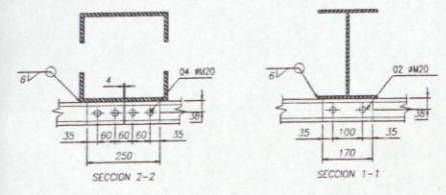


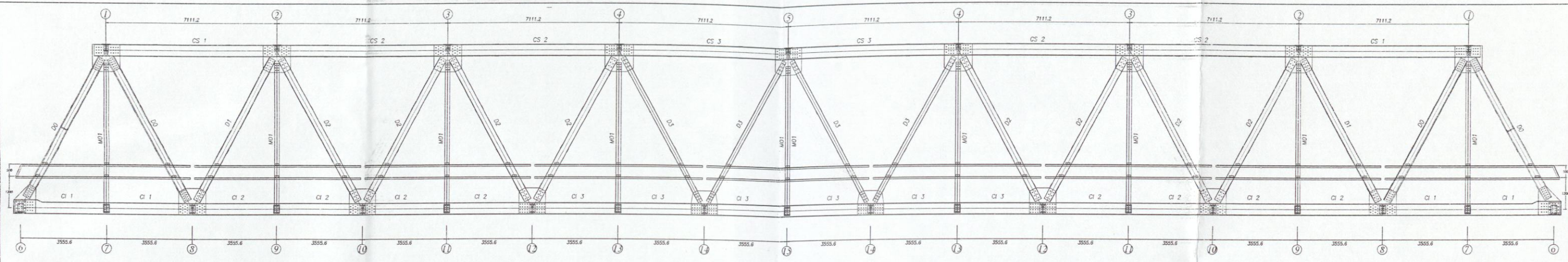
DETALLE DE CONEXION 5

Esc.: 1/12.5

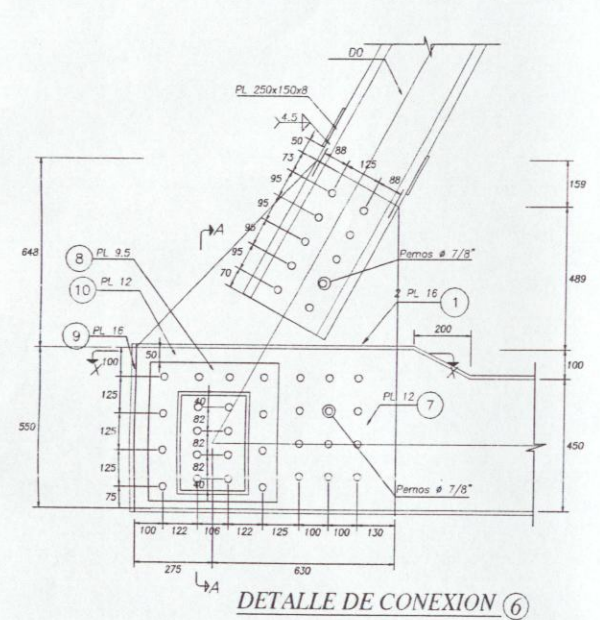


CORTE E-E

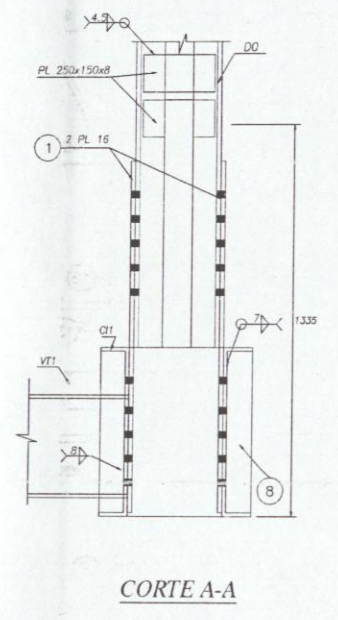




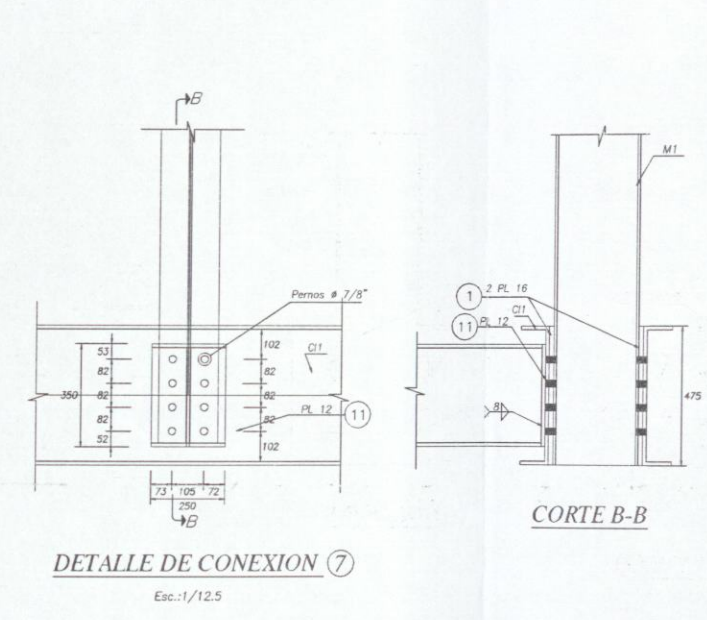
ELEVACION  
Esc.: 1/75



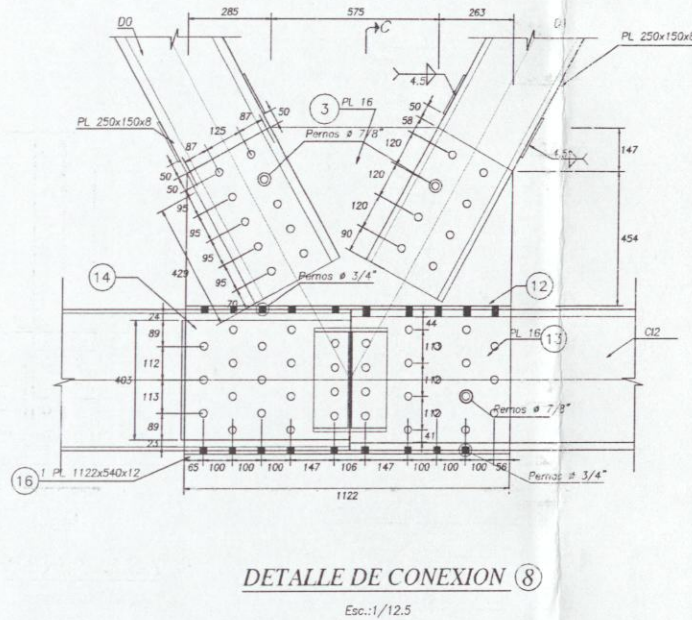
DETALLE DE CONEXION 6  
Esc.: 1/12.5



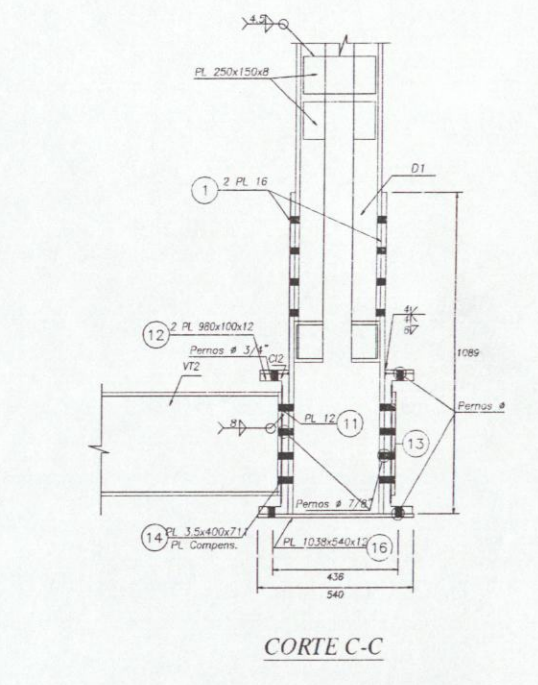
CORTE A-A



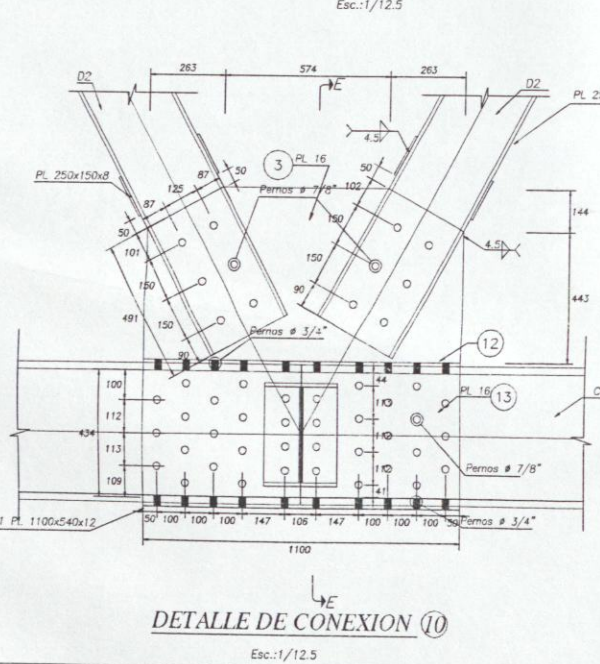
DETALLE DE CONEXION 7  
Esc.: 1/12.5



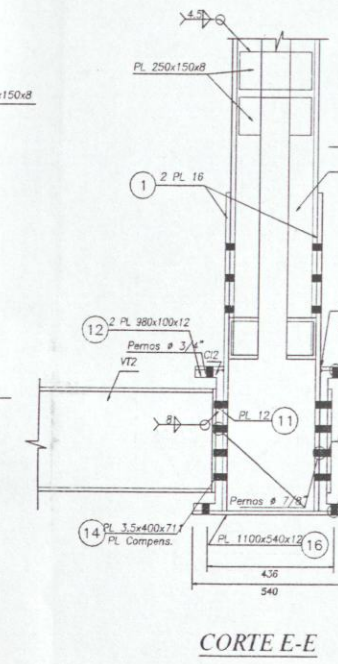
DETALLE DE CONEXION 8  
Esc.: 1/12.5



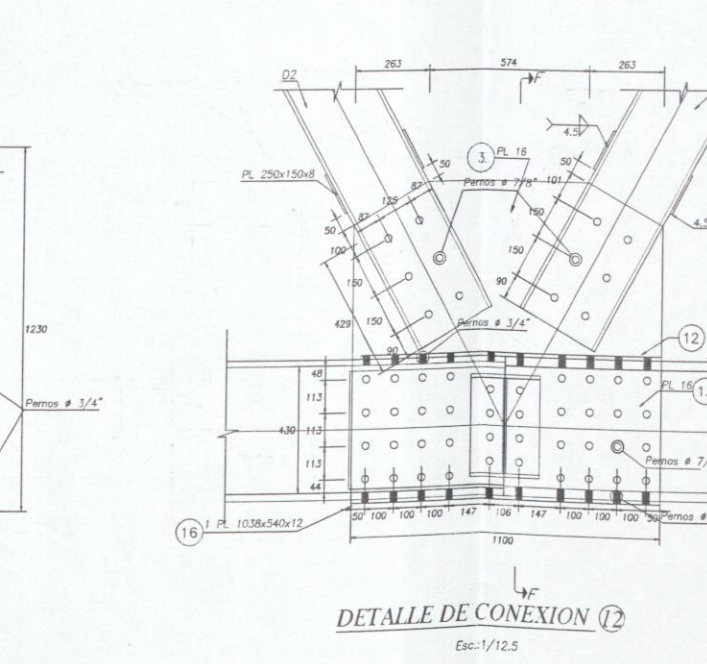
CORTE C-C



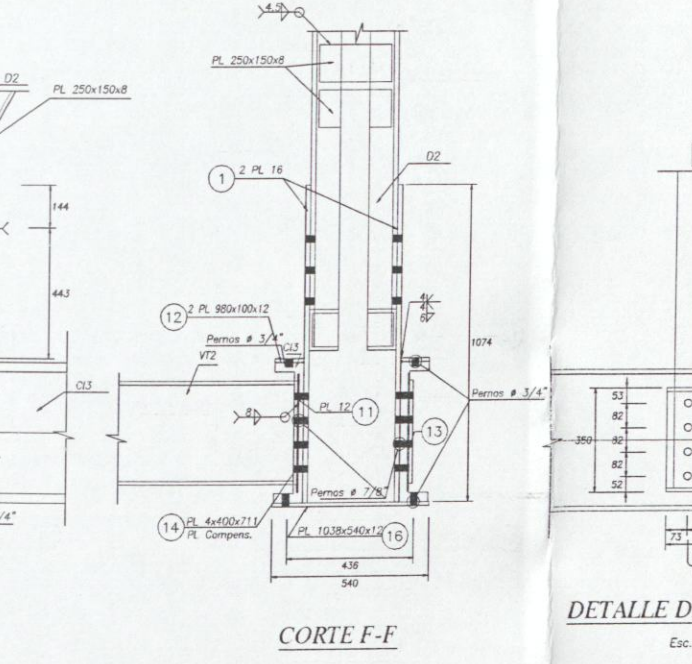
DETALLE DE CONEXION 10  
Esc.: 1/12.5



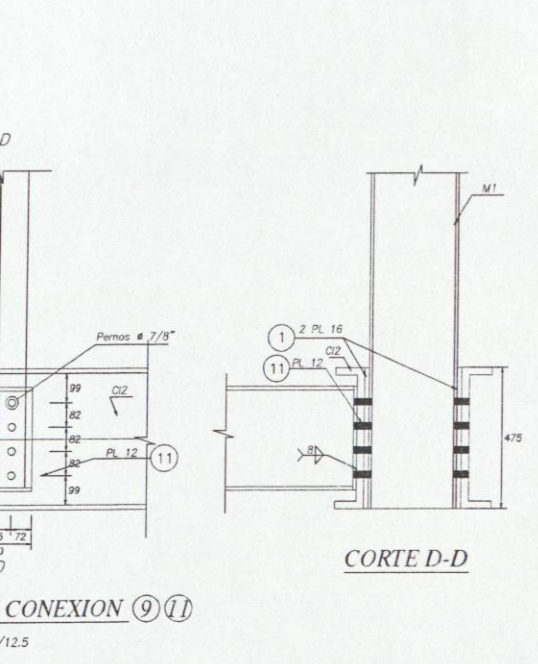
CORTE E-E



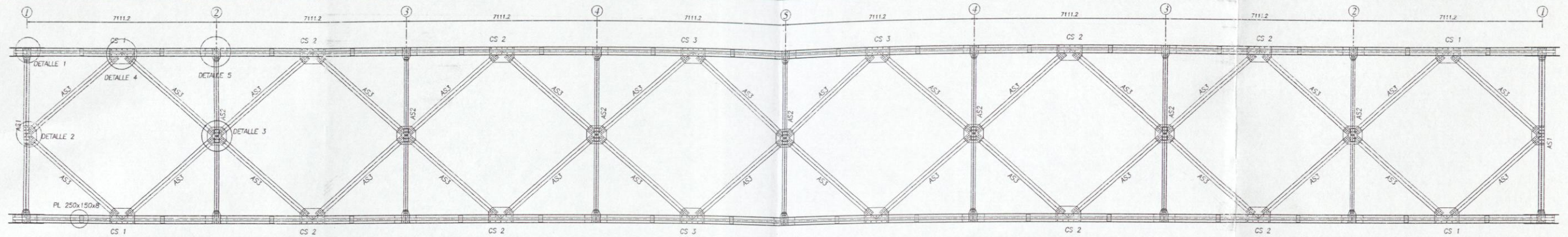
DETALLE DE CONEXION 12  
Esc.: 1/12.5



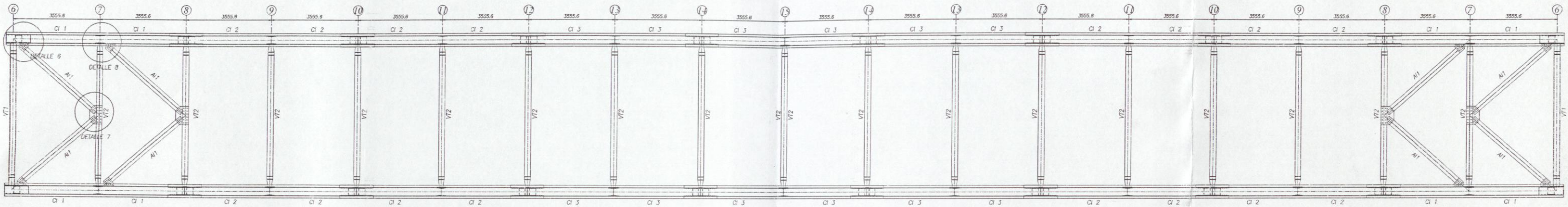
CORTE F-F



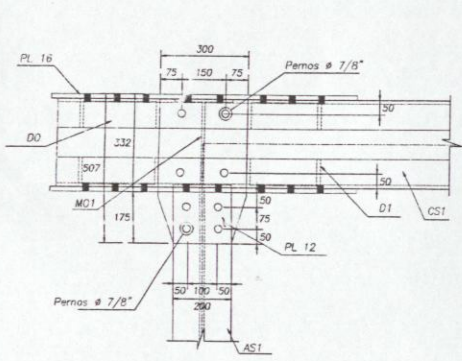
DETALLE DE CONEXION 9 11  
Esc.: 1/12.5



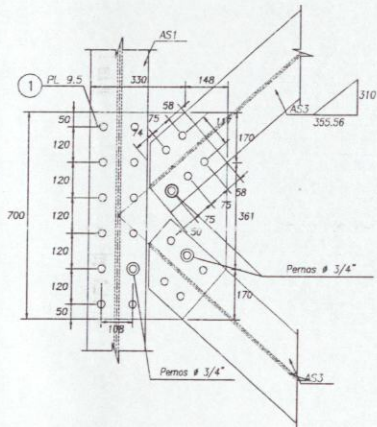
ARRIOSTRAMIENTO SUPERIOR  
Esc.: 1/75



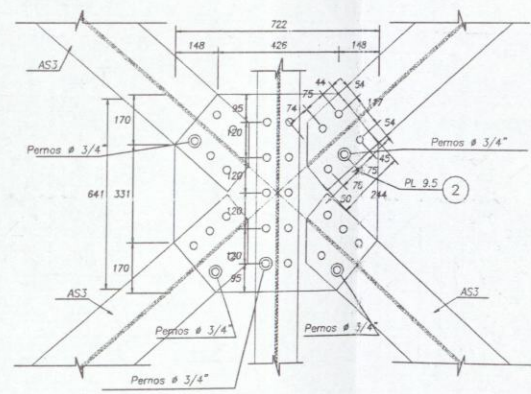
ARRIOSTRAMIENTO INFERIOR  
Esc.: 1/75



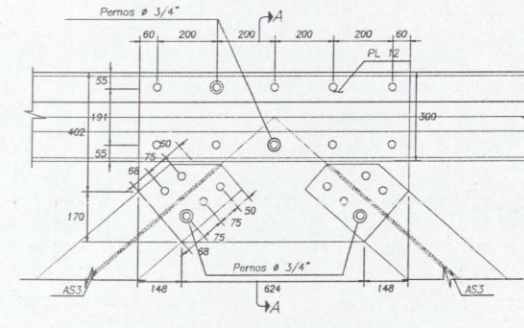
DETALLE 1  
Esc.: 1/12.5



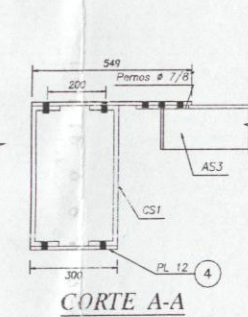
DETALLE 2  
Esc.: 1/12.5



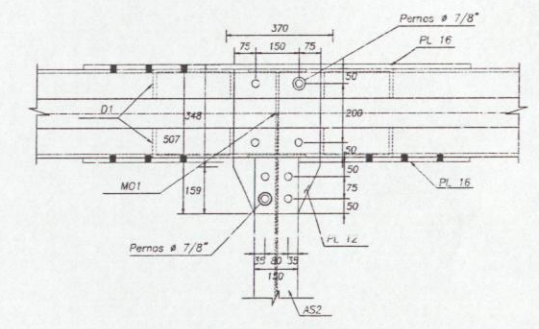
DETALLE 3  
Esc.: 1/12.5



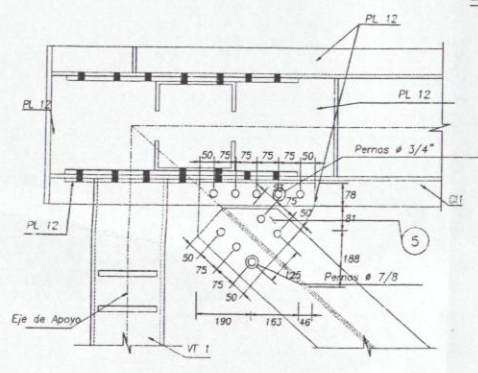
DETALLE 4  
Esc.: 1/12.5



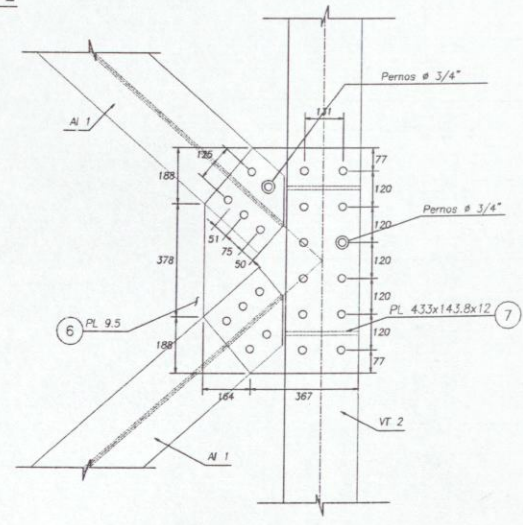
CORTE A-A



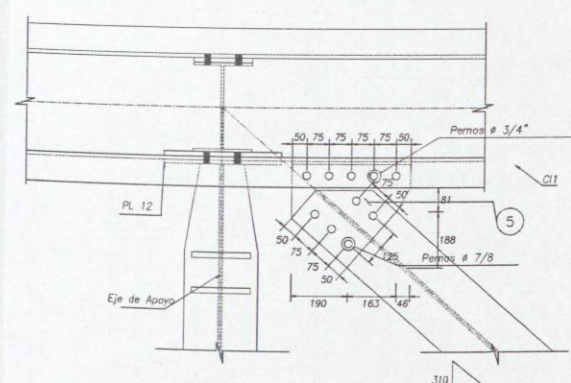
DETALLE 5  
Esc.: 1/12.5



DETALLE 6  
Esc.: 1/12.5



DETALLE 7  
Esc.: 1/12.5



DETALLE 8  
Esc.: 1/12.5