



**UNIVERSIDAD DE VALPARAÍSO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

“Diseño y optimización paramétrica de
superestructuras de puentes con vigas de acero
simplemente apoyadas”

Por

Eduardo Yamil Larenas

Trabajo de Título

Profesor guía: Juan Carlos González Blacud

Julio, 2022

Índice

Índice de Tablas	i
Índice de Figuras	iv
Resumen	1
Capítulo 1: Introducción	2
1.1 Descripción del trabajo	2
1.1.1 Planteamiento del problema	2
1.1.2 Objetivos	3
1.1.3 Alcance del trabajo	4
Capítulo 2: Aspectos generales	5
2.1 Puentes	5
2.1.1 Superestructura	5
2.1.2 Infraestructura	6
2.1.3 Accesos	6
2.1.4 Obras de defensa	6
2.2 Sistemas de vigas compuestas	7
2.2.1 Ancho efectivo del ala	7
2.2.2 Transmisión de la fuerza de corte	8
2.2.3 Propiedades de la sección de acero y compuesta	9
2.2.4 Esfuerzos elásticos en la sección de acero y compuesta	11
2.2.5 Cálculo de deflexiones	12
2.3 Resistencia a la flexión simple de elementos de hormigón armado	13
Capítulo 3: Cargas, factores y sollicitaciones	16
3.1 Cargas	16
3.1.1 Cargas permanentes	16
3.1.2 Cargas transitorias	16
3.2 Factores	21
3.2.1 Factores de presencia múltiple	21
3.2.2 Factores de distribución	21
3.2.3 Factor de mayoración del Manual de Carreteras	25
3.3 Sollicitaciones	25
3.3.1 Sollicitaciones por carga permanente	25
3.3.2 Sollicitaciones por carga viva	26
Capítulo 4: Especificaciones AASHTO Estándar para el diseño de puentes carreteros	29
4.1 Filosofía de diseño por esfuerzos admisibles	29

4.2	Diseño de losas de hormigón armado (AASHTO Estándar 3.24)	29
4.2.1	Método A: Refuerzo principal perpendicular al tráfico	30
4.2.2	Refuerzo de distribución	31
4.3	Acero estructural (AASHTO Estándar capítulo 10)	31
4.3.1	Deflexiones (AASHTO Estándar 10.6)	31
4.3.2	Límites del dimensionamiento geométrico de los elementos metálicos	32
4.3.3	Diseño de conectores de corte (Fuerzas de corte horizontal)	33
4.3.4	Vigas compuestas (AASHTO Estándar 10.38)	35
4.4	Esfuerzos admisibles (ASD)	35
4.4.1	Rango de esfuerzos admisibles por fatiga	36
4.4.2	Esfuerzos admisibles debido a la flexión y corte	37
Capítulo 5: Especificaciones AASHTO LRFD de diseño para puentes		38
5.1	Filosofía por factores de carga y resistencia	38
5.2	Estados límites	39
5.2.1	Estado límite de Servicio	39
5.2.2	Estado límite de Fatiga y fractura	39
5.2.3	Estado límite de Resistencia	41
5.2.4	Estado límite de Eventos extremos	41
5.3	Factores modificadores de carga	41
5.3.1	Ductilidad (AASHTO LRFD 1.3.3)	42
5.3.2	Redundancia (AASHTO LRFD 1.3.4)	42
5.3.3	Importancia operacional (AASHTO LRFD 1.3.5)	42
5.4	Diseño de losas de hormigón armado (AASHTO LRFD 9.7)	43
5.4.1	Tramos centrales (Método empírico AASHTO LRFD 9.7.2)	43
5.4.2	Tramos de losa en voladizo (AASHTO LRFD Sección 13 Apéndice A.13.4)	44
5.5	Estructuras de acero (AASHTO LRFD Sección 6)	44
5.5.1	Deflexión y contra– flecha	45
5.5.2	Requerimientos geométricos mínimos	46
5.5.3	Diseño de conectores de corte	46
5.6	Elementos a flexión de sección I (AASHTO LRFD 6.10)	50
5.6.1	Cálculo de esfuerzos elásticos por flexión	50
5.6.2	Límites de proporción de la sección transversal	50
5.7	Verificación de Estados límites	52
5.7.1	Servicio	52
5.7.2	Fatiga y fractura	52
5.7.3	Resistencia	57
5.8	Resistencia a la flexión de secciones compuestas	58

5.8.1 Cálculos fundamentales para elementos en flexión (Apéndice D.6 LRFD).....	59
5.8.2 Secciones compactas	65
5.8.3 Secciones no compactas	66
5.9 Resistencia al corte (AASHTO LRFD 6.10.9).....	66
5.9.1 Resistencia nominal al corte de almas no reforzadas	67
5.9.2 Resistencia nominal al corte de almas reforzadas	67
Capítulo 6: Diseño de las superestructuras	69
6.1 Materiales considerados y sus propiedades	69
6.2 Diseño según la norma AASHTO Estándar	69
6.2.1 Dimensionamiento de vigas de los modelos	70
6.2.2 Cargas y solicitaciones	72
6.2.3 Diseño de la losa de hormigón armado	75
6.2.4 Diseño de conectores de corte	80
6.2.5 Diseño de vigas.....	85
6.3 Diseño según la norma AASHTO LRFD	92
6.3.1 Dimensionamiento de las vigas de acero	92
6.3.2 Cargas y solicitaciones	94
6.3.3 Diseño de la losa de hormigón armado	96
6.3.4 Diseño de conectores de corte	100
6.3.5 Diseño de vigas: Verificación proporciones geométricas LRFD.....	104
6.3.6 Diseño de vigas: Verificación Estado límite de Servicio	108
6.3.7 Diseño de vigas: Verificación Estado límite de Resistencia	109
6.3.8 Diseño de vigas: Verificación Estado límite de Fatiga	112
6.4 Análisis de resultados.....	116
6.4.1 Cargas, factores y solicitaciones	116
6.4.2 Diseño de losas de hormigón armado	120
6.4.3 Ancho efectivo de losa	122
6.4.4 Estado límite de Servicio	122
6.4.5 Estado límite de Fatiga	124
6.4.6 Estado límite de Resistencia.....	125
6.4.7 Diseño de vigas.....	126
Capítulo 7: Optimización Paramétrica.....	128
7.1 Optimización Estructural y Algoritmos Genéticos.....	129
7.1.1 Estructura y funcionamiento de Algoritmos Genéticos	130
7.2 Matlab y Algoritmos Genéticos	132
7.2.1 Población Inicial	133
7.2.2 Condiciones de parada del AG	134

7.3 Formulación del modelo de optimización estructural	134
7.3.1 Estructura del modelo de optimización	135
7.3.2 Estructura de ejecución del algoritmo de optimización.....	141
7.4 Resultados y análisis de la optimización	142
7.4.1 Costos óptimos de las superestructuras.....	144
7.4.2 Secciones metálicas óptimas.....	144
7.4.3 Inercia de las vigas metálicas	146
7.4.4 Altura vigas metálicas	146
7.4.5 Contra- flechas para las vigas metálicas	147
Capítulo 8: Conclusiones y comentarios.....	148
8.1 Cargas Factores y solicitaciones.....	148
8.2 Diseño de losas de hormigón armado.....	149
8.3 Metodologías AASHTO para el diseño de puentes de acero de tramo simple.....	149
8.4 Optimización Paramétrica de los puentes	151
Bibliografía.....	153
Anexos.....	154
Anexo A – Verificación LRFD vigas exteriores.....	154
Anexo B – Momentos para vigas internas por modelo HL-93.....	158
Anexo C – Algoritmo de optimización programado en Matlab	161
Anexo D – Tableros resultantes de la optimización estructural	168

Índice de Tablas

Tabla 1: Porcentajes de impacto LRFD	21
Tabla 2: Porcentajes de carga viva Estándar	21
Tabla 3: Factores multi - presencia LRFD	21
Tabla 4: Valores de constante D	22
Tabla 5: Sección transversal típica puentes metálicos	23
Tabla 6: Factores de distribución para momentos en vigas interiores (Fuente: AASHTO LRFD, 2017)	24
Tabla 7: Factores de distribución para momentos en vigas exteriores (Fuente: AASHTO LRFD, 2017)	24
Tabla 8: Factores de distribución de corte en vigas interiores (Fuente: AASHTO LRFD, 2017)	25
Tabla 9: Factores de distribución de corte en vigas exteriores (Fuente: AASHTO LRFD, 2017)	25
Tabla 10: Tipos de aceros permitidos por la norma Estándar	31
Tabla 11: Relación modular entre el acero y el hormigón (Fuente: AASHTO Estándar 2002)	35
Tabla 12: Umbral de esfuerzos de fatiga de amplitud constante	36
Tabla 13: Esfuerzos admisibles axiales y de corte	37
Tabla 14: Factores de minoración de la resistencia nominal	41
Tabla 15: Ancho equivalente de franja	44
Tabla 16: Tipos de aceros permitidos por la norma LRFD	45
Tabla 17: Deflexiones admisibles recomendadas LRFD	45
Tabla 18: Peralte viga compuesta según luz del puente LRFD	46
Tabla 19: Categoría y parámetros para diseño de Fatiga inducida por las cargas (Fuente: AASHTO LRFD 2017)	54
Tabla 20: Ciclos por paso del camión n	56
Tabla 21: Fracción de tráfico de camiones en una vía	56
Tabla 22: Designación de zonas de temperatura para ensayos de probeta Charpy (Fuente: AASHTO LRFD 2017)	57
Tabla 23: Casos de eje neutro y momento plástico para flexión positiva	60
Tabla 24: Casos eje neutro y momento plástico para flexión negativa	61
Tabla 25: Propiedades mecánicas de los tipos de aceros	69
Tabla 26: Propiedades mecánicas del hormigón	69
Tabla 27: Vigas metálicas de los modelos de luz 15 [m]	70
Tabla 28: Vigas metálicas de los modelos de luz 25 [m]	71
Tabla 29: Vigas metálicas de los modelos de luz 40 [m]	71
Tabla 30: Cargas y solicitaciones permanentes para modelos de puente de 15 [m]	73
Tabla 31: Cargas y solicitaciones permanentes para modelos de puente de 25 [m]	73
Tabla 32: Cargas y solicitaciones permanentes para modelos de puente de 40 [m]	74
Tabla 33: Solicitaciones por carga móvil Estándar para los puentes	74
Tabla 34: Factores y solicitaciones finales por carga móvil Estándar para los modelos	75
Tabla 35: Solicitaciones por carga móvil en tramos centrales de losa para los modelos	77
Tabla 36: Solicitaciones por carga móvil en tramos en voladizo de la losa para los modelos	78
Tabla 37: Solicitaciones finales sobre los tramos de losa para los modelos	78
Tabla 38: Esfuerzos admisibles en el diseño a flexión Estándar de hormigón armado	78
Tabla 39: Parámetros de diseño de las losas	79
Tabla 40: Cuantías y refuerzo suministrado en los tramos de losa para los modelos	79
Tabla 41: Momentos resistentes nominales y admisibles en el acero para las losas de los modelos	80
Tabla 42: Esfuerzos de compresión en la fibra extrema de hormigón	80
Tabla 43: Refuerzo de distribución para las losas de los modelos	80
Tabla 44: Rango de corte horizontal en la unión viga- losa para los modelos	83

Tabla 45: Espaciamiento y número total de conectores para los modelos	84
Tabla 46: Diseño de los conectores en resistencia ultima.....	85
Tabla 47: Verificación Estándar al dimensionamiento geométrico de los modelos de luz 15 [m]	85
Tabla 48: Verificación Estándar al dimensionamiento geométrico de los modelos de luz 25 [m]	86
Tabla 49: Verificación Estándar al dimensionamiento geométrico de los modelos de luz 40 [m]	86
Tabla 50: Esfuerzos de trabajo etapa hormigonado de la losa para modelos de puente de luz 15 [m]	87
Tabla 51: Esfuerzos de trabajo etapa hormigonado de la losa para modelos de puente de luz 25 [m]	87
Tabla 52: Esfuerzos de trabajo etapa hormigonado de la losa para modelos de puente de luz 40 [m]	87
Tabla 53: Esfuerzos en etapa Servicio cargas permanentes para modelos de puente de luz 15 [m]	88
Tabla 54: Esfuerzos en etapa Servicio de cargas permanentes para modelos de puente de luz 25 [m].....	88
Tabla 55: Esfuerzos en etapa de en Servicio de cargas permanentes para modelos de puente de luz 40 [m].....	88
Tabla 56: Esfuerzos en etapa de Servicio de los modelos de luz 15 [m]	89
Tabla 57: Esfuerzos en etapa de Servicio de los modelos de luz 25 [m]	89
Tabla 58: Esfuerzos en etapa de Servicio de los modelos de luz 40 [m]	89
Tabla 59: Control de deflexiones para modelos de luz 15 [m].....	90
Tabla 60: Control de deflexiones para modelos de luz 25 [m].....	90
Tabla 61: Control de deflexiones para modelos de luz 40 [m].....	90
Tabla 62: Verificación esfuerzos por Fatiga en modelos de luz 15 [m]	90
Tabla 63: Verificación esfuerzos por Fatiga en modelos de luz 25 [m]	90
Tabla 64: Verificación esfuerzos por Fatiga en modelos de luz 40 [m]	91
Tabla 65: Secciones metálicas para modelos de 15 [m] de luz.....	92
Tabla 66: Secciones metálicas para modelos de 25 [m] de luz.....	93
Tabla 67: Secciones metálicas para modelos de 40 [m] de luz.....	93
Tabla 68: Factores y solicitaciones finales por carga viva móvil LRFD	95
Tabla 69: Comparación solicitaciones móviles por flexión máximas	95
Tabla 70: Espesores de losa para las superestructuras de los puentes	96
Tabla 71: Cargas permanentes sobre tramos de losa en voladizo.....	97
Tabla 72: Solicitaciones por carga permanente sobre tramos de losa en voladizo.....	97
Tabla 73: Carga y sollicitación por carga móvil sobre tramos de losa en voladizo	97
Tabla 74: Solicitaciones finales sobre los tramos de losa en voladizo	98
Tabla 75: Parámetros de diseño de tramos de losa en voladizo	98
Tabla 76: Cuantías y refuerzo suministrado en tramos de losa en voladizo para los puentes.....	98
Tabla 77: Momentos resistentes nominales minorados para los tramos de losa en voladizo de los puentes.....	98
Tabla 78: Verificación condiciones método empírico para losas centrales de puente 15 [m] de luz	99
Tabla 79: Verificación condiciones método empírico para losas centrales de puente 25 [m] de luz	99
Tabla 80: Verificación condiciones método empírico para losas centrales de puente 40 [m] de luz	99
Tabla 81: Parámetros de diseño para tramos centrales de losa	100
Tabla 82: Detalle del refuerzo isotrópico para los tramos centrales de losa	100
Tabla 83: Rango de corte horizontal para los modelos de puentes.....	102
Tabla 84: Separación y cantidad total de conectores para el E° límite de Fatiga.	103
Tabla 85: Cantidad mínima de conectores canal para el E° límite de Resistencia.	104
Tabla 86: Verificación de las restricciones LRFD a las proporciones geométricas de los puentes de 15 [m] de luz.	105
Tabla 87: Verificación de las restricciones LRFD a las proporciones geométricas de los puentes de 25 [m] de luz.	106

Tabla 88: Verificación de las restricciones LRFD a las proporciones geométricas de los puentes de 40 [m].	107
Tabla 89: Verificación esfuerzos elásticos por flexión en Servicio para puentes de 15 [m] de luz.	108
Tabla 90: Verificación esfuerzos elásticos por flexión en Servicio para puentes de 25 [m] de luz.	108
Tabla 91: Verificación esfuerzos elásticos por flexión en Servicio para puentes de 40 [m] de luz.	108
Tabla 92: Control de deflexiones para modelos de luz 15 [m].	109
Tabla 93: Control de deflexiones para modelos de luz 25 [m].	109
Tabla 94: Control de deflexiones para modelos de luz 40 [m].	109
Tabla 95: Ubicación eje neutro plástico y compacidad de la sección para puentes de 15 [m] de luz.	110
Tabla 96: Ubicación eje neutro plástico y compacidad de la sección para puentes de 25 [m] de luz.	110
Tabla 97: Ubicación eje neutro plástico y compacidad de la sección para puentes de 40 [m] de luz.	110
Tabla 98: Verificación resistencia última a flexión de la sección para puentes de 15 [m] de luz. ...	111
Tabla 99: Verificación resistencia última a flexión de la sección para puentes de 25 [m] de luz. ...	111
Tabla 100: Verificación resistencia última a flexión de la sección para puentes de 40 [m] de luz.	111
Tabla 101: Revisión requisito de ductilidad de la sección en la condición plástica para los puentes.	111
Tabla 102: Resistencia al corte de las vigas de acero para los puentes de 15 [m] de luz.	112
Tabla 103: Resistencia al corte de las vigas de acero para los puentes de 25 [m] de luz.	112
Tabla 104: Resistencia al corte de las vigas de acero para los puentes de 40 [m] de luz.	112
Tabla 105: Verificación de los esfuerzos por carga de Fatiga LRFD en los puentes de 15 [m] de luz.	113
Tabla 106: Verificación de los esfuerzos por carga de Fatiga LRFD en los puentes de 25 [m] de luz.	113
Tabla 107: Verificación de los esfuerzos por carga de Fatiga LRFD en los puentes de 40 [m] de luz.	113
Tabla 108: Verificación requisito especial por Fatiga para almas de las vigas de los puentes.	114
Tabla 109: Parámetros de diseño para combinación Fatiga II y vida finita.	114
Tabla 110: Verificación esfuerzos por Fatiga II para vida finita en los puentes de 15 [m] de luz. ...	115
Tabla 111: Verificación esfuerzos por Fatiga II para vida finita en los puentes de 25 [m] de luz. ...	115
Tabla 112: Verificación esfuerzos por Fatiga II para vida finita en los puentes de 40 [m] de luz. ...	115
Tabla 113: Dimensiones óptimas de vigas y losa para puentes de tramo simple.	142
Tabla 114: Puentes existentes de acero de tramo simple (Fuente: MOP).	143

Índice de Figuras

Figura 1: Sección tipo tablero de puentes en zonas rurales (Fuente: Manual de Carreteras Vol III) ..	4
Figura 2: Sección compuesta con conectores de corte (Fuente: Jack C. McCormac 5ª Edición).....	7
Figura 3: Ancho efectivo colaborante de losa de hormigón (Fuente: Jack C. McCormac 5ª Edición)	7
Figura 4: Conectores de corte tipo perno (Fuente: Jack C. McCormac 5ª Edición)	8
Figura 5: Ubicación eje neutro plástico (Fuente: Jack C. McCormac 5ª Edición)	8
Figura 6: Sección transversal viga compuesta del puente (Fuente: AASHTO LRFD 2017)	10
Figura 7: Sección no compuesta y sección compuesta transformada.....	11
Figura 8: Distribución del esfuerzo de corte en un perfil I (Fuente: Jack C. McCormac 5ª Edición)	12
Figura 9: Sección de hormigón simplemente armada cuando se alcanza la resistencia a la flexión (Fuente: R. Park & T. Pauley)	14
Figura 10: Dimensiones transversales del camión HS 20-44 (Fuente: AASHTO LRFD, 2017)	18
Figura 11: Dimensiones longitudinales del camión HS 20-44 (Fuente: AASHTO LRFD, 2017)	18
Figura 12: Carga de Faja AASHTO Estándar	19
Figura 13: Carga de Faja AASHTO LRFD	19
Figura 14: Carga de tándem LRFD (Fuente: Ochoa Espinoza, 2008).....	19
Figura 15: Camión de carga móvil de fatiga LRFD (Fuente: AASHTO LRFD, 2017).....	20
Figura 16: Distancia <i>de</i> para determinar distribución externa.....	23
Figura 17: Posición carga de camión HS 20-44 para el cálculo de momento positivo máximo	26
Figura 18: Posición carga de camión HS 20-44 para el cálculo del corte máximo.....	28
Figura 19: Caso eventual para cálculo de momento por carga móvil para tramos de losa en voladizo	30
Figura 20: Fisura alejada de la conexión en el metal base del ala (Categoría A y B)	40
Figura 21: Fisura desde la cara interna de la soldadura hacia el metal base (Categoría B).....	40
Figura 22: Fisura que inicia al final de la soldadura en la base del rigidizador transversal hacia el metal base (Categoría C')	40
Figura 23: Fisura desde la cara interna de la soldadura de un rigidizador longitudinal hacia el metal base (Categoría B)	40
Figura 24: Casos plastificación de la sección a flexión positiva (Fuente: AASHTO LRFD, 2017) ...	59
Figura 25: Casos plastificación de la sección a flexión negativa (Fuente: AASHTO LRFD, 2017) ..	61
Figura 26: Distribución elástica de esfuerzos en la sección (Fuente: AASHTO LRFD, 2017)	63
Figura 27: Altura del alma comprimida en la distribución plástica de esfuerzos	64
Figura 28: Vista lateral modelo de 15 [m]	72
Figura 29: Vista lateral modelo de 25 [m]	72
Figura 30: Vista lateral modelo de 40 [m]	72
Figura 31: Momentos flectores por cargas permanentes en losa para modelos $N_v=3$	76
Figura 32: Momentos flectores por cargas permanentes en losa para modelos $N_v=4$	76
Figura 33: Momentos flectores por cargas permanentes en losa para modelos $N_v=5$	77
Figura 34: Conectores tipo canal en el ala superior de la viga (Fuente: Jack C. McCormac 5ª Edición).....	81
Figura 35: Distribución del corte por el camión HS 20-44 para puente de 15 [m].....	82
Figura 36: Distribución del corte por el camión HS 20-44 para puente de 25 [m].....	82
Figura 37: Distribución del corte por el camión HS 20-44 para puente de 40 [m].....	82
Figura 38: Cargas lineales de barreras altas Tipo F en CSiBridge (Puente de 40 [m]).....	94
Figura 39: Carga de superficie del pavimento sobre la losa en CSiBridge (Puente de 40 [m])	94
Figura 40: Comparación porcentual momentos por carga móvil	96
Figura 41: Fuerzas de corte por el camión de Fatiga para modelos de 15 [m].	101
Figura 42: Fuerzas de corte por el camión de Fatiga para modelos de 25 [m].	101
Figura 43: Fuerzas de corte por el camión de Fatiga para modelos de 40 [m].	101

Figura 44: Distribución interna para momento de los modelos según normas AASHTO Estándar y LRFD	117
Figura 45: Distribución interna de corte para los modelos según normas AASHTO Estándar y LRFD	118
Figura 46: Factores de amplificación dinámica utilizados en el diseño ASD y LRFD	118
Figura 47: Momentos sin factorizar por carga vehicular Estándar y LRFD	119
Figura 48: Comparación porcentual de los momentos por camión de diseño con los del modelo HL-93.....	120
Figura 49: Corte sin factorizar por carga vehicular Estándar y LRFD	120
Figura 50: Área de refuerzo suministrada en tramos centrales de losa	121
Figura 51: Área de refuerzo suministrada en voladizos de losa	121
Figura 52: Porcentajes de uso del acero en Servicio.....	123
Figura 53: Porcentajes de uso del hormigón en Servicio	123
Figura 54: Promedio de contra- flechas propuestas	124
Figura 55: Porcentajes de uso del acero en Fatiga	124
Figura 56: Estado de los diseños en la falla última.....	125
Figura 57: Altura vigas de acero para los modelos de puentes.....	126
Figura 58: Áreas vigas de acero para los modelos de puentes.....	127
Figura 59: Procedimiento de diseño estructural.....	129
Figura 60: Estructura principal o diagrama de flujo genérico de un AG	130
Figura 61: Individuo genético binario (Fuente: Díaz Guzman, 2014.....	132
Figura 62: Población inicial con 20 individuos	133
Figura 63: Estructura del AG para la optimización estructural (Fuente: Galindo y Carnicero, 2003)	135
Figura 64: Estructura de la etapa inicial del modelo de optimización	136
Figura 65: Fuerzas plásticas y ubicación del ENP (Fuente: AASHTO LRFD, 2017).....	139
Figura 66: Diagrama de flujo del algoritmo de optimización estructural	141
Figura 67: Convergencia de la función de ajuste para las soluciones.....	143
Figura 68: Costo óptimo de superestructuras de puentes de tramo simple	144
Figura 69: Secciones metálicas óptimas de puentes de tramo simple	145
Figura 70: Comparación secciones de acero entre un diseño sin y con AG	145
Figura 71: Inercias de vigas metálicas óptimas de puentes de tramo simple	146
Figura 72: Alturas óptimas de las vigas metálicas	147
Figura 73: Contra- flechas para fabricación de vigas metálicas	147
Figura 74: Esquema del estado tensional último de la sección en flexión positiva según metodologías de diseño	150
Figura 75: Distribución de momentos por HL-93 para modelo Nv=3.....	158
Figura 76: Distribución de momentos por HL-93 para modelo Nv=4.....	158
Figura 77: Distribución de momentos por HL-93 para modelo Nv=5.....	158
Figura 78: Distribución de momentos por HL-93 para modelo Nv=3.....	159
Figura 79: Distribución de momentos por HL-93 para modelo Nv=4.....	159
Figura 80: Distribución de momentos por HL-93 para modelo Nv=5.....	159
Figura 81: Distribución de momentos por HL-93 para modelo Nv=3.....	160
Figura 82: Distribución de momentos por HL-93 para modelo Nv=4.....	160
Figura 83: Distribución de momentos por HL-93 para modelo Nv=5.....	160
Figura 84: Tablero de puente L= 10 [m].....	168
Figura 85: Tablero de puente L= 15 [m].....	168
Figura 86: Tablero de puente L= 20 [m].....	168
Figura 87: Tablero de puente L= 25 [m].....	168
Figura 88: Tablero de puente L= 30 [m].....	169
Figura 89: Tablero de puente L= 35 [m].....	169
Figura 90: Tablero de puente L= 40 [m].....	169

Figura 91: Tablero de puente $L= 45$ [m].....	170
Figura 92: Tablero de puente $L= 50$ [m].....	170

Resumen

Conocida es la fragmentada geografía que posee nuestro país y la resultante necesidad de sobrepasar esta condición es suplida, en gran medida, por puentes. Adicionalmente, muchos de estos obstáculos naturales se encuentran en zonas específicas, frecuentemente, de difícil acceso para hormigonar. En este sentido, los puentes con vigas de acero simplemente apoyadas de tramo simple o continuo son una solución factible y eficaz, considerando que cumplen con su principal función la cual es, otorgar conectividad y, muchas veces, reintegrar a porciones de la sociedad más alejadas de su centro.

Internacionalmente, para el análisis y diseños de puentes, se consideran las normativas dispuesta por la “*American Association of State Highway and Transportations Officials*” (AASHTO por sus siglas en ingles), la cual establece la norma Estándar, basada en un principio de esfuerzos admisibles (ASD) y por factores de carga (LFD) y la norma por factores de carga y resistencia (LRFD), la que incluye cambios sustanciales en los procesos matemáticos que determinaron los factores a aplicar a las cargas y la resistencia nominal de los elementos con el objetivo de ajustarlos más a la realidad y que a su vez cumplieran con el fin de proveerle un margen de seguridad adecuado a la estructura. Adicionalmente, la norma LRFD, propone un modelo de cargas móviles denotado HL-93, compuesto por tres tipos de cargas, mientras que, la normativa por esfuerzos admisibles detalla dos tipos de cargas móviles y especifica que se debe trabajar con la más desfavorable. Por otro lado, la norma LRFD establece que los elementos de la estructura deben satisfacer distintos Estados limites que representan la operación del puente ante distintos tipos de solicitaciones. En lo que se refiere al análisis seccional de tableros de puentes compuestos por vigas metálicas y losa de hormigón, para determinar la resistencia nominal a la flexión, ambos documentos presentan metodologías similares, basadas en el análisis de secciones compuestas derivado de la teoría de Resistencia de materiales, por lo cual los resultados obtenidos por ambas normativas son parecidos.

En nuestro país, la dirección de vialidad del Ministerio de Obras Publicas estableció como norma nacional a la Estándar la cual se debe complementar con el capítulo 3.1000 del Volumen 3 del Manual de Carreteras. En este manual se dejan muchos puntos del análisis y diseño a criterio del proyectista, incluso en la elección de la filosofía que servirá como base del diseño, considerando a la de factores de carga y resistencia una alternativa a las filosofías estándar. Aunque, se menciona que solo una normativa debe utilizarse para el diseño de toda la estructura.

Debido a lo anterior, surge la interrogante en relación con las diferencias que presentan las normas en el diseño de la superestructura de puentes de vigas de acero con losa de hormigón y las ventajas y/o desventajas de su aplicación. Por lo mismo, en este trabajo de título se presentarán las disposiciones, especificaciones y verificaciones de las normas AASHTO Estándar (2002) y LRFD (2017) y los diseños resultantes de puentes de distintas luces con el objetivo de resolver, en la medida de lo posible por medio de comparaciones, esta cuestión. En esta misma dirección, una vez resuelta la disyuntiva de que metodología es más adecuada para el diseño de estas estructuras, se busca automatizar el análisis y diseño elaborando un modelo de optimización paramétrica cuyos resultados serán obtenidos por medio de la programación completa que trae el software Matlab de técnicas heurísticas derivadas de la computación evolutiva (Algoritmos genéticos).

Capítulo 1: Introducción

1.1 Descripción del trabajo

1.1.1 Planteamiento del problema

Es una realidad que en Chile y el mundo los puentes son de gran relevancia en la ingeniería vial ya que, son estructuras que entregan un aporte sustancial a la sociedad en términos de conectividad, logrando un desarrollo homogéneo de esta. Dentro de los tipos de puentes que sirven como solución a los obstáculos geográficos de luces de hasta cincuenta metros, uno de los más simples y factibles, desde el punto de vista del diseño, construcción y funcionamiento, son los puentes conformados por superestructuras de vigas de acero simplemente apoyadas y tableros de hormigón.

Existen dos normas internacionales que rigen el diseño y análisis en Chile, la norma *AASHTO Standard* y posteriormente la *AASHTO LRFD*. Si bien, el Manual de Carreteras en su Volumen 3 no especifica la normativa internacional a utilizar, plantea la opción de elegir entre ambas. Por lo cual, es necesario estudiarlas y aplicarlas en el análisis y diseño de las estructuras, para determinar las diferencias más relevantes, así como identificar las principales ventajas y/o desventajas, en función de determinar que métodos se ajustan más a la realidad, de manera tal de obtener una solución óptima.

La norma Estándar, se deriva de un fundamento de esfuerzos admisibles (*Allowable Stress Design*) cuyo procedimiento de diseño *ASD* se basa en estimar las cargas y solicitaciones para luego verificar los esfuerzos elásticos generados con la resistencia de la sección. En el caso de puentes con vigas metálicas, la resistencia de la sección se ve condicionada directamente por el tipo de acero estructural utilizado, específicamente como un porcentaje de su esfuerzo de fluencia. De manera general, el procedimiento consta de una verificación de los esfuerzos generados por las solicitaciones permanentes producidas en la etapa constructiva (hormigonado de la losa) sobre la sección de acero. Luego deben revisarse los esfuerzos generados por el peso de los elementos no estructurales sobre la sección compuesta (viga de acero y losa de hormigón).

Para el análisis de cargas móviles, la norma Estándar especifica utilizar las solicitaciones producidas por el paso de un camión modelo o las que resultan de la “carga de faja” o carril de diseño, considerando aquella que produzca los mayores esfuerzos en la sección compuesta a corto plazo.

La norma *AASHTO LRFD* especifica que todos los elementos de la estructura deben satisfacer estados límites, cumpliéndose que las cargas mayoradas sean menores a la resistencia nominal factorizada. Los factores para las cargas se definieron teniendo en cuenta la certeza en la estimación de estas, por lo cual habrá diferentes para los distintos tipos de cargas (permanente o vivas). En el análisis se debe verificar la resistencia de los elementos ante la aplicación de las cargas permanentes sumado a las cargas móviles. Dentro de estas últimas, es donde se puede identificar una de las diferencias más relevantes de esta norma en comparación a la Estándar ya que, la norma *LRFD* detalla un sistema de cargas móviles (HL- 93) conformadas por el camión modelo (el mismo que la norma Estándar), una carga de faja y la carga de tándem, y especifica que deben combinarse de tal forma que, se utilice la combinación que genere las máximas fuerzas internas.

En el análisis para determinar la resistencia nominal a la flexión positiva de la sección compuesta, ambas normativas utilizan el supuesto de la plastificación total de la sección de acero durante la falla, y que la parte de la losa de hormigón en la zona a compresión del eje neutro plástico está sometida a un esfuerzo constante igual a $0.85 * f'_c$. Además, para el diseño de elementos de

hormigón armado se considerará agrietada e incapaz de resistir esfuerzos aquella parte de la losa en la zona de tracción de la sección plastificada.

Ambas normativas de diseño traen metodologías que poseen fundamentos teóricos distintos, dado esto último, surge la interrogante de qué metodología resulta en diseños más cercanos al óptimo (en peso o costos, por ejemplo). Para ello, se utilizarán ambas y se compararán sus métodos y los resultantes diseños, por medio de los que se determinará cuál de las metodologías es más adecuada para construir un modelo de optimización estructural en base a algún criterio a minimizar o maximizar. La programación del algoritmo de optimización permitirá automatizar y optimizar el diseño de la superestructura de un puente de acero de tramo simple.

1.1.2 Objetivos

Los objetivos de este trabajo de título se pueden clasificar en generales y específicos, en función de la problemática identificada inicialmente y de los resultados esperados obtenidos mediante el análisis y diseño de puentes con vigas metálicas simplemente apoyadas, según las disposiciones y especificaciones de las normativas internacionales vigentes.

De manera general se busca:

- Estudiar y aplicar disposiciones de las normativas vigentes (MC-V3, AASHTO LRFD “Especificaciones para el diseño de puentes” y AASHTO Standard “Especificaciones para carreteras y puentes”) al diseño de superestructuras de puentes con vigas de acero simplemente apoyadas.
- Identificar metodología o filosofía de diseño más adecuada para la programación de un modelo de optimización estructural.

Por otro lado específicamente, interesa y se espera:

- Comparar diseños obtenidos a través de las normativas internacionales e identificar las principales diferencias entre estas, así como las ventajas y/o desventajas en sus respectivas aplicaciones a los diseños de los puentes de interés en este trabajo.
- Identificar variables de diseño más incidentes en el criterio escogido (costos) para la optimización de las superestructuras de puentes de acero de tramo simple.
- Obtener costos y secciones metálicas óptimas para puentes de acero simplemente apoyados con luces menores a 50 [m].

1.1.3 Alcance del trabajo

El estudio se enfocará en el análisis y diseño de la superestructura de puentes de tramo simple con tableros con vigas de acero y losa de hormigón armado, para luces similares a las más utilizadas en la práctica nacional. Aplicando todas las disposiciones, especificaciones y verificaciones detalladas en las normativas vigentes internacionales para este tipo de estructuras y las recomendaciones de diseño que entrega el Manual de carreteras.

Los puentes son catalogados como menores ($L < 40 [m]$) según el volumen III del Manual de Carreteras, ya que las luces de los puentes a analizar y diseñar son de 15,25 y 40 [m], con tableros compuestos por 3, 4 y 5 vigas. Sobre la losa estructural, se considera un pavimento de hormigón de 5 [cm] y en los bordes barreras tipo F alta de hormigón armado sin pasamanos, cuyo peso lineal es de $65 \left[\frac{Kgf}{cm} \right]$ por barrera.

Las dimensiones de los tableros para los puentes que se tratarán en este trabajo son las mínimas especificadas por el Manual de Carreteras, tal como se detalla a continuación:

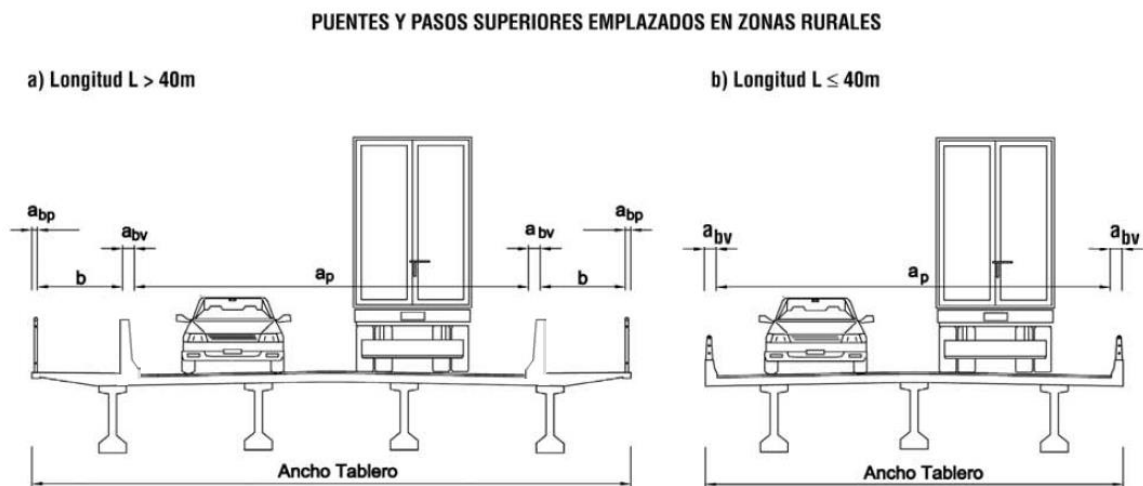


Figura 1: Sección tipo tablero de puentes en zonas rurales (Fuente: Manual de Carreteras Vol III)

Para los puentes menores, el tablero consiste en 7,2 [m] de calzada para dos vías de tránsito, 1,5 [m] de berma a cada lado, y no se consideran pasillos peatonales ni ciclovías, ya que se clasifican según su finalidad como puentes rurales. Considerando la dimensión horizontal de las barreras vehiculares tipo F (26 [cm]), se tiene un ancho total del tablero de 10,72 [m].

Adicionalmente, se trabajará con dos modelos de puentes medianos ($40 [m] < L < 200[m]$) con luces de 45 y 50 metros donde, el tablero consiste en 10 [m] de calzada para dos vías de tránsito con bermas de 1,5 [m], y por recomendación del Manual de Carreteras se deberá considerar un área de protección para peatones e incluir la correspondiente barrera de protección. Igualmente se tienen en cuenta barreras vehiculares, con las cuales se tiene un ancho total del tablero de 13,52 [m].

El diseño según la norma Estándar se realizará según la filosofía de esfuerzos admisibles (ASD), mientras que según la norma *LRFD* se utilizará el método de diseño que utiliza factores de mayoración para las cargas y minoración para la resistencia de los elementos.

Capítulo 2: Aspectos generales

2.1 Puentes

El Manual de carreteras establece que una estructura de puente está conformada por cuatro partes bien definidas, la superestructura, infraestructura, accesos y obras de defensa y seguridad.

2.1.1 Superestructura

Es aquella parte del puente que permite la continuidad del camino con su calzada y bermas, sobre un río u otra vía. Además, soporta el paso de las cargas móviles las que transmite a la infraestructura a través de los sistemas de apoyo, y está conformada por uno o más tramos dependiendo de la cantidad de apoyos que la sustenten. La superestructura está constituida por el tablero, su sistema estructural, el sistema de vigas o losas y los dispositivos especiales que tienen determinadas funciones.

2.1.1.1 Tablero

Constituido por la superficie de desgaste o rodadura, los pasillos o aceras y las barandas. Las barandas se colocan a lo largo de los bordes externos del sistema del tablero y ellas proporcionan protección tanto para el tránsito vehicular como para los peatones. El tablero puede contemplar además barreras vehiculares o barreras de contención que separen el tránsito peatonal del vehicular.

2.1.1.2 Sistema estructural del tablero

Su función es proporcionar la capacidad de soporte de cargas del tablero. El sistema estructural del tablero puede ser de madera, hormigón armado, pretensado, o acero y se apoya habitualmente sobre vigas longitudinales, dependiendo de la longitud de los tramos.

2.1.1.3 Sistemas de vigas del tablero

Conformado por vigas longitudinales y transversales, las que permiten la transmisión de las cargas que actúan sobre la superestructura a la infraestructura, y a través de ella, al suelo donde se funda el puente.

2.1.1.4 Sistemas de apoyo, anclajes antisísmicos, juntas de expansión, barandas

Entre la superestructura y la infraestructura se encuentran los sistemas de apoyos del puente. Para evitar los desplazamientos verticales de la superestructura de sus apoyos durante un sismo, se contemplan sistemas de anclajes antisísmicos entre la superestructura y la infraestructura. Ante los cambios de longitud por variaciones de temperatura y desplazamientos sísmicos, la superestructura requiere juntas de expansión que permitan su movilidad. A lo largo de los bordes de la superestructura se encuentran las barandas o barreras que impiden la caída de vehículos y personas del puente.

2.1.2 Infraestructura

Es la parte del puente donde se apoya la superestructura y a través de la cual se transmiten las cargas al terreno de fundación. La infraestructura está constituida por los estribos, que son los soportes extremos del puente, y las cepas o pilas, que son los apoyos intermedios de puente con superestructuras continuas.

2.1.2.1 Estribos

Se componen por una parte denominada elevación del estribo, está conformada por un muro frontal, la mesa de apoyo, el muro espaldar y las alas. Por otro lado, está la fundación del estribo y es la encargada de traspasar al terreno las cargas, sean éstas peso propio, cargas móviles, sísmicas, empujes de tierra, etc. Fundamentalmente existen tres tipos de fundaciones, directa, pilotes y cajones o pilas de fundación. Los estribos, además de dar apoyo a la superestructura, contienen los terraplenes de acceso al puente.

2.1.3 Accesos

Los accesos al puente están constituidos, en general, por las siguientes obras: terraplenes de acceso, estructura de pavimento, bases, bermas y losas de acceso. Para evitar descensos a la entrada de los puentes se dispone de losas de aproximación apoyadas en los terraplenes de acceso y en consolas dispuestas para estos fines en los muros espaldares de los estribos. Alternativamente, para controlar estos descensos se pueden usar losas enterradas apoyadas en el terraplén y en los muros del estribo.

2.1.4 Obras de defensa

Son obras tales como enrocados, gaviones, bajadas de agua en los terraplenes de acceso, y elementos de contención de tierras, como muros o pilotes. Como obras de seguridad destacan las barreras de contención.

2.2 Sistemas de vigas compuestas

La adopción de las Especificaciones AASHTO en 1944, que aprueban el método de construcción de vigas compuestas, permitió la utilización de estas en puentes carreteros. En el caso de sistemas de vigas compuestas en el diseño de puentes, estos están sujetos a fuertes cargas de impacto, lo que provoca que la adherencia entre las vigas y la losa se pierde fácilmente, por lo que se desprecia. Por esto último, se requiere incluir el diseño de conectores de corte para resistir las fuerzas de corte horizontal presentes entre la losa de hormigón y la viga de acero, generando que la losa trabaje en conjunto con la viga de acero para resistir los momentos flectores.

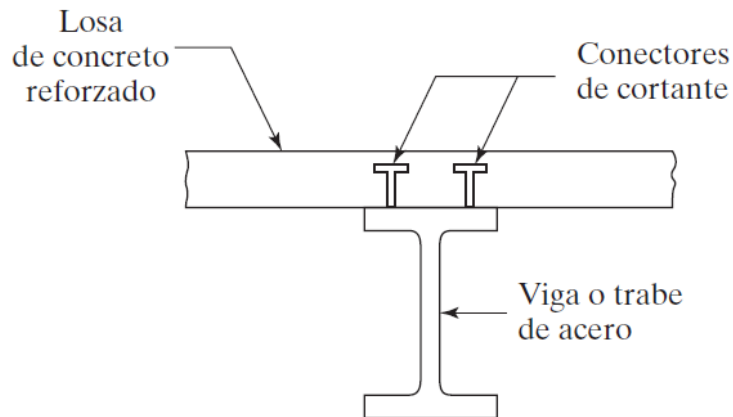


Figura 2: Sección compuesta con conectores de corte (Fuente: Jack C. McCormac 5ª Edición)

2.2.1 Ancho efectivo del ala

Por definición, el ancho efectivo de losa es, la fracción de losa de la sección en donde existe una distribución de esfuerzos longitudinales uniforme y cuya fuerza resultante será, aproximadamente, constante en todo el tablero y, donde el cálculo de los momentos flectores en los elementos se puede efectuar con la teoría elemental de vigas, suponiendo que las secciones planas permanecen planas producto de una distribución uniforme de esfuerzos [1].

Diferentes especificaciones abordan este dilema reemplazando la losa real por una losa efectiva menos ancha, pero con un esfuerzo constante, detallando las condiciones para determinar el ancho efectivo de la losa b_e .

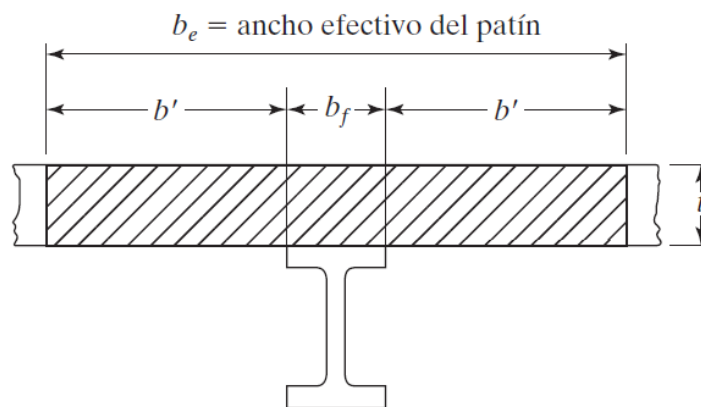


Figura 3: Ancho efectivo colaborante de losa de hormigón (Fuente: Jack C. McCormac 5ª Edición)

2.2.2 Transmisión de la fuerza de corte

Existen variados tipos de conectores de corte, aunque usualmente suelen considerarse pernos o conectores tipo canal. En la Figura 4 se presenta una sección compuesta con sus respectivos conectores de corte (pernos).

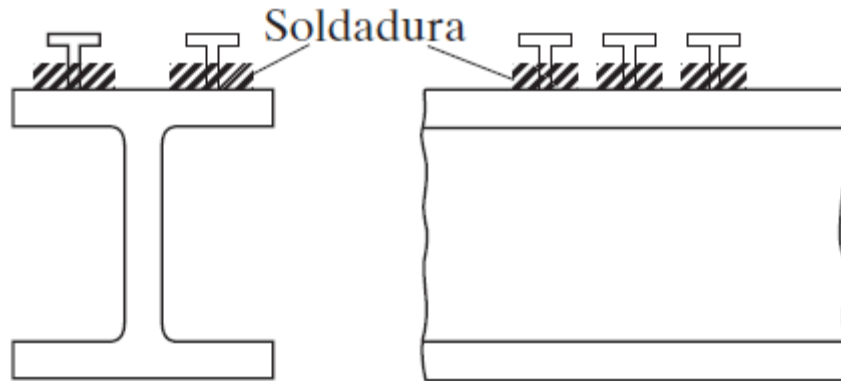


Figura 4: Conectores de corte tipo perno (Fuente: Jack C. McCormac 5ª Edición)

La falla de una viga compuesta ocurre, probablemente, por aplastamiento del hormigón, lo que da entender que tanto el hormigón como el acero han alcanzado una condición plástica. Debido a esto, la magnitud de la fuerza horizontal de corte máxima, que ocurre en el plano entre el hormigón y el acero, dependerá de la ubicación del eje neutro plástico.

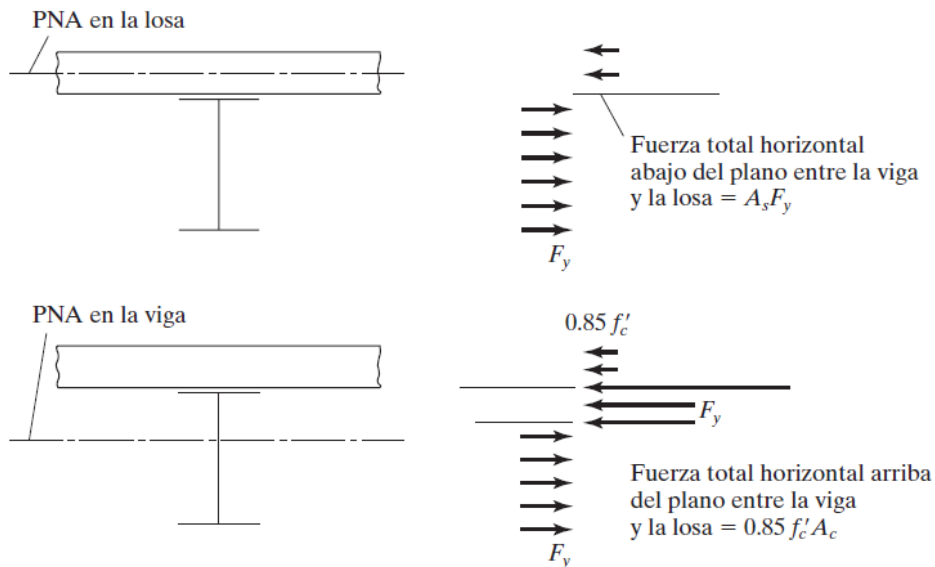


Figura 5: Ubicación eje neutro plástico (Fuente: Jack C. McCormac 5ª Edición)

Luego, se pueden determinar expresiones para la fuerza de corte que será resistida por los conectores. Para que la acción compuesta tenga lugar si la fuerza de corte horizontal entre los puntos de máximo momento positivo y de momento cero, será la menor entre los siguientes valores, considerando los siguientes casos:

- Aplastamiento del hormigón:

$$V' = 0,85 * f'_c * A_c$$

- Fluencia por tracción de la sección de acero:

$$V' = F_y * A_s$$

- Resistencia total de los conectores de corte:

$$V' = \sum Q_n$$

Donde:

- f'_c : resistencia requerida a la compresión del hormigón considerado a los 28 días;
- A_c : área efectiva de la losa de hormigón;
- F_y : esfuerzo de fluencia del acero estructural
- A_s : área de la sección de acero
- Q_n : resistencia nominal de un conector de corte considerado

La distancia entre conectores puede ser uniforme o pueden espaciarse según la demanda de corte elástico, no existiendo grandes diferencias en las resistencias últimas y las deflexiones bajo cargas de trabajo [1]. Aunque, independientemente de la configuración de espaciamiento entre conectores, el número total de estos debe ser suficiente para desarrollar la fuerza de corte en ambos lados del punto de momento máximo.

2.2.3 Propiedades de la sección de acero y compuesta

Para la aplicación de las disposiciones y especificaciones de ambas normas AASHTO en el diseño de puentes conformados por sistemas de vigas compuestas, se deben determinar las propiedades geométricas de la sección de acero y compuesta por la viga de acero y la losa de hormigón, con la finalidad de estimar los esfuerzos elásticos generados en las secciones a corto y a largo plazo.

2.2.3.1 Datos de la sección compuesta y no compuesta

En la Figura 6 se presenta la sección transversal tipo de una viga compuesta de puentes de acero y losa de hormigón con las respectivas variables a sus dimensiones geométricas. Se debe considerar:

- b_s : ancho efectivo de la losa de hormigón;
- t_s : espesor de la losa de hormigón;
- b_c : ancho del ala superior de la viga de acero;
- t_c : espesor de ala superior de la viga de acero;
- D : profundidad o altura del alma de la viga de acero;
- t_w : espesor del alma de la viga de acero;
- b_t : ancho del ala inferior de la viga de acero;

- t_t : espesor del ala inferior de la viga de acero.

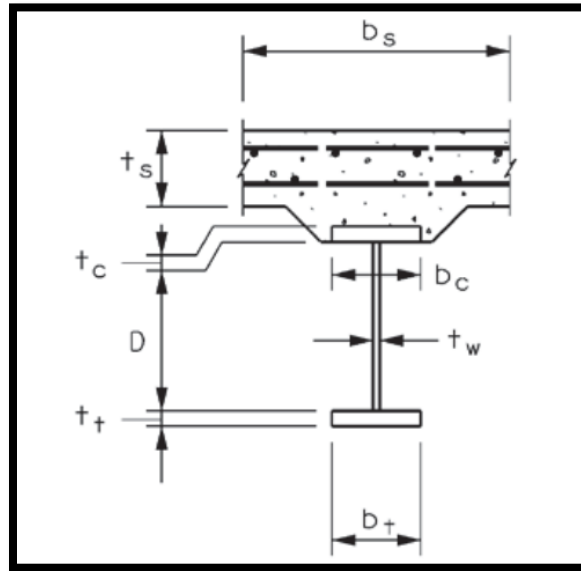


Figura 6: Sección transversal viga compuesta del puente (Fuente: AASHTO LRFD 2017)

2.2.3.2 Propiedades sección no compuesta (viga de acero)

- Altura de la sección de acero: $H = t_t + D + t_c$
- Área ala inferior: $A_t = b_t * t_t$;
- Área alma: $A_w = D * t_w$;
- Área ala superior: $A_c = b_c * t_c$;
- Área de la sección de acero: $A_s = A_t + A_w + A_c$;
- Inercia en x ala inferior de la sección de acero: $I_t = b_t * \frac{t_t^3}{12}$;
- Inercia en x del alma de la sección de acero: $I_w = t_w * \frac{D^3}{12}$;
- Inercia en x del ala superior de la sección de acero: $I_c = b_c * \frac{t_c^3}{12}$;
- Centroide de la sección de acero: $Y_v = \frac{A_t * \frac{t_t}{2} + A_w * (t_t + \frac{D}{2}) + A_c * (t_t + D + \frac{t_c}{2})}{A_s}$;
- Inercia de la sección de acero:

$$I_v = I_t + I_w + I_c + A_t * \left(Y_v - \frac{t_t}{2}\right)^2 + A_w * \left(Y_v - t_t - \frac{D}{2}\right)^2 + A_c * \left(Y_v - D - \frac{t_c}{2}\right)^2.$$

2.2.3.3 Propiedades de la sección efectiva transformada de hormigón

Se define la relación modular entre el acero y el hormigón:

- Relación modular: $\eta = \frac{E_s}{E_c}$;
- Ancho efectivo transformado: $b_{et} = \frac{b_s}{\eta}$;
- Área losa transformada: $A_L = b_{et} * t_s$;
- Inercia losa transformada: $I_L = b_{et} * \frac{t_s^3}{12}$.

2.2.3.4 Propiedades de la sección compuesta

La determinación de las propiedades de la sección compuesta transformada se realizó con respecto a la fibra superior de la sección de hormigón.

- Centroide sección compuesta transformada: $Y_{ST} = \frac{A_L * \frac{t_s}{2} + A_s * (H + t_s - Y_v)}{A_L + A_s}$;
- Distancia entre el centroide de la sección de acero y el centroide de la sección compuesta transformada: $d_v = H + t_s - Y_v - Y_{ST}$;
- Distancia entre el centroide de la sección de hormigón y el centroide de la sección compuesta transformada: $d_L = Y_{ST} - \frac{t_s}{2}$;
- Inercia de la sección compuesta transformada: $I_{ST} = I_v + I_L + A_s * d_v^2 + A_L * d_L^2$.

2.2.4 Esfuerzos elásticos en la sección de acero y compuesta

En las metodologías de diseño *ASD* y *LRFD* se deben calcular los esfuerzos elásticos por flexión generados por la secuencia de cargas sobre la estructura.

Para el cálculo de esfuerzos en las secciones respectivas, se consideró la Figura 7:

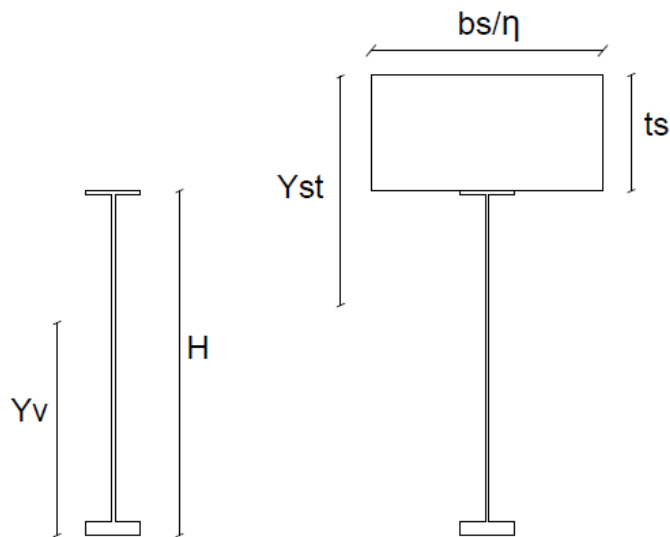


Figura 7: Sección no compuesta y sección compuesta transformada

En la Figura, se muestra la sección compuesta transformada dividiendo el ancho efectivo de la losa de hormigón por la relación modular η . Localizando el eje neutro de la sección, se pueden calcular los momentos de inercia y los esfuerzos elásticos por flexión generados por las cargas. Tal como se detalla a continuación:

- Para la fibra superior de acero de la sección compuesta:

$$\sigma_{sup} = \frac{M_{sol} * (Y_{ST} - t_s)}{I_{ST}}$$

- Para la fibra inferior de acero de la sección compuesta:

$$\sigma_{inf} = \frac{M_{sol} * (H + t_s - Y_{ST})}{I_{ST}}$$

De manera análoga, para la sección de acero se tiene:

- Para la fibra superior de la viga de acero:

$$\sigma_{sup} = \frac{M_{sol} * (H - Y_v)}{I_v}$$

- Para la fibra inferior de la viga de acero:

$$\sigma_{inf} = \frac{M_{sol} * Y_v}{I_v}$$

Donde:

- M_{sol} : momento solicitante según etapas correspondiente.

Por otro lado, en la práctica generalmente se supone que todo el corte vertical V lo resiste el alma y que una buena aproximación del valor máximo del esfuerzo de corte en la sección se obtiene según:

$$\tau_{m\acute{a}x} = \frac{V}{A_w}$$

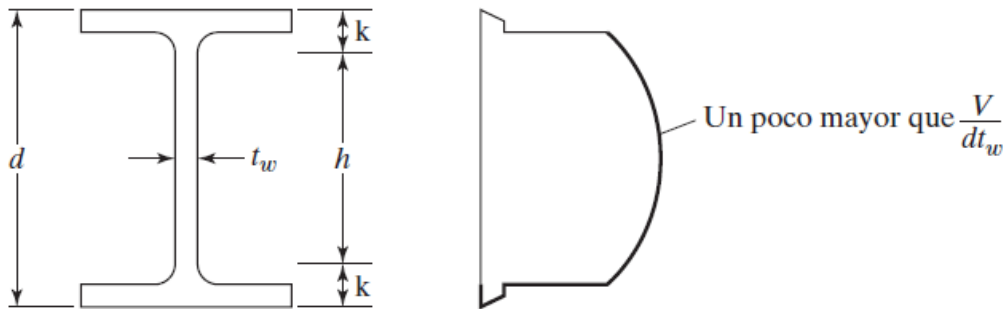


Figura 8: Distribución del esfuerzo de corte en un perfil I (Fuente: Jack C. McCormac 5ª Edición)

2.2.5 Cálculo de deflexiones

Ambas normativas establecen un control a las deformaciones elásticas, en la condición de Servicio, sobre las vigas longitudinales de la superestructura de un puente, para evitar efectos indeseables. Además, se debe estimar una contra- flecha que se aplicará en la fabricación de las vigas de acero para compensar las deflexiones producidas. Se adoptó el criterio 13.2.b de la NCh427 para el cálculo de la contra- flecha en vigas porta grúas de más de 20 [m] de luz.

Para estimar las deflexiones en el centro de la luz L de una viga simplemente apoyada, se consideran los siguientes casos:

➤ Deflexión por carga distribuida q :

Se sabe que la EDO de la elástica para una viga simplemente apoyada es:

$$EI \frac{d^2y}{dx^2} = M(x) \leftrightarrow EI \frac{d^2y}{dx^2} = \frac{qLx}{2} - \frac{qx^2}{2}$$

Debido a la simetría, la deflexión máxima se da en la mitad del claro ($x = \frac{L}{2}$), por lo tanto, la tangente a la curva elástica en ese punto es cero. Luego, la ecuación que define la deflexión en cualquier punto de la viga es:

$$y(x) = \frac{qLx^3}{12} - \frac{qx^4}{24} - \frac{qL^3x}{24}$$

En $x = \frac{L}{2}$ se tiene la deflexión máxima producida por una carga uniformemente distribuida sobre una viga simplemente apoyada:

$$y\left(\frac{L}{2}\right) = \delta_q = \frac{5qL^4}{384EI}$$

➤ Deflexión por carga puntual P en el centro:

La deflexión en cualquier punto de la viga debido a una carga puntual en el centro es:

$$EIy(x) = \frac{Px^3}{12} - \frac{PL^2x}{16}$$

En $x = \frac{L}{2}$, se tiene la deflexión máxima por una carga puntual en el centro para una viga simplemente apoyada:

$$y\left(\frac{L}{2}\right) = \delta_p = \frac{PL^3}{48EI}$$

➤ Contra- flecha:

➤ $\delta_{CF} = \delta_{DC} + 0,5 * \delta_{LL}$	Ec.1
---	-------------

2.3 Resistencia a la flexión simple de elementos de hormigón armado

En la Figura 9 se muestra una sección tipo de una viga de hormigón simplemente reforzada, cuando se alcanza la resistencia a flexión positiva en la sección.

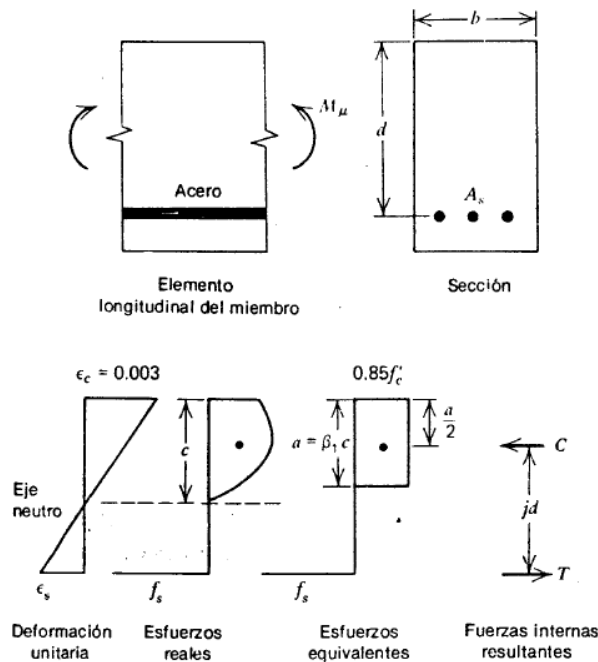


Figura 9: Sección de hormigón simplemente armada cuando se alcanza la resistencia a la flexión (Fuente: R. Park & T. Pauley)

La fuerza resultante interna de tracción en el acero es:

$$T = A_s * f_s$$

En que A_s es el área total del acero de refuerzo en la sección.

Paralelamente, la fuerza resultante interna de compresión es:

$$C = 0,85 * f'_c * a * b$$

Donde:

- a : profundidad del bloque de esfuerzos rectangular equivalente;
- b : ancho de la sección.

En consecuencia, el momento resistente es:

$$M_{res} = T * j * d = C * j * d$$

El tipo de falla por flexión en un elemento de hormigón armado dependerá del contenido de acero en la sección. Identificándose tres tipos, la falla a tracción, a compresión y la balanceada.

Para una falla a tracción, $f_s = f_y$. Luego por equilibrio de fuerzas se obtiene:

$$0,85 * f'_c * a * b = A_s * f_y \leftrightarrow a = \frac{A_s * f_y}{0,85 * f'_c * b}$$

Desde la Figura 9, el momento resistente de la sección se puede expresar en términos de la cuantía de refuerzo, de las dimensiones geométricas de la sección y de las propiedades mecánicas de los materiales:

$\triangleright M_{res} = \rho * b * d^2 * f_y * \left(1 - 0,59 * \frac{\rho * f_y}{f'_c} \right)$	Ec.2
---	-------------

Para una determinada cuantía de refuerzo, el acero alcanza la fluencia y simultáneamente el hormigón alcanza la deformación unitaria de $\frac{3}{1000}$ en la fibra extrema. Se define la cuantía balanceada ρ_b según la siguiente expresión:

$$\rho_b = \frac{0,85 * f'_c * \beta_1}{f_y} * \frac{0,003 * E_s}{0,003 * E_s + f_y}$$

Donde:

- $0,65 < \beta_1 < 0,85$;
- E_s : módulo de elasticidad del acero de refuerzo.

Capítulo 3: Cargas, factores y sollicitaciones

3.1 Cargas

En la sección 3 de la norma AASHTO Estándar se especifica que las estructuras se diseñaran para resistir las siguientes cargas y fuerzas:

- Cargas permanentes: peso propio estructura, peso propio pavimento, pasillos, barandas y barreras, etc;
- Cargas vivas: cargas móviles de vehículos y peatones;
- Impacto o efecto dinámico de la carga móvil;
- Cargas de viento;
- Presiones hidrodinámicas;
- Otras fuerzas, si existen tales como: fuerzas longitudinales, centrífuga, térmicas, presión de tierra, flotabilidad, esfuerzos de contracción, esfuerzos sísmicos.

En tanto que, la AASHTO LRFD incluye, además de las cargas comunes, los efectos de las fuerzas debidas a colisiones, sismos, asentamiento y deformaciones de la estructura. Aunque, las colisiones de vehículos y buques o los sismos desarrollan efectos de fuerza que dependen de la respuesta estructural, por ello deben determinarse por medio de un análisis específico o algún tipo de prueba.

3.1.1 Cargas permanentes

Estas cargas estarán presentes en el puente durante la vida de servicio de este. La AASHTO Estándar dice que, la carga permanente o muerta consistirá en todo el peso de la superestructura, incluyendo la calzada, las aceras, las vías, tuberías, conductos. Para los puentes a diseñar en este trabajo, se consideró como cargas permanentes a los pesos propios de los elementos estructurales (vigas de acero y losa de hormigón) y no estructurales (pavimento, barreras y moldajes según corresponda).

La norma por factores de carga y resistencia distingue dos grupos:

- Cargas permanentes:
 - DC: carga permanente de componentes estructurales y elementos no estructurales;
 - DW: carga permanente de superficie de rodadura e instalaciones para servicios públicos.

3.1.2 Cargas transitorias

La AASHTO LRFD define las siguientes cargas transitorias:

- BR: fuerza de frenado de vehículos;
- CE: fuerza centrífuga de vehículos;
- CR: *creep* o fluencia lenta;
- CT: fuerza de colisión de un vehículo;
- CV: fuerza de colisión de una embarcación;
- EQ: sismo;

- R: fricción;
- IC: carga de hielo;
- IM: carga dinámica (efectos dinámicos);
- LL: carga viva vehicular;
- LS: sobrecarga vehicular;
- PL: carga peatonal;
- SE: asentamiento;
- SH: contracción;
- TG: gradiente de temperatura;
- TU: temperatura uniforme;
- WA: carga hidráulica y presión del flujo de agua;
- WL: viento sobre la carga vehicular;
- WS: viento sobre la estructura.

La norma AASHTO Estándar establece que las cargas transitorias consisten en el peso de las cargas móviles vehiculares y peatonales.

Para los puentes que se analizaran y se diseñaran en este trabajo de título se utilizaran las siguientes cargas:

- DC: carga permanente de elementos estructurales y no estructurales (LRFD y ASD);
- DW: carga permanente de la superficie de desgaste (LRFD);
- IM: carga o efectos dinámicos (LRFD y ASD);
- LL: carga viva vehicular (LRFD y ASD).

3.1.2.1 Carga viva móvil

La carga viva consiste en el peso de las cargas móviles aplicadas de vehículos, autos o peatones. La normativa Estándar establece dos tipos de cargas móviles vehiculares, la carga de camión y la carga de faja (carril de diseño), y que se debe considerar, para el diseño, la que produzca las mayores fuerzas internas en la estructura.

Mientras que, la norma LRFD especifica que la carga viva vehicular total a considerar en el diseño de un puente está determinada por un **sistema o modelo de cargas designado HL-93**, y se tomara en cuenta en el diseño la más desfavorable desde las combinaciones siguientes:

- Carga de camión más carga de faja;
- Carga de tándem más carga de faja.

3.1.2.1.1 Camión de diseño

Ambas normativas AASHTO establecen cuatro clases de camiones tipo a utilizar para estimar las sollicitaciones por carga vehicular, estos son:

- H 15-44;
- H 20-44;
- HS 15-44;
- HS 20-44.

El camión utilizado en el análisis del puente corresponde ser el más pesado, este es el HS 20-44. Con un peso de 3,57 [Tonf] en el eje delantero y 14,8 [Tonf] en cada eje posterior.

Transversalmente, el camión ocupa un ancho de vía de 3,6 [m], con una separación entre ruedas de 1,8 [m], tal como se muestra a continuación:

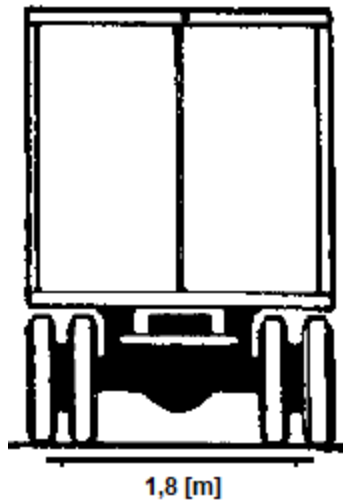


Figura 10: Dimensiones transversales del camión HS 20-44 (Fuente: AASHTO LRFD, 2017)

Longitudinalmente los ejes de ruedas se separan a una distancia de 4,3 [m] y otra que varía entre los 4,3 [m] y 9 [m].

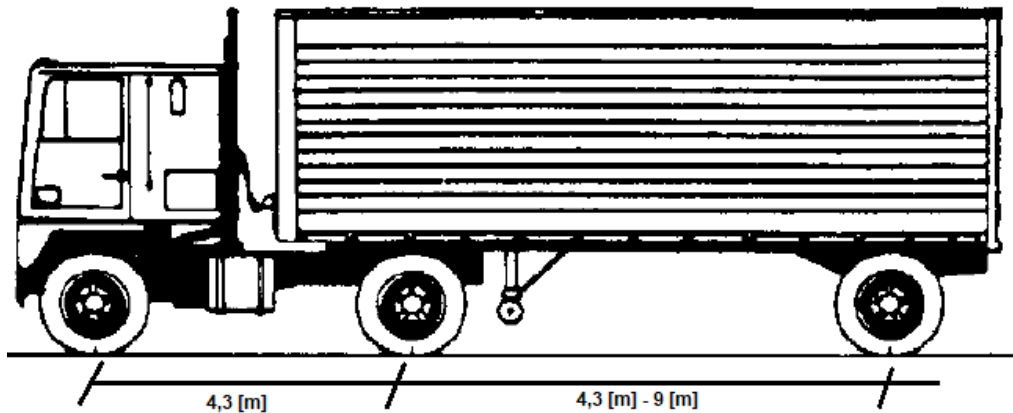


Figura 11: Dimensiones longitudinales del camión HS 20-44 (Fuente: AASHTO LRFD, 2017)

3.1.2.1.2 Carga de faja o carril de diseño

En la norma Estándar, consiste en una carga uniforme por metro lineal de vía de tránsito con una (o varias en tramos continuos) carga puntual colocada en la posición que genere las mayores fuerzas internas. Dicha carga puntual cambia de magnitud si el análisis corresponde a flexión o a corte, así:

$$W = 8,16 \text{ [Tonf]} \rightarrow \text{Momento}$$

$$W = 11,8 \text{ [Tonf]} \rightarrow \text{Corte}$$

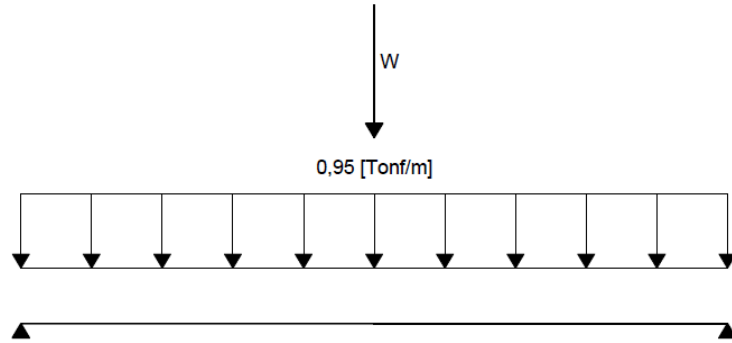


Figura 12: Carga de Faja AASHTO Estándar

Se supone que la sobrecarga se distribuye uniformemente sobre un ancho de 3 [m] en dirección transversal.

La norma LRFD considera la misma configuración de carga de faja, excluyendo la o las cargas puntuales.

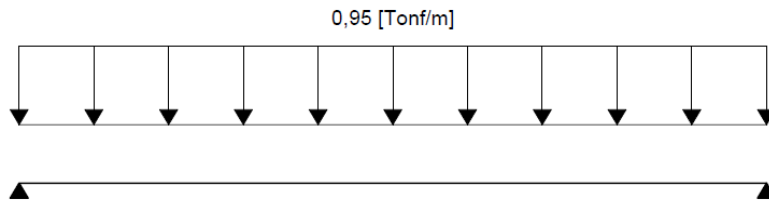


Figura 13: Carga de Faja AASHTO LRFD

3.1.2.1.3 Carga de tándem

La AASHTO LRFD establece la carga vehicular de tándem de diseño, la cual consiste en un par de ejes de carga igual a 11,22 [Tonf], espaciados longitudinalmente a 1,2 [m] y transversalmente a 1,8 [m].

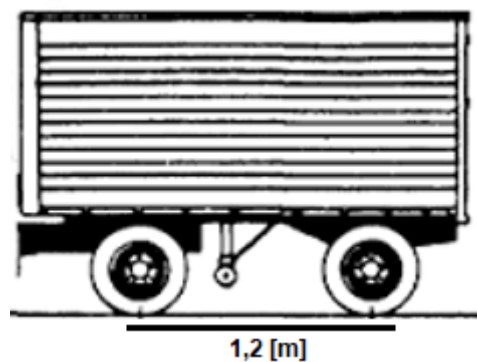


Figura 14: Carga de tándem LRFD (Fuente: AASHTO LRFD, 2017)

3.1.2.1.4 Carga de fatiga

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 servicio. Ambos documentos especifican el mismo umbral de resistencia elástica para las fibras extremas de los elementos principales de la superestructura de los puentes de estudio y, adicionalmente, la norma LRFD establece un requisito para la resistencia al corte del alma de la viga en esta condición.

La carga móvil que se considera en el diseño del acero por fatiga es distinta según la norma que lo rige. Por un lado, el LRFD establece que la carga móvil vehicular para la verificación del Estado límite de Fatiga consiste en el camión de diseño, pero con un espaciamiento fijo de 9 [m] entre ejes traseros, sin considerar la carga de faja e incluyendo los efectos dinámicos respectivos a este Estado límite.

En la norma Estándar no se considera una carga de fatiga como tal, pero especifica que la carga viva no debe ser mayor al camión de diseño en la verificación de los esfuerzos.

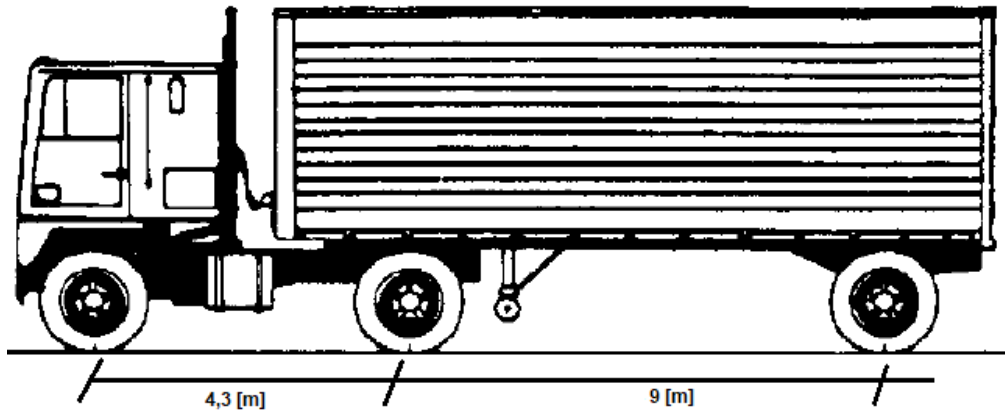


Figura 15: Camión de carga móvil de fatiga LRFD (Fuente: AASHTO LRFD, 2017)

3.1.2.1.5 Carga dinámica (Impacto o efectos dinámicos)

Las cargas móviles deben ser mayoradas para el diseño de los elementos que componen la superestructura, pilotes y cepas. Debido a los efectos dinámicos, vibratorios y de impacto producidos por los vehículos cuando transitan por una superficie rugosa.

En la norma Estándar el valor límite para el coeficiente de impacto es de 30% de la carga viva vehicular y se aplica a la carga de camión o a la carga de faja.

El coeficiente de impacto Estándar se define como:

$I = 1 + \frac{15,24}{L+38} < 1,3$	Ec.3
------------------------------------	-------------

Donde:

- L: longitud efectiva del puente [m].

Por otro lado, la norma LRFD establece que los efectos estáticos del camión o tándem de diseño serán aumentados en los porcentajes que se detallan a continuación:

Tabla 1: Porcentajes de impacto LRFD

Componentes	IM %
Juntas del tablero – Todos los estados limites	75
Todos los demás componentes	
➤ Estado límite de Fatiga y fractura	15
➤ Todos los demás Estados límites	33

El factor que se debe aplica a la carga estática respectiva será: $Factor_{impacto} = 1 + \frac{IM}{100}$

La carga dinámica admisible no se aplicará sobre la carga peatonal ni en la carga de faja.

3.2 Factores

3.2.1 Factores de presencia múltiple

Se relacionan con la probabilidad de ocurrencia de que existan más de una vía de diseño simultáneamente cargadas.

La norma Estándar establece que, cuando se producen los máximos esfuerzos en cualquier elemento mediante la carga de varias vías de tránsito al mismo tiempo, se podrán utilizar los siguientes porcentajes de las cargas vivas, en vista de la menor probabilidad de ocurrencia.

Tabla 2: Porcentajes de carga viva Estándar

Nº de vías de transito	Porcentaje de carga viva
1 o 2	100%
3	90%
4 o mas	75%

La norma por factores de carga y resistencia especifica que el efecto de la fuerza por carga viva ultima se determinara considerando cada combinación posible de número de carriles cargados multiplicados por el factor de presencia múltiple m correspondiente

Tabla 3: Factores multi - presencia LRFD

Nº de carriles cargados	Factor multi - presencia m
1	1,2
2	1
3	0,85
>3	0,65

3.2.2 Factores de distribución

Los factores de distribución tratan de representar la distribución transversal de las cargas de rueda del camión sobre las vigas longitudinales. En el apartado 3.23.2 de la AASHTO Estándar dice que, en el cálculo de los momentos flectores en vigas longitudinales, no se supondrá una distribución longitudinal de las cargas de las ruedas.

La distribución lateral de las cargas de las ruedas en las vigas exteriores será igual a la reacción que se produce, suponiendo que la losa actúa como un tramo simplemente apoyado entre las vigas (*Lever rule* o Ley de los momentos). Para las ruedas o ejes en otras posiciones del tramo, la distribución para el corte se determinará por la misma metodología que para los momentos flectores. El factor Estándar para la distribución interna se expresa de la siguiente forma:

$g = \frac{s}{30,5 * D}$	Ec.4
--------------------------	-------------

Donde:

- g : factor de distribución (fracción de la carga móvil distribuida a las vigas interiores);
- s : separación entre vigas [cm];
- D : constante que depende del tipo de puente y el número de carriles de diseño cargados.

La distribución lateral de las cargas se debe aplicar a las vigas interiores y exteriores.

- Vigas interiores (AASHTO STANDARD 3.23.2.2): El momento flector de la carga viva para cada viga interior se calculará aplicando la fracción de la carga de una rueda (tanto delantera como trasera) según los valores de D mostrados en la Tabla 4.

La norma específica que en ningún caso una viga exterior tendrá menos capacidad de carga que una viga interior. Por lo tanto, si un coeficiente de distribución para una viga exterior resulta menor que al de una viga interior, el factor de distribución de esta última debe ser asumido para la viga exterior.

Para vigas interiores, desde la tabla 3.23.1 de la AASHTO Estándar, para un tipo de piso de hormigón sobre vigas I de acero se tienen los siguientes valores de D para determinar la distribución interna :

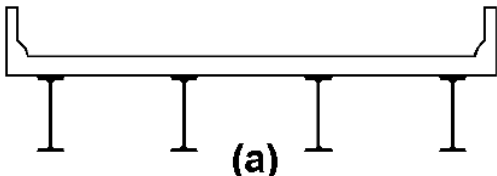
Tabla 4: Valores de constante D

Puente diseñado para un carril de diseño	Puente diseñado para dos o más carriles de diseño
7	5,5

La norma LRFD presenta expresiones para la distribución de carga viva y especifica que podrá utilizarse para puentes con vigas que no sean estructurados con vigas múltiples tipo cajón con tableros de hormigón. Además, se deben cumplir los siguientes requerimientos que, también, garantizan que las cargas permanentes de y sobre el tablero se distribuirán uniformemente entre las vigas:

- El ancho del tablero de hormigón es constante;
- El puente debe estar conformado por no menos de tres vigas (para flexión);
- Las vigas son paralelas y tienen una rigidez similar;
- La sección transversal del puente debe ser coherente con la Tabla 5:

Tabla 5: Sección transversal típica puentes metálicos

Elemento de soporte	Tipo de tablero	Sección transversal típica
Vigas de acero	Losa de hormigón in – situ, losa de hormigón prefabricado, rejilla de acero, paneles encolados, madera tensada	 (a)

El parámetro de rigidez longitudinal k_g para determinar la distribución interna de la flexión por el camión de diseño se tomará como:

$\triangleright k_g = \eta * (I + A * e_g^2)$	Ec.5
---	-------------

Considerando:

$$\eta = \frac{E_v}{E_t}$$

Donde:

- E_v : modulo de elasticidad del material de la viga;
- E_t : modulo de elasticidad del material del tablero;
- I : momento de inercia de la viga [cm^4];
- e_g : distancia entre los centros de gravedad de la viga sola y del tablero [cm];
- A : área de la viga [cm^2].

La distribución de los momentos flectores en vigas interiores con tablero de hormigón puede determinarse aplicando la fracción de carga especificada a continuación. La notación utilizada es:

- s : distancia entre vigas adyacentes [cm];
- L : longitud del tramo para el cual se está calculando la fuerza interna [cm];
- t_s : espesor de la losa [cm];
- N_v : numero de vigas de la superestructura;
- d_e : distancia horizontal desde la línea central de la viga exterior a nivel de cubierta hasta el borde interior del tablero o las barreras de tráfico [cm].

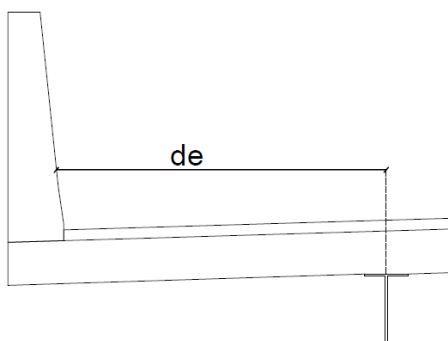


Figura 16: Distancia d_e para determinar distribución externa

Tabla 6: Factores de distribución para momentos en vigas interiores (Fuente: AASHTO LRFD, 2017)

Tipo de superestructura	Factor de distribución g	Rango de aplicación
Tablero compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón.	<ul style="list-style-type: none"> Una vía de diseño cargada: $0,06 + \left(\frac{s}{427}\right)^{0,4} * \left(\frac{s}{L}\right)^{0,3} * \left(\frac{k_g}{12 * L * t_s^3}\right)^{0,1}$ Dos o más vías de diseño cargadas: $0,075 + \left(\frac{s}{290}\right)^{0,6} * \left(\frac{s}{L}\right)^{0,2} * \left(\frac{k_g}{12 * L * t_s^3}\right)^{0,1}$ 	$100 [cm] \leq s \leq 490 [cm]$ $11,4 [cm] \leq t_s \leq 30 [cm]$ $610 [cm] \leq L \leq 7300 [cm]$ $N_v \geq 3$ $416231 [cm^4] \leq k_g \leq 2,91 * 10^8 [cm^4]$
	<ul style="list-style-type: none"> Utilizar el menor de los valores obtenidos desde las ecuaciones anteriores con $N_v = 3$ o utilizar <i>Lever rule</i> 	$N_v = 3$

Para vigas exteriores, el momento flector por carga viva puede determinarse aplicando la fracción de rueda g especificada a continuación

Tabla 7: Factores de distribución para momentos en vigas exteriores (Fuente: AASHTO LRFD, 2017)

Tipo de superestructura	Factor de distribución g	Rango de aplicación
Tablero compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón.	<ul style="list-style-type: none"> Una vía de diseño cargada: <i>Lever rule</i> Dos o más vías de diseño cargadas: $g = e * g_{interior}$ $e = 0,77 + \frac{d_e}{277,6}$ 	$30,5 [cm] \leq d_e \leq 168 [cm]$ $N_v \geq 3$
	<ul style="list-style-type: none"> Utilizar el menor de los valores obtenidos desde las ecuaciones anteriores con $N_v = 3$ o utilizar <i>Lever rule</i> 	$N_v = 3$

Paralelamente, la distribución de las fuerzas de corte por carga viva en vigas interiores se determinará aplicando las fracciones de rueda presentadas a continuación:

Tabla 8: Factores de distribución de corte en vigas interiores (Fuente: AASHTO LRFD, 2017)

Tipo de superestructura	Factor de distribución g	Rango de aplicación
Tablero compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón.	<ul style="list-style-type: none"> Una vía de diseño cargada: $0,36 + \frac{s}{762,5}$	$100 [cm] \leq s \leq 490 [cm]$ $11,4 [cm] \leq t_s \leq 30 [cm]$ $610 [cm] \leq L \leq 7300 [cm]$ $N_v \geq 4$
	<ul style="list-style-type: none"> Dos o más vías de diseño cargadas: $0,2 + \frac{s}{366} - \left(\frac{s}{1067,5}\right)^2$	
	<ul style="list-style-type: none"> <i>Lever rule</i> (independiente de las vías de diseño cargadas) 	$N_v = 3$

Mientras que, para la distribución de las fuerzas de corte en vigas exteriores se debe aplicar el factor g correspondiente, según la Tabla 9:

Tabla 9: Factores de distribución de corte en vigas exteriores (Fuente: AASHTO LRFD, 2017)

Tipo de superestructura	Factor de distribución g	Rango de aplicación
Tablero compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón.	<ul style="list-style-type: none"> Una vía de diseño cargada: <p style="text-align: center;"><i>Lever rule</i></p>	$-30,48 [cm] \leq d_e \leq 168 [cm]$ $N_v \geq 4$
	<ul style="list-style-type: none"> Dos o más vías de diseño cargadas: $g = e * g_{interior}$ $e = 0,6 + \frac{d_e}{305}$	
	<ul style="list-style-type: none"> <i>Lever rule</i> (independiente de las vías de diseño cargadas) 	$N_v = 3$

3.2.3 Factor de mayoración del Manual de Carreteras

El apartado 3.1003.202 del volumen 3 del Manual de Carreteras establece que, los puentes definitivos serán diseñados con un aumento en la carga vehicular del camión, con la finalidad de otorgar un mayor margen de seguridad al diseño de puentes nacionales, tomando en cuenta un aumento de las cargas producto de los camiones que circulan por las carreteras del país, es que se debe considerar una mayoración del 20% en la carga viva vehicular del camión HS 20-44.

Cabe destacar que, este factor se debe aplicar cuando el diseño se rige por la norma Estándar, no así en el caso del uso de la norma LRFD.

3.3 Solicitaciones

3.3.1 Solicitaciones por carga permanente

Para el cálculo de las fuerzas internas en la estructura producidas por el peso propio de la misma, se consideró que para una viga simplemente apoyada de luz L y con una carga uniforme

distribuida longitudinalmente q , el corte y el momento flector en cualquier punto x de la viga se definen:

- Momentos flectores:

$\triangleright M(x) = \frac{q \cdot x}{2} * (L - x)$	Ec.6
---	-------------

- Fuerzas de corte:

$\triangleright V(x) = q * \left(\frac{L-2 \cdot x}{2}\right)$	Ec.7
--	-------------

3.3.2 Solicitaciones por carga viva

La AASHTO Estándar establece dos tipos de cargas móviles a considerar en el diseño, por un lado, la carga asociada al eventual paso del camión sobre el puente y la que se relaciona con el carril de diseño o carga de faja, especificando que se debe seleccionar aquella que produzca las mayores fuerzas internas en la estructura. Análogamente, la norma LRFD especifica que la sollicitación de diseño será la máxima producida entre los sistemas de cargas móviles “Camión de diseño y carga de faja” o del sistema de cargas “Carga de faja y Tándem de diseño”.

3.3.2.1 Solicitaciones por carga de camión HS 20-44

Las fuerzas internas generadas por la carga del camión HS 20-44 se deben determinar por medio de un análisis de líneas de influencia, ya que las cargas puntuales que representan a los ejes del camión se mueven a lo largo de la luz del puente. Por lo tanto, en primer lugar, se debe identificar la posición de la carga en la estructura que provoque las fuerzas internas máximas.

3.3.2.1.1 Momento flector

El momento máximo por la carga de camión se determina utilizando el Teorema de Barré, el cual expresa que se presentará bajo la carga más pesada y próxima a la resultante de los ejes, en tal posición del tren de cargas que la carga más pesada y la resultante equidistan del centro de la luz de una viga simplemente apoyada, como se muestra a continuación:

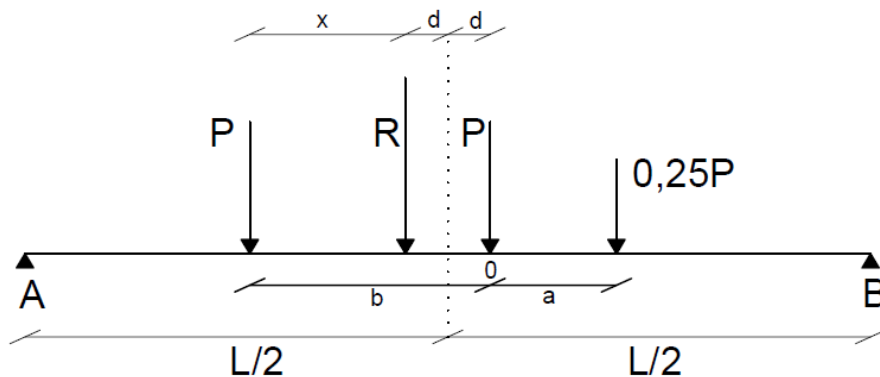


Figura 17: Posición carga de camión HS 20-44 para el cálculo de momento positivo máximo

La resultante de las fuerzas de los ejes del camión tiene un valor de: $R = \frac{9}{4} * P$. Luego, haciendo momento estático con respecto al eje trasero del camión, se tiene:

$$\begin{aligned}
 R * x &= P * b + \frac{P}{4} * (b + a) \\
 \leftrightarrow x &= \frac{5 * b + a}{9} \\
 \rightarrow b &= x + 2d \leftrightarrow d = \frac{b - x}{2} \\
 \leftrightarrow d &= \frac{4 * b - a}{18}
 \end{aligned}$$

Sean R_B y R_A las reacciones de los apoyos B y A respectivamente. Por equilibrio, en el apoyo A se cumple:

$$\sum M_A = 0 \leftrightarrow R_B = \frac{R}{L} * \left(\frac{L}{2} - d\right) \leftrightarrow R_A = R * \left(\frac{1}{2} + \frac{d}{L}\right)$$

Entonces, para determinar el punto donde se produce el momento máximo por el paso del camión se considera el resultado del teorema de Barré. Luego, evaluando el momento máximo en el punto 0 (Ver Figura 17) se tiene:

$$\begin{aligned}
 M_{m\acute{a}x} &= R_A * \left(\frac{L}{2} + d\right) - P * b \\
 \leftrightarrow M_{m\acute{a}x} &= \frac{R}{L} * \left(\frac{L}{2} + d\right)^2 - P * b
 \end{aligned}$$

$\triangleright M_{m\acute{a}x} = \frac{9 * P}{4 * L} * \left(\frac{L}{2} + \frac{4 * b - a}{18}\right)^2 - P * b$	Ec.8
--	-------------

Por último, el momento por el paso del camión HS 20-44 en el punto 0 es máximo cuando se tiene un mínimo espaciamiento entre ejes del camión, es decir $b = a = 4,3 [m]$. Esta condición se utilizará para estimar los efectos del camión de diseño en la metodología ASD y en la verificación de los Estados límites de Servicio y Resistencia en la metodología LRFD. Mientras que, para el Estado límite de Fatiga se deberá reemplazar $b = 9 [m]$.

3.3.2.1.2 Fuerza de corte

La fuerza de corte máxima se determina mediante un análisis de líneas de influencia, determinando que la posición más desfavorable corresponde al instante en que el camión HS 20-44 se ubica sobre los apoyos del puente.

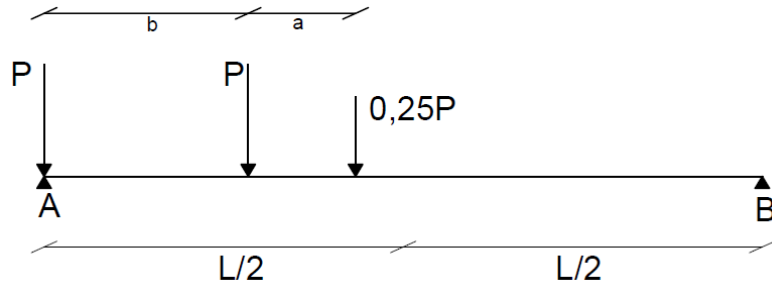


Figura 18: Posición carga de camión HS 20-44 para el cálculo del corte máximo

Calculando la reacción, se obtiene el cortante máximo por el paso del camión con mínimo espaciamento entre ejes sobre el puente.

$\triangleright V_{m\acute{a}x} = \frac{P}{4} * \left(9 - 6 * \frac{a}{L} \right)$	Ec.9
---	-------------

Capítulo 4: Especificaciones AASHTO Estándar para el diseño de puentes carreteros.

4.1 Filosofía de diseño por esfuerzos admisibles

Una filosofía de diseño de un puente busca determinar los criterios que permitan dar con una diferencia entre la resistencia y los efectos de las cargas reales sobre este tal que, se reduzca la probabilidad de una respuesta estructural no deseada, es decir una falla o deficiencias en el servicio. Según el enfoque por esfuerzos admisibles, esta diferencia o margen numérico entre la resistencia y las solicitaciones sobre el puente se obtiene por medio de la utilización de factores de seguridad aplicados a la resistencia nominal en el diseño, generalmente mayores que 1.

En el caso del diseño de puentes con vigas metálicas simplemente apoyadas, la resistencia o el esfuerzo admisible se determina aplicando un factor de seguridad al valor del esfuerzo de fluencia del acero estructural de las vigas. Por lo tanto, ningún esfuerzo, dentro del rango lineal – elástico, en las zonas de compresión y tracción de la sección transversal del puente, provocados por las solicitaciones, puede sobrepasar este valor.

La expresión base del diseño por esfuerzos admisibles es:

$\sum \sigma_{e,i} \leq \sigma_{ADM}$	Ec.10
---------------------------------------	--------------

Donde:

- $\sigma_{e,i}$: esfuerzo elástico producido por la carga i ;
- σ_{ADM} : esfuerzo elástico admisible (factor de seguridad aplicado).

4.2 Diseño de losas de hormigón armado (AASHTO Estándar 3.24)

Para puentes de tramo simple, la longitud efectiva del tramo de losa será la distancia de centro a centro de los apoyos (vigas longitudinales), pero no debe ser mayor a la luz libre más el espesor de la losa. La norma establece dos métodos para calcular el momento flector debido a la carga móvil vehicular por metro de ancho de la losa, a menos que métodos más exactos sean utilizados; refuerzo principal perpendicular al tráfico (Método A) y refuerzo principal paralelo al tráfico (Método B). En ambos casos se debe considerar la siguiente nomenclatura:

- S : longitud efectiva del tramo de losa [m];
- E : ancho de la losa sobre el que se distribuye la carga de la rueda [m];
- P' : carga mayorada de una rueda del eje trasero (7,26 [$Tonf$]) del camión.

En la metodología ASD utilizada en este trabajo se consideró el Método A para el diseño de las losas de hormigón armado.

4.2.1 Método A: Refuerzo principal perpendicular al tráfico

➤ Tramos centrales de losa:

El momento por carga viva para puentes de tramo simple se determinará según (sin incluir el impacto):

$M_{LL} = \frac{S+0,61}{9,74} * P' \left[\text{Tonf} * \frac{m}{m} \right]$	Ec.11
--	--------------

Adicionalmente, la normativa establece que para losas continuas apoyadas sobre tres o más puntos, se debe aplicar un factor de continuidad de 0,8 a la formula anterior.

➤ Tramos en voladizo de losa:

En el cálculo del momento debido a la carga de rueda del camión sobre las partes de la losa en voladizo, se considera que estas soportan las cargas independientemente de los efectos de cualquier refuerzo de borde a lo largo de los extremos del voladizo. La distribución dada incluye el efecto de las ruedas en los elementos paralelos.

Para el diseño, la carga de rueda deberá ubicarse a 0,305 [m] de la cara del guardarruedas (caso normal). Si no se contemplan pasillos, la carga debe estar a 0,305 [m] del borde interior de la barrera (caso eventual).

En el escenario eventual (Ver Figura 19), en que se basara el diseño de estos tramos de losa, se indica que los esfuerzos admisibles del hormigón y del acero de refuerzo pueden considerarse con un sobre margen del 50%.

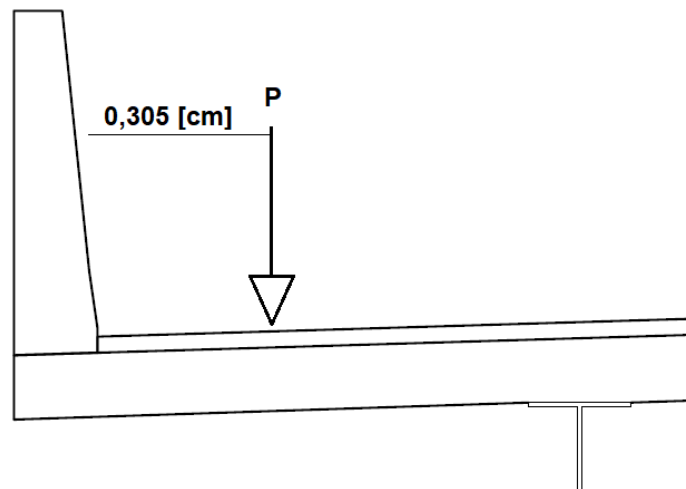


Figura 19: Caso eventual para cálculo de momento por carga móvil para tramos de losa en voladizo

Cada rueda sobre el elemento perpendicular al tráfico se distribuirá en un ancho de acuerdo con:

$E = 0,8 * X + 1,143$	Ec.12
-----------------------	--------------

Donde:

- X : distancia desde el punto de aplicación de la carga de rueda hasta el punto de apoyo del voladizo [m].

El momento por metro de ancho de losa se define como:

$\triangleright M_{LL} = \frac{P_l}{E} * X \left[\text{Tonf} * \frac{m}{m} \right]$	Ec.13
--	--------------

4.2.2 Refuerzo de distribución

Para proporcionar la distribución lateral de las cargas vivas concentradas, la armadura se colocará transversal a la armadura principal de acero en los fondos de todas las losas.

La cantidad de refuerzo de distribución será un porcentaje de la armadura principal requerida para el momento positivo según la siguiente fórmula:

- Para refuerzo principal perpendicular al tráfico:

$$\text{Porcentaje} = \frac{121}{\sqrt{S}} < 67\%$$

4.3 Acero estructural (AASHTO Estándar capítulo 10)

Las siguientes especificaciones de la norma Estándar reconocen los aceros estructurales que se ajusten al material detallado en la tabla 10.2A (AASHTO Estándar). Se supondrá que, el módulo de elasticidad de todos los tipos de acero estructural es el mismo y con un valor de $E = 2100000 \left[\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right]$.

Tabla 10: Tipos de aceros permitidos por la norma Estándar

Designación AASHTO	M 270 Grado 36	M 270 Grado 50	M 270 Grado 50W	M 270 Grado HPS70W	M 270 Grados 100/100W
Designación equivalente ASTM	A 709 Grado 36	A 709 Grado 50	A 709 Grado 50W	A 709 Grado HPS70W	A 709 Grados 100/100W
$F_u \left[\frac{\text{Kgf}}{\text{cm}^2} \right]$	4080	4570	4920	6330	7730/7030
$F_y \left[\frac{\text{Kgf}}{\text{cm}^2} \right]$	2530	3515	3515	4920	7030/6330

Para calcular los esfuerzos de trabajo, las longitudes de los tramos del puente se supondrán como la distancia entre los centros de los apoyos.

4.3.1 Deflexiones (AASHTO Estándar 10.6)

Si las vigas forman parte de un sistema compuesto, se puede suponer que la carga viva de servicio actúa sobre la sección compuesta.

Los miembros de puentes simples o continuos, preferentemente, deben diseñarse de manera que la deflexión debido a la carga viva más el impacto en la condición de servicio no supere:

- Puentes carreteros: $\delta_{LL,ADM} = \frac{L}{800}$
- Puentes peatonales: $\delta_{LL,ADM} = \frac{L}{1000}$

Para comprobar la deflexión, la carga viva de servicio, idealmente, no deberá ser mayor a la carga del camión HS 20-44.

Cuando las vigas no estén provistas de apuntalado u otro soporte intermedio eficaz durante la colocación del hormigón de la losa, la flecha debida al peso de la losa y otras cargas muertas permanentes añadidas antes de que el hormigón alcance el 75% de su resistencia a los 28 días, se debe calcular sobre la base de la acción no compuesta.

4.3.2 Límites del dimensionamiento geométrico de los elementos metálicos

4.3.2.1 Relación peralte – luz para vigas (AASHTO Estándar 10.5)

Para vigas compuestas, la relación entre la profundidad y la luz no debe ser inferior a 1/25, considerando la profundidad total de la viga compuesta, y la relación entre la profundidad de la viga de acero sola y la longitud del vano no debe ser menor a 1/30.

De igual manera, la norma establece que los requisitos anteriormente presentados en relación con los puentes de vigas pueden ser variables, a discreción del proyectista.

4.3.2.2 Espesor mínimo del metal (AASHTO Estándar 10.8)

El acero estructural de los arriostramientos y todos los tipos de placas de refuerzo, excepto para almas de ciertas formas laminadas, deberá tener un espesor no inferior a 8 [mm]. Además, se establece que el espesor del alma de las vigas no será menos de 6 [mm].

$$t_w \geq 6 \text{ [mm]}$$

4.3.2.3 Dimensiones mínimas para alas (AASHTO Estándar 10.34.2.1)

Para vigas fabricadas de forma I, el ala en compresión deberá cumplir con los siguientes requerimientos geométricos:

- Ancho b_c :

$$b_c \geq 0,2 * D$$

Siendo D la profundidad del alma de la viga (distancia libre no reforzada entre las alas).

En caso de ser necesario, el ancho del ala en compresión puede llegar hasta un límite mínimo del 15% de la altura del alma.

- Espesor t :

$$t_c \geq 1,5 * t_w$$

Por otro lado, para las alas sujetas a esfuerzos de tracción la relación ancho – espesor debe cumplir:

$$\frac{b_t}{t_t} \leq 24$$

4.3.3 Diseño de conectores de corte (Fuerzas de corte horizontal)

La separación máxima de los conectores de corte no debe superar los 60 [cm], excepto en los apoyos interiores de las vigas continuas, donde se puede utilizar una separación mayor para evitar instalar los conectores en las zonas de mayores esfuerzos en el ala en tracción.

La resistencia al corte horizontal se proporcionará mediante conectores mecánicos de corte en la zona de unión de la losa de hormigón y la viga de acero, colocados transversalmente en las alas de la viga espaciados a intervalos regulares o variables. Se diseñarán para el estado límite de Fatiga y se debe verificar su resistencia a la rotura.

4.3.3.1 Estado límite de Fatiga

El rango del corte horizontal se calculará mediante la siguiente formula:

$\triangleright S_r = V_r * \frac{Q}{I}$	Ec.14
--	--------------

Donde:

- S_r : rango de corte horizontal en la unión de la losa y la viga en el punto del vano considerado $\left[\frac{Tonf}{cm}\right]$;
- V_r : rango de corte debido a las cargas vivas y al impacto [Tonf] (en cualquier sección el rango de corte se tomará como la diferencia entre las envolventes de corte mínima y máxima, excluyendo las cargas muertas);
- Q : momento estático en torno al eje neutro de la sección compuesta del área de hormigón transformada [cm³];
- I : momento de inercia de la sección compuesta transformada [cm⁴].

La resistencia al corte horizontal (en [Tonf]) por fatiga de un conector individual es el siguiente:

➤ Tipo canal:

$\triangleright z_r = B * w$	Ec.15
------------------------------	--------------

➤ Pernos soldados (para $\frac{H}{d} \geq 4$):

$\triangleright z_r = \alpha * d^2$	Ec.16
-------------------------------------	--------------

Donde:

- w : longitud de un conector de corte tipo canal, medida en una dirección transversal en el ala de la viga [cm];
- d : diámetro del perno [cm];
- α : Factor que depende del número de ciclos;
- B : Factor que depende del número de ciclos;
- H : altura del perno [cm].

El distanciamiento requerido de los conectores de corte se determina dividiendo el rango admisible de corte horizontal de todos los conectores en una sección transversal ($\sum z_r$) por el rango horizontal de corte S_r , tomando en cuenta que no se debe exceder la distancia máxima especificada en 4.3.3.

4.3.3.2 Resistencia última

La cantidad de conectores que deben proveerse para el Estado límite de fatiga debe verificarse para asegurar que estos sean adecuados para la resistencia ultima. El número de conectores de corte requeridos deberá ser igual o mayor al siguiente:

$\triangleright N_1 = \frac{P}{\phi * S_u}$	Ec.17
---	--------------

Donde:

- N_1 : numero de conectores entre los puntos de máximo momento positivo y los apoyos extremos adyacentes;
- S_u : resistencia a la rotura del conector de corte considerado;
- ϕ : factor de reducción igual a 0,85;
- P : Fuerza actuante en la losa.

En el punto de máxima flexión positiva, la fuerza actuante en el plano entre la losa y la viga se tomará como el valor entre:

$$P = \min \{A_s * F_y ; 0,85 * f'_c * b * t_s\}$$

Donde:

- A_s : área total de la sección de acero;
- F_y : valor especificado del esfuerzo de fluencia del acero considerado;
- f'_c : resistencia máxima a la compresión del hormigón;
- b : ancho efectivo de la losa;
- t_s : espesor de la losa de hormigón.

La resistencia a la rotura de un conector de corte se determina como sigue:

➤ Tipo canal:

$\triangleright S_u = 145,9 * \left(h + \frac{t}{2}\right) * W * \sqrt{f'_c}$	Ec.18
---	--------------

➤ Pernos soldados (para $\frac{H}{d} \geq 4$):

$\triangleright S_u = 0,1816 * d^2 * \sqrt{f'_c * E_c} < 4218,4 * A_{sc}$	Ec.19
---	--------------

Donde:

- S_u : resistencia ultima de un conector de corte individual [Kgf];
- A_{sc} : área de la sección transversal de un conector de corte [cm^2];
- h : espesor medio del ala del conector canal [cm];
- t : espesor del alma del conector canal [cm];
- W : longitud de un conector de corte canal [cm].

La altura libre de la cubierta de hormigón sobre la parte superior de los conectores de corte no será inferior 50 [mm]. Además, los conectores de corte deben penetrar por lo menos 50 [mm] por encima del fondo de la losa y la distancia libre entre el borde de un ala de la viga y el borde de los conectores de corte será no inferior a 25 [mm]. Los conectores de corte no deben estar más cerca que 4 veces el diámetro de centro a centro.

4.3.4 Vigas compuestas (AASHTO Estándar 10.38)

Las vigas compuestas deben diseñarse y sus esfuerzos calculados mediante las ecuaciones de la flexión elástica y serán consistentes con las propiedades predeterminadas de los materiales involucrados.

El artículo 10.38.1.3 entrega la relación modular η entre el acero y el hormigón de peso normal para varias resistencias de diseño f'_c se muestran a continuación:

Tabla 11: Relación modular entre el acero y el hormigón (Fuente: AASHTO Estándar 2002)

$f'_c \left[\frac{kgf}{cm^2} \right]$	η
140 - 160	11
160 - 200	10
200 - 250	9
250 - 300	8
300 - 400	7

En 10.38.1.6 de la AASHTO Estándar (2002) se sugiere que para secciones compuestas de puentes de tramo simple y en las regiones de momento positivo en tramos continuos, estas de preferencia deben diseñarse tal que, el eje neutro se situé por debajo de la fibra superior de la viga de acero.

La resistencia de las vigas de acero debe estudiarse para la carga aplicada durante el tiempo de colocación del hormigón y antes de que este haya fraguado. La secuencia de vaciado se debe considerar para el cálculo de los momentos y cortes en la sección de acero sola.

4.3.4.1 Ancho efectivo de la losa de hormigón

En el análisis y diseño de vigas compuestas el ancho efectivo de la losa no deberá exceder lo siguiente:

- Un cuarto de la longitud de la viga;
- La distancia de centro a centro de las vigas;
- Doce veces el espesor mínimo de la losa.

4.4 Esfuerzos admisibles (ASD)

Se deben revisar los esfuerzos debido a la flexión y al corte en la condición de Servicio, además de verificar el rango de esfuerzos elásticos por flexión debido a la acumulación de esfuerzos por incursiones en el umbral de esfuerzos por carga móvil previstos en la vida de diseño del puente (condición de Fatiga).

4.4.1 Rango de esfuerzos admisibles por fatiga

La verificación de la fatiga tiene por objetivo limitar el desarrollo de grietas bajo cargas repetitivas y prevenir fracturas debido a los efectos de acumulación de esfuerzos en elementos de acero. La fractura debido a la fatiga ocurre a niveles de esfuerzo por debajo de la resistencia medida en pruebas uniaxiales. Con el eventual paso de camiones, se generan un número, relativamente, alto de esfuerzos fuera del rango permisible, y el daño se acumula en el tiempo hasta que, en cierto nivel aparecerá una grieta en el material en el punto donde se halle la concentración de esfuerzos, esta aumentara de tamaño a medida que se repiten los ciclos de esfuerzo hasta que el miembro se fracture. La norma Estándar no define una carga viva móvil de fatiga, pero establece que esta no debe superar al camión de diseño HS 20-44.

Para determinar el rango de esfuerzos permisibles, se establecen como parámetros el tipo de material y la localización de la eventual grieta, como por ejemplo el metal base de las alas de la sección de acero sujetas a esfuerzos axiales debido a la flexión, la soldadura de la conexión de los elementos de la sección metálica, el metal base de los diafragmas que trabajan axialmente y la soldadura que los conecta a los elementos principales, el acero y la soldadura de los refuerzos transversales y longitudinales conectados al alma de la viga, etc. Todas estas situaciones se clasifican en categorías las que determinan el umbral admisible de esfuerzos de fatiga. En la tabla 10.3.1B de la AASHTO Estándar (2002) se encuentra la descripción de todos los casos posibles y en la figura 10.3.1C del mismo documento se ilustran.

En la Tabla 12 se indican los esfuerzos admisibles de fatiga para la categoría de los detalles del puente. Para los elementos provistos con conectores de corte a lo largo de toda su longitud, el rango de esfuerzos puede calcularse utilizando la sección compuesta.

Para determinar la resistencia a la fatiga según la categoría de los detalles del puente, se consideró un factor de seguridad $\gamma = 1,5$.

Tabla 12: Umbral de esfuerzos de fatiga de amplitud constante

Categoría	Umbral $\left[\frac{Kgf}{cm^2}\right]$	$\frac{(\Delta F)_n}{\gamma} \left[\frac{Kgf}{cm^2}\right]$
A	1687,44	1124,96
B	1124,96	749,97
B'	843,72	562,48
C	703,1	468,73
C'	843,72	562,48
D	492,17	328,11
E	316,4	210,93
E'	182,81	121,87

En el análisis de fatiga según la norma Estándar, se consideró reducir la carga móvil HS 20-44 utilizando una relación de coeficientes de impacto, entre el impacto Estándar y el impacto LRFD para el Estado límite de Fatiga, tal como se muestra a continuación:

$$F.R = \frac{IM_{FAT,LRFD}}{IM_{Estandar}}$$

Este factor se aplicará a la sollicitación vehicular máxima por flexión.

4.4.2 Esfuerzos admisibles debido a la flexión y corte

Para los puentes en estudio, el esfuerzo de corte total en el alma de la viga bajo la carga de un solo camión se limitará según:

$\tau_v = 0,45 * F_y * C$	Ec.20
---------------------------	--------------

Considerando:

- Si: $\frac{D}{t_w} \leq 1,12 * \sqrt{\frac{E*k}{F_{yw}}} \leftrightarrow C = 1$
- Si: $1,12 * \sqrt{\frac{E*k}{F_{yw}}} < \frac{D}{t_w} \leq 1,4 * \sqrt{\frac{E*k}{F_{yw}}} \leftrightarrow C = \frac{1,12}{\frac{D}{t_w}} * \sqrt{\frac{E*k}{F_{yw}}}$
- Si: $\frac{D}{t_w} > 1,4 * \sqrt{\frac{E*k}{F_{yw}}} \leftrightarrow C = \frac{1,57}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} * \left(\frac{E*k}{F_{yw}}\right)$

Y que el coeficiente de pandeo por corte k se define para:

- Almas no reforzadas:

$$k = 5$$

- Almas reforzadas:

$$k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_o}{D}\right)^2}$$

- d_o : distancia entre refuerzos transversales

Como se mencionó en un comienzo, en las especificaciones de diseño por esfuerzos admisibles de la norma Estándar, se limitan los esfuerzos axiales en las alas debido a la flexión y por corte en el alma de la sección a un porcentaje del esfuerzo de fluencia del tipo de acero estructural considerado para las vigas, estos límites se muestran a continuación:

Tabla 13: Esfuerzos admisibles axiales y de corte AASHTO Estándar

Condición	Esfuerzo admisible
Esfuerzo axial en miembros sin orificios	$0,55 * F_y$
Corte en almas de la sección de vigas	$0,45 * C * F_y \leq 0,33 * F_y$

Capítulo 5: Especificaciones AASHTO LRFD de diseño para puentes

Por el año 1986, un grupo de expertos de la AASHTO analizó y concluyó que existían varias inconsistencias en la norma Estándar, precisando los casos particulares en que esta ya no sería aplicable, por ejemplo, puentes colgantes de grandes luces. Es así como, se decidió proponer una nueva normativa que, tomara como base a su antecesora, tanto la parte relacionada a la filosofía de diseño por esfuerzos admisibles como a la de factores de carga, y a su vez incluir un análisis estadístico más avanzado para determinar factores que se aplicaran en el diseño.

Para desarrollar este nuevo código, se estableció el índice de confiabilidad de la estructura β , el que depende de la variabilidad de las cargas aplicadas, de la resistencia de los materiales y considera el proceso constructivo del puente. Con este índice, se estableció la confiabilidad uniforme estructural base para dar luego con los factores que lo permitieran.

Las disposiciones de estas especificaciones están destinadas al diseño, evaluación y rehabilitación de puentes carreteros y establecen los requisitos mínimos necesarios para garantizar la seguridad pública. Los conceptos relativos a la seguridad se abarcan por medio de la redundancia y ductilidad y a través de la protección contra la socavación y colisión.

La metodología de diseño empleada en esta norma se basa en aplicar factores de mayoración a las cargas y de minoración a la resistencia de los elementos (*LRFD*). Estos factores se han desarrollado a partir de la teoría basada en el conocimiento estadístico actual de las cargas y del comportamiento estructural.

El método de diseño se basa en la verificación de Estados límites últimos para los elementos estructurales del puente, buscando satisfacer la condición de que las cargas de servicio mayoradas sean menores o iguales a la resistencia nominal minorada. Además, incluye una nueva forma de combinar el modelo de carga vehicular, estableciendo tres sistemas (HL-93) de cargas móviles: camión de diseño, tándem de diseño y la carga de faja o carril de diseño

5.1 Filosofía por factores de carga y resistencia

Procedimiento de diseño basado en un análisis estadístico que reemplaza al determinista de los esfuerzos admisibles. Siendo una extensión de la metodología que aplica factores solo a las cargas, se considera la variabilidad de las cargas, del comportamiento estructural y su finalidad es la verificación de que ningún elemento del puente sobrepase los Estados límites últimos establecidos.

La base teórica de la filosofía de diseño por factores de carga y resistencia se resume en:

$\eta * \sum \gamma_i * Q_i \leq \phi * R_n$	Ec.21
--	--------------

Donde:

- Q_i : efecto de las cargas;
- R_n : resistencia nominal;
- η : Factor de modificación de carga;
- γ_i : Factor de carga;
- ϕ : Factor de reducción de la resistencia.

5.2 Estados límites

Los puentes se diseñarán para los Estados límites establecidos para lograr los objetivos de constructibilidad, seguridad y serviciabilidad, es decir, proporcionar un puente capaz de soportar con seguridad las cargas de diseño durante una vida útil determinada. Independiente del tipo de análisis que se considere, la ecuación que rige la base teórica del diseño deberá cumplirse para todos los efectos de las fuerzas y sus combinaciones respectivas.

Todos los Estados límites se consideran de igual importancia y es requerido que cada componente y conexión no los supere.

5.2.1 Estado límite de Servicio

Considera restricciones a los esfuerzos por flexión en las alas de las secciones y la losa de hormigón armado y deformaciones en las vigas longitudinales.

Las combinaciones de cargas I y II asociadas a este Estado y utilizadas en este trabajo son:

$$\begin{aligned}\text{Servicio I: } & DC + DW + (LL + IM) \\ \text{Servicio II: } & DC + DW + 1,3 * (LL + IM)\end{aligned}$$

5.2.2 Estado límite de Fatiga y fractura

El Estado límite de Fatiga tiene por objeto restringir los esfuerzos por flexión en las secciones a corto plazo bajo cargas repetitivas, para evitar la falla durante la vida útil del puente. En este, se toman limitaciones en el rango de esfuerzos como resultado al paso de un único camión de diseño HS 20-44, pero con la separación máxima entre ejes traseros y adicionando los efectos dinámicos respectivos. El Estado límite de fractura se considerará como un conjunto de requisitos sobre resistencia de materiales de las Especificaciones sobre materiales de la AASHTO.

Las combinaciones de carga detalladas para este escenario son:

$$\begin{aligned}\text{Fatiga I: } & 1,5 * (LL + IM) \\ \text{Fatiga II: } & 0,75 * (LL + IM)\end{aligned}$$

5.2.2.1 Consideraciones para fatiga y fractura

Las especificaciones de la AASHTO LRFD para el diseño de puentes de acero disponen que, la fatiga se clasificará según si es provocada por la carga o por la distorsión. Cuando es inducida por la carga, el efecto de la fuerza considerado para el diseño de la fatiga de un puente será el rango de esfuerzos elásticos producidos por la carga viva respectiva. Los elementos y detalles susceptibles para fisurarse debido a la fatiga se agruparon en ocho categorías según su resistencia a la fatiga. En la tabla 6.6.1.2.3-1 de la AASHTO LRFD (2017) se ilustran y describen los detalles (tipo de material y zona de fisuración) más comunes en la construcción de puentes y se identifican los potenciales puntos de inicio de la grieta. Como ejemplos, en las siguientes Figuras se muestran los más comunes en relación con los elementos analizados y diseñados en este trabajo.

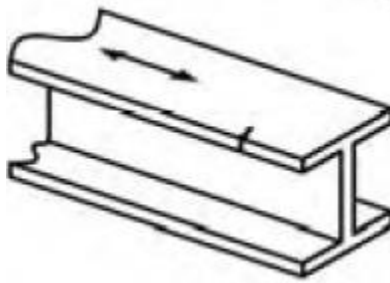


Figura 20: Fisura alejada de la conexión en el metal base del ala (Categoría A y B)

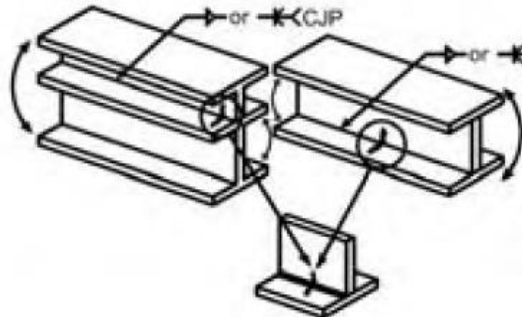


Figura 21: Fisura desde la cara interna de la soldadura hacia el metal base (Categoría B)

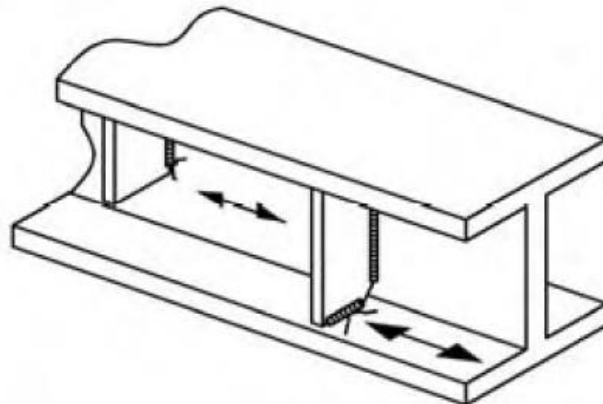


Figura 22: Fisura que inicia al final de la soldadura en la base del rigidizador transversal hacia el metal base (Categoría C')

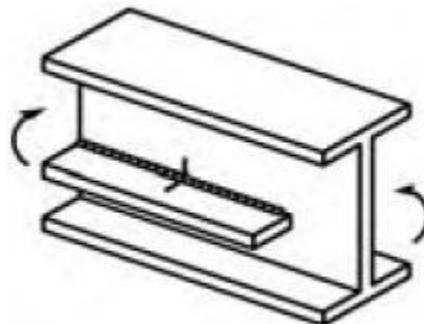


Figura 23: Fisura desde la cara interna de la soldadura de un rigidizador longitudinal hacia el metal base (Categoría B)

Por otro lado para la fractura, todos los componentes y conexiones longitudinales y vigas de piso transversales de la superestructura que soportan esfuerzos de tracción debido a la combinación de carga Resistencia I, requerirán ensayos de probeta Charpy para verificar los requerimientos adicionales en lo que se refiere a las propiedades de tenacidad y resiliencia del acero estructural que permiten que sea sometido a ciclos de carga, absorbiendo y regresando energía sin deformaciones permanentes. Estos requerimientos de impacto dependen del tipo de acero, tipo de construcción, tipo de unión (soldada o remachada) y el promedio mínimo de temperatura de servicio a la cual la estructura estará sujeta [2].

5.2.3 Estado límite de Resistencia

Busca asegurar que la resistencia y la estabilidad, tanto local como global, sean proporcionadas para resistir las combinaciones de cargas, estadísticamente importantes, a las que se prevé que el puente experimente en su vida diseñada.

El Estado límite de Resistencia considera la estabilidad o fluencia de cada elemento estructural. Además, en este Estado se pueden generar los daños estructurales más notorios, pero de igual forma este fue calibrado para que la estructura, en general, mantenga su integridad.

La combinación de carga I del Estado límite de Resistencia se describe a continuación:

$$\text{Resistencia I: } 1,25 * DC + 1,5 * DW + 1,75 * (LL + IM)$$

A continuación, desde el artículo 6.5.4.2 de la AASHTO LRFD (2017) se presentan los factores de reducción de la resistencia nominal:

Tabla 14: Factores de minoración de la resistencia nominal

Resistencia	ϕ_j
Flexión (f)	1
Corte (v)	1
Compresión sección de acero (c)	0,9
Compresión sección compuesta (c)	0,9
Tracción, fluencia sección bruta (y)	0,95
Conectores de corte (sc)	0,85

5.2.4 Estado límite de Eventos extremos

Este Estado se considera para asegurar la resistencia estructural durante un sismo o inundación, o colisiones de vehículos, embarcaciones o flujos de hielo. Cabe destacar que, los eventos extremos descritos se toman como sucesos únicos cuyo periodo de retorno suele ser, significativamente, mayor que la vida útil diseñada para el puente.

5.3 Factores modificadores de carga

Para determinar el factor de modificación de las cargas η , de la ecuación general que gobierna el diseño LRFD, se toman en consideración factores relacionados con la ductilidad, redundancia e importancia operacional de la estructura.

5.3.1 Ductilidad (AASHTO LRFD 1.3.3)

La respuesta más allá del límite elástico de los elementos estructurales o de las conexiones, puede presentar un comportamiento frágil o dúctil. Un comportamiento frágil es indeseable ya que, implica una pérdida repentina de la capacidad de carga inmediatamente después de que se sobrepase el límite elástico. Mientras que, un comportamiento dúctil se caracteriza por importantes deformaciones inelásticas antes de que se produzca cualquier pérdida de capacidad de carga. Bajo cargas sísmicas repetidas, los grandes ciclos inversos de deformación inelástica disipan la energía y tienen un efecto beneficioso en la supervivencia de la estructura. El factor que se relaciona con la ductilidad en el Estado límite de Resistencia es:

- $\eta_D \geq 1,05$ para elementos no dúctiles y conexiones;
- $\eta_D = 1$ para diseños convencionales;
- $\eta_D \geq 0,95$ para elementos y conexiones con ductilidad mayor a la especificada;
- Para los otros Estados límites: $\eta_D = 1$.

5.3.2 Redundancia (AASHTO LRFD 1.3.4)

La redundancia de un puente se puede definir como la capacidad del sistema estructural para soportar cargas después de un daño o un fallo de uno o más de sus elementos. Para cada combinación de carga y Estado límite considerado, la clasificación de la redundancia de los elementos (redundante o no redundante) debe basarse en la contribución de los elementos a la seguridad del puente.

A menos que exista una justificación adecuada, se deben utilizar estructuras continuas y con múltiples recorridos de cargas. Estas estructuras son capaces de soportar cargas, incluso, luego de la pérdida de un elemento o conexión importante.

El factor relacionado con la redundancia para el Estado límite de Resistencia es:

- $\eta_R \geq 1,05$ para componentes no redundantes;
- $\eta_D = 1$ para niveles convencionales de redundancia;
- $\eta_R \geq 0,95$ para niveles excepcionales de redundancia;
- Para los otros Estados límites: $\eta_D = 1$.

5.3.3 Importancia operacional (AASHTO LRFD 1.3.5)

Este criterio se basa en requerimientos sociales, de seguridad y defensa. El mandante podrá declarar que un puente o cualquier elemento estructural y su conexión como de prioridad operativa. Dicha clasificación debe ser realizada por el personal responsable de la red de transporte afectada y conoedor de sus necesidades operativas. Se deben considerar los siguientes puntos para clasificar los puentes como críticos o esenciales:

- Los puentes que deben estar abiertos al tráfico una vez diseñados e inspeccionados y que son utilizados por vehículos de emergencia para fines de seguridad, defensa y/o economía;
- Los puentes que, como mínimo, deben estar abiertos a vehículos de emergencia para fines de seguridad, defensa o económicos después de ser diseñados, y posteriormente abiertos a todo el tráfico.

Este criterio es aplicable en los Estados límites de Resistencia y Eventos extremos. Para el Estado límite de Resistencia se tiene:

- $\eta_I \geq 1,05$ para puentes de importancia;
- $\eta_R = 1$ para puentes típicos;
- $\eta_I \geq 0,95$ para puentes relativamente menos importantes;
- Para los otros estados limites: $\eta_I = 1$.

Finalmente, el factor de modificación de carga η , se define como:

- Cuando se requiera un valor máximo de γ_i : $\eta = \eta_D * \eta_R * \eta_I \geq 0,95$;
- Cuando se requiere un valor mínimo de γ_i : $\eta = \frac{1}{\eta_D * \eta_R * \eta_I} \leq 1$.

5.4 Diseño de losas de hormigón armado (AASHTO LRFD 9.7)

5.4.1 Tramos centrales (Método empírico AASHTO LRFD 9.7.2)

El espesor mínimo de la losa, excluyendo la superficie de desgaste no debe ser inferior a 17,5 [cm] y la normativa propone un método de diseño empírico, el que se basa en un refuerzo mínimo isotrópico, ya que una amplia investigación concluyó que, la principal acción estructural a través de la cual las losas resisten las cargas concentradas de las ruedas no es la flexión, sino un complejo estado de tensiones tipo membranas internas que definen un efecto de arco interno. La acción se desarrolla por las fuerzas de la membrana en el plano, las que son resultado del confinamiento lateral proporcionado por la losa de hormigón y los componentes que actúan de manera compuesta con esta. Sin embargo, este efecto de arco interno no es suficiente para resistir toda la carga de la rueda, quedando una parte a la flexión, para la cual la cantidad mínima de refuerzo isotrópico es más que suficiente. El acero tiene un doble propósito: proporcionar resistencia a la flexión local y el confinamiento global necesario para desarrollar el efecto de arco interno.

El diseño de losas de hormigón armado utilizando el concepto de la acción de arco interno dentro de las condiciones detalladas a continuación, ha sido verificado en un extenso análisis no lineal en elementos finitos (Hewitt y de V Batchelor, 1975; Fang et al. 1990).

El diseño empírico solo podrá utilizarse si se cumplen las siguientes condiciones:

- Los componentes resistentes son de hormigón o acero;
- El tablero se hormigona in – situ y se cura al agua;
- El tablero tiene un espesor uniforme, excepto en los bordes de las vigas y otras variaciones locales de espesor;
- La relación entre la longitud efectiva y el espesor de diseño debe satisfacer:

$\triangleright 6 \leq \frac{S_E}{e_L} \leq 18$	Ec.22
---	--------------

- El espesor del núcleo de la losa debe ser mayor a 10 [cm];
- La longitud efectiva S_E debe ser menor o igual a 4,1 [m];
- La longitud del voladizo debe ser mayor que cinco veces el espesor de la losa;
- La resistencia mínima a la compresión del hormigón debe ser de al menos 280 $\frac{Kgf}{cm^2}$;
- El tablero debe conformar un sistema compuesto con los elementos sobre los que se apoya.

Se deben proveer cuatro capas de refuerzo isotrópico, la armadura se debe colocar tan cerca de las superficies exteriores como el recubrimiento lo permita, y deberá estar en cada cara de la losa con las capas más externas colocadas en la dirección de la longitud efectiva.

La cantidad mínima de refuerzo para cada capa inferior y superior será la siguiente:

- Capa inferior: $5,715 \left[\frac{cm^2}{m} \right]$
- Capa superior: $3,81 \left[\frac{cm^2}{m} \right]$

El espaciamiento máximo será de 45 [cm] y el acero de refuerzo debe ser de una resistencia de al menos $4200 \left[\frac{kgf}{cm^2} \right]$.

5.4.2 Tramos de losa en voladizo (AASHTO LRFD Sección 13 Apéndice A.13.4)

Los tramos en voladizo de losa se diseñarán considerando el caso donde la carga vehicular se ubica sobre el voladizo a 30,5 [cm] de las barreras en el Estado límite de Resistencia. Se utilizará el método elástico para el análisis. Tomando el ancho equivalente del tablero desde la Tabla 15.

Tabla 15: Ancho equivalente de franja

Tipo de tablero: Hormigón	Dirección primaria de la franja relativa al tráfico	Ancho de la franja [m]
Colocado in- situ	Voladizo	$E = 1,143 + 0,833 * X$

Luego, el momento por carga móvil vehicular en el tramo en voladizo de losa es:

$\text{➤ } M_{LL} = \frac{P}{E} * X \left[\text{Tonf} * \frac{m}{m} \right]$	Ec.23
---	--------------

Donde:

- X : distancia en metros desde el punto de aplicación de la carga de rueda hasta el punto de apoyo del voladizo [m];
- E : ancho de la losa sobre el que se distribuye la carga de la rueda [m];
- P : carga de una rueda del eje trasero (7,26 [Tonf]).

5.5 Estructuras de acero (AASHTO LRFD Sección 6)

Esta sección cubre el diseño de los componentes de acero, empalmes y conexiones para estructuras de vigas. El diseño de basará en las propiedades mínimas de los aceros estructurales permitidos, los cuales no difieren a los de la norma Estándar.

Tabla 16: Tipos de aceros permitidos por la norma LRFD

Designación AASHTO	M 270 Grado 36	M 270 Grado 50	M 270 Grado 50W	M 270 Grado HPS70W	M 270 Grados 100/100W
Designación equivalente ASTM	A 709 Grado 36	A 709 Grado 50	A 709 Grado 50W	A 709 Grado HPS70W	A 709 Grados 100/100W
$F_u \left[\frac{Kgf}{cm^2} \right]$	4080	4570	4920	6330	7730/7030
$F_y \left[\frac{Kgf}{cm^2} \right]$	2530	3515	3515	4920	7030/6330

El comportamiento estructural de los componentes de acero, solo o en conjunto con otros materiales, deberá ser analizado para cada etapa que pueda ser crítica durante la construcción, manipulación, transporte y montaje, así como durante la vida útil de la estructura de la que forman parte. Los componentes estructurales deben ser proporcionados de manera tal que cumplan los requisitos de Resistencia, Eventos extremos, Servicio y el Estado límite de Fatiga.

5.5.1 Deflexión y contra- flecha

Durante la fabricación de las estructuras de acero se debe aplicar una contra- flecha para compensar la deflexión por carga muerta y la alineación vertical.

En la construcción por etapas, la secuencia de aplicación de la carga debe considerarse al determinar la contra flecha.

Para el cálculo de las deflexiones por carga móvil, se considerará la carga vehicular incluyendo los efectos dinámicos *IM*. El valor estimado de deflexión se tomará como el valor mayor del resultado de entre los siguientes casos de carga:

- El camión HS 20-44;
- La carga de faja sumada a un cuarto del camión HS 20-44.

Se sugieren los siguientes límites de deflexión por carga móvil más impacto para puentes carreteros de acero, aluminio u hormigón armado, siendo *L* la luz efectiva del puente.

Tabla 17: Deflexiones admisibles recomendadas LRFD

Tipo de carga	Deflexión admisible δ
Vehicular	$\frac{L}{800}$
Vehicular y peatonal	$\frac{L}{1000}$
Vehicular en voladizo	$\frac{L}{300}$
Vehicular y peatonal en voladizo	$\frac{L}{375}$

Considerando que, los modelos de puentes analizados y diseñados en este trabajo son vehiculares, se tiene el siguiente límite sugerido de deflexión:

$\triangleright \delta_{LL,ADM} = \frac{L}{800}$	Ec.24
--	--------------

5.5.2 Requerimientos geométricos mínimos

5.5.2.1 Luz efectiva del tramo

La AASHTO LRFD entrega criterios opcionales (los mismos de la norma Estándar) que se basan en una razón base entre la luz del tramo y la profundidad o altura de la viga compuesta.

Tabla 18: Peralte viga compuesta según luz del puente LRFD

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo al tablero)	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Acero	Profundidad total de la viga I compuesta	$0,04 * L$	$0,032 * L$
	Parte de la profundidad de la viga I compuesta	$0,033 * L$	$0,027 * L$
	Cerchas	$0,1 * L$	$0,1 * L$

5.5.2.2 Espesor mínimo del acero

El espesor del acero estructural, incluidos los refuerzos, perfiles transversales y todos los tipos de placas de refuerzo, excepto para almas de ciertas formas laminadas no deberá ser menor que 8 [mm]. Además, se considerará protección contra la corrosión o se especificará la pérdida del espesor producto de las fuerzas corrosivas.

5.5.3 Diseño de conectores de corte

La separación de los conectores de corte se determinará para satisfacer el Estado límite de Fatiga, mientras que el numero resultante de conectores no deberá ser inferior al número necesario para satisfacer el Estado límite de Resistencia.

La separación p de los conectores de corte deberá satisfacer:

$\triangleright p \leq \frac{n_o * Z_r}{V_{sr}}$	Ec.25
--	--------------

Donde:

- V_{sr} : Rango de corte horizontal de Fatiga por unidad de longitud.

Y se puede expresar como sigue:

$\triangleright V_{sr} = \sqrt{V_{fat}^2 + F_{fat}^2}$	Ec.26
--	--------------

Donde el rango de corte longitudinal de Fatiga por unidad de longitud V_{fat} se expresa como:

$\triangleright V_{fat} = \frac{V_f * Q}{I}$	Ec.27
--	--------------

En que:

- I : momento de inercia de la sección compuesta a corto plazo;
- n_o : número de conectores de corte en la sección transversal;
- p : distancia de los conectores de corte a lo largo del eje longitudinal;
- Q : primer momento del área transformada a corto plazo del tablero de hormigón con respecto al eje neutro de la sección compuesta;
- V_f : rango de fuerza de corte vertical bajo la aplicación de la combinación de carga de Fatiga I;
- Z_r : resistencia al corte por Fatiga de un conector de corte.

En el caso de puentes de tramos o segmentos rectos, el rango de corte radial de Fatiga F_{fat} , se puede tomar como cero. La separación de centro a centro de los conectores de corte no deberá exceder los 60 [cm] y no debe ser inferior a seis veces el diámetro de los pernos.

Los conectores de corte se colocarán transversalmente a través del ala superior de la sección de acero y pueden estar espaciados a intervalos regulares o variables. La distancia libre entre el borde del ala superior y el borde del conector de corte más próximo no deberá ser menor que 25 [mm].

5.5.3.1 Resistencia a la Fatiga

La resistencia al corte por Fatiga, Z_r en [Kgf], de un conector individual se tomará como:

- Para conectores de corte tipo perno:

Cuando la media de tráfico diario de camiones en un solo carril $ADTT_{SL}$ prevista para 75 años es mayor o igual a 960 camiones por día, se utilizará la combinación de carga Fatiga I y la resistencia al corte por fatiga para vida infinita se tomará como:

$\triangleright Z_r = 386,7 * d^2$	Ec.28
------------------------------------	--------------

- Para conectores de corte tipo canal:

Cuando la media de tráfico diario de camiones en un solo carril $ADTT_{SL}$ prevista para 75 años es mayor o igual a 1850 camiones por día, se utilizará la combinación de carga Fatiga I y la resistencia al corte por fatiga para vida infinita se tomará como:

$\triangleright Z_r = 375,015 * w$	Ec.29
------------------------------------	--------------

Donde:

- $ADTT_{SL}$: media de tráfico de camiones para un solo carril;
- d : diámetro del conector tipo perno [cm];
- N : número de ciclos;
- w : longitud del conector tipo canal medida transversalmente a la dirección del ala [cm].

5.5.3.2 Estado límite de Resistencia

La resistencia al corte de un conector individual Q_r , en el Estado límite de Resistencia, se tomará como:

➤ $Q_r = \phi_{sc} * Q_n$	Ec.30
---------------------------	--------------

Donde:

- Q_n : resistencia nominal al corte de un conector individual [Kgf];
- ϕ_{sc} : factor de resistencia para conectores de corte.

En el Estado límite de Resistencia, el número mínimo de conectores de corte n , en la región considerada se tomará como:

$$n = \frac{P}{Q_r}$$

Donde:

- P : Fuerza nominal de corte total;
- Q_r : resistencia factorizada de un conector de corte.

➤ Fuerza de corte nominal:

Para tramos simples y continuos la fuerza de corte nominal total P , entre el punto de máxima flexión por carga móvil de fatiga más impacto y cada punto de momento nulo, se tomará como:

➤ $P = \sqrt{P_p^2 + F_p^2}$	Ec.31
------------------------------	--------------

Donde:

- P_p : fuerza longitudinal total en el tablero de hormigón en el punto de máximo momento por carga viva más impacto. En que:

$$P_p = \min\{0,85 * f'_c * b_s * t_s ; F_{yw} * D * t_w + F_{yt} * b_{ft} * t_{ft} + F_{yc} * b_{fc} * t_{tf}\}$$

- F_p : fuerza radial total en el tablero de hormigón en el punto de máximo momento por carga viva más impacto (en puentes de tramo simple y recto, F_p puede tomarse igual a cero).
- b_s : ancho efectivo del tablero de hormigón [cm];
- t_s : espesor del tablero de hormigón [cm].

➤ Resistencia nominal al corte de conectores tipo perno:

La resistencia nominal al corte de un conector tipo perno incrustado en el tablero de hormigón se tomará como:

➤ $Q_n = 0,5 * A_{sc} * \sqrt{f'_c * E_c} \leq A_{sc} * F_u$	Ec.32
--	--------------

Donde:

- A_{SC} : área de la sección transversal del conector tipo perno [cm^2];
- E_c : modulo de elasticidad del hormigón del tablero [$\frac{Kgf}{cm^2}$];
- F_u : resistencia mínima a la tracción especificada para un conector de corte tipo perno [$\frac{Kgf}{cm^2}$].

➤ Resistencia nominal al corte de conectores tipo canal:

Para este tipo de conectores embebidos en la losa de hormigón, la resistencia nominal al corte se debe tomar como:

$\text{➤ } Q_n = 0,3 * (t_f + 0,5 * t_w) * L_c * \sqrt{f'_c * E_c}$	Ec.33
---	--------------

Donde:

- t_f : espesor del ala del conector tipo canal [cm];
- t_w : espesor del alma del conector tipo canal [cm];
- L_c : longitud del conector tipo canal [cm].

5.6 Elementos a flexión de sección I (AASHTO LRFD 6.10)

Estas disposiciones son aplicables a elementos compuesto de sección transversal simétrica respecto al eje vertical en el plano del alma de puentes rectos y cubren los efectos combinados de flexión en el eje principal y de la flexión lateral en el de las alas.

En la mayoría de los puentes rectos, los efectos de la flexión lateral del ala pueden ser causados por cargas de viento o esfuerzos de torsión por cargas excéntricas actuantes en partes de la losa en voladizo a lo largo de vigas exteriores. La flexión lateral de las alas suele ser más relevante durante la construcción, no así una vez finalizada.

5.6.1 Cálculo de esfuerzos elásticos por flexión

Los esfuerzos elásticos en cualquier punto de la sección compuesta se determinarán sumando los efectos causados por la secuencia de cargas aplicadas a las siguientes secciones por separado:

- Sección de acero;
- Sección compuesta a largo plazo;
- Sección compuesta a corto plazo.

5.6.1.1 Ancho efectivo del tablero de hormigón

El ancho efectivo o colaborante de la losa de hormigón ya sea en construcción compuesta o monolítica puede tomarse como el ancho tributario, perpendicular al eje del elemento, para determinar las propiedades de la sección transversal para el análisis y determinar la resistencia a flexión.

En sistemas de vigas compuestas el ancho efectivo del tablero de hormigón se puede tomar como la mitad de la distancia entre vigas o la mitad de la distancia a la viga adyacente más el voladizo. Esta suposición es conservadora para los componentes estructurales principales ya que, se espera que un ancho de losa mayor participe con las vigas principales.

5.6.2 Límites de proporción de la sección transversal

5.6.2.1 Almas sin refuerzo longitudinal

Para limitar la esbeltez del alma sin refuerzo longitudinal y no considerar el pandeo del alma por flexión en el diseño de secciones compuestas en flexión positiva, el alma de la sección debe ser proporcionada tal que:

$$\frac{D}{t_w} \leq 150$$

5.6.2.2 Almas con refuerzo longitudinal

Como límite práctico de esbeltez de almas con rigidizadores en su longitud, la normativa establece:

$$\frac{D}{t_w} \leq 300$$

Donde:

- D : profundidad libre del alma;
- t_w : espesor del alma.

5.6.2.3 Alas en compresión y tracción

Para asegurar que el ala no sufra distorsiones excesivas cuando se suelde el alma, se debe dar cumplimiento a la siguiente restricción:

$$\frac{b_f}{2 * t_f} \leq 12$$

Se considerará la importancia de la relación de aspecto de la sección transversal:

$$\frac{D}{b_f} \leq 6$$

Con la finalidad de garantizar que las alas provean algo de restricción al pandeo del alma por corte, el espesor debe satisfacer:

$$t_f \geq 1,1 * t_w$$

Para que las proporciones de las alas permitan la utilización de secciones de un manejo simple durante la construcción, estas deben satisfacer:

$$0,1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 10$$

Donde:

- b_f : ancho de las alas;
- t_f : espesor de las alas;
- I_{yc} : momento de inercia del ala de la sección de acero en compresión con respecto al eje vertical en el plano del alma;
- I_{yt} : momento de inercia del ala de la sección de acero en tracción con respecto al eje vertical en el plano del alma.

5.7 Verificación de Estados límites

El efecto total de la fuerza mayorada se tomará como:

$\triangleright Q = \sum \eta_i * \gamma_i * Q_i$	Ec.34
---	--------------

Donde

- η_i : factor de modificación de carga, relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operacional;
- γ_i : factor de carga, determinado estadísticamente;
- Q_i : efecto de la fuerza por las cargas.

5.7.1 Servicio

Se revisarán los límites recomendados presentados en 5.6.1 para las deformaciones elásticas.

En flexión, el esfuerzo de las alas de la viga compuesta debe satisfacer los siguientes requerimientos en Servicio, para evitar que las cargas de tráfico previstas provoquen deflexiones permanentes objetables que pudieran afectar el tránsito de vehículos:

- \triangleright Para la fibra superior del ala de acero en la sección compuesta:

$\triangleright f_f \leq 0,95 * R_h * F_{yf}$	Ec.35
---	--------------

- \triangleright Para la fibra inferior del ala de acero de la sección compuesta:

$\triangleright f_f + \frac{f_l}{2} \leq 0,95 * R_h * F_{yf}$	Ec.36
---	--------------

Donde:

- f_f : esfuerzo en el ala considerada debido a las cargas de Servicio II calculado sin considerar la flexión lateral del ala;
- f_l : esfuerzo en el ala considerada por flexión lateral en la sección por las cargas de Servicio II;
- R_h : Factor de hibridez (para secciones no híbridas se toma el valor de 1);
- F_{yf} : esfuerzo de fluencia del acero estructural.

Para secciones compuestas en flexión positiva, el esfuerzo longitudinal de compresión en la losa de hormigón debido a las cargas de Servicio II no puede exceder el 60% de la resistencia máxima a la compresión especificada.

5.7.2 Fatiga y fractura

El requisito de que en los puentes con alto volumen de tráfico el rango de esfuerzos máximos generados en el Estado límite de Fatiga sea menor que el umbral de Fatiga de amplitud constante proporciona una vida, teóricamente, infinita.

El criterio de diseño para el Estado límite de Fatiga inducida por la carga establece que, cada pieza deberá cumplir:

$\gamma * (\Delta f) \leq (\Delta F)_n$	Ec.37
---	--------------

Donde:

- γ : factor de carga para la combinación de carga para fatiga;
- (Δf) : rango de esfuerzos por carga viva debido al paso de la carga de fatiga;
- $(\Delta F)_n$: resistencia nominal a la fatiga.

5.7.2.1 Resistencia a la fatiga

El rango de esfuerzos máximos experimentado por los componentes será menor que el umbral de fatiga de amplitud constante. Estos límites se muestran a continuación:

- Para la combinación de cargas de Fatiga I y vida infinita:

$(\Delta F)_n = (\Delta F)_{TH}$	Ec.38
----------------------------------	--------------

- Para la combinación de cargas de Fatiga II y vida finita (75 años):

$(\Delta F)_n = \left(\frac{A}{N}\right)^{\frac{1}{3}}$	Ec.39
---	--------------

En que:

$$N = (365) * (75) * n * (ADTT)_{SL}$$

Donde:

- A : constante tomada desde la Tabla 19;
- n : numero de ciclos del rango de esfuerzos por paso del camión de Fatiga tomados desde la Tabla 20;
- $(ADTT)_{SL}$: tráfico promedio diario de camiones para un solo carril;
- $(\Delta F)_{TH}$: umbral de esfuerzos de Fatiga para amplitud constante tomado desde la Tabla 19.

A continuación, en la Tabla 20 se presentan los parámetros de diseño para Fatiga inducida por las cargas para la Categoría B de los detalles de los puentes en estudio.

Tabla 19: Categoría y parámetros para diseño de Fatiga inducida por las cargas (Fuente: AASHTO LRFD 2017).

Descripción	Categoría del detalle	$A \left[\frac{Kgf}{cm^2} \right]^3$	$(\Delta F)_{TH} \left[\frac{Kgf}{cm^2} \right]$	Punto de inicio de potencial grieta
Material en zonas alejadas de soldaduras				
<p>Metal base de acero autoprotegido sin pintar, con acabado de laminación o limpieza superficial, diseñado y detallado de acuerdo con la norma FHWA (1989).</p> <p>Bordes cortados con llama con un valor de rugosidad superficial de 25 micras o menos, pero sin esquinas entrantes.</p>	B	$4,17 * 10^{15}$	1120	Alejado de cualquier soldadura o conexión estructural.
Material conectado en juntas unidas mecánicamente				
<p>Metal base en la sección bruta de juntas con pernos de alta resistencia pretensionados, diseñadas como conexiones de deslizamiento crítico, con los pernos instalados en perforaciones taladradas al tamaño completo o subpunzonadas y rimadas a la medida.</p>	B	$4,17 * 10^{15}$	1120	A través de la sección bruta cercana a la perforación.
<p>Metal base en la sección neta de juntas con pernos de alta resistencia pretensionados, diseñadas como conexiones a aplastamiento, pero fabricadas e instaladas cumpliendo con todos los requisitos aplicables a juntas de deslizamiento crítico, con los pernos instalados en perforaciones taladradas al tamaño completo o subpunzonadas y rimadas a la medida.</p>	B	$4,17 * 10^{15}$	1120	A través de la sección neta con inicio al lado de la perforación.
Juntas soldadas entre componentes de perfiles armados				
<p>Metal base y metal de soldadura en miembros sin accesorios, armados a partir de láminas o perfiles unidos por soldaduras continuas.</p>	B	$4,17 * 10^{15}$	1120	Desde discontinuidades superficiales o internas en la soldadura, lejos del extremo de la soldadura.
<p>Metal base y metal de soldadura en cubreplacas soldadas sobre parte de su longitud con soldaduras de</p>	B	$4,17 * 10^{15}$	1120	Desde discontinuidades superficiales o internas en la

filete continuas, paralelas a la dirección del esfuerzo aplicado.				soldadura, lejos del extremo de la soldadura.
Metal base en donde terminan cubreplacas soldadas sobre parte de su longitud, con conexiones de extremo pernadas de deslizamiento crítico.	B	$4,17 * 10^{15}$	1120	En el patín, al final de la Soldadura longitudinal.
Uniones de rigidizadores soldados				
Metal base y metal de soldadura en un rigidizador longitudinal del alma o del ala de una sección en cajón, conectado por soldaduras de filete continuas y paralelas a la dirección del esfuerzo.	B	$4,17 * 10^{15}$	1120	Desde discontinuidades superficiales o internas en la soldadura, lejos del extremo de la soldadura.
Juntas soldadas transversales a la dirección de los esfuerzos primarios				
Metal base y metal de soldadura en, o adyacente a, empalmes a tope con soldaduras acanaladas de penetración completa, con la calidad de la soldadura verificada mediante ensayos no destructivos (END) y con las soldaduras pulidas a ras en dirección paralela a la dirección del esfuerzo.	B	$4,17 * 10^{15}$	1120	Desde discontinuidades internas en el metal de la soldadura o a lo largo del límite de la fusión o al principio de la transición.
Aditamentos soldados con carga transversal				
Metal base en un componente cargado longitudinalmente al cual se conecta un aditamento con carga transversal (por ejemplo, una placa de conexión lateral) unido por una soldadura paralela a la dirección del esfuerzo primario, incorporando un radio de transición $R \geq 60 [cm]$.	B	$4,17 * 10^{15}$	1120	Cerca del punto de tangencia del radio en el borde del componente cargado longitudinalmente o en el borde de la terminación de la soldadura cuando ésta no ha sido pulida.
Metal base en un aditamento cargado transversalmente (por ejemplo, una placa de conexión lateral) unido a un componente del mismo espesor cargado longitudinalmente por una soldadura acanalada de penetración completa paralela a la dirección del esfuerzo	B	$4,17 * 10^{15}$	1120	Cerca de los puntos de tangencia del radio o en la soldadura o en el límite de fusión del componente cargado longitudinalmente o del aditamento cargado

principal e incorporando un radio de transición R, con la calidad de la soldadura verificada mediante END y con acabado pulido en la terminación de la soldadura $R \geq 60$ [cm].				transversalmente en el borde de la soldadura, ya sea a lo largo del borde del componente cargado longitudinalmente o a lo largo del borde del aditamento cargado transversalmente
--	--	--	--	---

Mientras que, para el número de ciclos n por el paso del camión de Fatiga, se debe considerar lo siguiente:

Tabla 20: Ciclos por paso del camión n

Miembros longitudinales	Longitud del tramo	
	$> 12,2$ [m]	$\leq 12,2$ [m]
Tramo simple con vigas	1	2
Vigas continuas		
1) Cerca del apoyo interior	1,5	2
2) En otro lugar	1	2
Vigas en voladizo	5	
Cerchas	1	
Miembros transversales	Espaciamiento	
	$> 6,1$ [m]	$\leq 6,1$ [m]
	1	2

El tráfico promedio diario de camiones para un solo carril $ADTT_{SL}$ se puede estimar como sigue:

$\triangleright ADTT_{SL} = p * ADTT$	Ec.40
---------------------------------------	--------------

Donde:

- $ADTT$: número promedio de camiones por día en una vía;
- p : fracción de tráfico de camiones en una vía, especificado en la Tabla 21.

Tabla 21: Fracción de tráfico de camiones en una vía

Número de vías disponibles para los camiones	p
1	1
2	0,85
3 o mas	0,8

5.7.2.2 Requisitos especiales por Fatiga para almas

Con el fin de garantizar que no se produzca una flexión elástica importante del alma debido al corte y así esperar que el elemento sea capaz de soportar un número infinito de cargas menores sin que

se genere un agrietamiento por fatiga debido a este efecto. Los paneles de almas interiores con refuerzo transversal, reforzadas o no longitudinalmente, deben satisfacer el siguiente requerimiento:

$\triangleright V_u \leq V_{cr}$	Ec.41
----------------------------------	--------------

Donde:

- V_u : fuerza de corte en el alma de la sección considerada debido a las cargas permanentes sin mayorar más las cargas de fatiga mayoradas;
- V_{cr} : resistencia al pandeo por corte.

La resistencia nominal al corte de almas con o sin rigidizadores debe tomarse como:

$$V_n = V_{cr} = C * V_p$$

En que:

$$V_p = 0,58 * F_{yw} * D * t_w$$

Donde:

- C : relación entre la resistencia al pandeo por corte y la resistencia a la fluencia por corte, determinada como se muestra en 5.9.2.

5.7.2.3 Fractura

Los aceros serán de resiliencia garantizada y se podrán usar aceros equivalentes siempre y cuando sean de resiliencia certificada, o ésta sea homologada con ensayos de probeta Charpy, con probetas según ASTM E23-96 y frecuencia de ensayos según ASTM A673-95 [4]. La temperatura a la cual se deben realizar los ensayos y los valores mínimos que deben cumplir se encuentran en la especificación ASTM A709/A709M-97A para las tres zonas de temperatura definidas en la Tabla 22.

Tabla 22: Designación de zonas de temperatura para ensayos de probeta Charpy (Fuente: AASHTO LRFD 2017)

Designación de zona	Temperatura mínima de Servicio	
	°F	°C
1	0°F y superior	-18°C y superior
2	-1°F a -30°F	-19°C a -34°C
3	-31°F a -60°F	-35°C a -51°C

5.7.3 Resistencia

La finalidad de la verificación de este estado límite es determinar la compacidad de la sección, es decir la capacidad de plastificación de la sección de acero y que el hormigón se encuentre bajo un esfuerzo de compresión constante.

5.7.3.1 Secciones compuestas a flexión positiva

Las secciones compuestas en puentes rectos que cumplan los requisitos siguientes se consideraran secciones compactas:

- El esfuerzo de fluencia mínimo para las alas no debe exceder los 5000 $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$;
- El alma debe satisfacer los requisitos de proporción descritos en 5.6.2;
- La sección debe satisfacer el límite de esbeltez para el alma en la condición plástica:

$\triangleright \frac{2 \cdot D_{cp}}{t_w} \leq 3,76 * \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$	Ec.42
---	--------------

Donde:

- D_{cp} : profundidad del alma en compresión en la distribución plástica de esfuerzos de la sección transversal compuesta.

En caso de que la sección compuesta en flexión positiva no cumpla con el límite para el esfuerzo de fluencia del ala o con el de proporción para el alma, deben diseñarse como secciones no compactas.

5.8 Resistencia a la flexión de secciones compuestas

La resistencia a flexión de una sección compuesta se determinará según si esta es compacta o no. En el caso de secciones compactas, la resistencia a flexión positiva se puede estimar de forma precisa basándose en el cálculo de momentos según la teoría plástica.

En paralelo, para secciones no compactas, la resistencia se determinará por medio del cálculo de los esfuerzos elásticos en las alas considerando (si corresponde) los efectos de la técnica constructiva de apuntalamiento.

Cabe destacar que, independiente de la compacidad de la sección se debe dar cumplimiento al requerimiento de ductilidad especificado a continuación, para garantizar una falla dúctil de la sección. El cumplimiento de este requisito garantiza un margen de seguridad adecuado contra el aplastamiento prematuro del tablero de hormigón. Además, es un límite clave para no considerar el pandeo del alma en el diseño de secciones compuestas en flexión positiva.

$\triangleright D_p \leq 0,42 * D_t$	Ec.43
--------------------------------------	--------------

Donde:

- D_p : distancia desde la fibra superior del tablero de hormigón hasta el eje neutro de la sección compuesta en la condición plástica;
- D_t : profundidad total de la sección compuesta.

5.8.1 Cálculos fundamentales para elementos en flexión (Apéndice D.6 LRFD)

5.8.1.1 Momento plástico en secciones compuestas

El momento plástico M_p de la sección se calculará como el momento de las fuerzas plásticas en torno al eje neutro plástico. Los esfuerzos plásticos correspondientes a las partes de acero de la sección compuesta se calcularán suponiendo la fluencia de las alas, el alma y el acero de refuerzo, según corresponda. Mientras que, el cálculo de los esfuerzos plásticos en el hormigón de la sección compuesta se puede basar en un bloque rectangular equivalente de esfuerzos en compresión de magnitud constante igual al 85% de la resistencia máxima a la compresión del hormigón considerado. Además, no se tendrá en cuenta el hormigón sometido a tracciones.

Se siguió el siguiente procedimiento para determinar el momento plástico de una sección compuesta en flexión positiva:

- Determinar si el eje neutro plástico se posiciona en el alma, ala superior o losa de hormigón, a través del cálculo de las fuerzas en los elementos de la sección y verificando (según Tabla 23) si la fuerza resultante en la sección es de compresión o tracción;
- Calcular la ubicación exacta del eje neutro plástico dentro del elemento determinado en el paso anterior;
- Calcular M_p , según las ecuaciones mostradas en la Tabla 23.

Las fuerzas en el refuerzo longitudinal de la losa se pueden despreciar de manera conservadora en el análisis. Todas las fuerzas y dimensiones de los elementos se deben tomar como positivas y las condiciones (Casos del I al VII) para determinar la ubicación del ENP y de M_p se presentan en la Tabla 23. Considerando los siguientes casos en la sección transversal considerada:

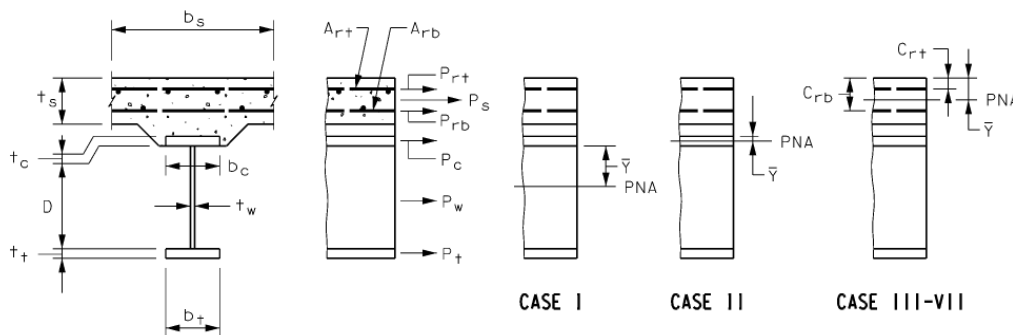


Figura 24: Casos plastificación de la sección a flexión positiva (Fuente: AASHTO LRFD, 2017)

Tabla 23: Casos de eje neutro y momento plástico para flexión positiva

Caso	ENP	Condición	\bar{Y} & M_p
I	En el alma	$P_t + P_w \geq P_c + P_s + P_{rb} + P_{rt}$	$\bar{Y} = \left(\frac{D}{2}\right) \left(\frac{P_t - P_c - P_s - P_{rt} - P_{rb}}{P_w} + 1\right);$ $M_p = \left(\frac{P_w}{2D}\right) (\bar{Y}^2 + (D - \bar{Y})^2) + P_s d_s + P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_t d_t$
II	En el ala superior	$P_t + P_w + P_c \geq P_s + P_{rb} + P_{rt}$	$\bar{Y} = \left(\frac{t_c}{2}\right) \left(\frac{P_w + P_t - P_s - P_{rt} - P_{rb}}{P_c} + 1\right);$ $M_p = \left(\frac{P_c}{2t_c}\right) (\bar{Y}^2 + (t_c - \bar{Y})^2) + P_s d_s + P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_w d_w + P_t d_t$
III	En la losa, bajo P_{rb}	$P_t + P_w + P_c \geq \left(\frac{C_{rb}}{t_s}\right) P_s + P_{rb} + P_{rt}$	$\bar{Y} = (t_s) \left(\frac{P_c + P_w + P_t - P_{rt} - P_{rb}}{P_s}\right);$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) + P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t$
IV	En la losa, en P_{rb}	$P_t + P_w + P_c + P_{rb} \geq \left(\frac{C_{rb}}{t_s}\right) P_s + P_{rt}$	$\bar{Y} = C_{rb};$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) + P_{rt} d_{rt} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t$
V	En la losa, bajo P_{rt} y sobre P_{rb}	$P_t + P_w + P_c + P_{rb} \geq \left(\frac{C_{rt}}{t_s}\right) P_s + P_{rt}$	$\bar{Y} = (t_s) \left(\frac{P_{rb} + P_c + P_w + P_t - P_{rt}}{P_s}\right);$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) + P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t$
VI	En la losa, en P_{rt}	$P_t + P_w + P_c + P_{rb} + P_{rt} \geq \left(\frac{C_{rt}}{t_s}\right) P_s$	$\bar{Y} = C_{rt};$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t$
VII	En la losa, sobre P_{rt}	$P_t + P_w + P_c + P_{rb} + P_{rt} < \left(\frac{C_{rb}}{t_s}\right) P_s$	$\bar{Y} = (t_s) \left(\frac{P_{rb} + P_c + P_w + P_t + P_{rt}}{P_s}\right);$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) + P_{rt} d_{rt} + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t$

De manera análoga para secciones compuestas en flexión negativa, los casos más comunes son:

Tabla 24: Casos eje neutro y momento plástico para flexión negativa

Caso	ENP	Condición	\bar{Y} & M_p
I	En el alma	$P_c + P_w \geq P_t + P_{rb} + P_{rt}$	$\bar{Y} = \left(\frac{D}{2}\right) \left(\frac{P_c - P_t - P_{rt} - P_{rb}}{P_w} + 1\right);$ $M_p = \left(\frac{P_w}{2D}\right) (\bar{Y}^2 + (D - \bar{Y})^2) + P_{rt}d_{rt} + P_{rb}d_{rb} + P_c d_c + P_t d_t$
II	En el ala superior	$P_c + P_w + P_t \geq P_{rb} + P_{rt}$	$\bar{Y} = \left(\frac{t_t}{2}\right) \left(\frac{P_w + P_c - P_{rt} - P_{rb}}{P_t} + 1\right);$ $M_p = \left(\frac{P_t}{2t_t}\right) (\bar{Y}^2 + (t_t - \bar{Y})^2) + P_s d_s + P_{rt}d_{rt} + P_{rb}d_{rb} + P_w d_w + P_c d_c$

Tomando en cuenta los siguientes casos:

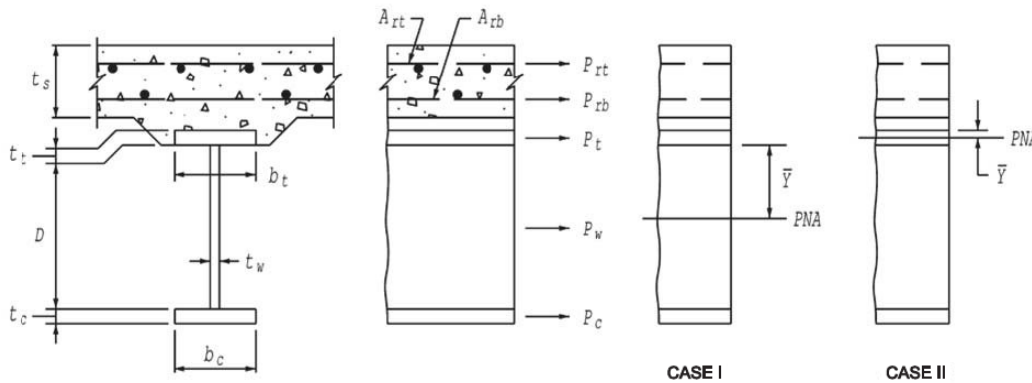


Figura 25: Casos plastificación de la sección a flexión negativa (Fuente: AASHTO LRFD, 2017)

En donde, para las fuerzas de:

- Refuerzo longitudinal superior en la losa de hormigón:

- $P_{rt} = F_{yrt} * A_{rt}$

Donde:

- F_{yrt} : tensión de fluencia del acero de refuerzo;
- A_{rt} : área total del acero de refuerzo superior dentro del ancho efectivo considerado.

- Losa de hormigón:

- $P_s = 0,85 * f'_c * b_s * t_s$

Donde:

- b_s : ancho efectivo de la losa considerado;
- t_s : espesor de la losa.

- Refuerzo longitudinal inferior en la losa de hormigón:

- $P_{rb} = F_{yrb} * A_{rb}$

Donde:

- F_{yb} : tensión de fluencia del acero de refuerzo;
- A_{rb} : área total del acero de refuerzo inferior dentro del ancho efectivo considerado.

➤ Ala superior de la sección de acero:

- $P_c = F_{yc} * b_c * t_c$

Donde:

- F_{yc} : tensión de fluencia del acero del ala superior;
- b_c : ancho del ala superior;
- t_c : espesor del ala superior.

➤ Alma de la sección de acero:

- $P_w = F_{yt} * D * t_w$

Donde:

- D : profundidad libre del alma, entre las alas de la sección de acero;
- t_w : espesor del alma de la sección de acero.

➤ Ala inferior de la sección de acero

- $P_t = F_{yt} * b_t * t_t$

Donde:

- b_t : ancho del ala inferior;
- t_t : espesor del ala inferior.

5.8.1.2 Momento de fluencia en secciones compuestas

El momento de fluencia de una sección compuesta a flexión positiva se considerará como la suma de los momentos aplicados por separado a la sección de acero sola y a las secciones compuestas a corto y largo plazo para provocar la primera fluencia en cualquiera de las alas de acero en el Estado límite de Resistencia.

El momento de fluencia M_y se puede determinar de la siguiente manera:

- Calcular el momento M_{D1} provocado por la carga permanente mayorada antes de que el tablero de hormigón endurezca o conforme la sección compuesta. Aplicar este momento a la sección de acero;
- Calcular el momento M_{D2} causado por el resto de la carga permanente mayorada. Aplicar este momento a la sección compuesta a largo plazo;
- Calcular el momento adicional M_{AD} , el que se debe aplicar a la sección compuesta a corto plazo para provocar la fluencia nominal en cualquiera de las alas de acero;
- El momento de fluencia será la suma del momento final por carga permanente más el momento adicional.

De manera simbólica, el procedimiento es:

1. Despejar M_{AD} desde la ecuación:

$$F_{Xf} = \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} + \frac{M_{AD}}{S_{ST}}$$

2. Entonces, calcular:

➤ $M_y = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD}$	Ec.44
------------------------------------	--------------

Donde:

- S_{NC} : módulo de la sección no compuesta (solo acero);
- S_{ST} : módulo de la sección compuesta a corto plazo;
- S_{LT} : módulo de la sección compuesta a largo plazo;
- M_{D1}, M_{D2} y M_{AD} : momentos debido a las cargas mayoradas aplicadas a las secciones correspondientes.

M_y se tomará como el menor de los valores calculados para el ala en compresión o el ala en tracción.

Para secciones compuestas a flexión negativa, se sigue el mismo procedimiento anteriormente presentado, salvo que la sección compuesta, tanto para los momentos a corto y largo plazo estará formada por la sección de acero y el refuerzo longitudinal dentro del ancho efectivo del tablero de hormigón. Por lo tanto, $S_{LT} = S_{ST}$.

De igual forma, M_{yt} se tomará con respecto al ala en tracción o el refuerzo longitudinal, el que alcance primero la fluencia.

5.8.1.3 Profundidad del alma en compresión en la distribución elástica de esfuerzos

En secciones compuestas a flexión positiva, la profundidad del alma en compresión en el rango elástico D_c , será la altura sobre la cual la suma algebraica de los esfuerzos en el acero, en las secciones compuestas a corto y largo plazo producto de las cargas muertas y vivas (incluyendo el impacto) resulta en compresión.

En lugar de calcular D_c para secciones en flexión positiva desde el perfil de esfuerzos, la siguiente ecuación es de utilidad:

➤ $D_c = \left(-\frac{f_c}{ f_c + f_t} \right) * d - t_{fc} \geq 0$	Ec.45
---	--------------

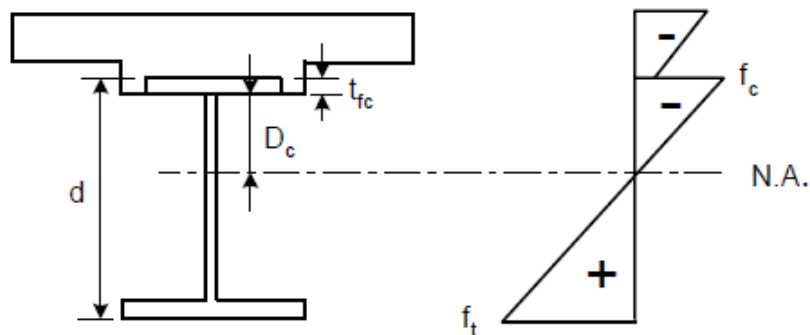


Figura 26: Distribución elástica de esfuerzos en la sección (Fuente: AASHTO LRFD, 2017)

Donde:

- d : altura de la sección de acero;
- f_c : suma de los esfuerzos en el ala en compresión causada por la secuencia de cargas en las secciones respectivas. Se debe considerar como negativo cuando el esfuerzo es de compresión. La flexión lateral en las alas se desprecia en estos cálculos;
- f_t : La suma de los esfuerzos en el ala en tracción causados por las diferentes cargas. La flexión lateral del ala no se tendrá en cuenta en estos cálculos.

De acuerdo con las especificaciones de la AASHTO LRFD, para secciones compuestas en flexión positiva, la ecuación presentada solo se debe aplicar para verificar el pandeo del alma en el Estado límite de servicio y para calcular el factor R_b en el Estado límite de resistencia para las secciones que requieren rigidizadores longitudinales en el alma.

5.8.1.4 Profundidad del alma en compresión en la distribución plástica de esfuerzos

En secciones compuestas a flexión positiva, la profundidad del alma en compresión, D_{cp} , en la plastificación de la sección se tomará como:

$\triangleright D_{cp} = \frac{D}{2} * \left(\frac{F_{yt} * A_t - F_{yc} * A_c - 0,85 * f'_c * A_L - F_{yrs} * A_{rs}}{F_{yw} * A_w} + 1 \right)$	Ec.46
--	--------------

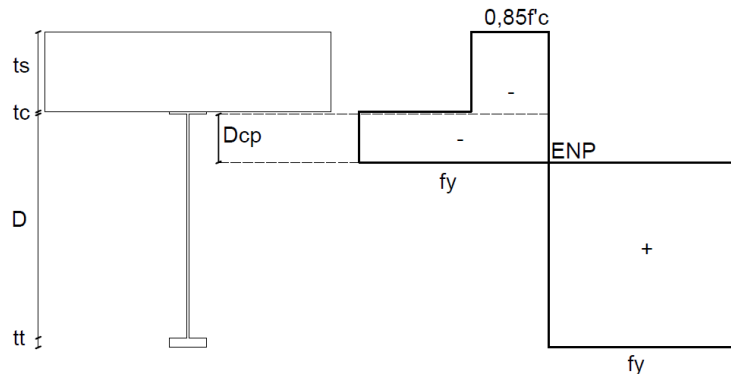


Figura 27: Altura del alma comprimida en la distribución plástica de esfuerzos

Donde:

- A_c : área del ala en compresión;
- A_{rs} : área total del refuerzo longitudinal dentro del ancho efectivo del tablero de hormigón;
- A_s : área del tablero de hormigón;
- A_t : área del ala en tracción;
- A_w : área del alma;
- F_{yrs} : esfuerzo de fluencia especificado para el acero de refuerzo.

Para los otros casos de secciones compuestas en flexión positiva se debe considerar: $D_{cp} = 0$.

En secciones compuestas en flexión negativa, para los casos de la Tabla 24 en que el eje neutro plástico se encuentre en el alma de la sección, se considerará:

$\triangleright D_{cp} = \frac{D}{2 * A_w * F_{yw}} * (F_{yt} * A_t + F_{yw} * A_w + F_{yrs} * A_{rs} - F_{yc} * A_c)$	Ec.47
--	--------------

Para todos los otros casos de secciones compuestas en flexión negativa, la altura del alma comprimida D_{cp} será igual a la altura del alma (distancia libre entre las alas).

5.8.2 Secciones compactas

En el estado límite de Resistencia, la sección debe satisfacer:

$\triangleright M_u + \frac{1}{3} * f_l * S_{xt} \leq \phi_f * M_n$	Ec.48
---	--------------

Donde:

- ϕ_f : Factor de resistencia a la flexión;
- M_n : resistencia nominal de la sección a la flexión;
- S_{xt} : modulo elástico de la sección con respecto al eje principal del ala en tracción tomado como M_{yt}/F_{yt} ;
- M_{yt} : momento de fluencia con respecto al ala en tracción;
- f_l : esfuerzo de flexión lateral de las alas;
- M_u : momento flector con respecto al eje principal.

Esta ecuación aborda la influencia de la flexión lateral en el ala en tracción, representada por el esfuerzo lateral del ala f_l calculado elásticamente, combinada con el momento flector en el eje principal M_u .

El esfuerzo de flexión lateral f_l , en alas reforzadas continuamente se puede considerar nulo.

5.8.2.1 Resistencia nominal a la flexión

La resistencia nominal a la flexión de la sección compuesta dependerá de la distancia desde la fibra superior de la losa de hormigón hasta la ubicación del eje neutro plástico en comparación con una fracción de la altura o profundidad total de la sección. Entonces:

$$\triangleright \text{Si, } D_p \leq 0,1 * D_t \leftrightarrow M_n = M_p$$

De otra forma:

$$\triangleright M_n = M_p * \left(1,07 - 0,7 * \frac{D_p}{D_t}\right)$$

Donde:

- D_p : distancia desde la fibra superior del tablero de hormigón hasta el eje neutro plástico en la sección compuesta;
- D_t : profundidad total de la sección compuesta;
- M_p : momento plástico de la sección compuesta.

5.8.3 Secciones no compactas

Para el Estado límite de Resistencia, las secciones no compactas deben satisfacer las restricciones a los esfuerzos axiales en las alas.

- Para el ala en compresión:

➤ $f_{bu} \leq \phi_f * F_{nc}$	Ec.49
---------------------------------	--------------

Donde:

- ϕ_f : factor de resistencia a la flexión;
- f_{bu} : esfuerzo en el ala calculado sin considerar la flexión lateral;
- F_{nc} : resistencia elástica nominal a la flexión del ala en compresión.

- Para el ala en tracción:

➤ $f_{bu} + \frac{1}{3} * f_l \leq \phi_f * F_{nt}$	Ec.50
---	--------------

Donde:

- F_{nt} : resistencia elástica nominal a la flexión del ala en tracción;

De igual manera que en la verificación del Estado límite de Servicio, para el Estado límite de Resistencia las secciones no compactas deben cumplir con que el esfuerzo longitudinal de compresión máximo en la losa de hormigón no exceda: $0,6 * f'_c$.

5.8.3.1 Resistencia nominal a la flexión

- Para alas en compresión, se considerará:

➤ $F_{nc} = R_b * R_h * F_{yc}$	Ec.51
---------------------------------	--------------

Donde:

- R_b : factor de reducción de carga en el alma. (AASHTO LRFD 6.10.1.10.2)

- Para alas en tracción:

➤ $F_{nt} = R_h * F_{yt}$	Ec.52
---------------------------	--------------

5.9 Resistencia al corte (AASHTO LRFD 6.10.9)

En el Estado límite de Resistencia, los paneles de almas rectas y curvas deberán cumplir:

➤ $V_u \leq \phi_v * V_n$	Ec.53
---------------------------	--------------

Donde:

- V_u : fuerza de corte en el alma de la sección considerada debido a las cargas mayoradas;
- ϕ_v : factor de resistencia al corte;
- V_n : resistencia nominal al corte para almas con o sin refuerzos.

5.9.1 Resistencia nominal al corte de almas no reforzadas

La resistencia nominal al corte de almas sin refuerzo se tomará como:

$$V_n = V_{cr} = C * V_p$$

Considerando:

$$V_p = 0,58 * F_{yw} * D * t_w$$

Donde:

- C : relación entre la resistencia al corte por pandeo y el corte elástico, determinada como se muestra en 5.9.2 (considerar un valor de coeficiente de pandeo $k = 5$ para almas no reforzadas);
- V_{cr} : resistencia al pandeo por corte;
- V_n : resistencia nominal al corte;
- V_p : fuerza de corte plástica.

5.9.2 Resistencia nominal al corte de almas reforzadas

Para garantizar la capacidad del alma de desarrollar resistencia al corte después del pandeo debido al campo de tracciones, la sección a lo largo de todo el panel debe proporcionarse tal que se cumpla con:

$\triangleright 2 * D * \frac{t_w}{b_{fc} * t_{fc} + b_{ft} * t_{ft}} \leq 2,5$	Ec.54
---	--------------

Luego, la resistencia al corte debe tomarse como:

$$V_n = V_p * \left(C + \frac{0,87 * (1 - C)}{\sqrt{1 + \left(\frac{d_o}{D}\right)^2}} \right)$$

Considerando:

$$V_p = 0,58 * F_{yw} * D * t_w$$

Donde:

- d_o : espaciamento entre refuerzos transversales.

La relación entre la resistencia al pandeo por corte y la resistencia elástica al corte C , queda definida por:

$$\triangleright \text{Si: } \frac{D}{t_w} \leq 1,12 * \sqrt{\frac{E * k}{F_{yw}}} \leftrightarrow C = 1$$

$$\text{➤ Si: } 1,12 * \sqrt{\frac{E*k}{F_{yw}}} < \frac{D}{t_w} \leq 1,4 * \sqrt{\frac{E*k}{F_{yw}}} \leftrightarrow C = \frac{1,12}{\frac{D}{t_w}} * \sqrt{\frac{E*k}{F_{yw}}}$$

$$\text{➤ Si: } \frac{D}{t_w} > 1,4 * \sqrt{\frac{E*k}{F_{yw}}} \leftrightarrow C = \frac{1,57}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} * \left(\frac{E*k}{F_{yw}}\right)$$

Considerando que el coeficiente de pandeo por corte se define:

$$k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_o}{D}\right)^2}$$

En caso de no cumplir con los requisitos de proporción de la sección del panel, la resistencia nominal al corte se considerará:

$$V_n = V_p * \left(C + \frac{0,87 * (1 - C)}{\sqrt{1 + \left(\frac{d_o}{D}\right)^2 + \frac{d_o}{D}}}\right)$$

Para paneles extremos, la resistencia nominal al corte del alma se tomará:

$$V_n = V_{cr} = C * V_p$$

El espaciamiento entre los refuerzos transversales de los paneles extremos con o sin refuerzo longitudinal no debe exceder $1.5 * D$.

Capítulo 6: Diseño de las superestructuras

En este capítulo se presenta la verificación del diseño, por medio de la norma AASHTO Estándar y LRFD, de las superestructuras de los modelos de puente de 15 [m], 25 [m] y 40 [m] de luz. Cada modelo de estudio se diseñó con tableros de 3,4 y 5 vigas y distintos espesores de la losa de hormigón. Se revisan las limitaciones a las proporciones geométricas establecidas por ambas normas. Se verifican los límites a los esfuerzos elásticos, especificados en la norma Estándar, en la fase constructiva y en la etapa de Servicio en las secciones. De igual forma, se verifican las disposiciones y especificaciones de los Estados límites de Servicio, Resistencia y Fatiga de la norma LRFD.

6.1 Materiales considerados y sus propiedades

Para el diseño se consideró, un hormigón G-30 para el tablero, un acero A630-420H para el refuerzo longitudinal en la losa y un acero estructural ASTM A572 Gr 50 para el sistema de vigas de la superestructura. Las propiedades mecánicas de los materiales considerados se presentan en las siguientes tablas:

Tabla 25: Propiedades mecánicas de los tipos de aceros

Acero	A630-420H	ASTM A572 Gr 50
$E \left[\frac{Kgf}{cm^2} \right]$	2100000	2100000
$\gamma \left[\frac{Tonf}{m^3} \right]$	7,85	7,85
$F_y \left[\frac{Kgf}{cm^2} \right]$	4200	3515
$F_u \left[\frac{Kgf}{cm^2} \right]$	6300	4591

Tabla 26: Propiedades mecánicas del hormigón

Hormigón	G-30
$E \left[\frac{Kgf}{cm^2} \right]$	261540
$\gamma \left[\frac{Tonf}{m^3} \right]$	2,5 – 2,4
$f'_c \left[\frac{Kgf}{cm^2} \right]$	300

6.2 Diseño según la norma AASHTO Estándar

A continuación, se presenta el análisis y diseño de las superestructuras de los modelos de puentes según el criterio de esfuerzos admisibles (ASD). Se muestran las cargas y solicitaciones resultantes según esta metodología, y se verifican los esfuerzos de trabajo en la losa de hormigón armado y en la sección de acero en las etapas constructiva y de servicio, además se revisan los esfuerzos de fatiga con respecto al umbral de esfuerzos admisibles especificados en la norma y se

realiza el control de deflexiones para cada modelo. Paralelamente se verifican las restricciones a las proporciones geométricas de los modelos de puentes.

6.2.1 Dimensionamiento de vigas de los modelos

En las siguientes Tablas se presenta el dimensionamiento (**en metros**) de las secciones de acero de las vigas de cada modelo de puente. Se consideró un espesor de losa de 23 [cm] para todos los casos de estudio.

Tabla 27: Vigas metálicas de los modelos de luz 15 [m]

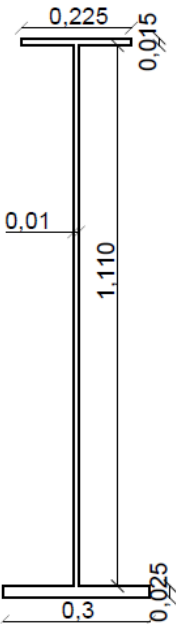
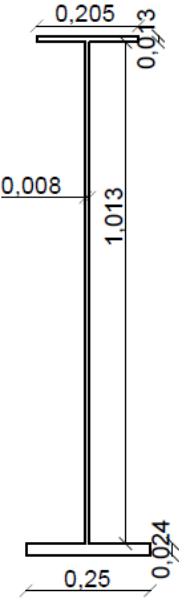
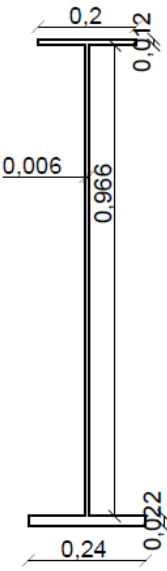
$N_v = 3$	$N_v = 4$	$N_v = 5$
		

Tabla 28: Vigas metálicas de los modelos de luz 25 [m]

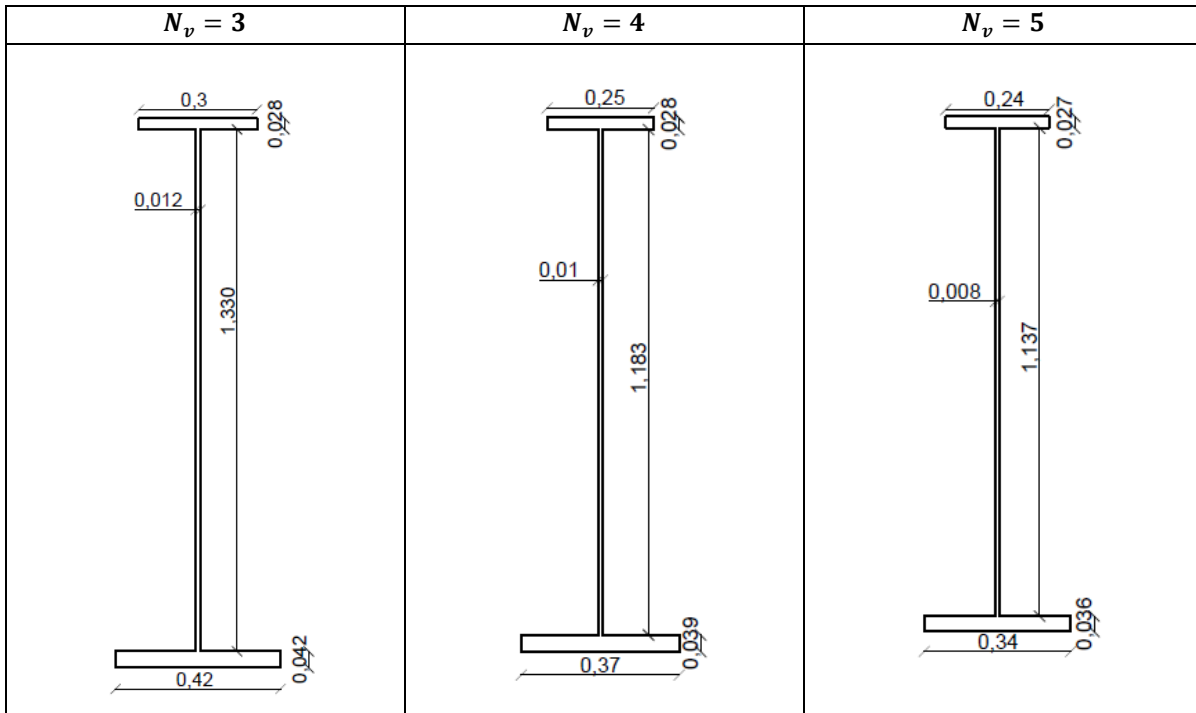
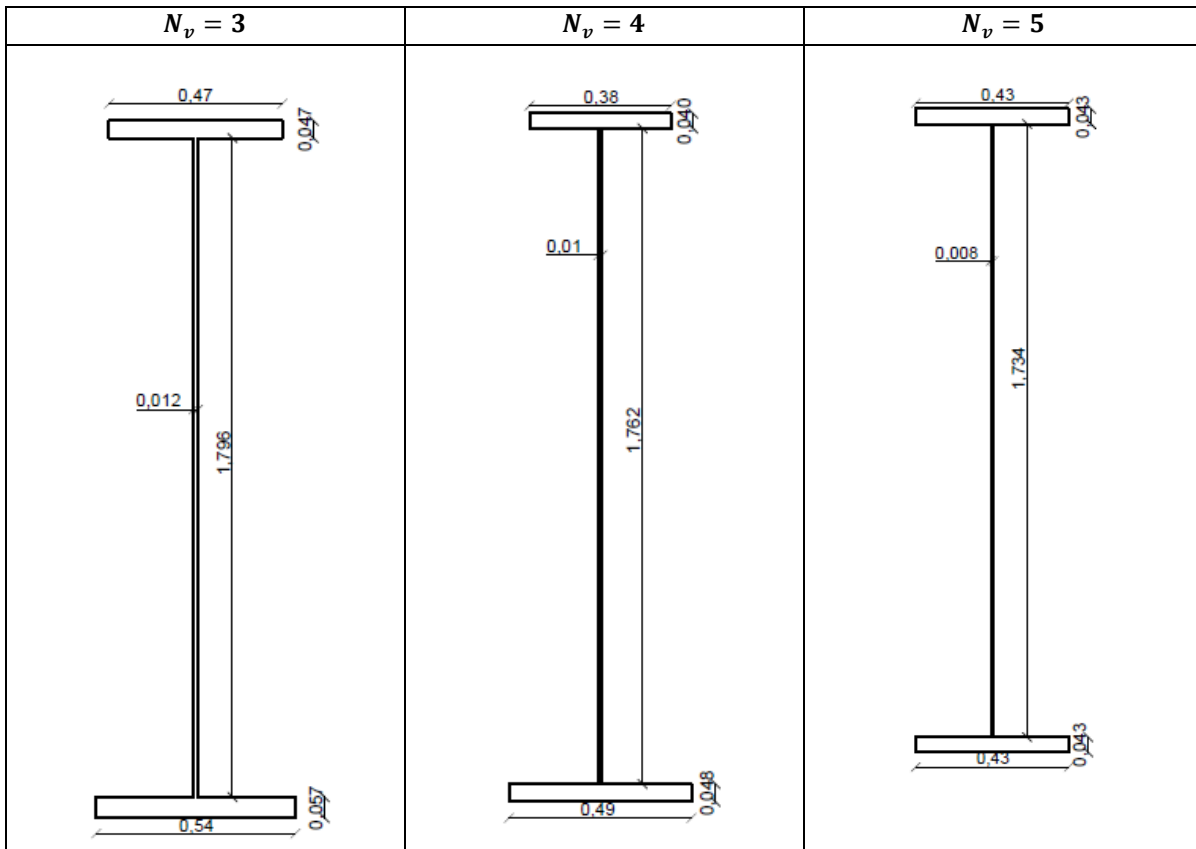


Tabla 29: Vigas metálicas de los modelos de luz 40 [m]



Como ejemplos, en las siguientes Figuras se muestra el perfil longitudinal de la superestructura con tres vigas de los casos de estudio:

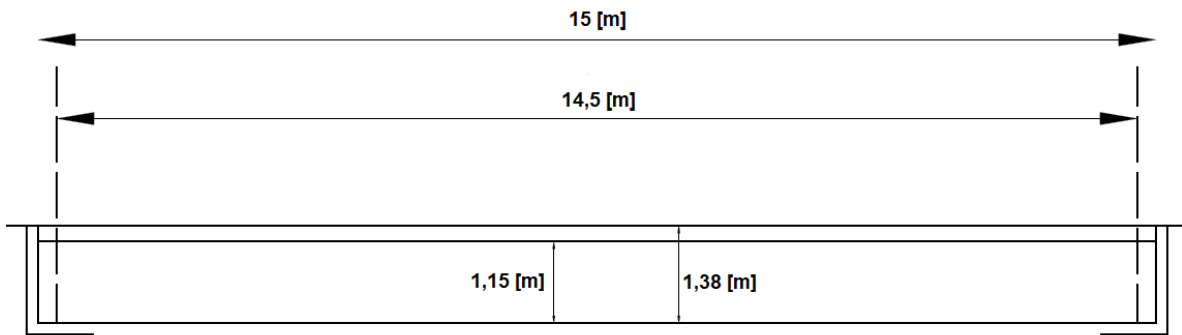


Figura 28: Vista lateral modelo de 15 [m]

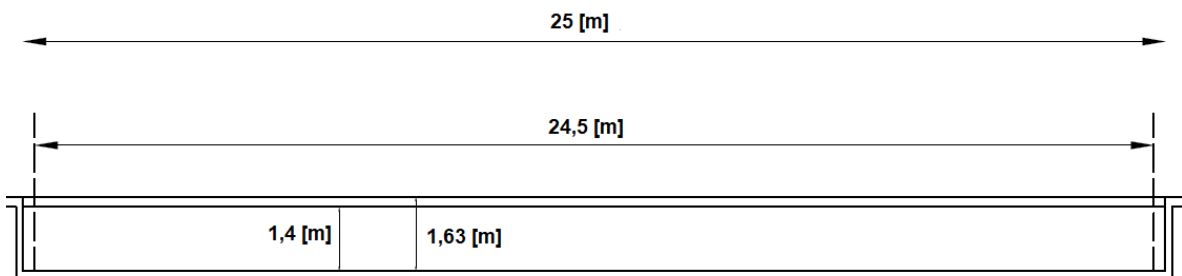


Figura 29: Vista lateral modelo de 25 [m]

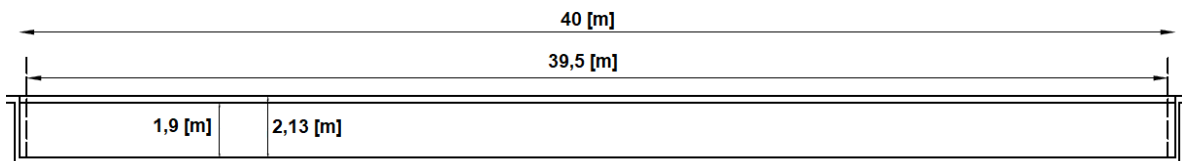


Figura 30: Vista lateral modelo de 40 [m]

6.2.2 Cargas y solicitaciones

En esta sección, se presentan las cargas y solicitaciones sobre cada uno de los modelos de puentes. En primer lugar, en las Tablas 30, 31 y 32 se muestran las cargas permanentes y sus respectivas solicitaciones para los puentes de 15 [m], 25 [m] y 40 [m] respectivamente.

Tabla 30: Cargas y solicitaciones permanentes para modelos de puente de 15 [m]

Modelo: $N_v = 3$		Cargas		Solicitaciones	
Elemento	Peso propio $\left[\frac{\text{Tonf}}{m}\right]$	Momentos $[\text{Tonf} * m]$	Corte $[\text{Tonf}]$		
Viga	0,173	4,534	1,251		
Losa	2,033	53,433	14,74		
Pavimento	0,429	11,269	3,109		
Moldaje	0,37	9,715	2,68		
Barreras	0,672	17,672	4,875		
Modelo: $N_v = 4$		Cargas		Solicitaciones	
Elemento	Peso propio $\left[\frac{\text{Tonf}}{m}\right]$	Momentos $[\text{Tonf} * m]$	Corte $[\text{Tonf}]$		
Viga	0,132	3,46	0,954		
Losa	1,456	38,253	10,553		
Pavimento	0,322	8,452	2,332		
Moldaje	0,277	7,286	2,01		
Barreras	0,672	17,672	4,875		
Modelo: $N_v = 5$		Cargas		Solicitaciones	
Elemento	Peso propio $\left[\frac{\text{Tonf}}{m}\right]$	Momentos $[\text{Tonf} * m]$	Corte $[\text{Tonf}]$		
Viga	0,106	2,78	0,767		
Losa	1,137	29,874	8,241		
Pavimento	0,257	6,762	1,865		
Moldaje	0,222	5,829	1,608		
Barreras	0,672	17,672	4,875		

Tabla 31: Cargas y solicitaciones permanentes para modelos de puente de 25 [m]

Modelo: $N_v = 3$		Cargas		Solicitaciones	
Elemento	Peso propio $\left[\frac{\text{Tonf}}{m}\right]$	Momentos $[\text{Tonf} * m]$	Corte $[\text{Tonf}]$		
Viga	0,33	24,738	4,039		
Losa	2,005	150,471	24,567		
Pavimento	0,429	32,173	5,253		
Moldaje	0,365	27,358	4,467		
Barreras	0,663	49,766	8,125		
Modelo: $N_v = 4$		Cargas		Solicitaciones	
Elemento	Peso propio $\left[\frac{\text{Tonf}}{m}\right]$	Momentos $[\text{Tonf} * m]$	Corte $[\text{Tonf}]$		
Viga	0,261	19,59	3,198		
Losa	1,436	107,723	17,588		
Pavimento	0,322	24,13	3,94		
Moldaje	0,273	20,519	3,35		
Barreras	0,663	49,766	8,125		
Modelo: $N_v = 5$		Cargas		Solicitaciones	
Elemento	Peso propio $\left[\frac{\text{Tonf}}{m}\right]$	Momentos $[\text{Tonf} * m]$	Corte $[\text{Tonf}]$		
Viga	0,218	16,383	2,675		
Losa	1,121	84,127	13,735		
Pavimento	0,257	19,304	3,152		
Moldaje	0,219	16,415	2,68		
Barreras	0,663	49,766	8,125		

Tabla 32: Cargas y solicitaciones permanentes para modelos de puente de 40 [m]

Modelo: $N_v = 3$		Cargas		Solicitaciones	
Elemento	Peso propio $\left[\frac{\text{Tonf}}{m}\right]$	Momentos $[\text{Tonf} * m]$		Corte $[\text{Tonf}]$	
Viga	0,628	122,464		12,401	
Losa	1,99	388,153		39,307	
Pavimento	0,429	83,629		8,469	
Moldaje	0,362	70,573		7,147	
Barreras	0,658	128,375		13	
Modelo: $N_v = 4$		Cargas		Solicitaciones	
Elemento	Peso propio $\left[\frac{\text{Tonf}}{m}\right]$	Momentos $[\text{Tonf} * m]$		Corte $[\text{Tonf}]$	
Viga	0,508	99,086		10,034	
Losa	1,425	277,883		28,14	
Pavimento	0,322	62,722		6,352	
Moldaje	0,271	52,93		5,36	
Barreras	0,658	128,375		13	
Modelo: $N_v = 5$		Cargas		Solicitaciones	
Elemento	Peso propio $\left[\frac{\text{Tonf}}{m}\right]$	Momentos $[\text{Tonf} * m]$		Corte $[\text{Tonf}]$	
Viga	0,439	85,573		8,666	
Losa	1,113	217,013		21,976	
Pavimento	0,257	50,178		5,081	
Moldaje	0,217	42,344		4,288	
Barreras	0,658	128,375		13	

A continuación, en la Tabla 33 se muestran las solicitaciones por carga móvil Estándar para cada puente. Cabe destacar que, en cada modelo la carga viva móvil a considerar en el análisis es la del camión HS 20-44 ya que, es la que produce las mayores fuerzas internas en la estructura.

Tabla 33: Solicitaciones por carga móvil Estándar para los puentes

Luz puente	Solicitaciones			
	HS 20-44		Faja	
	$M [\text{Tonf} * m]$	$V [\text{Tonf}]$	$M [\text{Tonf} * m]$	$V [\text{Tonf}]$
15 [m]	80,82	26,25	54,63	13,04
25 [m]	162,03	28,87	121,47	17,8
40 [m]	284,28	30,32	266,38	24,94

Finalmente, en la Tabla 34 se detallan los factores aplicados (impacto, distribución interna y mayoración del Manual de Carreteras) a las solicitaciones por carga móvil Estándar y las resultantes solicitaciones móviles finales para cada modelo de puente.

Tabla 34: Factores y solicitaciones finales por carga móvil Estándar para los modelos

Modelos	Distribución	Factores		Solicitaciones finales	
15 [m]	Interior	Impacto	M.C	$M_{LL} [Tonf * m]$	$V_{LL} [Tonf]$
$N_v = 3$	2,15	1,29	1,2	134,31	43,63
$N_v = 4$	1,43			89,54	29,09
$N_v = 5$	1,07			67,15	21,82
Modelos	Distribución	Factores		Solicitaciones finales	
25 [m]	Interior	Impacto	M.C	$M_{LL} [Tonf * m]$	$V_{LL} [Tonf]$
$N_v = 3$	2,15	1,24	1,2	259,6	46,26
$N_v = 4$	1,43			173,06	30,84
$N_v = 5$	1,07			129,8	23,13
Modelos	Distribución	Factores		Solicitaciones finales	
40 [m]	Interior	Impacto	M.C	$M_{LL} [Tonf * m]$	$V_{LL} [Tonf]$
$N_v = 3$	2,15	1,2	1,2	438,23	46,73
$N_v = 4$	1,43			292,15	31,15
$N_v = 5$	1,07			219,12	23,37

6.2.3 Diseño de la losa de hormigón armado

Para el análisis, se consideró el método elástico aproximado para losas, en el cual el tablero se subdivide en franjas perpendiculares a los componentes de apoyo. Estas franjas se consideran como vigas continuas o como vigas simplemente apoyadas, según corresponda.

Se debe tener en cuenta que el espesor mínimo de losa especificado por la norma Estándar, excluyendo cualquier superficie de desgaste debe ser mayor o igual a 17,5 [cm].

Para todos los modelos de puentes se consideró un espesor de losa de 23 [cm].

6.2.3.1 Solicitaciones por cargas permanentes

Para la obtención de los momentos flectores por cargas permanentes actuantes en la losa se consideró la sección transversal de los tableros de las distintas superestructuras y se modelaron en SAP2000 (unidades en $[Tonf * \frac{m}{m}]$):

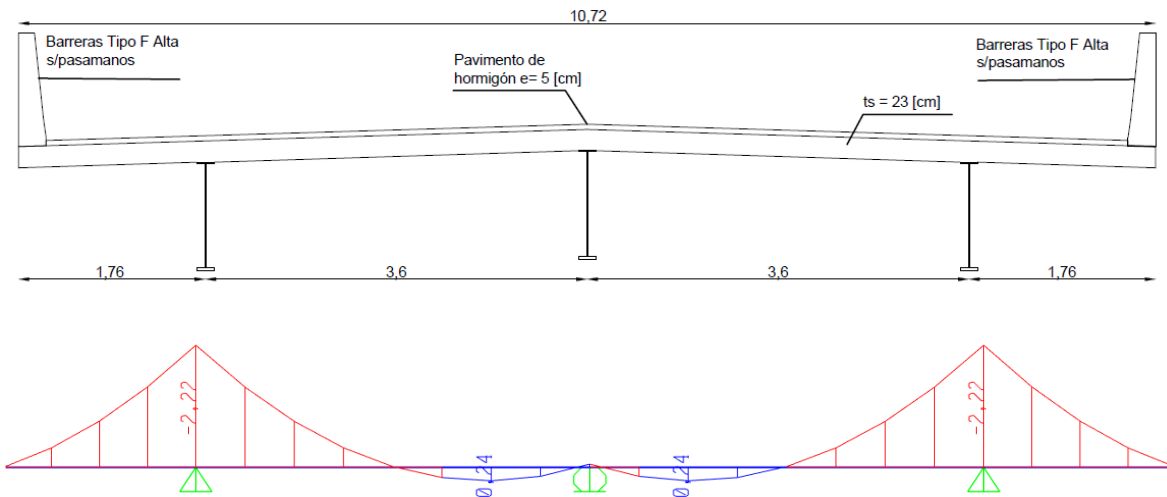


Figura 31: Momentos flectores por cargas permanentes en losa para modelos $N_v=3$

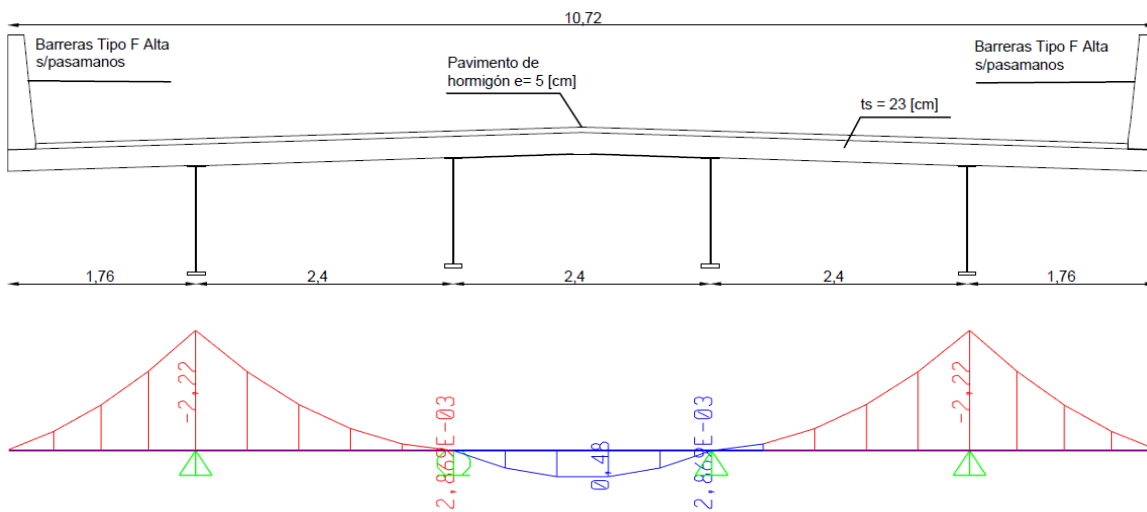


Figura 32: Momentos flectores por cargas permanentes en losa para modelos $N_v=4$

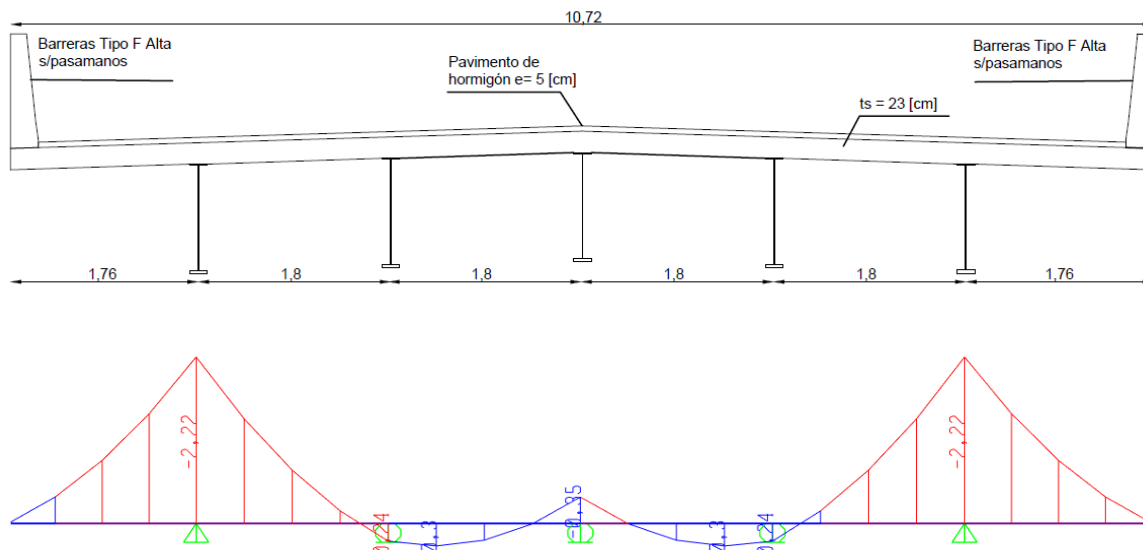


Figura 33: Momentos flectores por cargas permanentes en losa para modelos $N_v=5$

6.2.3.2 Solicitaciones por carga móvil vehicular

El refuerzo principal por diseñar será perpendicular al tráfico, por lo cual las solicitaciones por carga móvil vehicular, en los tramos centrales y en voladizo de losa, se estimarán utilizando el procedimiento y ecuaciones especificadas en el acápite 4.2.1 de este trabajo. Considerando, la carga de rueda del camión HS 20-44 mayorada por los coeficientes de impacto y por el 20% adicional especificado por el Manual de Carreteras.

➤ Tramos centrales:

Tabla 35: Solicitaciones por carga móvil en tramos centrales de losa para los modelos

Coef. continuidad	0,8		
Puente: L = 15 [m]	$N_v = 3$	$N_v = 4$	$N_v = 5$
P' [Tonf]	8,989		
S [m]	3,375	2,195	1,6
M_{LL} [Tonf * $\frac{m}{m}$]	3,678	2,589	2,04
Puente: L = 25 [m]	$N_v = 3$	$N_v = 4$	$N_v = 5$
P' [Tonf]	8,66		
S [m]	3,3	2,15	1,56
M_{LL} [Tonf * $\frac{m}{m}$]	3,479	2,456	1,931
Puente: L = 40 [m]	$N_v = 3$	$N_v = 4$	$N_v = 5$
P' [Tonf]	8,338		
S [m]	3,1	1,96	1,4
M_{LL} [Tonf * $\frac{m}{m}$]	3,176	2,2	1,721

➤ Tramos en voladizo:

Tabla 36: Solicitaciones por carga móvil en tramos en voladizo de la losa para los modelos

Puente	$L = 15 [m]$	$L = 25 [m]$	$L = 40 [m]$
$X [m]$	1,195		
$E [m]$	2,099		
$P' [Tonf]$	11,236	10,833	10,423
$M_{LL} \left[Tonf * \frac{m}{m} \right]$	6,397	6,167	5,934

6.2.3.3 Solicitaciones finales

Sumando las solicitaciones por cargas permanentes y las por carga vehicular para cada tramo de losa, se obtienen las solicitaciones finales para cada modelo:

Tabla 37: Solicitaciones finales sobre los tramos de losa para los modelos

Puente	Modelo	$N_v = 3$		$N_v = 4$		$N_v = 5$	
	Tramo	Centro	Voladizo	Centro	Voladizo	Centro	Voladizo
15 [m]	$M_{sol} \left[Tonf * \frac{m}{m} \right]$	3,91	8,48	3,05	8,48	2,34	8,48
25 [m]		3,71	8,25	2,92	8,25	2,23	8,25
40 [m]		3,43	8,02	2,71	8,02	2,09	8,02

6.2.3.4 Diseño del refuerzo

El diseño a flexión de elementos de hormigón armado por la metodología ASD considera los siguientes límites a los esfuerzos en el hormigón y en el acero de refuerzo:

Tabla 38: Esfuerzos admisibles en el diseño a flexión Estándar de hormigón armado

Material	Esfuerzo admisible	$\sigma \left[\frac{Kgf}{cm^2} \right]$
Hormigón	$0,4 * f'_c$	120
Acero	$0,4 * f_y$	1680

Cabe destacar que, para el diseño del tramo en voladizo la norma establece que los esfuerzos admisibles se deben aumentar en un 50% (caso eventual) con respecto al caso de tramos centrales de losa.

Como limitación a la cantidad de acero de refuerzo para evitar una falla frágil, se consideró la siguiente expresión [Ochoa Espinoza, 2008] para la cuantía balanceada ρ_b :

$$\rho_b = \frac{\sigma_{c,ADM}}{2 * \sigma_{s,ADM}} * \frac{1}{1 + \left(\frac{\sigma_{s,ADM}}{\eta * \sigma_{c,ADM}} \right)} = 0,01398$$

Donde:

- $\sigma_{c,ADM}$: esfuerzo admisible en el hormigón;
- $\sigma_{s,ADM}$: esfuerzo admisible en el acero de refuerzo;

- η : relación modular entre el acero y el hormigón.

Por otro lado, la cuantía mínima de refuerzo es:

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y}$$

A continuación, se presentan los parámetros de entrada del diseño de las losas:

Tabla 39: Parámetros de diseño de las losas

Parámetro	Valor
η	8,03 \cong 9
r_{inf} [cm]	2,5 (MC 3.1003.604)
r_{sup} [cm]	4 (MC 3.1003.604)
$A_{s,\min}$ [cm ²]	6
b [cm]	100

En las Tablas 40, 41 y 42 se presenta el detalle (cuantías, aceros y espaciamiento) del refuerzo suministrado en los tramos de losa para los modelos de puentes, el resumen de los momentos resistentes nominales y admisibles en el acero y los esfuerzos de compresión en la fibra extrema del hormigón de la losa, respectivamente.

Tabla 40: Cuantías y refuerzo suministrado en los tramos de losa para los modelos

Modelos	$N_v = 3$		$N_v = 4$		$N_v = 5$	
	ρ_{sum}	Refuerzo	ρ_{sum}	Refuerzo	ρ_{sum}	Refuerzo
Tramo central						
15 [m]	0,00621	$\phi 18@20$	0,0049	$\phi 16@20$	0,00367	$\phi 12@15$
25 [m]						
40 [m]						
Tramo voladizo						
15 [m]	0,00893	$\phi 18@15$	0,00893	$\phi 18@15$	0,00893	$\phi 18@15$
25 [m]						
40 [m]						

Tabla 41: Momentos resistentes nominales y admisibles en el acero para las losas de los modelos

Modelos	$N_v = 3$		$N_v = 4$		$N_v = 5$	
Momentos	$\left[\text{Tonf} * \frac{\text{m}}{\text{m}} \right]$					
Tramo central	M_n	$M_{s,ADM}$	M_n	$M_{s,ADM}$	M_n	$M_{s,ADM}$
15 [m]	4,16	3,97	3,32	3,17	2,52	2,4
25 [m]						
40 [m]						
Tramo voladizo	M_n	$M_{s,ADM}$	M_n	$M_{s,ADM}$	M_n	$M_{s,ADM}$
15 [m]	10,03	9,64	10,03	9,64	10,03	9,64
25 [m]						
40 [m]						

Tabla 42: Esfuerzos de compresión en la fibra extrema de hormigón

Modelos	$N_v = 3$	$N_v = 4$	$N_v = 5$	Estado
Tramo central	$\sigma_c \left[\frac{\text{Kgf}}{\text{cm}^2} \right]$			
15 [m]	72,55	61,94	52,63	✓
25 [m]				✓
40 [m]				✓
Tramo voladizo	$\sigma_c \left[\frac{\text{Kgf}}{\text{cm}^2} \right]$			Estado
15 [m]	160,63	160,63	160,63	✓
25 [m]				✓
40 [m]				✓

Adicionalmente, en la Tabla 43 se muestra el refuerzo de distribución especificado por la norma Estándar, el cual no puede sobrepasar el 67% del refuerzo principal.

Tabla 43: Refuerzo de distribución para las losas de los modelos

Modelos	$N_v = 3$	$N_v = 4$	$N_v = 5$
Tramo central	Refuerzo distribución	Refuerzo distribución	Refuerzo distribución
15 [m]	$\phi 10@8$	$\phi 10@9$	$\phi 10@12$
25 [m]	$\phi 10@8$	$\phi 10@9$	$\phi 10@14$
40 [m]	$\phi 10@8$	$\phi 10@9$	$\phi 10@14$

6.2.4 Diseño de conectores de corte

Se consideraron conectores de viga de corte tipo canal para resistir las fuerzas de corte horizontal presentes en el plano de unión viga- losa.

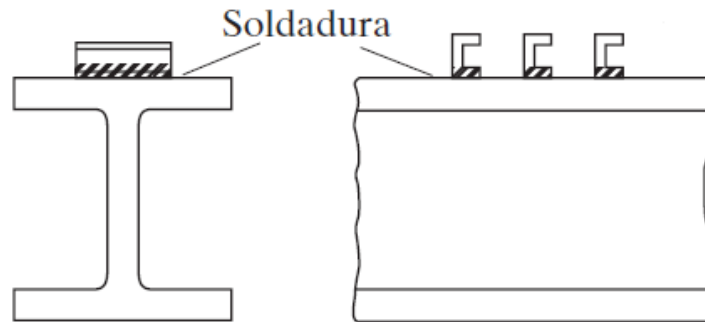


Figura 34: Conectores tipo canal en el ala superior de la viga (Fuente: Jack C. McCormac 5ª Edición)

Se determinó el número y el espaciamiento de los conectores a lo largo de la viga en el diseño por Fatiga, y luego se verificó que estos sean adecuados para la resistencia última.

6.2.4.1 Diseño por Fatiga

A continuación, se presentan las propiedades y resistencia a la Fatiga de los conectores canal:

- Resistencia al corte por Fatiga de un conector tipo canal:

$$z_r = B * w$$

Según la AASHTO Estándar se tiene $B = 0,375$ para más de dos millones de ciclos y para una longitud del conector tipo canal de $w = 15 [cm]$, se tiene:

$$z_r = 5,6 [Tonf]$$

- Rango de corte horizontal S_r :

$$S_r = V_r * \frac{Q}{I}$$

En que:

- V_r : Corte debido a la carga vehicular más impacto [Tonf].

A continuación, en las siguientes figuras se presentan las fuerzas de corte (**unidades en [Tonf]**) producidas por el camión HS 20-44 con el mínimo espaciamiento entre ejes para los modelos de 15 [m], 25 [m] y 40 [m] respectivamente.

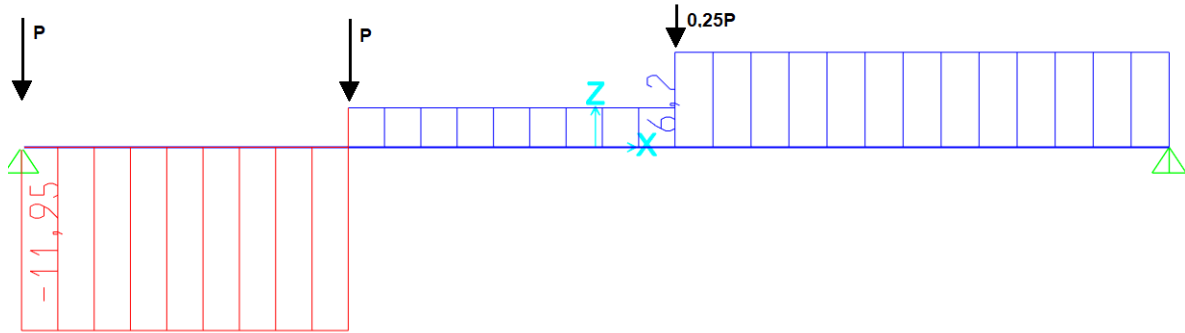


Figura 35: Distribución del corte por el camión HS 20-44 para puente de 15 [m]

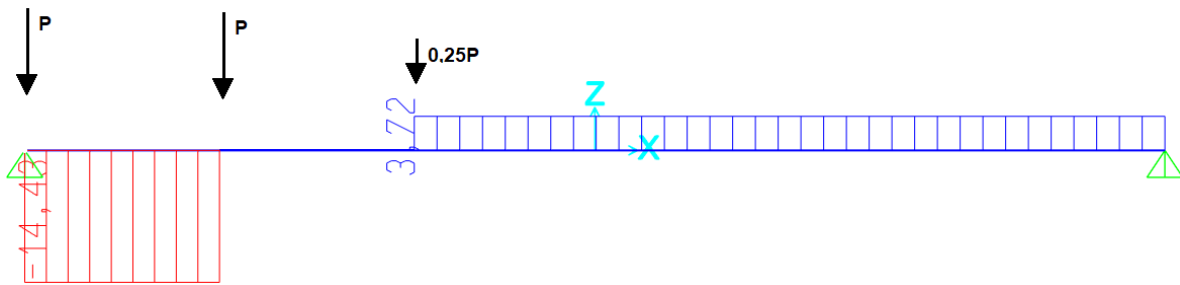


Figura 36: Distribución del corte por el camión HS 20-44 para puente de 25 [m]

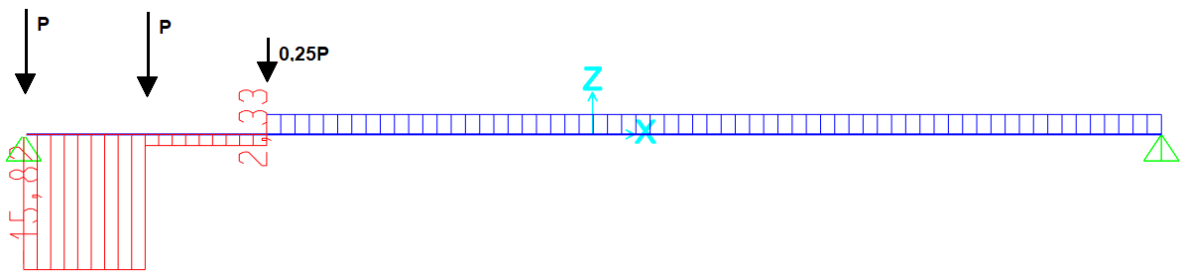


Figura 37: Distribución del corte por el camión HS 20-44 para puente de 40 [m]

Luego, se identifican tres tramos que definen los puntos de aplicación de las cargas de los ejes del camión, por lo tanto, se tiene:

- Tramo 1: $0 < L_1 < 4,27$ [m];
- Tramo 2: $4,27$ [m] $< L_2 < 8,54$ [m];
- Tramo 3: $8,54 < L_3 < L$ (para $L = 15$ [m]);
- Tramo 3: $8,54 < L_3 < L/2$ (para $L = 25$ [m] & $L = 40$ [m]).

En la Tabla 44 se muestran los cortes por carga vehicular para cada modelo, aplicados los coeficientes de impacto y distribución, y el resultante rango de corte horizontal S_r para los modelos:

Tabla 44: Rango de corte horizontal en la unión viga- losa para los modelos

Puente: L = 15 [m]	N_v = 3			N_v = 4			N_v = 5		
Tramos	1	2	3	1	2	3	1	2	3
V _r [Tonf]	36,36	7,71	17,76	24,24	5,14	11,84	18,18	3,86	8,88
S _r $\left[\frac{\text{Tonf}}{\text{cm}}\right]$	0,315	0,067	0,154	0,229	0,049	0,112	0,176	0,037	0,859
Puente: L = 25 [m]	N_v = 3			N_v = 4			N_v = 5		
Tramos	1	2	3	1	2	3	1	2	3
V _r [Tonf]	38,55	0,44	10,14	25,7	0,3	6,76	19,28	0,22	5,07
S _r $\left[\frac{\text{Tonf}}{\text{cm}}\right]$	0,2	0,003	0,065	0,187	0,002	0,049	0,141	0,0016	0,037
Puente: L = 40 [m]	N_v = 3			N_v = 4			N_v = 5		
Tramos	1	2	3	1	2	3	1	2	3
V _r [Tonf]	38,94	3,28	6,05	25,96	2,18	4,03	19,47	1,63	3,02
S _r $\left[\frac{\text{Tonf}}{\text{cm}}\right]$	0,164	0,014	0,025	0,121	0,01	0,019	0,09	0,008	0,014

➤ Espaciamiento longitudinal de los conectores:

El espaciamiento de los conectores será variable entre el punto de momento nulo y el de momento máximo (app. en el centro de la luz de la viga) producido por la carga vehicular más impacto. Aplicándose el espaciamiento requerido en el primer tramo y aumentando en los siguientes dos tramos. El espaciamiento requerido para el primer tramo es:

$$p = \frac{n_o * z_r}{S_r}$$

En que:

- n_o: número de conectores transversales (se consideró n_o = 1).

En la Tabla 45 se muestra el diseño de los conectores por Fatiga, detallando el espaciamiento en función de la demanda de corte horizontal en el plano de unión de la viga metálica y la losa de hormigón y el número total de conectores para cada modelo.

Tabla 45: Espaciamiento y número total de conectores para los modelos

Puente: $L = 15$ [m]	$N_v = 3$			$N_v = 4$			$N_v = 5$		
Tramo	1	2	3	1	2	3	1	2	3
p [cm]	18	60	37	25	60	51	33	60	60
N° total de conectores	49			38			31		
Puente: $L = 25$ [m]	$N_v = 3$			$N_v = 4$			$N_v = 5$		
Tramo	1	2	3	1	2	3	1	2	3
p [cm]	22	60	60	30	60	60	39	60	60
N° total de conectores	66			55			49		
Puente: $L = 40$ [m]	$N_v = 3$			$N_v = 4$			$N_v = 5$		
Tramo	1	2	3	1	2	3	1	2	3
p [cm]	34	60	60	46	60	60	60	60	60
N° total de conectores	77			70			66		

6.2.4.2 Verificación por Resistencia última

El número de conectores resultantes para Fatiga se debe verificar para Resistencia última, luego debe ser igual o mayor que:

$$N_1 = \frac{P}{\phi * S_u}$$

En que:

- N_1 : número de conectores entre los puntos de máximo momento positivo y los apoyos extremos adyacentes;
- ϕ : factor de reducción igual a $\phi_{sc} = 0,85$.

➤ Resistencia última al corte de un conector tipo canal:

$$S_u = 145,9 * \left(h + \frac{t}{2} \right) * W * \sqrt{f'_c}$$

En que:

- Espesor medio del ala del conector tipo canal: $h = 0,85$ [cm];
- Espesor del alma del conector canal: $t = 0,6$ [cm];
- Longitud del conector canal: $W = 15$ [cm];
- $f'_c = 300$ $\left[\frac{kgf}{cm^2} \right]$

Luego:

$$S_u = 43,6$$
 [Tonf]

En la Tabla 46 se presenta el número de conectores requeridos en la condición de resistencia última, donde P es el valor mínimo entre la fuerza de plastificación de losa de hormigón o la viga de acero.

Tabla 46: Diseño de los conectores en resistencia ultima

Puente: $L = 15$ [m]	$N_v = 3$	$N_v = 4$	$N_v = 5$
P [Tonf]	772,42	589,43	473,68
N_1	21	16	13
Puente: $L = 25$ [m]	$N_v = 3$	$N_v = 4$	$N_v = 5$
P [Tonf]	1476,3	1169,1	940,95
N_1	40	32	26
Puente: $L = 40$ [m]	$N_v = 3$	$N_v = 4$	$N_v = 5$
P [Tonf]	1481,04	1285,2	940,95
N_1	40	35	26

Por último, se comprueba que, en todos los modelos el número de conectores resultantes en el diseño por fatiga es mayor al mínimo establecido en la revisión de la resistencia ultima al corte de los conectores.

6.2.5 Diseño de vigas

En esta parte, se detalla el diseño según la metodología ASD de la norma Estándar para las vigas de acero que actuaran en conjunto con la losa de hormigón armado. Aplicándose, todas las disposiciones y especificaciones detalladas en el apartado 4.3 y 4.4 de este trabajo.

6.2.5.1 Verificación geométrica

En las Tablas 47, 48 y 49 se muestra la verificación de los límites a las proporciones geométricas de las secciones transversales de las vigas de acero y compuestas de cada modelo de puente, especificados en 4.3.2.

Tabla 47: Verificación Estándar al dimensionamiento geométrico de los modelos de luz 15 [m]

Elemento	Condición límite	Puente: $L = 15$ [m]	Valor	Estado
Peralte viga compuesta	$\frac{H_t}{L} \geq 0,04$	$N_v = 3$	0,622	✓
		$N_v = 4$	0,6	✓
		$N_v = 5$	0,588	✓
Ala comprimida	$\frac{b_c}{D} \geq 0,2$	$N_v = 3$	0,203	✓
		$N_v = 4$	0,202	✓
		$N_v = 5$	0,207	✓
	$\frac{t_c}{t_w} \geq 1,5$	$N_v = 3$	1,5	✓
		$N_v = 4$	1,625	✓
		$N_v = 5$	2	✓
Alma	$t_w \geq 0,6$ [cm]	$N_v = 3$	1 [cm]	✓
		$N_v = 4$	0,8 [cm]	✓
		$N_v = 5$	0,6 [cm]	✓
Ala traccionada	$\frac{b_t}{t_t} \leq 24$	$N_v = 3$	12	✓
		$N_v = 4$	10,42	✓
		$N_v = 5$	10,91	✓

Tabla 48: Verificación Estándar al dimensionamiento geométrico de los modelos de luz 25 [m]

Elemento	Condición límite	Puente: $L = 25$ [m]	Valor	Estado
Peralte viga compuesta	$\frac{H_t}{L} \geq 0,04$	$N_v = 3$	0,736	✓
		$N_v = 4$	0,695	✓
		$N_v = 5$	0,685	✓
Ala comprimida	$\frac{b_c}{D} \geq 0,2$	$N_v = 3$	0,225	✓
		$N_v = 4$	0,21	✓
		$N_v = 5$	0,21	✓
	$\frac{t_c}{t_w} \geq 1,5$	$N_v = 3$	2,333	✓
		$N_v = 4$	2,8	✓
		$N_v = 5$	3,375	✓
Alma	$t_w \geq 0,6$ [cm]	$N_v = 3$	1,2 [cm]	✓
		$N_v = 4$	1 [cm]	✓
		$N_v = 5$	0,8 [cm]	✓
Ala traccionada	$\frac{b_t}{t_t} \leq 24$	$N_v = 3$	10	✓
		$N_v = 4$	9,49	✓
		$N_v = 5$	9,44	✓

Tabla 49: Verificación Estándar al dimensionamiento geométrico de los modelos de luz 40 [m]

Elemento	Condición límite	Puente: $L = 40$ [m]	Valor	Estado
Peralte viga compuesta	$\frac{H_t}{L} \geq 0,04$	$N_v = 3$	0,053	✓
		$N_v = 4$	0,0515	✓
		$N_v = 5$	0,506	✓
Ala comprimida	$\frac{b_c}{D} \geq 0,2$	$N_v = 3$	0,305	✓
		$N_v = 4$	0,294	✓
		$N_v = 5$	0,292	✓
	$\frac{t_c}{t_w} \geq 1,5$	$N_v = 3$	4,25	✓
		$N_v = 4$	4,8	✓
		$N_v = 5$	6	✓
Alma	$t_w \geq 0,6$ [cm]	$N_v = 3$	1,2 [cm]	✓
		$N_v = 4$	1 [cm]	✓
		$N_v = 5$	0,8 [cm]	✓
Ala traccionada	$\frac{b_t}{t_t} \leq 24$	$N_v = 3$	10	✓
		$N_v = 4$	9,81	✓
		$N_v = 5$	10,41	✓

6.2.5.2 Verificación esfuerzos admisibles: Etapas Cargas permanentes

Continuando con el diseño Estándar, se realizó la verificación de los esfuerzos generados por las etapas de hormigonado (con y sin moldaje) de la losa y por la colocación de elementos no estructurales: pavimento y barandas. En las Tablas 50, 51 y 52, se muestra la verificación en el hormigonado de la losa.

Tabla 50: Esfuerzos de trabajo etapa hormigonado de la losa para modelos de puente de luz 15 [m]

Etapa Cargas permanentes	Puente: $L = 15$ [m]	M_{DC} [Tonf * m]	σ $\left[\frac{Kgf}{cm^2}\right]$			
			Hormigonado de la losa	Acero en compresión	Acero en tracción	Admisible
Con moldaje	$N_v = 3$	78,95	1223,51	853,92	1933,25	✓
	$N_v = 4$	57,45	1267,35	866,94	1933,25	✓
	$N_v = 5$	45,24	1259,5	834,56	1933,25	✓
Sin moldaje	$N_v = 3$	69,24	1072,95	748,85	1933,25	✓
	$N_v = 4$	50,16	1106,61	759,99	1933,25	✓
	$N_v = 5$	39,42	1097,24	727,04	1933,25	✓

Tabla 51: Esfuerzos de trabajo etapa hormigonado de la losa para modelos de puente de luz 25 [m]

Etapa Cargas permanentes	Puente: $L = 25$ [m]	M_{DC} [Tonf * m]	σ $\left[\frac{Kgf}{cm^2}\right]$			
			Hormigonado de la losa	Acero en compresión	Acero en tracción	Admisible
Con moldaje	$N_v = 3$	234,74	1463,85	960,55	1933,25	✓
	$N_v = 4$	171,96	1495,67	973,58	1933,25	✓
	$N_v = 5$	136,23	1403,23	942,14	1933,25	✓
Sin moldaje	$N_v = 3$	207,38	1293,24	848,6	1933,25	✓
	$N_v = 4$	151,44	1317,21	857,41	1933,25	✓
	$N_v = 5$	119,81	1234,33	828,62	1933,25	✓

Tabla 52: Esfuerzos de trabajo etapa hormigonado de la losa para modelos de puente de luz 40 [m]

Etapa Cargas permanentes	Puente: $L = 40$ [m]	M_{DC} [Tonf * m]	σ $\left[\frac{Kgf}{cm^2}\right]$			
			Hormigonado de la losa	Acero en compresión	Acero en tracción	Admisible
Con moldaje	$N_v = 3$	664,82	1374,46	1102,3	1933,25	✓
	$N_v = 4$	492,62	1361,28	1091,7	1933,25	✓
	$N_v = 5$	395,11	1288	1071,99	1933,25	✓
Sin moldaje	$N_v = 3$	594,25	1228,55	985,29	1933,25	✓
	$N_v = 4$	439,69	1215,02	974,44	1933,25	✓
	$N_v = 5$	352,76	1149,97	957,11	1933,25	✓

Mientras que, en las Tablas 53, 54 y 55 se muestra la verificación por la colocación de los elementos no estructurales.

Tabla 53: Esfuerzos en etapa Servicio cargas permanentes para modelos de puente de luz 15 [m]

Etapa Cargas permanentes	Puente: 15 [m]	M_{DC} [Tonf * m]	$\sigma \left[\frac{Kgf}{cm^2} \right]$					
			Acero		Hormigón en compresión	Admisible (horm.)	Admisible (acero)	Estado
			Comp.	Tracc.				
Pavimento + barreras	$N_v = 3$	28,94	1214,22	973,75	4,71	120	1933,25	✓
	$N_v = 4$	26,12	1273,46	1038,5	5,56	120	1933,25	✓
	$N_v = 5$	24,43	1310,52	1060	7,11	120	1933,25	✓

Tabla 54: Esfuerzos en etapa Servicio de cargas permanentes para modelos de puente de luz 25 [m]

Etapa Cargas permanentes	Puente: 25 [m]	M_{DC} [Tonf * m]	$\sigma \left[\frac{Kgf}{cm^2} \right]$					
			Acero		Hormigón en compresión	Admisible (horm.)	Admisible (acero)	Estado
			Comp.	Tracc.				
Pavimento + barreras	$N_v = 3$	81,94	1536,54	1121,3	8,11	120	1933,25	✓
	$N_v = 4$	73,9	1610,74	1196,1	9,78	120	1933,25	✓
	$N_v = 5$	69,07	1597,93	1225,9	12,12	120	1933,25	✓

Tabla 55: Esfuerzos en etapa de en Servicio de cargas permanentes para modelos de puente de luz 40 [m]

Etapa Cargas permanentes	Puente: 40 [m]	M_{DC} [Tonf * m]	$\sigma \left[\frac{Kgf}{cm^2} \right]$					
			Acero		Hormigón en compresión	Admisible (horm.)	Admisible (acero)	Estado
			Comp.	Tracc.				
Pavimento + barreras	$N_v = 3$	212	1547,01	1306,7	10,62	120	1933,25	✓
	$N_v = 4$	191,1	1591,49	1360,8	12,55	120	1933,25	✓
	$N_v = 5$	178,55	1604,16	1406	15,14	120	1933,25	✓

6.2.5.3 Verificación esfuerzos admisibles: Etapa de Servicio

En las Tablas 56, 57 y 58 se muestra la revisión de los esfuerzos generados en la condición de Servicio normal de los modelos de puentes, es decir por las sollicitaciones relativas al peso propio de la estructura y al paso del camión HS 20-44 más impacto.

Tabla 56: Esfuerzos en etapa de Servicio de los modelos de luz 15 [m]

Puentes: 15 [m]	$\tau \left[\frac{Kgf}{cm^2} \right]$		$\sigma \left[\frac{Kgf}{cm^2} \right]$					
	Acero				Hormigón en compresión	Admisible (horm.)	Admisible (acero)	Estado
	Alma (corte)	Admisible	Comp.	Tracc.				
$N_v = 3$	633,21	1159,95	1516,56	1933	34,94	120	1933,25	✓
$N_v = 4$	614,65	1159,95	1538,56	1933	32,07	120	1933,25	✓
$N_v = 5$	675,85	1159,95	1582,45	1914,77	34,3	120	1933,25	✓

Tabla 57: Esfuerzos en etapa de Servicio de los modelos de luz 25 [m]

Puentes: 25 [m]	$\tau \left[\frac{Kgf}{cm^2} \right]$		$\sigma \left[\frac{Kgf}{cm^2} \right]$					
	Acero				Hormigón en compresión	Admisible (horm.)	Admisible (acero)	Estado
	Alma (corte)	Admisible	Comp.	Tracc.				
$N_v = 3$	580,89	1159,95	1904,61	1920,25	44,92	120	1933,25	✓
$N_v = 4$	566,7	1159,95	1933	1932,69	42,37	120	1933,25	✓
$N_v = 5$	588,14	1159,95	1930,28	1919,14	45,36	120	1933,25	✓

Tabla 58: Esfuerzos en etapa de Servicio de los modelos de luz 40 [m]

Puentes: 40 [m]	$\tau \left[\frac{Kgf}{cm^2} \right]$		$\sigma \left[\frac{Kgf}{cm^2} \right]$					
	Acero				Hormigón en compresión	Admisible (horm.)	Admisible (acero)	Estado
	Alma (corte)	Admisible	Comp.	Tracc.				
$N_v = 3$	645,61	1159,95	1919,9	1931,4	47,9	120	1933,25	✓
$N_v = 4$	627,77	1159,95	1913,08	1916,87	44,71	120	1933,25	✓
$N_v = 5$	680,48	1159,95	1930,76	1926,52	47,8	120	1933,25	✓

6.2.5.4 Control de deflexiones

Se realizó el control a las deformaciones en las vigas longitudinales. En las Tablas 59, 60 y 61 se presentan los valores de deflexión por peso propio de la estructura, por carga viva móvil más impacto y la contra- flecha propuesta para el diseño de las vigas de acero de los modelos de puente. Considerar la siguiente nomenclatura:

- δ_{DC} : Deflexión por peso propio de elementos estructurales y no estructurales;
- δ_{LL} : deflexión por peso del camión HS 20-44;
- $\delta_{LL,ADM}$: deflexión admisible por carga vehicular;
- δ_{CF} : contra- flecha.

Tabla 59: Control de deflexiones para modelos de luz 15 [m]

Puente: $L = 15$ [m]	δ_{DC} [cm]	δ_{LL} [cm]	$\delta_{LL,ADM}$ [cm]	δ_{CF} [cm]	Estado
$N_v = 3$	1,662	1,132	1,875	2,23 \approx 3	✓
$N_v = 4$	1,91	1,128		2,47 \approx 3	✓
$N_v = 5$	2,049	1,142		2,62 \approx 3	✓

Tabla 60: Control de deflexiones para modelos de luz 25 [m]

Puente: $L = 25$ [m]	δ_{DC} [cm]	δ_{LL} [cm]	$\delta_{LL,ADM}$ [cm]	δ_{CF} [cm]	Estado
$N_v = 3$	4,797	2,116	3,125	5,85 \approx 6	✓
$N_v = 4$	5,644	2,138		6,71 \approx 7	✓
$N_v = 5$	5,906	2,145		6,98 \approx 7	✓

Tabla 61: Control de deflexiones para modelos de luz 40 [m]

Puente: $L = 40$ [m]	δ_{DC} [cm]	δ_{LL} [cm]	$\delta_{LL,ADM}$ [cm]	δ_{CF} [cm]	Estado
$N_v = 3$	10,927	3,553	5	12,7 \approx 13	✓
$N_v = 4$	12,342	3,402		14,04 \approx 15	✓
$N_v = 5$	13,424	3,486		15,17 \approx 16	✓

6.2.5.5 Verificación de esfuerzos admisibles por Fatiga

Por último, se verifican los esfuerzos generados en la sección compuesta a corto plazo por la carga móvil de Fatiga Estándar, la cual se modifica tal como se especifica en 4.4.1. Se muestra la categoría de los detalles de los modelos y la respectiva resistencia nominal a la Fatiga obtenida desde el umbral de amplitud constante presentado en el punto 4.4.1.

Tabla 62: Verificación esfuerzos por Fatiga en modelos de luz 15 [m]

Puente	Categoría	Factor modificador	$\frac{(\Delta F)_n}{\gamma}$ $\left[\frac{Kgf}{cm^2}\right]$	σ $\left[\frac{Kgf}{cm^2}\right]$		Estado
				Fibra comprimida	Fibra traccionada	
$L = 15$ [m]						
$N_v = 3$	A	0,89	1124,96	87,72	862,93	✓
$N_v = 4$	A		1124,96	63,34	801,83	✓
$N_v = 5$	A		1124,96	71,55	762,21	✓

Tabla 63: Verificación esfuerzos por Fatiga en modelos de luz 25 [m]

Puente	Categoría	Factor modificador	$\frac{(\Delta F)_n}{\gamma}$ $\left[\frac{Kgf}{cm^2}\right]$	σ $\left[\frac{Kgf}{cm^2}\right]$		Estado
				Fibra comprimida	Fibra traccionada	
$L = 25$ [m]						
$N_v = 3$	B	0,92	749,97	193,83	738,95	✓
$N_v = 4$	B		749,97	160	681,2	✓
$N_v = 5$	B		749,97	168,94	641,43	✓

Tabla 64: Verificación esfuerzos por Fatiga en modelos de luz 40 [m]

Puente	Categoría	Factor modificador	$\frac{(\Delta F)_n}{\gamma} \left[\frac{Kgf}{cm^2} \right]$	$\sigma \left[\frac{Kgf}{cm^2} \right]$		Estado
				Fibra comprimida	Fibra traccionada	
$L = 40 [m]$						
$N_v = 3$	B	0,96	749,97	251,34	600,49	✓
$N_v = 4$	B		749,97	211,24	534,51	✓
$N_v = 5$	B		749,97	216,03	500,33	✓

6.3 Diseño según la norma AASHTO LRFD

En esta sección se muestran los resultados del procedimiento de diseño de las superestructuras de los puentes según la norma AASHTO por factores de carga y resistencia. Se modelaron los puentes en el software de elementos finitos CSiBridge con la finalidad de obtener las solicitaciones por carga móvil y compararlas con las obtenidas utilizando el teorema de Barré para el cálculo del momento flector máximo.

El análisis y diseño del acero de refuerzo para las losas se realizó según las metodologías propuestas por la norma, para los tramos en voladizo el por resistencia última y para los tramos centrales el método empírico. Posteriormente, en el diseño de las vigas longitudinales se verificaron los límites a las proporciones geométricas de la sección de acero y compuesta para luego verificar los Estados límites de Servicio, Resistencia y Fatiga.

Los distintos estados de cargas, utilizados en el análisis y diseño, que representan a los Estados límites son los siguientes:

- Resistencia I: $R_I: \eta * \{1,25 * DC + 1,5 * DW + 1,75 * (LL + IM)\}$;
- Servicio II: $S_{II}: \eta * \{DC + DW + 1,3 * (LL + IM)\}$;
- Fatiga I: $F_I: \eta * \{1,5 * (LL + IM)\}$;
- Fatiga II: $F_{II}: \eta * \{0,75 * (LL + IM)\}$.

6.3.1 Dimensionamiento de las vigas de acero

En esta parte se muestra el dimensionamiento (en metros) geométrico de las secciones transversales de las vigas metálicas que actuarán en conjunto con la losa de hormigón armado.

Tabla 65: Secciones metálicas para modelos de 15 [m] de luz

$N_v = 3$	$N_v = 4$	$N_v = 5$

Tabla 66: Secciones metálicas para modelos de 25 [m] de luz

$N_v = 3$	$N_v = 4$	$N_v = 5$

Tabla 67: Secciones metálicas para modelos de 40 [m] de luz

$N_v = 3$	$N_v = 4$	$N_v = 5$

6.3.2 Cargas y solicitaciones

En el software CSiBridge se realizaron los distintos modelos de puentes, se definieron los materiales y sus propiedades mecánicas, las dimensiones de las secciones transversales de las vigas metálicas y los espesores de las losas de hormigón armado de los distintos modelos. Además, se modelaron la carga lineal asociada a las barreras altas Tipo F de $672 \left[\frac{Kgf}{m} \right]$, como se indica a continuación:

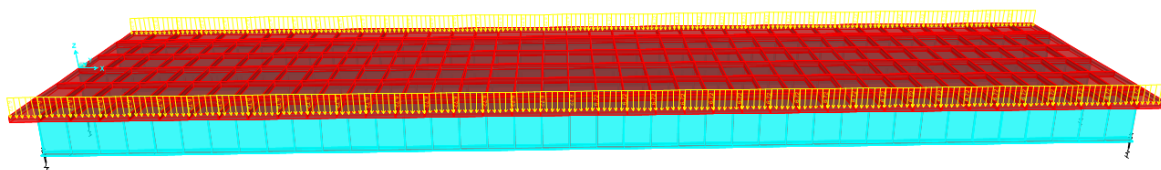


Figura 38: Cargas lineales de barreras altas Tipo F en CSiBridge (Puente de 40 [m])

Mientras que, la carga de área del pavimento de $0,12 \left[\frac{Tonf}{m^2} \right]$ sobre la losa se muestra en la Figura 35.

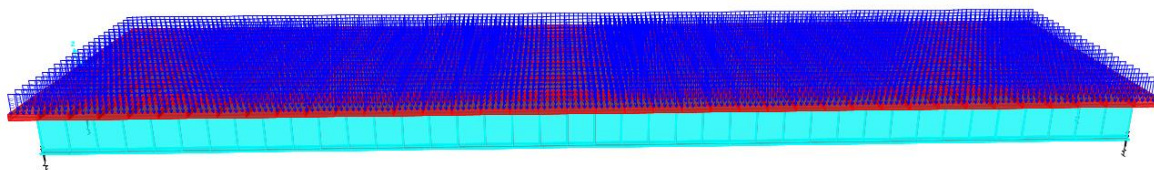


Figura 39: Carga de superficie del pavimento sobre la losa en CSiBridge (Puente de 40 [m])

En la Tabla 68 se presentan las solicitaciones finales por carga móvil, los factores de distribución de carga móvil para flexión y corte, así como el factor adicional por efectos dinámicos. Cabe destacar que, el sistema de cargas vehiculares más desfavorable resultó ser el HL-93K (camión HS 20-44 más carga de faja). Se debe resaltar que, la parte respectiva al camión HS 20-44 de las solicitaciones finales mostradas a continuación fueron calculadas según el teorema de Barré.

Tabla 68: Factores y solicitaciones finales por carga viva móvil LRFD

Modelos	Distribución interna		Factores	Solicitaciones finales	
	Flexión	Corte		$M_{LL} [Tonf * m]$	$V_{LL} [Tonf]$
15 [m]			Impacto		
$N_v = 3$	0,939	1,33	1,33	159,14	66,89
$N_v = 4$	0,681	0,806		108,08	40,51
$N_v = 5$	0,536	0,664		85,93	33,38
Modelos	Distribución interna		Factores	Solicitaciones finales	
Flexión	Corte	$M_{LL} [Tonf * m]$		$V_{LL} [Tonf]$	
25 [m]			Impacto		
$N_v = 3$	0,884	1,33	1,33	307,11	80,17
$N_v = 4$	0,641	0,806		222,78	48,56
$N_v = 5$	0,51	0,664		177,12	40
Modelos	Distribución interna		Factores	Solicitaciones finales	
Flexión	Corte	$M_{LL} [Tonf * m]$		$V_{LL} [Tonf]$	
40 [m]			Impacto		
$N_v = 3$	0,829	1,33	1,33	565,69	94,67
$N_v = 4$	0,608	0,806		415	57,34
$N_v = 5$	0,494	0,664		337,18	47,24

En la siguiente Tabla se presenta la comparación entre las solicitaciones móviles obtenidas desde el software CSiBridge y las resultantes del análisis de líneas de influencia para una viga simplemente apoyada. Notar que, los momentos finales por carga móvil vehicular LRFD son los producidos por el sistema de cargas “camión más carga de faja”, con los efectos dinámicos aplicados al camión y los coeficientes de distribución interna al camión y a la carga de faja (en la comparación no se incluye el factor de mayoración del 20% del Manual de Carreteras).

Tabla 69: Comparación solicitaciones móviles por flexión máximas

Puentes	$M_{LL} [Tonf * m]$					
	$N_v = 3$		$N_v = 4$		$N_v = 5$	
	Teorema de Barre	CSiBridge	Teorema de Barre	CSiBridge	Teorema de Barre	CSiBridge
15 [m]	125,46	132,62	90,07	83,32	71,61	66,6
25 [m]	255,93	230,36	185,65	156,41	147,6	126,07
40 [m]	471,41	412,39	345,83	289,46	280,98	226,32

Los momentos máximos por el paso del camión de diseño obtenidos por el teorema de Barré tienden a ser mayores a los entregados por los modelos en CSiBridge. Resultando las menores diferencias en los modelos de 15 [m] y las mayores en los de 40 [m]. En la siguiente Figura se muestra una comparación porcentual entre los valores obtenidos por ambos métodos.

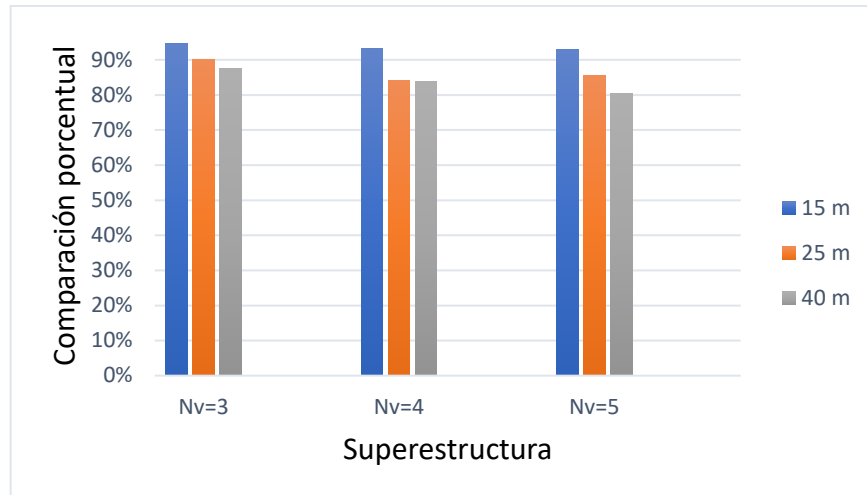


Figura 40: Comparación porcentual momentos por carga móvil

Se observan mayores valores en los momentos obtenidos por medio del teorema de Barré. Para el diseño de las superestructuras de los puentes se considerará el mayor valor de los momentos obtenido.

En el Anexo B se presentan los diagramas de momentos flectores positivos por el modelo de carga vehicular HL-93, obtenidos mediante el software CSiBridge.

6.3.3 Diseño de la losa de hormigón armado

La norma AASHTO LRFD propone tres metodologías de análisis y diseño de losas de hormigón armado. El método elástico para losas, comúnmente conocido como el método de las franjas (utilizado en el diseño de losas según la norma Estándar). El método refinado, en el cual las losas deben modelarse por medio de elementos finitos y el método Empírico. La norma establece que, este último método solo es aplicable para los tramos centrales de losa.

El diseño de los tramos en voladizo de losa se realizó por medio del método elástico considerando el rango plástico y la sollicitación por carga vehicular sobre el tramo en voladizo se estimó con el procedimiento detallado en 5.4.2. Mientras que, para el refuerzo en los tramos centrales se consideró el método empírico.

A continuación, se muestran los espesores de losa para cada superestructura, considerando que el espesor debe cumplir $t_s \geq 17,5 [cm]$:

Tabla 70: Espesores de losa para las superestructuras de los puentes

Superestructura	$N_v = 3$	$N_v = 4$	$N_v = 5$
$t_s [cm]$	20	23	25

6.3.3.1 Cargas y sollicitaciones sobre tramos en voladizo

En primer lugar, se obtuvieron las cargas por peso propio de los elementos estructurales (losa) y no estructurales (pavimento y barreras) sobre los tramos de losa en voladizo para los distintos puentes:

➤ Cargas y solicitaciones permanentes:

Tabla 71: Cargas permanentes sobre tramos de losa en voladizo

Superestructura	$N_v = 3$	$N_v = 4$	$N_v = 5$
$q_{Losa} \left[\frac{\text{Tonf}}{m} \right]$	0,88	1,01	1,1
$q_{pavimento} \left[\frac{\text{Tonf}}{m} \right]$	0,18	0,18	0,18
$q_{barreras} \left[\frac{\text{Tonf}}{m} \right]$	0,65	0,65	0,65

Luego, los momentos flectores actuantes por cargas permanentes sobre los tramos de losa en voladizo son los siguientes:

Tabla 72: Solicitaciones por carga permanente sobre tramos de losa en voladizo

Superestructura	$N_v = 3$	$N_v = 4$	$N_v = 5$
$M_{DC} \left[\frac{\text{Tonf} * m}{m} \right]$	1,83	1,95	2,03
$M_{DW} \left[\frac{\text{Tonf} * m}{m} \right]$	0,135	0,135	0,135
$M_{vol} \left[\frac{\text{Tonf} * m}{m} \right]$	1,97	2,085	2,16

Donde:

- M_{DC} : momento por peso propio de la losa más peso de barreras altas Tipo F sobre el voladizo;
- M_{DW} : momento por peso propio del pavimento sobre el voladizo;
- M_{vol} : momento total por cargas permanentes sobre el tramo de losa en voladizo.

Por último, se calculó la carga y la consecuente sollicitación móvil en el tramo en voladizo. Donde la carga de rueda del camión se ubica a 30,5 [cm] desde las barreras altas.

➤ Cargas y solicitaciones móvil:

Tabla 73: Carga y sollicitación por carga móvil sobre tramos de losa en voladizo

Puente	$L = 15 [m]$	$L = 25 [m]$	$L = 40 [m]$
$X [m]$		1,195	
$E [m]$		2,138	
$P' [\text{Tonf}]$		7,398	
$M_{LL} \left[\text{Tonf} * \frac{m}{m} \right]$		4,13	

6.3.3.2 Diseño del refuerzo para tramos en voladizo

El diseño de las losas se realizó en el Estado límite de Resistencia I, resultando las siguientes sollicitaciones finales sobre los tramos en voladizo:

Tabla 74: Solicitaciones finales sobre los tramos de losa en voladizo

Superestructura	$N_v = 3$	$N_v = 4$	$N_v = 5$
$M_{RES I} \left[\frac{Tonf * m}{m} \right]$	9,73	9,875	9,97

Además, se consideró la siguiente expresión para determinar la cuantía balanceada de acero de refuerzo:

$$\rho_b = \frac{0,85 * f'_c * \beta_1 * 0,003 * E_s}{f_y * (0,003 * E_s + f_y)} = 0,03096$$

Tabla 75: Parámetros de diseño de tramos de losa en voladizo

Parámetro	Valor
$r_{sup} [cm]$	4
$b [cm]$	100
$A_{min} [cm^2]$	5
ϕ	0,9
β_1	0,85

En la Tabla 76 se muestra el detalle (cuantía suministrada, diámetro de las barras de acero de refuerzo y el espaciamiento) del refuerzo suministrado en los tramos de losa en voladizo.

Tabla 76: Cuantías y refuerzo suministrado en tramos de losa en voladizo para los puentes

Superestructura	$N_v = 3$		$N_v = 4$		$N_v = 5$	
	ρ_{sum}	Refuerzo	ρ_{sum}	Refuerzo	ρ_{sum}	Refuerzo
Detalle	0,01257	$\phi 16@10$	0,00893	$\phi 18@15$	0,0064	$\phi 16@15$

Finalmente, en la Tabla 77 se observa que, el momento resistente nominal minorado de la sección de losa en los tramos en voladizo de las superestructuras de los puentes es mayor a la sollicitación por flexión en el Estado límite de Resistencia I detallada en la Tabla 74.

Tabla 77: Momentos resistentes nominales minorados para los tramos de losa en voladizo de los puentes

Superestructura	$N_v = 3$	$N_v = 4$	$N_v = 5$	Estado
$\phi * M_n \left[\frac{Tonf * m}{m} \right]$	10,9	11,3	10,08	✓

6.3.3.3 Diseño del refuerzo para tramos centrales (Método empírico)

En las Tablas 78, 79 y 80 se muestra la verificación de las condiciones para el uso del refuerzo en las losas centrales. Adicionalmente, se debe cumplir con lo siguiente:

- Los elementos soportantes deben estar diseñados en acero u hormigón;
- El tablero se hormigona in situ y se cura al agua;

- El tablero es de espesor uniforme, excepto por algunos aumentos de espesores localizados;
- El tablero debe trabajar en forma conjunta (compuesta) con los elementos estructurales sobre los que se apoya.

Tabla 78: Verificación condiciones método empírico para losas centrales de puente 15 [m] de luz

Puente: $L = 15$ [m]	$N_v = 3$	$N_v = 4$	$N_v = 5$	Estado
$S_E < 410$ [cm]	340,5	223	165	✓
$6 \leq \frac{S_E}{e_L} < 18$	17,0,25	9,7	6,6	✓
$e_L \geq 17,5$ [cm]	20	23	25	✓
$L_{vol} > 5 * e_L$ [cm]	176			✓
$f'_c \geq 280$ $\left[\frac{Kgf}{cm^2}\right]$	300			✓
$f_y \geq 4200$ $\left[\frac{Kgf}{cm^2}\right]$	4200			✓

Tabla 79: Verificación condiciones método empírico para losas centrales de puente 25 [m] de luz

Puente: $L = 25$ [m]	$N_v = 3$	$N_v = 4$	$N_v = 5$	Estado
$S_E < 410$ [cm]	337	218	158	✓
$6 \leq \frac{S_E}{e_L} < 18$	16,85	9,48	6,32	✓
$e_L \geq 17,5$ [cm]	20	23	25	✓
$L_{vol} > 5 * e_L$ [cm]	176			✓
$f'_c \geq 280$ $\left[\frac{Kgf}{cm^2}\right]$	300			✓
$f_y \geq 4200$ $\left[\frac{Kgf}{cm^2}\right]$	4200			✓

Tabla 80: Verificación condiciones método empírico para losas centrales de puente 40 [m] de luz

Puente: $L = 40$ [m]	$N_v = 3$	$N_v = 4$	$N_v = 5$	Estado
$S_E < 410$ [cm]	329	210	150	✓
$6 \leq \frac{S_E}{e_L} < 18$	17,32	9,13	6	✓
$e_L \geq 17,5$ [cm]	20	23	25	✓
$L_{vol} > 5 * e_L$ [cm]	176			✓
$f'_c \geq 280$ $\left[\frac{Kgf}{cm^2}\right]$	300			✓
$f_y \geq 4200$ $\left[\frac{Kgf}{cm^2}\right]$	4200			✓

En la Tabla 81 se muestran los parámetros de diseño para los tramos centrales de losa de las superestructuras de los puentes.

Tabla 81: Parámetros de diseño para tramos centrales de losa

Parámetro	Valor
r_{inf} [cm]	2,5
b [cm]	100
A_{min} [cm ²]	5

Como se indica en 5.4.1 la cantidad mínima de refuerzo para cada capa inferior y superior será la siguiente:

- Capa inferior: $5,715 \left[\frac{cm^2}{m} \right]$
- Capa superior: $3,81 \left[\frac{cm^2}{m} \right]$

En la Tabla 82 se muestra el refuerzo propuesto para los tramos centrales de losa de cada uno de los modelos de puentes, según el método empírico especificado en la norma AASHTO LRFD. Se dispondrá doble capa en las caras exterior e interior del elemento.

Tabla 82: Detalle del refuerzo isotrópico para los tramos centrales de losa

Capas exteriores			Capas interiores		
ϕ [mm]	s [cm]	Estado	ϕ [mm]	s [cm]	Estado
16	35 < 45	✓	10	20 < 45	✓

6.3.4 Diseño de conectores de corte

El número y el espaciamiento de los conectores se determinará en el Estado límite de Fatiga y se comprobarán para el Estado límite de Resistencia. De igual forma que en el diseño Estándar se utilizarán conectores tipo canal.

6.3.4.1 Diseño en el Estado límite de Fatiga

El rango de corte horizontal V_{sr} se estima según:

$$V_{sr} = \sqrt{V_{fat}^2 + F_{fat}^2}$$

En que:

- $F_{fat} = 0 \rightarrow$ Puentes rectos.

Por otro lado, el rango de corte longitudinal en la condición de Fatiga es:

$$V_{fat} = \frac{V_f * Q}{I}$$

Donde:

- V_f : rango de fuerza de corte vertical bajo la aplicación de la combinación de carga de Fatiga.

En las Figuras 41, 42 y 43 se presenta la variación de las fuerzas de corte (unidades en [Tonf]) producidas sobre los puentes por el paso de la carga vehicular de fatiga.

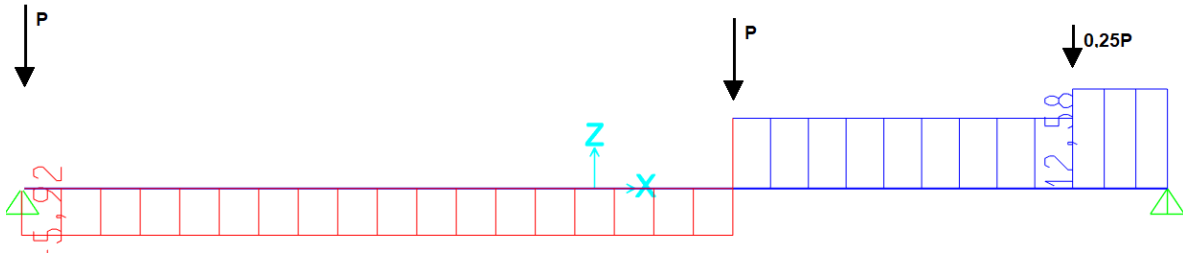


Figura 41: Fuerzas de corte por el camión de Fatiga para modelos de 15 [m].

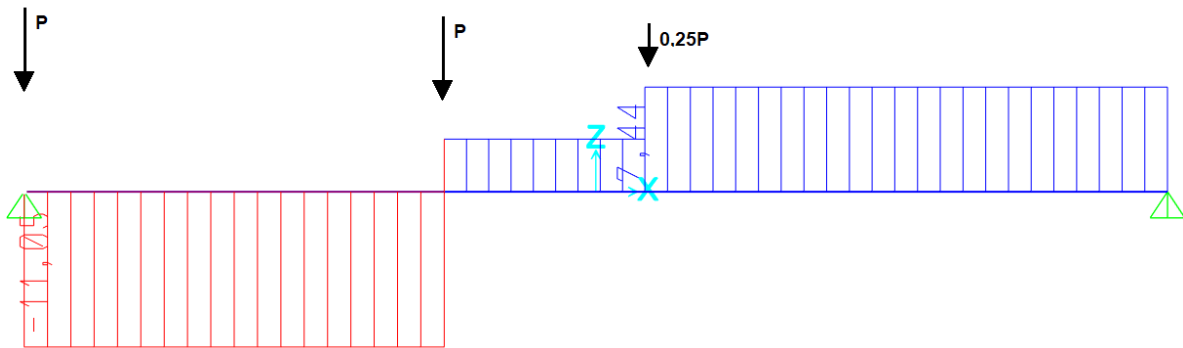


Figura 42: Fuerzas de corte por el camión de Fatiga para modelos de 25 [m].

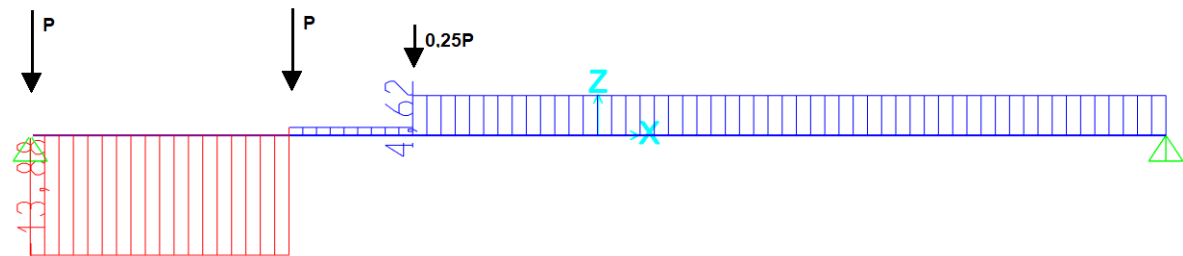


Figura 43: Fuerzas de corte por el camión de Fatiga para modelos de 40 [m].

Se definieron tres tramos para el diseño de los conectores:

- Tramo 1: $0 < L_1 < 9$ [m];
- Tramo 2: 9 [m] $< L_2 < 13,3$ [m];
- Tramo 3: $13,3$ [m] $< L_3 < L$.

Aplicando los factores de distribución interna para corte y de amplificación dinámica se obtienen los rangos de corte horizontal para los modelos de puentes.

Tabla 83: Rango de corte horizontal para los modelos de puentes.

$L = 15 [m]$	$N_v = 3$			$N_v = 4$			$N_v = 5$		
Tramos	1	2	3	1	2	3	1	2	3
$V_f [Tonf]$	31,68	13,58	19,24	19,19	8,22	11,65	15,81	6,78	9,6
$V_{sr} \left[\frac{Kgf}{cm} \right]$	274,6	117,7	166,7	186,01	79,7	112,9	157,5	67,5	95,7
$L = 25 [m]$	$N_v = 3$			$N_v = 4$			$N_v = 5$		
Tramos	1	2	3	1	2	3	1	2	3
$V_f [Tonf]$	39,53	5,73	11,38	23,95	3,47	6,89	19,73	2,86	5,68
$V_{sr} \left[\frac{Kgf}{cm} \right]$	257,3	37,3	74,1	156,7	22,7	45,1	132,2	19,2	38,1
$L = 40 [m]$	$N_v = 3$			$N_v = 4$			$N_v = 5$		
Tramos	1	2	3	1	2	3	1	2	3
$V_f [Tonf]$	43,86	1,4	7,06	26,56	0,85	4,28	21,88	0,7	3,52
$V_{sr} \left[\frac{Kgf}{cm} \right]$	193,5	6,2	31,2	113	3,6	18,2	86,5	2,8	13,9

La resistencia al corte por Fatiga para vida infinita de un conector tipo canal cuando se tiene un $ADTT_{SL}$ prevista para 75 años superior a 1850 camiones por día y utilizando la combinación de cargas Fatiga I, se puede estimar como sigue:

$$Z_r = 375,015 * w$$

Con una longitud del conector $w = 15 [cm]$. Luego, la resistencia del conector es:

$$z = 5625,2 [Kgf]$$

Por último, la separación de los conectores en cada tramo para satisfacer el Estado límite de Fatiga será:

$$p = \frac{n_o * z_r}{V_{sr}}$$

Se tomo en consideración un conector canal colocado transversalmente. En la Tabla 84 se presenta la separación de los conectores de corte tipo canal y la cantidad total de estos para cada modelo de puente.

Tabla 84: Separación y cantidad total de conectores para el E° límite de Fatiga.

Puente: $L = 15$ [m]	$N_v = 3$			$N_v = 4$			$N_v = 5$		
Tramo	1	2	3	1	2	3	1	2	3
p [cm]	20	47	33	30	60	49	26	60	58
N° total de conectores	59			41			37		
Puente: $L = 25$ [m]	$N_v = 3$			$N_v = 4$			$N_v = 5$		
Tramo	1	2	3	1	2	3	1	2	3
p [cm]	21	60	60	35	60	60	42	60	60
N° total de conectores	70			53			49		
Puente: $L = 40$ [m]	$N_v = 3$			$N_v = 4$			$N_v = 5$		
Tramo	1	2	3	1	2	3	1	2	3
p [cm]	29	60	60	49	60	60	60	60	60
N° total de conectores	84			71			67		

6.3.4.2 Verificación en Estado Límite de Resistencia

Para el Estado límite de Resistencia, el mínimo de conectores de corte entre los puntos de momento nulo y máximo momento positivo será al menos:

$$n = \frac{P}{Q_r}$$

En que Q_r es la resistencia al corte de un conector factorizada ($Q_r = \phi_{sc} * Q_n$), y la resistencia nominal al corte del conector se puede estimar según:

$$Q_n = 0,3 * (t_f + 0,5 * t_w) * L_c * \sqrt{f'_c * E_c}$$

Para un conector con un espesor de ala $t_f = 0,85$ [cm], espesor de alma $t_w = 0,6$ [cm] y una longitud $L_c = 15$ [cm], la resistencia al corte del conector es:

$$Q_n = 45839,5 \text{ [Kgf]}$$

En la siguiente tabla se muestra el mínimo número de conectores de corte tipo canal para la correcta verificación del Estado límite de Resistencia.

Tabla 85: Cantidad mínima de conectore canal para el E° límite de Resistencia.

Puente: $L = 15$ [m]	$N_v = 3$	$N_v = 4$	$N_v = 5$
P [Kgf]	585529	491116	436050
n	16	13	12
Puente: $L = 25$ [m]	$N_v = 3$	$N_v = 4$	$N_v = 5$
P [Kgf]	918000	612000	459000
n	24	16	12
Puente: $L = 40$ [m]	$N_v = 3$	$N_v = 4$	$N_v = 5$
P [Kgf]	1009800	673200	504900
n	26	18	13

Por último, desde la Tabla 84 y 85 se comprueba que la cantidad de conectores diseñados en el Estado límite de Fatiga es adecuada para la condición de Resistencia ultima.

6.3.5 Diseño de vigas: Verificación proporciones geométricas LRFD

A continuación, en las Tablas 86, 87 y 88 se presenta la verificación geométrica LRFD de la sección de acero (alma, alas en tracción y en compresión) de los modelos de puente de 15, 25 y 40 [m] respectivamente, además de revisar el límite de proporción del peralte de la viga compuesta y el requisito seccional para garantizar la capacidad del alma de desarrollar resistencia al corte después del pandeo debido al campo de tracciones descrito en 5.9.2 para almas reforzadas.

Tabla 86: Verificación de las restricciones LRFD a las proporciones geométricas de los puentes de 15 [m] de luz.

Elemento	Restricción	Puente: 15 [m]	Valor	Estado
Alma	$t_w \geq 0,8$ [cm]	$N_v = 3$	0,8 [cm]	✓
		$N_v = 4$	0,8 [cm]	✓
		$N_v = 5$	0,8 [cm]	✓
	$\frac{D}{t_w} \leq 150$	$N_v = 3$	139,5	✓
		$N_v = 4$	121,13	✓
		$N_v = 5$	108,5	✓
Ala inferior	$\frac{b_t}{2 * t_t} \leq 12$	$N_v = 3$	6,3	✓
		$N_v = 4$	5,8	✓
		$N_v = 5$	5,6	✓
	$\frac{D}{b_t} \leq 6$	$N_v = 3$	4,5	✓
		$N_v = 4$	4,4	✓
		$N_v = 5$	4,3	✓
	$\frac{t_t}{t_w} \geq 1,1$	$N_v = 3$	2,5	✓
		$N_v = 4$	2,38	✓
		$N_v = 5$	2,25	✓
Ala superior	$\frac{b_c}{2 * t_c} \leq 12$	$N_v = 3$	6,96	✓
		$N_v = 4$	7,083	✓
		$N_v = 5$	5,36	✓
	$\frac{D}{b_c} \leq 6$	$N_v = 3$	5,72	✓
		$N_v = 4$	5,7	✓
		$N_v = 5$	5,79	✓
	$\frac{t_c}{t_w} \geq 1,1$	$N_v = 3$	1,75	✓
		$N_v = 4$	1,5	✓
		$N_v = 5$	1,75	✓
Alas	$0,1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 1$	$N_v = 3$	0,27	✓
		$N_v = 4$	0,19	✓
		$N_v = 5$	0,35	✓
Peralte viga compuesta	$\frac{H_t}{L} \geq 0,04$	$N_v = 3$	0,0893	✓
		$N_v = 4$	0,0793	✓
		$N_v = 5$	0,0727	✓
Sección (corte)	$\frac{2 * D * t_w}{b_c * t_c + b_t * t_t} \leq 2,5$	$N_v = 3$	2,31	✓
		$N_v = 4$	2,49	✓
		$N_v = 5$	2,44	✓

Tabla 87: Verificación de las restricciones LRFD a las proporciones geométricas de los puentes de 25 [m] de luz.

Elemento	Restricción	Puente: 25 [m]	Valor	Estado
Alma	$t_w \geq 0,8$ [cm]	$N_v = 3$	1 [cm]	✓
		$N_v = 4$	0,9 [cm]	✓
		$N_v = 5$	0,8 [cm]	✓
	$\frac{D}{t_w} \leq 150$	$N_v = 3$	134,8	✓
		$N_v = 4$	145	✓
		$N_v = 5$	144,5	✓
Ala inferior	$\frac{b_t}{2 * t_t} \leq 12$	$N_v = 3$	5,5	✓
		$N_v = 4$	5,5	✓
		$N_v = 5$	6	✓
	$\frac{D}{b_t} \leq 6$	$N_v = 3$	3,7	✓
		$N_v = 4$	4,2	✓
		$N_v = 5$	3,7	✓
	$\frac{t_t}{t_w} \geq 1,1$	$N_v = 3$	3,3	✓
		$N_v = 4$	3,11	✓
		$N_v = 5$	3,25	✓
Ala superior	$\frac{b_c}{2 * t_c} \leq 12$	$N_v = 3$	6,05	✓
		$N_v = 4$	6,47	✓
		$N_v = 5$	6,11	✓
	$\frac{D}{b_c} \leq 6$	$N_v = 3$	5,86	✓
		$N_v = 4$	5,93	✓
		$N_v = 5$	5,25	✓
	$\frac{t_c}{t_w} \geq 1,1$	$N_v = 3$	1,9	✓
		$N_v = 4$	1,89	✓
		$N_v = 5$	2,25	✓
Alas	$0,1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 1$	$N_v = 3$	0,12	✓
		$N_v = 4$	0,16	✓
		$N_v = 5$	0,24	✓
Peralte viga compuesta	$\frac{H_t}{L} \geq 0,04$	$N_v = 3$	0,064	✓
		$N_v = 4$	0,062	✓
		$N_v = 5$	0,056	✓
Sección (corte)	$\frac{2 * D * t_w}{b_c * t_c + b_t * t_t} \leq 2,5$	$N_v = 3$	1,66	✓
		$N_v = 4$	1,89	✓
		$N_v = 5$	1,54	✓

Tabla 88: Verificación de las restricciones LRFD a las proporciones geométricas de los puentes de 40 [m]

Elemento	Restricción	Puente: 40 [m]	Valor	Estado
Alma	$t_w \geq 0,8$ [cm]	$N_v = 3$	1,2[cm]	✓
		$N_v = 4$	1,2 [cm]	✓
		$N_v = 5$	1,2 [cm]	✓
	$\frac{D}{t_w} \leq 150$	$N_v = 3$	149,8	✓
		$N_v = 4$	149,17	✓
		$N_v = 5$	146,75	✓
Ala inferior	$\frac{b_t}{2 * t_t} \leq 12$	$N_v = 3$	5,4	✓
		$N_v = 4$	5,4	✓
		$N_v = 5$	5,4	✓
	$\frac{D}{b_t} \leq 6$	$N_v = 3$	4	✓
		$N_v = 4$	4,6	✓
		$N_v = 5$	4,8	✓
	$\frac{t_t}{t_w} \geq 1,1$	$N_v = 3$	3,5	✓
		$N_v = 4$	3	✓
		$N_v = 5$	2,83	✓
Ala superior	$\frac{b_c}{2 * t_c} \leq 12$	$N_v = 3$	5,17	✓
		$N_v = 4$	6,25	✓
		$N_v = 5$	6	✓
	$\frac{D}{b_c} \leq 6$	$N_v = 3$	5,8	✓
		$N_v = 4$	5,97	✓
		$N_v = 5$	5,87	✓
	$\frac{t_c}{t_w} \geq 1,1$	$N_v = 3$	2,5	✓
		$N_v = 4$	2	✓
		$N_v = 5$	2,08	✓
Alas	$0,1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 1$	$N_v = 3$	0,25	✓
		$N_v = 4$	0,23	✓
		$N_v = 5$	0,32	✓
Peralte viga compuesta	$\frac{H_t}{L} \geq 0,04$	$N_v = 3$	0,052	✓
		$N_v = 4$	0,052	✓
		$N_v = 5$	0,051	✓
Sección (corte)	$\frac{2 * D * t_w}{b_c * t_c + b_t * t_t} \leq 2,5$	$N_v = 3$	1,53	✓
		$N_v = 4$	2,02	✓
		$N_v = 5$	2,1	✓

6.3.6 Diseño de vigas: Verificación Estado límite de Servicio

En esta parte se muestra la verificación de las superestructuras de los modelos de puentes en el Estado límite de Servicio. En primer lugar, se revisan los esfuerzos generados en la sección de acero y compuesta considerando la secuencia de cargas, y luego se presenta el respectivo control de deflexiones, tomando en cuenta las recomendaciones para limitar la deflexión por carga móvil detalladas en 5.5.1 y la contra- flecha propuesta especificada en 2.2.5.

6.3.6.1 Verificación esfuerzos admisibles

Se estimaron los esfuerzos en la sección crítica (punto de máxima flexión), generados por el peso propio de la viga de acero y de la losa de hormigón sobre la sección de acero, sumados a los por colocación del pavimento de hormigón, las barreras altas Tipo F y los generados por el sistema de cargas móviles HL-93K sobre la acción compuesta (considerando la secuencia de cargas). En las Tablas 89, 90 y 91 se presenta esta información en relación con los modelos de puentes de 15, 25 y 40 [m], respectivamente.

Tabla 89: Verificación esfuerzos elásticos por flexión en Servicio para puentes de 15 [m] de luz.

Puente: 15 [m]	$\sigma \left[\frac{Kgf}{cm^2} \right]$					
Modelo	Ala superior	Ala inferior	Admisible	Hormigón	Admisible	Estado
$N_v = 3$	1920,75	3227,1	3339,25	80,13	180	✓
$N_v = 4$	2199,25	3174,58		92,9		✓
$N_v = 5$	2295,63	3143,01		101,3		✓

Tabla 90: Verificación esfuerzos elásticos por flexión en Servicio para puentes de 25 [m] de luz.

Puente: 25 [m]	$\sigma \left[\frac{Kgf}{cm^2} \right]$					
Modelo	Ala superior	Ala inferior	Admisible	Hormigón	Admisible	Estado
$N_v = 3$	2698,44	2896,85	3339,25	92,59	180	✓
$N_v = 4$	2712,05	2889,65		97,65		✓
$N_v = 5$	2923,99	2999,07		114,03		✓

Tabla 91: Verificación esfuerzos elásticos por flexión en Servicio para puentes de 40 [m] de luz.

Puente: 40 [m]	$\sigma \left[\frac{Kgf}{cm^2} \right]$					
Modelo	Ala superior	Ala inferior	Admisible	Hormigón	Admisible	Estado
$N_v = 3$	3192,77	3136,91	3339,25	100,74	180	✓
$N_v = 4$	3168,55	3057,27		104,99		✓
$N_v = 5$	2917,5	2815,04		103,4		✓

6.3.6.2 Control de deflexiones

En las Tablas 92, 93 y 94 se muestra el cálculo y verificación de deflexiones para los modelos de puentes de 15, 25 y 40 [m], respectivamente. Se calculó la contra- flecha y se estimaron las deflexiones por carga permanente y por carga viva vehicular correspondiente y, se consideró como limite a esta ultima el detallado en 5.5.1 para puentes carreteros.

Tabla 92: Control de deflexiones para modelos de luz 15 [m].

Puente: $L = 15$ [m]	δ_{DC} [cm]	δ_{LL} [cm]	$\delta_{LL,ADM}$ [cm]	δ_{CF} [cm]	Estado
$N_v = 3$	1,987	1,566	1,875	3	✓
$N_v = 4$	2,56	1,815		4	✓
$N_v = 5$	2,955	1,838		4	✓

Tabla 93: Control de deflexiones para modelos de luz 25 [m].

Puente: $L = 25$ [m]	δ_{DC} [cm]	δ_{LL} [cm]	$\delta_{LL,ADM}$ [cm]	δ_{CF} [cm]	Estado
$N_v = 3$	6,646	2,828	3,125	8	✓
$N_v = 4$	7,075	2,98		9	✓
$N_v = 5$	8,275	3,121		10	✓

Tabla 94: Control de deflexiones para modelos de luz 40 [m].

Puente: $L = 40$ [m]	δ_{DC} [cm]	δ_{LL} [cm]	$\delta_{LL,ADM}$ [cm]	δ_{CF} [cm]	Estado
$N_v = 3$	16,608	4,427	5	19	✓
$N_v = 4$	16,838	4,38		19	✓
$N_v = 5$	15,755	4,211		18	✓

Donde:

- δ_{DC} : Deflexión por peso propio de elementos estructurales y no estructurales;
- δ_{LL} : deflexión por carga viva, según criterio AASHTO LRFD;
- $\delta_{LL,ADM}$: limite recomendado para la deflexión por carga viva en puentes vehiculares;
- δ_{CF} : contra- flecha propuesta.

6.3.7 Diseño de vigas: Verificación Estado límite de Resistencia

En la verificación de este Estado límite se determinó la ubicación del eje neutro de la sección en la condición plástica y se comprobó la compacidad de la sección. Luego, se calculó la resistencia plástica a la flexión M_p y el momento de fluencia de la sección M_y , además de revisar el requisito de ductilidad de la sección en la condición plástica. Por último, se presenta el cálculo de la resistencia al corte de la viga de acero.

6.3.7.1 Ubicación eje neutro plástico

En las Tablas 95, 96 y 97 se muestra la ubicación exacta del eje neutro plástico y la verificación de la compacidad de la sección en esta condición para los puentes de 15, 25 y 40 [m], respectivamente.

Considerar la ubicación del ENP según los casos detallados en 5.8.1.1 en la Tabla 23 y la Figura 20, los cuales son:

- Caso 1: En el alma;
- Caso 2: En el ala superior;
- Caso 3: En la losa debajo de P_{rb} (fuerza del acero de refuerzo inferior);
- Caso 4: En la losa en P_{rb} ;
- Caso 5: En la losa, sobre P_{rb} y debajo de P_{rt} (fuerza del acero de refuerzo superior);
- Caso 6: En la losa, en P_{rt} ;
- Caso 7: En la losa, sobre P_{rt} .

Tabla 95: Ubicación eje neutro plástico y compacidad de la sección para puentes de 15 [m] de luz.

Puente: $L = 15$ [m]	Ubicación eje neutro plástico y compacidad de la sección			
	Caso	Y [cm]	D_{cp} [cm]	Compacidad
$N_v = 3$	5	12,41	0	✓
$N_v = 4$	5	15,7	0	✓
$N_v = 5$	3	18,98	0	✓

Tabla 96: Ubicación eje neutro plástico y compacidad de la sección para puentes de 25 [m] de luz.

Puente: $L = 25$ [m]	Ubicación eje neutro plástico y compacidad de la sección			
	Caso	Y [cm]	D_{cp} [cm]	Compacidad
$N_v = 3$	2	0,32	0	✓
$N_v = 4$	2	1,21	0	✓
$N_v = 5$	2	5,54	0	✓

Tabla 97: Ubicación eje neutro plástico y compacidad de la sección para puentes de 40 [m] de luz.

Puente: $L = 40$ [m]	Ubicación eje neutro plástico y compacidad de la sección			
	Caso	Y [cm]	D_{cp} [cm]	Compacidad
$N_v = 3$	1	1,28	1,28	✓
$N_v = 4$	1	32,25	32,25	✓
$N_v = 5$	1	44,91	44,91	✓

6.3.7.2 Resistencia plástica a la flexión M_p de la sección

En las Tablas 98, 99 y 100 se presenta la verificación de la resistencia a flexión de la sección respecto a las solicitaciones últimas en el Estado Límite de Resistencia para los puentes de 15, 25 y 40 [m], respectivamente. Adicionalmente, se estimó el momento de fluencia M_y para revisar que se cumpliera que $M_p > M_y$ y que la resistencia última a flexión de la sección quedara controlada por el momento plástico.

Tabla 98: Verificación resistencia última a flexión de la sección para puentes de 15 [m] de luz.

Puente: $L = 15$ [m]	M_p [Tonf * m]	M_y [Tonf * m]	$\phi * M_n$ [Tonf * m]	M_u [Tonf * m]
$N_v = 3$	459,51	301,18	459,51	379,47
$N_v = 4$	338,88	217,87	331,3	270,77
$N_v = 5$	267,64	170,55	255,91	220,49

Tabla 99: Verificación resistencia última a flexión de la sección para puentes de 25 [m] de luz.

Puente: $L = 25$ [m]	M_p [Tonf * m]	M_y [Tonf * m]	$\phi * M_n$ [Tonf * m]	M_u [Tonf * m]
$N_v = 3$	1007,3	586,26	988,26	840,79
$N_v = 4$	750,55	427,04	731,2	634,31
$N_v = 5$	579,16	306,48	557,09	519,37

Tabla 100: Verificación resistencia última a flexión de la sección para puentes de 40 [m] de luz.

Puente: $L = 40$ [m]	M_p [Tonf * m]	M_y [Tonf * m]	$\phi * M_n$ [Tonf * m]	M_u [Tonf * m]
$N_v = 3$	2062,03	1539,26	2024,89	1856,33
$N_v = 4$	1633,72	719,95	1435,1	1426,45
$N_v = 5$	1439,79	614,2	1197,68	1195,78

Por otro lado, se dio cumplimiento al requisito de ductilidad. En la siguiente tabla se presenta la verificación de este requisito para los modelos de puentes.

Tabla 101: Revisión requisito de ductilidad de la sección en la condición plástica para los puentes.

Requisito	Puente: $L = 15$ [m]	Límite: $0,42 * D_t$ [cm]	D_p [cm]	Estado
$D_p \leq 0,42 * D_t$	$N_v = 3$	56,28	12,41	✓
	$N_v = 4$	49,98	15,7	✓
	$N_v = 5$	45,78	17,73	✓
Requisito	Puente: $L = 25$ [m]	Límite: $0,42 * D_t$ [cm]	D_p [cm]	Estado
$D_p \leq 0,42 * D_t$	$N_v = 3$	67,2	20,32	✓
	$N_v = 4$	65,1	21,21	✓
	$N_v = 5$	58,8	21,62	✓
Requisito	Puente: $L = 40$ [m]	Límite: $0,42 * D_t$ [cm]	D_p [cm]	Estado
$D_p \leq 0,42 * D_t$	$N_v = 3$	87,78	26,28	✓
	$N_v = 4$	86,94	56,65	✓
	$N_v = 5$	85,68	69,41	✓

6.3.7.3 Resistencia al corte de la viga de acero

La resistencia al corte de las vigas de acero de las superestructuras de los puentes se determinó en función del espaciamiento d_o de los refuerzos transversales en el alma. El procedimiento para determinar la resistencia nominal al corte V_n de almas reforzadas se detalla en el apartado 5.9.2 de este trabajo. En las Tablas 102, 103 y 104 se muestra la verificación de la resistencia al corte de los puentes de 15, 25, y 40 [m], respectivamente.

Tabla 102: Resistencia al corte de las vigas de acero para los puentes de 15 [m] de luz.

Puente: $L = 15$ [m]	V_p [Tonf]	d_o [cm]	C	$\phi * V_n$ [Tonf]	V_u [Tonf]
$N_v = 3$	182,02	100	0,541	156,61	144,91
$N_v = 4$	162,93	140	0,454	115,98	93,42
$N_v = 5$	145,97	130	0,552	112,86	77,75

Tabla 103: Resistencia al corte de las vigas de acero para los puentes de 25 [m] de luz.

Puente: $L = 25$ [m]	V_p [Tonf]	d_o [cm]	C	$\phi * V_n$ [Tonf]	V_u [Tonf]
$N_v = 3$	274,82	190	0,388	191,3	189,82
$N_v = 4$	239,45	195	0,323	155,77	124,88
$N_v = 5$	188,54	170	0,328	123,87	104,19

Tabla 104: Resistencia al corte de las vigas de acero para los puentes de 40 [m] de luz.

Puente: $L = 40$ [m]	V_p [Tonf]	d_o [cm]	C	$\phi * V_n$ [Tonf]	V_u [Tonf]
$N_v = 3$	439,87	265	0,305	283,51	253,4
$N_v = 4$	437,91	265	0,307	282,21	171,25
$N_v = 5$	430,82	260	0,318	280,28	144

6.3.8 Diseño de vigas: Verificación Estado límite de Fatiga

Se verificó la Fatiga en las fibras extremas de la viga metálica sobre la acción compuesta a corto plazo, considerando que la categoría de los detalles de los puentes para el diseño a fatiga inducida por las cargas es B. La norma LRFD indica que, para la fatiga inducida por las cargas cada detalle deberá satisfacer:

$$\gamma * (\Delta f) \leq (\Delta F)_n$$

- Para la combinación de cargas de Fatiga I y vida infinita:

$$(\Delta F)_n = (\Delta F)_{TH}$$

Donde el umbral de esfuerzos de fatiga $(\Delta F)_{TH}$ para amplitud constante se tomó desde la Tabla 19 para la categoría de detalle considerada, y su valor es $(\Delta F)_{TH} = 1120 \left[\frac{kgf}{cm^2} \right]$.

En las Tablas 105, 106 y 107 se muestra la verificación de la fatiga inducida por las cargas para la combinación de cargas Fatiga I.

Tabla 105: Verificación de los esfuerzos por carga de Fatiga LRFD en los puentes de 15 [m] de luz.

Puenete	Categoría	Factor modificador γ	$\frac{(\Delta F)_n}{\gamma} \left[\frac{Kgf}{cm^2} \right]$	$\sigma \left[\frac{Kgf}{cm^2} \right]$		Estado
				Fibra comprimida	Fibra traccionada	
$L = 15 [m]$						
$N_v = 3$	B	1,5	749,97	106,75	717,26	✓
$N_v = 4$	B		749,97	131,72	698,32	✓
$N_v = 5$	B		749,97	150,29	704,12	✓

Tabla 106: Verificación de los esfuerzos por carga de Fatiga LRFD en los puentes de 25 [m] de luz.

Puenete	Categoría	Factor modificador γ	$\frac{(\Delta F)_n}{\gamma} \left[\frac{Kgf}{cm^2} \right]$	$\sigma \left[\frac{Kgf}{cm^2} \right]$		Estado
				Fibra comprimida	Fibra traccionada	
$L = 25 [m]$						
$N_v = 3$	B	1,5	749,97	227,38	714,32	✓
$N_v = 4$	B		749,97	251,47	705,21	✓
$N_v = 5$	B		749,97	279,57	709,85	✓

Tabla 107: Verificación de los esfuerzos por carga de Fatiga LRFD en los puentes de 40 [m] de luz.

Puenete	Categoría	Factor modificador γ	$\frac{(\Delta F)_n}{\gamma} \left[\frac{Kgf}{cm^2} \right]$	$\sigma \left[\frac{Kgf}{cm^2} \right]$		Estado
				Fibra comprimida	Fibra traccionada	
$L = 40 [m]$						
$N_v = 3$	B	1,5	749,97	274,4	628,85	✓
$N_v = 4$	B		749,97	294,84	589,28	✓
$N_v = 5$	B		749,97	299,2	536,98	✓

Adicionalmente, se revisó el requisito especial de almas para Fatiga detallado en el punto 5.7.2.2. Las almas con refuerzo transversal, reforzadas o no longitudinalmente, deben satisfacer el siguiente requerimiento en el Estado límite de Fatiga.

$$V_u \leq V_{cr}$$

En la Tabla 108 se puede observar que este requisito por fatiga en el alma de las vigas de acero está satisfecho.

Tabla 108: Verificación requisito especial por Fatiga para almas de las vigas de los puentes.

Puente: $L = 15$ [m]	V_u [Tonf]	V_{cr} [Tonf]	Estado
$N_v = 3$	78,69	152,61	✓
$N_v = 4$	52,09	115,98	✓
$N_v = 5$	43,55	110,54	✓
Puente: $L = 25$ [m]	V_u [Tonf]	V_{cr} [Tonf]	Estado
$N_v = 3$	109,73	191,3	✓
$N_v = 4$	74,24	155,77	✓
$N_v = 5$	62,23	123,87	✓
Puente: $L = 40$ [m]	V_u [Tonf]	V_{cr} [Tonf]	Estado
$N_v = 3$	147,44	283,51	✓
$N_v = 4$	103,27	282,21	✓
$N_v = 5$	87,45	280,28	✓

Adicionalmente se realizó la verificación del Estado límite de Fatiga considerando la combinación de cargas Fatiga II y tomando la resistencia a la Fatiga como se muestra a continuación:

- Para la combinación de cargas de Fatiga II y vida finita:

$$(\Delta F)_n = \left(\frac{A}{N}\right)^{\frac{1}{3}}$$

En la Tabla 109 se especifican los parámetros de diseño por Fatiga utilizando la combinación de cargas Fatiga II para una vida útil finita. La constante A se tomó desde la Tabla 19 para la categoría de detalle considerada, el número de ciclos n del rango de esfuerzos por paso del camión de Fatiga LRFD se determinó desde la Tabla 20 tomando en cuenta que los puentes tienen una luz superior a 12,2 [m]. El número de camiones por día $ADTT$ en una vía se consideró con un valor de 300, suponiendo una zona rural y la fracción de tráfico de camiones en una vía p se tomó desde la Tabla 21 para dos vías disponibles para camiones. La vida útil de diseño se fijó en 75 años, valor que viene dado por la norma, pero el cual puede variar a criterio del proyectista.

Tabla 109: Parámetros de diseño para combinación Fatiga II y vida finita.

Parámetro	Valor
$A \left[\frac{Kgf}{cm^2}\right]^3$	$4,2 * 10^{15}$
n	1
p	0,85
$ADTT$	300
$ADTT_{SL}$	255
Vida útil de diseño (años)	75
N	6980625
$(\Delta F)_n \left[\frac{Kgf}{cm^2}\right]$	842,2

En las Tablas 110, 111 y 112 se muestra la verificación de los esfuerzos elásticos por flexión en el Estado límite de Fatiga utilizando la combinación de cargas Fatiga II para los puentes de 15, 25 y 40 [m], respectivamente.

Tabla 110: Verificación esfuerzos por Fatiga II para vida finita en los puentes de 15 [m] de luz.

Puente	Categoría	$\sigma \left[\frac{Kgf}{cm^2} \right]$			Estado
		$(\Delta F)_n$	Fibra comprimida	Fibra traccionada	
$L = 15 [m]$	B	842,2			
$N_v = 3$			80,06	537,94	✓
$N_v = 4$			98,79	523,74	✓
$N_v = 5$			112,72	528,09	✓

Tabla 111: Verificación esfuerzos por Fatiga II para vida finita en los puentes de 25 [m] de luz.

Puente	Categoría	$\sigma \left[\frac{Kgf}{cm^2} \right]$			Estado
		$(\Delta F)_n$	Fibra comprimida	Fibra traccionada	
$L = 25 [m]$	B	842,2			
$N_v = 3$			205,8	471,64	✓
$N_v = 4$			221,13	441,96	✓
$N_v = 5$			224,4	402,73	✓

Tabla 112: Verificación esfuerzos por Fatiga II para vida finita en los puentes de 40 [m] de luz.

Puente	Categoría	$\sigma \left[\frac{Kgf}{cm^2} \right]$			Estado
		$(\Delta F)_n$	Fibra comprimida	Fibra traccionada	
$L = 40 [m]$	B	842,2			
$N_v = 3$			170,53	535,74	✓
$N_v = 4$			188,6	528,91	✓
$N_v = 5$			209,68	532,29	✓

6.4 Análisis de resultados

En esta sección se presenta la comparación de los diseños resultantes según las normas AASHTO Estándar (2002) y LRFD (2017) para la superestructura de los puentes de luz 15, 25 y 40 [m]. Se revisan las metodologías propuestas por ambas normativas internacionales en el diseño de los puentes, comparando los esfuerzos y fuerzas internas generados por las cargas en la estructura, las diferencias en las consideraciones para las cargas de diseño, los requisitos adicionales de diseño que trae la norma más actual con respecto a su predecesora. Por último, se realiza una comparación de las secciones resultantes, en lo que se refiere a las dimensiones geométricas de las vigas metálicas y los espesores de losa de hormigón armado.

Cabe destacar que, la metodología utilizada desde la norma Estándar corresponde ser la de esfuerzos admisibles (*ASD*), mientras que de la norma *LRFD* se utilizó la metodología del mismo nombre.

6.4.1 Cargas, factores y solicitaciones

Ambas normas presentan distintas consideraciones para las cargas permanentes, pero la más destacable se refiere a los modelos que representan a las cargas vivas móviles lo que se traduce en una relevante diferencia en las solicitaciones móviles de diseño. Por otro lado, los factores utilizados (efectos dinámicos y de distribución) poseen una base teórica distinta en su formulación, lo que se refleja en los valores finales de estos.

6.4.1.1 Cargas permanentes

Por un lado, la norma Estándar no hace diferenciación entre las cargas muertas de componentes estructurales, no estructurales y la carga muerta asociada a la superficie de rodamiento, denotándolos como *DC*. Mientras que, la norma LRFD clasifica las cargas permanentes de elementos estructurales y no estructurales como *DC* y deja aparte a la carga asociada al pavimento sobre la losa de hormigón armado, denotándola como *DW*.

6.4.1.2 Carga viva móvil (vehicular)

Una de las diferencias más importantes y, a su vez, la que representa una de las mayores ventajas de la norma LRFD sobre la Estándar es el modelo de carga vehicular HL-93 el cual consta de dos cargas que representan a dos tipos de vehículos (tándem y camión de diseño) y una carga de faja. Mientras que, la norma Estándar considera solo dos cargas; el camión HS 20-44 y una carga de faja, que es una carga distribuida más una carga puntual cuya magnitud varía si se está analizando los efectos de la flexión o del corte.

Si bien, el camión de diseño LRFD es, prácticamente, el mismo que el de la norma Estándar y la carga de faja solo se diferencia por la carga puntual considerada. La diferencia está en la forma en que estas cargas se deben combinar para determinar la carga vehicular de diseño. Estableciendo que, se debe considerar el modelo HL-93 que genere las mayores solicitaciones. Mientras que, la norma Estándar especifica que para el diseño se debe tomar la carga más desfavorable, de forma independiente, sin ninguna combinación de estas.

Se debe destacar que, el modelo de carga viva vehicular LRFD no representa a un vehículo o combinación de vehículos en particular, sino a espectros de carga y sus respectivos efectos. Este modelo, fue desarrollado como una representación nocional del corte y los momentos flectores producidos por un grupo de vehículos permitidos de manera rutinaria en varios estados de E.E.U.U que no poseían leyes de limitación de peso en sus puentes carreteros. Los vehículos que sirvieron

como base para el modelo HL-93 se pueden hallar en un estudio realizado por el *Transportation Research Board* (Cohen, 1990). El modelo se denomina “nocional” porque no pretende representar a ningún vehículo en particular [2].

6.4.1.3 Factores de distribución de carga vehicular

Los factores de distribución tratan de representar la distribución transversal de las cargas de rueda del camión sobre las vigas longitudinales. En el caso de los efectos de la flexión, la norma Estándar entrega expresiones que dependen de la separación entre vigas longitudinales para determinar la distribución interior. Para la distribución exterior establece que debe utilizarse *Lever rule* o Ley de los momentos, pero esta no puede ser menor que una distribución interior, por lo cual controla la distribución interior. Esta norma no establece una representación de la distribución del corte por carga móvil, por lo tanto, suelen utilizarse los mismos factores que para la flexión. Por otro lado, la norma LRFD entrega expresiones, tanto para flexión y corte en vigas interiores y exteriores. Para el caso de la flexión en vigas interiores, estas expresiones dependen de la separación entre vigas, la luz del puente, el espesor de la losa de hormigón armado y el parámetro de rigidez longitudinal. Para el corte en vigas interiores, las fórmulas dependen de la separación entre vigas y son independientes de la luz del puente. Mientras que, para las vigas exteriores, la fracción de la carga de rueda del camión será la distribución interior factorizada. Este factor depende de la distancia horizontal desde la línea central de la viga exterior a nivel de superficie hasta el borde interior del pasillo (si existe) o las barreras de tráfico.

En las Figuras 44 y 45 se presentan los factores de distribución de momento y corte por carga vehicular HL-93 (LRFD) y camión HS 20-44 (Estándar) para vigas interiores de las superestructuras de los puentes.

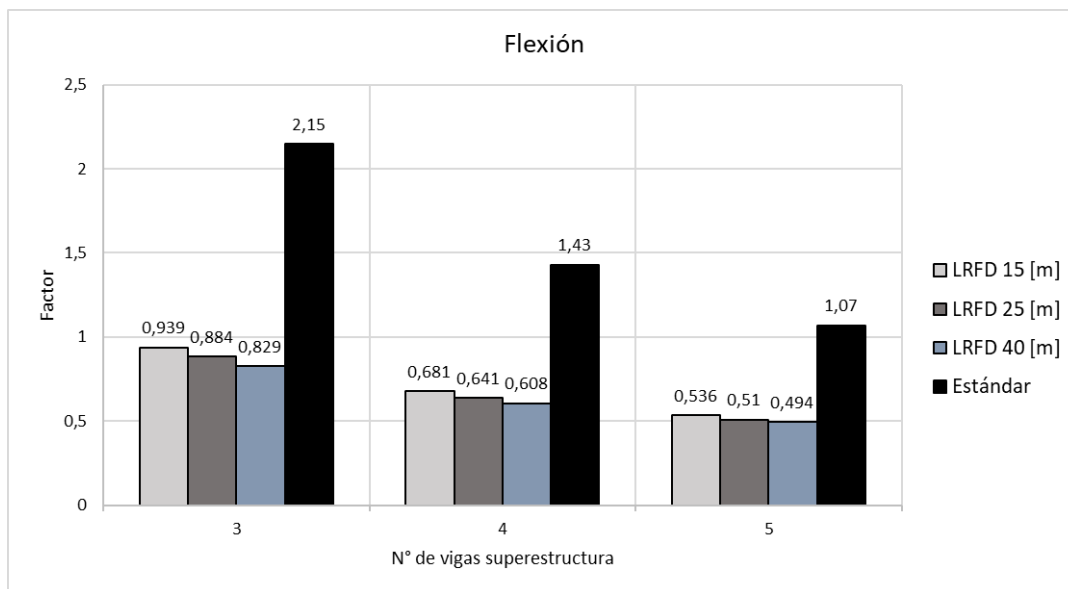


Figura 44: Distribución interna para momento de los modelos según normas AASHTO Estándar y LRFD

La distribución interna de los efectos de la flexión es proporcional a la separación entre vigas longitudinales. Según la norma LRFD varía en menor orden que la de la norma Estándar. Por otro lado, la distribución interna LRFD disminuye a mayores luces y es más estricta en estructuras de luces bajas, mientras que la norma Estándar establece que la distribución es independiente de la luz del puente. Además, se observa una sobreestimación (cerca al 50%) en la distribución interna de los momentos por carga móvil en la norma Estándar en comparación con la norma

LRFD. Aunque, se debe remarcar que la carga móvil considerada en el diseño *ASD* es solo el camión HS 20-44 en contraste con el modelo HL-93 que se utilizó en el diseño *LRFD*.

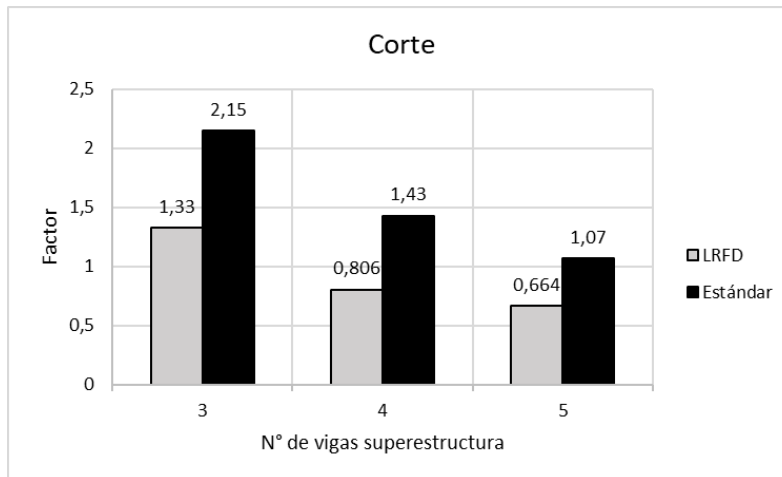


Figura 45: Distribución interna de corte para los modelos según normas AASHTO Estándar y LRFD

En el caso del corte, la norma Estándar no entrega expresiones para determinar el factor por lo que se consideró el mismo que para la flexión.

La AASHTO LRFD establece que, para superestructuras con $N_v = 3$ se debe determinar la reacción en el apoyo interno del tablero, suponiendo que este se apoya simplemente sobre las vigas longitudinales. En este caso se calculó colocando los ejes del camión sobre ambas vías de tránsito cargadas simultáneamente. Mientras que, para superestructuras con sistemas de vigas de más de tres, se utilizan las expresiones presentadas en la Tabla 8. De igual forma que la flexión, en la viga interna el corte por carga móvil es proporcional a la separación entre vigas longitudinales, pero es independiente de la luz del tramo de puente.

6.4.1.4 Amplificación dinámica para carga móvil

El coeficiente de impacto considerado en el diseño *ASD* depende de la luz del tramo de puente y su valor se limita al 30%, y no varía según el Estado límite o el elemento que se diseña. Por otro lado, la norma LRFD considera un factor que varía según el Estado límite y el componente estructural que se diseña. En la Figura 46 se presenta un gráfico comparativo de los factores de amplificación dinámica a la carga vehicular utilizados en el diseño según ambas normas.

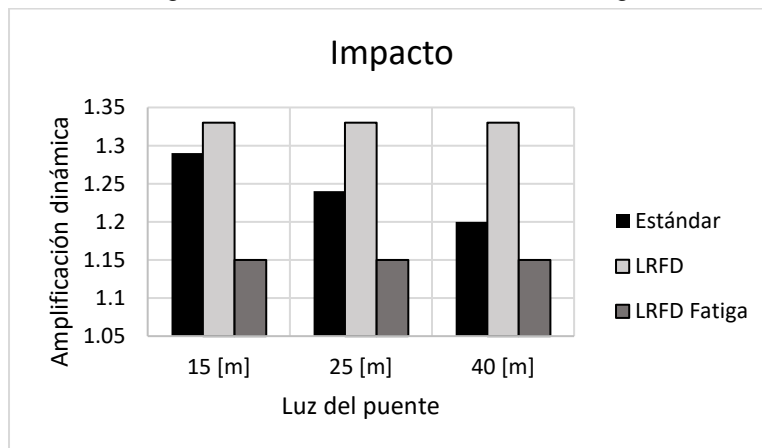


Figura 46: Factores de amplificación dinámica utilizados en el diseño ASD y LRFD

Según la norma Estándar los efectos dinámicos asociados al paso de los vehículos sobre superficies rugosas son más considerables en puentes de luces menores y tienden a disminuir con luces más amplias. Por otro lado, la amplificación dinámica LRFD es independiente de la luz del puente o del tramo, depende del Estado límite en verificación y del elemento que se diseña.

6.4.1.5 Factor de mayoración del MC V-3 para carga móvil

El Manual de Carreteras determina una amplificación del 20% para la carga del camión HS 20-44 utilizado en el diseño según la norma Estándar, considerando los camiones que circulan por las carreteras nacionales. Dicha mayoración, se puede considerar como un criterio conservador y por el lado de la seguridad para un comportamiento estructural elástico.

6.4.1.6 Solicitaciones por carga vehicular

Las fuerzas internas producidas por las cargas móviles son mayores en magnitud en el caso LRFD que en el caso Estándar. Esto debido a que, el modelo HL-93 contempla la combinación de dos cargas vehiculares (camión de diseño más carga de faja) en contraste con la carga móvil Estándar que considera solo el camión de diseño HS 20-44. En la Figura 47, se presentan los momentos sin factorizar por ambos modelos de carga vehicular.

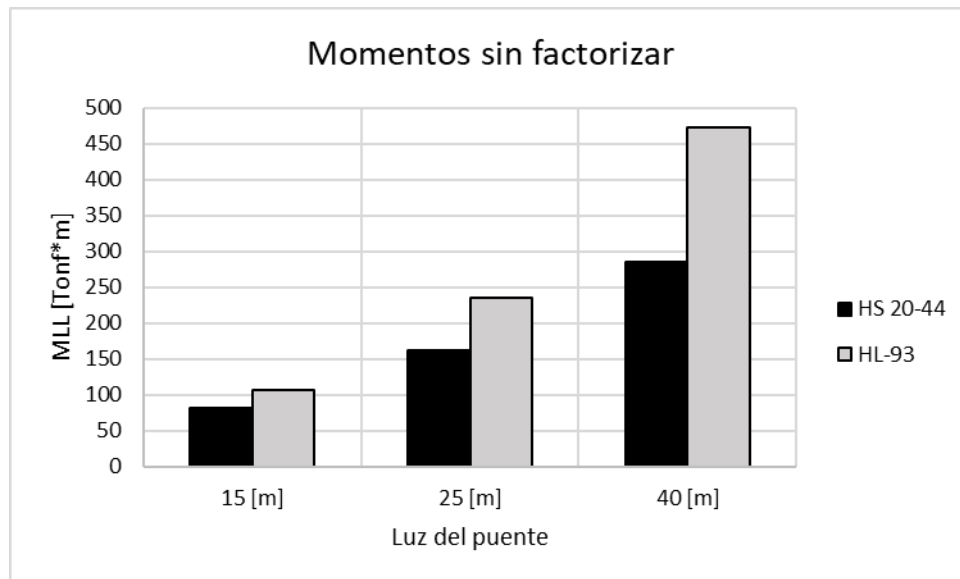


Figura 47: Momentos sin factorizar por carga vehicular Estándar y LRFD

Los momentos flectores por el paso solo del camión HS 20-44 son menores que los del modelo HL-93. Esta diferencia se hace más visible a medida que la luz del puente o del tramo aumenta. Esto último se ve reflejado en la Figura 48, donde se muestra, porcentualmente, en promedio la equivalencia de los momentos flectores factorizados por carga vehicular Estándar con los momentos producidos por el modelo HL-93 para los modelos de puentes.

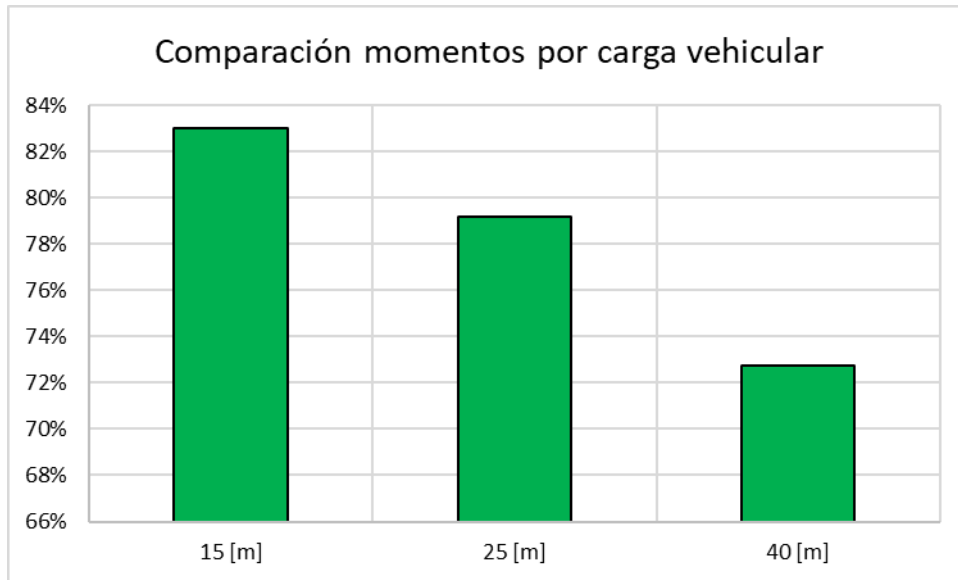


Figura 48: Comparación porcentual de los momentos por camión de diseño con los del modelo HL-93

El corte por carga vehicular es mayor según el modelo HL-93 que por el camión HS 20-44. Por el camión de diseño se observa un ligero aumento en función de la luz del puente, mientras que por el modelo HL-93 el corte sufre un aumento más notorio en función de la luz del puente, esto se debe a la consideración de la carga de faja en el modelo. En la Figura 49, se muestra un gráfico que refleja esta condición.

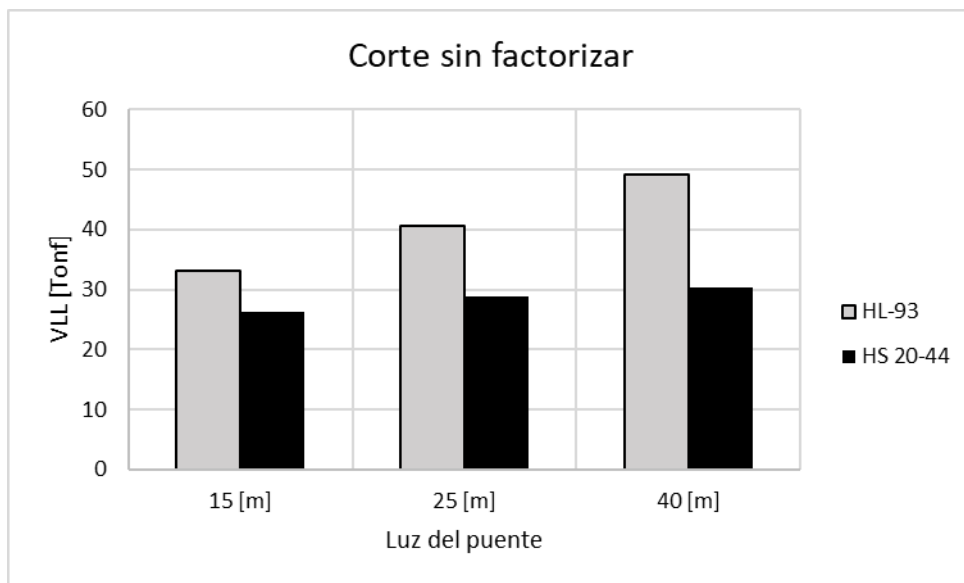


Figura 49: Corte sin factorizar por carga vehicular Estándar y LRFD

6.4.2 Diseño de losas de hormigón armado

Para el diseño según la norma Estándar se utilizó el método elástico para losas, tanto para los tramos centrales de losa como para los voladizos. Por otro lado, en el diseño según la norma LRFD para los tramos centrales se escogió el método empírico de diseño, procedimiento por el cual se ordena una cantidad de acero de refuerzo base (independiente de las solicitaciones) por flexión para la losa si se cumplen una serie de requerimientos geométricos y de resistencia de los

materiales. Mientras que, para los voladizos, según la norma LRFD se calculó el refuerzo considerando la resistencia última de la sección y el bloque de esfuerzos rectangular equivalente en la zona de compresión de la sección plástica. Además, los momentos flectores en los voladizos producidos por la rueda del camión se estimaron de manera análoga en ambas metodologías.

6.4.2.1 Tramos centrales de losa

A continuación, se presenta el promedio del área suministrada de refuerzo para los tramos centrales de losa según ambas metodologías de diseño. Se puede notar que, el área suministrada según el método elástico es similar al resultante del método empírico. Por lo que la sección de losa con refuerzo isotrópico LRFD, en la condición última se comportara elásticamente.

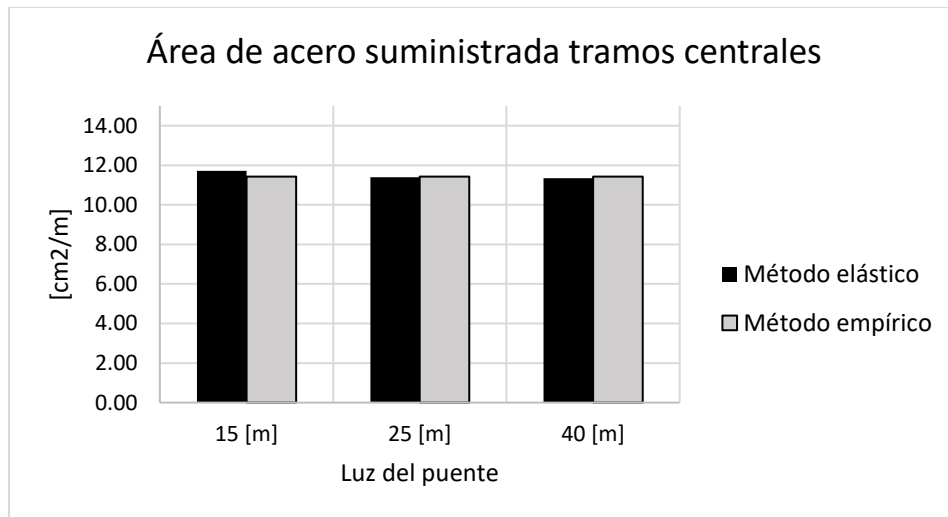


Figura 50: Área de refuerzo suministrada en tramos centrales de losa

6.4.2.2 Tramos en voladizo de losa

En la siguiente Figura se muestra, en promedio, el área de acero de refuerzo suministrada en los voladizos de losa.

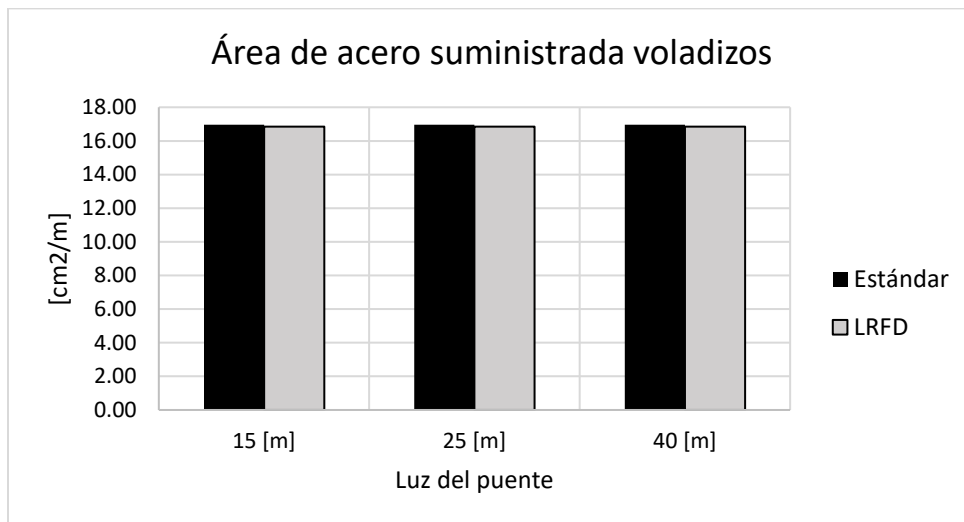


Figura 51: Área de refuerzo suministrada en voladizos de losa

Se debe remarcar que, en el diseño *ASD* el refuerzo de cálculo limitando los esfuerzos de trabajo del acero y el hormigón al 80% de sus límites elásticos (caso eventual).

6.4.3 Ancho efectivo de losa

Son diferentes los criterios de las especificaciones AASHTO para determinar que ancho de losa tiene una distribución uniforme de los esfuerzos por flexión. Por un lado, en el diseño *ASD* suele considerarse el criterio que establece un ancho efectivo de losa igual a doce veces el espesor de esta o a la separación entre vigas longitudinales. Mientras que, la norma LRFD para los puentes de este trabajo especifica un ancho efectivo igual a la mitad de la separación entre vigas longitudinales. Excluyendo el criterio que se relaciona con el espesor de la losa y estableciendo una versión más conservadora del que se relaciona con la distancia entre centros de vigas adyacentes, porque es de esperar que en la mayoría de las vigas principales participe un mayor ancho de losa.

6.4.4 Estado límite de Servicio

El diseño por esfuerzos admisibles (*ASD*) de la norma Estándar se basa en la verificación del estado de cargas en Servicio. Por otro lado, el diseño LRFD contempla la revisión del Estado límite de Servicio como uno de los once Estados límites que dispone para el análisis y diseño de puentes.

En general, ambas normas establecen el mismo procedimiento de verificación de esfuerzos elásticos por flexión y corte en las secciones, además del control de las deformaciones en las vigas longitudinales.

6.4.4.1 Esfuerzos elásticos por flexión

En ambas metodologías las tensiones por flexión en las fibras extremas de las secciones se estimaron de la misma forma. Sumando los esfuerzos producidos por las cargas permanentes sobre la sección no compuesta y compuesta a largo plazo, además de los generados por el paso de la carga vehicular en la sección compuesta a corto plazo. A continuación, se muestran los factores de utilización del acero estructural en la condición de Servicio.

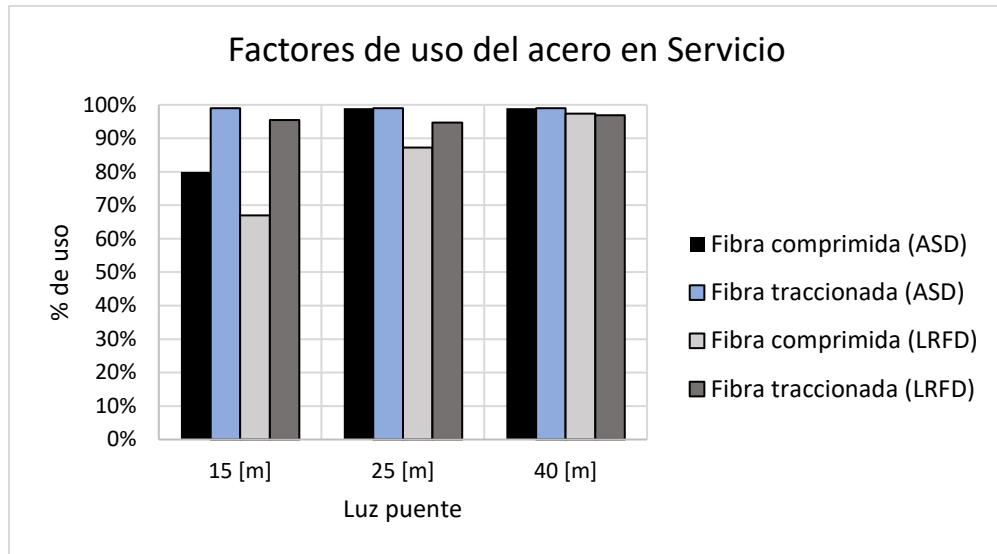


Figura 52: Porcentajes de uso del acero en Servicio

Se puede concluir que el diseño, según ambas normativas, queda controlado por el Estado límite de Servicio, ya que los porcentajes de utilización del acero tienden al límite máximo especificado por las normas.

Para la losa de hormigón, se observa en la Figura 53 que los esfuerzos estimados según la norma LRFD son mayores a los de la norma Estándar, dado que las especificaciones LRFD para determinar el ancho efectivo de losa son más restrictivas.

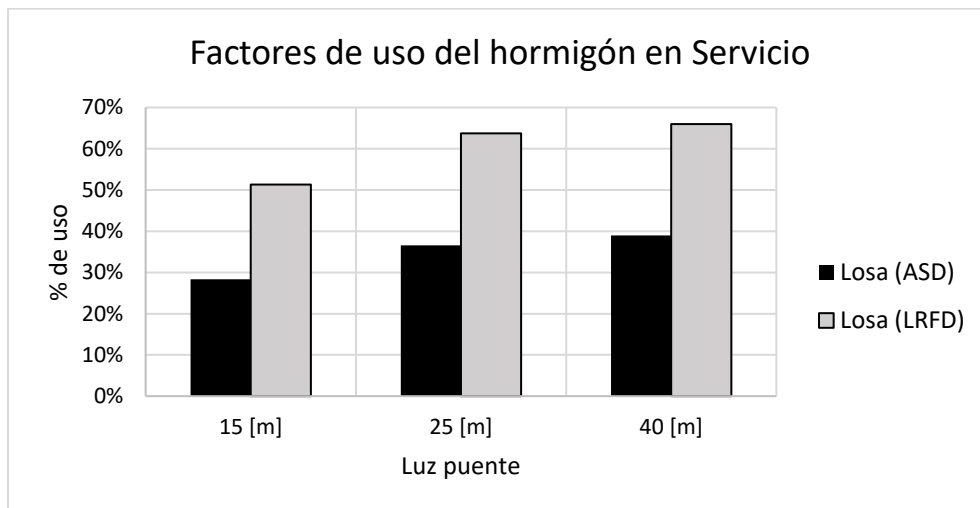


Figura 53: Porcentajes de uso del hormigón en Servicio

6.4.4.2 Deflexiones

Las deflexiones en las vigas longitudinales se estimaron de manera idéntica según ambas normas. En general, los diseños LRFD generan mayores deflexiones que el diseño ASD. En la Figura 54 se presentan los valores promedio de contra- flecha para compensar las deflexiones en las vigas longitudinales.

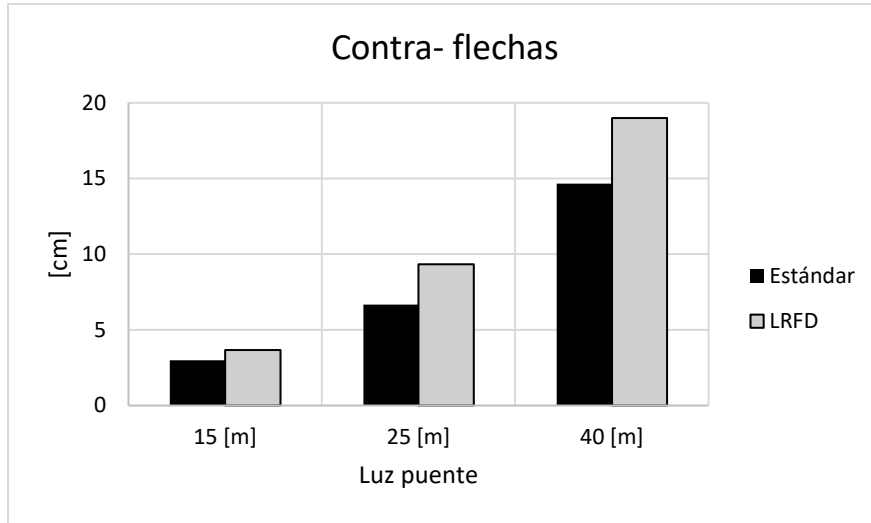


Figura 54: Promedio de contra- flechas propuestas

Las contra- flechas resultantes del diseño *LRFD* son, en promedio, 23% mayores a las del diseño *ASD*. Esto se debe, principalmente, a que las secciones (acero y compuestas) resultantes en el diseño *LRFD* tienen una menor inercia, lo que se traduce en mayores deformaciones en las vigas. En base a esto, se puede concluir que el diseño *ASD* tiene un mejor control de deflexiones sobre las vigas longitudinales.

6.4.5 Estado límite de Fatiga

La norma más actual, establece una carga vehicular específica para este Estado. Además, dispone que la carga dinámica admisible para el camión será de un 15% en esta condición límite. Por otro lado, la norma Estándar solo especifica que la carga móvil con la que se debe verificar la fatiga no debe sobre pasar al camión de diseño y no especifica que porcentaje de amplificación dinámica se debe aplicar. En lo que se refiere a la resistencia nominal a la Fatiga, ambos documentos entregan valores (los mismos) que dependen de la Categoría de diseño de los detalles del puente. A continuación, se presenta el promedio de los porcentajes de uso del acero en el Estado límite de Fatiga.

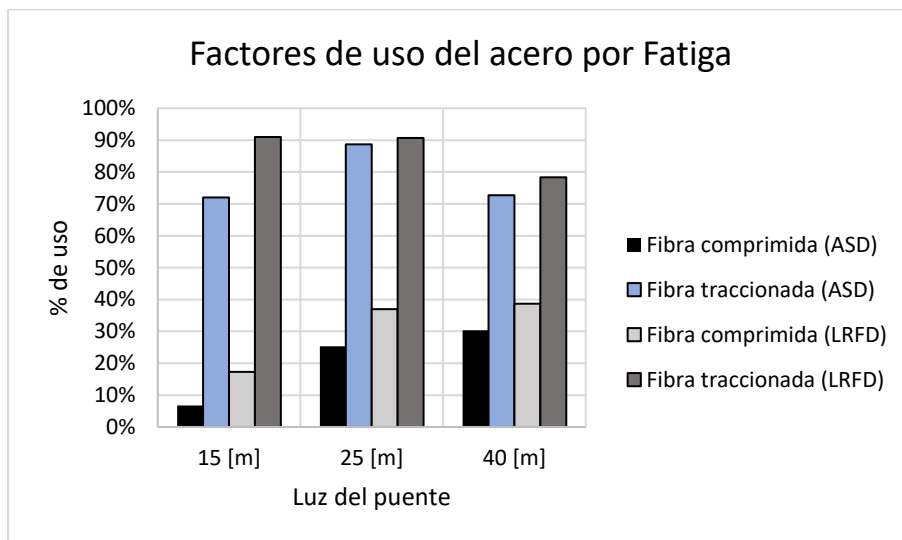


Figura 55: Porcentajes de uso del acero en Fatiga

En general, en la revisión de la Fatiga, el acero de las vigas metálicas está más solicitado en el diseño *LRFD*, a pesar de que la carga vehicular utilizada para la verificación de los esfuerzos es menor que la del camión HS 20-44 con el espaciamiento mínimo entre ejes, pero la amplificación dinámica *LRFD* para este Estado es del 15% y el estado de carga I asociado a la Fatiga mayor a los efectos del camión de Fatiga en un 50%.

6.4.6 Estado límite de Resistencia

El Estado límite de Resistencia *LRFD* considera el análisis de la resistencia de la sección a la flexión y corte en la condición plástica.

La norma Estándar propone el método de diseño por resistencia (*LFD*) como alternativa al método de diseño en Servicio (*ASD*) utilizado en este trabajo. La metodología *LFD* Estándar, es muy similar al método *LRFD* de la AASHTO, el que establece el análisis plástico (condición de falla última) en un Estado límite.

La metodología *LRFD* entrega un mayor margen de seguridad en el diseño de puentes. Ya que, se restringen los esfuerzos en el rango elástico, lo que termina controlando el diseño (en ambos métodos) pero, además, como se aprecia en la Figura 56, el estado de los diseños *LRFD* en la condición de la falla última está por debajo de las solicitaciones últimas en el Estado límite de Resistencia. A medida que la luz del puente aumenta, el margen de seguridad ante la falla última se reduce, tendiendo a un margen similar al del Estado límite de Servicio. Además, en el diseño *LRFD* debe verificarse el requisito de ductilidad, el que sirve como control para el aplastamiento prematuro de la losa de hormigón y es un límite clave para no considerar el pandeo del alma.

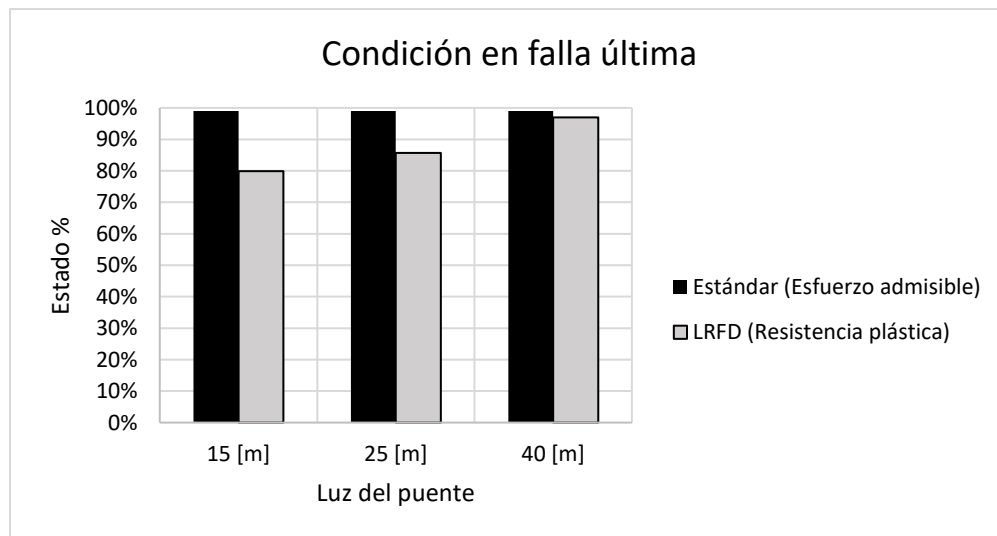


Figura 56: Estado de los diseños en la falla última

El uso de los esfuerzos elásticos límites o admisibles como condición de falla última es más apropiado en elementos donde la resistencia máxima de la sección es siempre menor o igual que el momento de fluencia M_y en el eje principal de flexión.

La AASHTO *LRFD*, establece el límite de esbeltez del alma para secciones compuestas a flexión positiva, donde se restringe la porción del alma sometida a esfuerzos de compresión. Cuyo cumplimiento junto con los de requisitos específicos del acero y de ductilidad permite exceder el momento de la primera fluencia como resistencia última a la flexión. La resistencia a la flexión de secciones compactas se expresa de forma adecuada en términos del cálculo del momento resistente en la condición plástica. En cambio, para secciones no compactas la resistencia nominal

a la flexión no puede superar al momento de fluencia. En estos casos, la resistencia a la flexión es expresada de mejor manera en términos de los esfuerzos elásticos admisibles en las alas.

6.4.7 Diseño de vigas

En términos de diseño, resulta interesante analizar cual metodología entrega diseños más cercanos a la sección optima. Por esto último, se compararon las secciones metálicas resultantes en ambas metodologías para las superestructuras de los modelos de puentes. En la siguiente Figura se presentan los promedios de la altura de las vigas metálicas resultantes en ambos diseños.

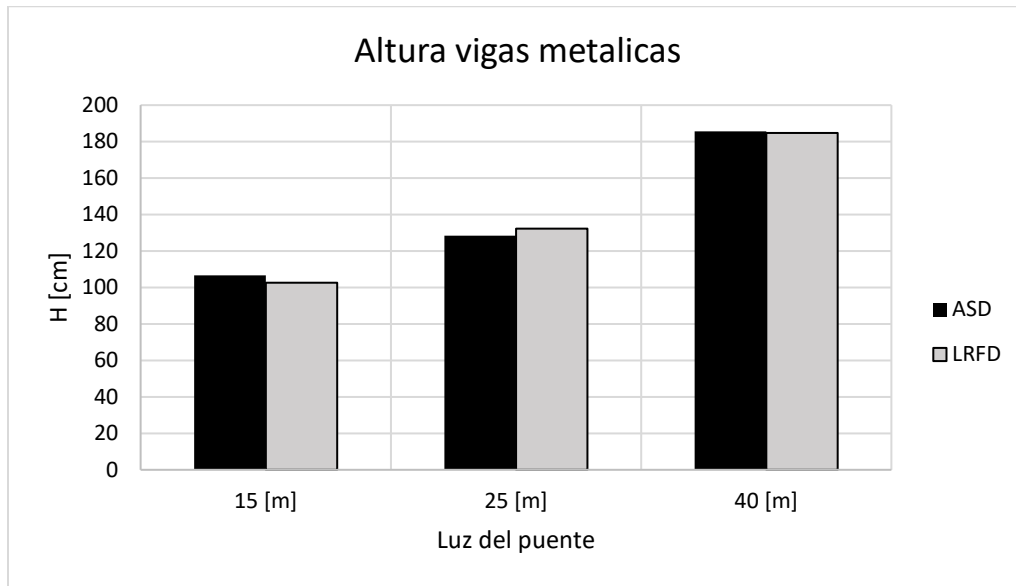


Figura 57: Altura vigas de acero para los modelos de puentes

Las alturas de las vigas de acero según ambos métodos tienden a ser similares, aumentando en la misma proporción en función de la luz del puente. Con vigas de, aproximadamente, 100 [cm] para los modelos de 15 [m] de luz, de 130 [cm] para los modelos de 25 [m] y de 185 [cm] para los modelos de 40 [m]. Pero, aunque las vigas tienen alturas similares según ambos diseños, las áreas seccionales de estas difieren en un porcentaje no menor, tal como se ilustra a continuación.

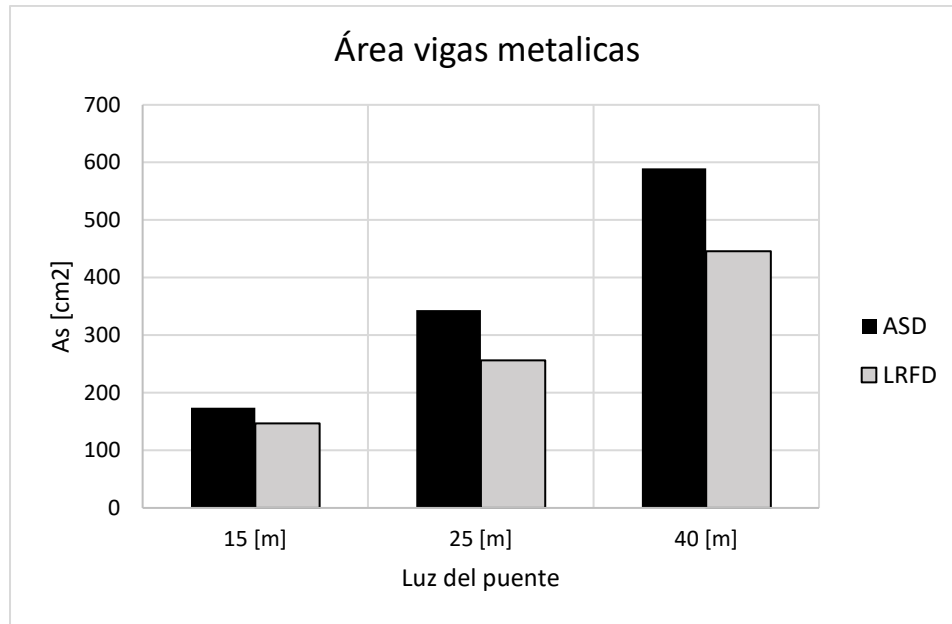


Figura 58: Áreas vigas de acero para los modelos de puentes

De la Figura 58 se concluye que, la metodología por factores de carga y resistencia (*LRFD*) de la AASHTO entrega diseños más cercanos al óptimo. Ya que, en todos los modelos de puentes de tramos simples analizados y diseñados en este trabajo, el diseño *LRFD* resultó en vigas con áreas de sección transversal menores que en el diseño por esfuerzos admisibles (*ASD*) de la AASHTO Estándar.

En promedio, para los modelos de 15 [m] se tiene una disminución del 16% en la sección de acero, y para los de 25 [m] y 40 [m] la reducción alcanza un 25%. Se debe remarcar que, en todos los diseños las alturas de las vigas son, prácticamente, iguales en ambas metodologías.

Capítulo 7: Optimización Paramétrica

La finalidad de un proceso de optimización estructural es obtener los valores de un conjunto de variables (de diseño) tal que estas minimicen una función objetivo y que a su vez cumplan con las restricciones aplicadas a las variables y que delimitan el espacio de búsqueda de la solución.

De manera general, un problema de optimización se puede formular como: hallar el vector de variables $\{x\}$ que minimice $f(\{x\})$ (función objetivo) sujeto a:

$$h_j(\{x\}) = 0 ; j = 1, 2, \dots, m_i$$

$$g_i(\{x\}) \geq 0 ; i = 1, 2, \dots, m_d$$

$$x_{i,L} \leq x_i \leq x_{i,U} ; i = 1, 2, \dots, n$$

Donde:

- $\{x\}$: vector solución de n variables;
- $f(\{x\})$: función objetivo que relaciona a las variables del problema;
- $g_i(\{x\})$: restricciones (lineales o no lineales) de desigualdad del modelo;
- $h_j(\{x\})$: restricciones de igualdad del problema;
- $x_{i,L}$: límite inferior (Lower) de la variable i ;
- $x_{i,U}$: límite superior (Upper) de la variable i .

Las principales partes de las que se compone un modelo de optimización se pueden resumir en las siguientes definiciones:

- Función objetivo: Función matemática que corresponde ser el objetivo (costo, peso, volumen, áreas, etc) a optimizar. Es la parte más importante del problema ya que su valor y la forma en que relaciona a las variables condicionara directamente a la solución.
- Variables: Se pueden identificar las dependientes y las independientes, estas últimas pueden tomar distintos valores numéricos dentro de un espacio y cambiar la evaluación de las variables dependientes.
- Restricciones: Estas condicionan la optimización de la función objetivo, delimitando el espacio de búsqueda de las variables optimas (solución).
- Parámetros asignados: Estos se definen en los primeros pasos del algoritmo y sus valores serán constantes durante todo el proceso de optimización.

Existen diferentes métodos para dar solución a un problema de optimización, entre los más importantes se encuentran las técnicas de programación matemática y los métodos heurísticos o meta- heurísticos. El interés de esta parte del trabajo se centra en los últimos ya que, a diferencia de las técnicas de optimización tradicionales no se rigen por ningún procedimiento con reglas preestablecidas, aunque esto, usualmente no garantiza como solución un óptimo absoluto, por tanto, el algoritmo debe ejecutarse varias veces [9].

7.1 Optimización Estructural y Algoritmos Genéticos

El diseño de una estructura es un proceso iterativo que comienza con un pre-diseño basado en la experiencia y conocimiento. En una etapa posterior con el objetivo de verificar el diseño, se realiza el respectivo análisis estructural mediante los principios de Resistencia de materiales, modelos de comportamiento de materiales y de las disposiciones de las normativas vigentes. Si la verificación es correcta, el diseño se adopta como válido, y en caso contrario, se deben ajustar los parámetros de diseño respectivos y la estructura se vuelve a analizar. Por lo general, este proceso debe hacerse varias veces para dar con un diseño satisfactorio y lo más cercano de la solución óptima, es decir al diseño válido pero que, además minimice una función objetivo, como lo son el peso de la estructura o el costo de esta.

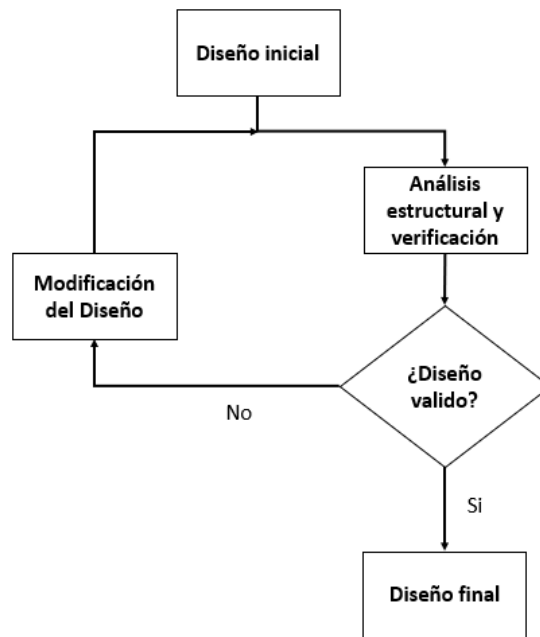


Figura 59: Procedimiento de diseño estructural

La optimización estructural se encarga de la búsqueda de diseños de estructuras que minimicen una función objetivo (comúnmente el peso total de la estructura y/o el costo) y que se dé cumplimiento a las restricciones del modelo, las que serán limitaciones impuestas por las normativas vigentes en lo que se refiere a los esfuerzos y deformaciones elásticas, resistencia y, por ejemplo, a las proporciones geométricas de la estructura.

Los problemas de optimización estructural, en general, son no lineales, donde el dominio de la función objetivo suele ser no convexo [10]. Por esto último, pueden existir varios mínimos (o máximos) locales para un problema. Las técnicas convencionales de la programación matemática abordan los desafíos que conlleva una optimización con una alta no linealidad y no convexidad y son, habitualmente, las herramientas que se utilizan. Sin embargo, estos métodos necesitan un punto de partida cercano a un óptimo local para asegurar la convergencia del método [10].

Dentro de las técnicas heurísticas, se encuentra un método que se basa en algoritmos genéticos (AG), los que derivan de la computación evolutiva y simulan los mecanismos que rigen los procesos evolutivos de las especies. Un Algoritmo Genético, es una herramienta matemática que transforma una población, cuyos individuos tienen una aptitud asociada, en una nueva población (siguiente generación) utilizando operaciones basadas en los principios darwinianos de

reproducción y supervivencia de los más aptos [11]. Los AG son métodos estocásticos (basado en la aleatoriedad) de optimización global y son de gran utilidad para hallar soluciones aproximadas a problemas de optimización de alta complejidad. La principal ventaja sobre los métodos tradicionales es que no requiere continuidad, convexidad o diferenciabilidad de la función objetivo, además de que la convergencia del método no depende de la calidad de un punto inicial [12].

7.1.1 Estructura y funcionamiento de Algoritmos Genéticos

Los AG combinan dos fenómenos que son fundamentales para la eficiencia del algoritmo de optimización, la exploración y la explotación (Holland, 1975) [9]; la exploración consiste en investigar nuevos y desconocidos individuos en el espacio de las soluciones del problema. La explotación aprovecha el conocimiento que se tenía de los puntos anteriormente encontrados para encontrar mejores.

Las soluciones están codificadas en una estructura de datos análoga a la cadena de genes de un cromosoma. El algoritmo aplica a esta estructura de datos operadores (selección, cruce y mutación) que representan procesos fundamentales de la evolución de las especies. Así, los mejores cromosomas generan una nueva población de soluciones mejor adaptada y que reemplaza al conjunto de soluciones previas [10].

En la estructura de ejecución de un AG, una población representa a un grupo de soluciones al problema de optimización. Estas soluciones se denominan individuos de la población y su codificación cromosoma.

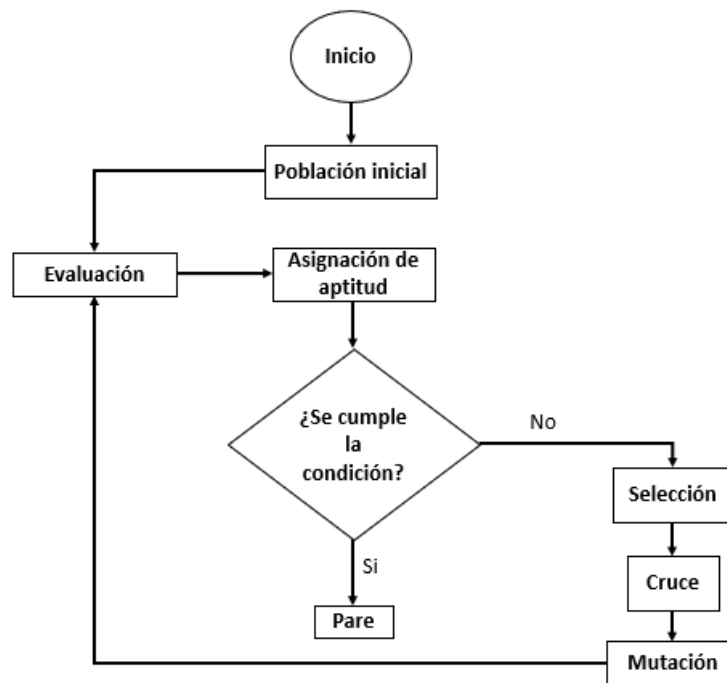


Figura 60: Estructura principal o diagrama de flujo genérico de un AG

El Algoritmo inicia generando de forma aleatoria una población inicial de posibles soluciones al problema que contienen una serie de parámetros característicos, en este caso las dimensiones de la sección de una viga compuesta de un puente de acero de tramo simple.

En el siguiente paso, el algoritmo se encarga de la decodificación de la sección para obtener el valor real de estos parámetros, para luego ser evaluado donde se determinará su aptitud para dar solución al problema de optimización. Las secciones más aptas tendrán mayores probabilidades de

ser seleccionadas y de cruzarse entre sí dando lugar a un nuevo conjunto de soluciones que reemplaza a la preliminar [9].

En última instancia, la nueva población sufre una mutación de sus cromosomas dando como resultado a la población final después de la primera iteración. Luego, el algoritmo vuelve a empezar utilizando a la primera generación para generar la siguiente [10].

El algoritmo se repetirá hasta que la condición de termino sea alcanzada, la que puede ser un número máximo de generaciones o las tolerancias definidas para la evaluación de aptitud (evaluación de la función de ajuste) y para el cumplimiento de las restricciones.

7.1.1.1 Evaluación

Para determinar la aptitud una sección compuesta en relación con el costo y el peso de la superestructura del puente, se define una función de ajuste. Esta función modela el problema global de optimización, entregando mayores valores para aquellas peores soluciones y disminuyendo, tendiendo a la función objetivo para los mejores.

La función de ajuste considera a las restricciones del problema, definiendo en ella una penalización en los individuos que no cumplan con las restricciones de manera tal que, no generen descendencia para las futuras poblaciones.

En general, las restricciones del problema se normalizan como sigue:

$$g_i(\{x\}) \leq \{0\}$$

Posteriormente, se multiplican por los factores de peso y se suman a la función objetivo, definiendo así a la función de ajuste:

$$f_a(\{x\}) = f_o(\{x\}) + K * g_i(\{x\})$$

Donde:

- $f_a(\{x\})$: función de ajuste para la evaluación de los individuos del problema;
- $f_o(\{x\})$: función objetivo del problema de optimización;
- K : penalización que suele ser un número real que depende de la importancia que se da a las soluciones que no cumplan las restricciones.

7.1.1.2 Codificación de las soluciones

Los cromosomas son una serie de genes donde cada uno de estos puede tomar un valor característico, representando o codificando a los parámetros de una solución.

Comúnmente, en la aplicación de los AG se utiliza codificación binaria, es decir que los cromosomas estarán formados por una cadena de ceros y unos. Cada gen se representa por uno o más bits (alelo), dependiendo del nivel de importancia del parámetro codificado por el gen. En la siguiente Figura, se muestra un individuo binario que codifica tres parámetros.

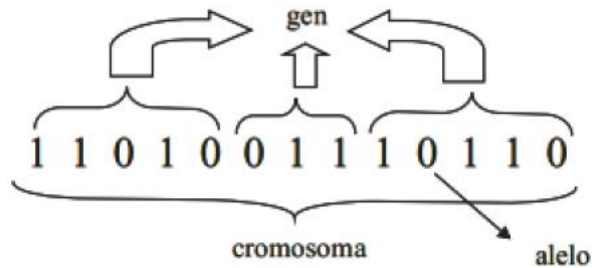


Figura 61: Individuo genético binario (Fuente: Díaz Guzman, 2014)

En la codificación se encuentra la información requerida para la construcción de la solución mediante la decodificación, es decir la búsqueda de los valores reales de las dimensiones de la sección transversal dentro del espacio de búsqueda.

7.1.1.3 Selección

En este proceso se seleccionan los individuos o soluciones de la población actual que dejaran descendencia en la futura generación. La elección se ejecuta en base a la aptitud o *fitness* resultantes de la evaluación realizada por la función de ajuste. Para llevar a cabo este proceso existe una gran variedad de métodos, cuyo uso dependerá de las características del problema de optimización [10]. Entre estos destacan:

- Selección por rueda de ruleta o proporcional al fitness;
- Selección por ranking.

7.1.1.4 Reproducción o cruce

Principal operador genético del algoritmo que se relaciona directamente con la selección ya que se reproducen los individuos seleccionados para formar las nuevas poblaciones. Hay diversas formas de generar este intercambio genético entre dos individuos [10], entre las que destacan:

- Cruce en un punto;
- Cruce en múltiples puntos;
- Cruce uniforme.

7.2 Matlab y Algoritmos Genéticos

Matlab es la abreviación de *Matriz Laboratory*, un software capaz de realizar cálculos numéricos manipulando vectores y matrices. Adicionalmente, Matlab consta con su propia biblioteca de herramientas (*toolbox*) programadas por defecto, entre las que podemos hallar las que se relacionan con la resolución de problemas de optimización. Estas funciones o comandos pueden determinar o buscar el mínimo de una función independiente de su linealidad, sujeta o no a restricciones (lineales o no lineales). Dentro de estas funciones, Matlab trae la programación completa de un Algoritmo genético, el que se utilizó en el modelo de optimización para las superestructuras de los puentes de tramo simple. A continuación, se presenta el esquema del AG que trae Matlab que resume su funcionamiento:

1. El AG se inicia creando una población inicial aleatoria de n potenciales secciones optimas al problema en cuestión;
2. Posterior a la decodificación (verificación E° límites y a las proporciones geométricas AASHTO LRFD), el AG crea una serie de nuevas poblaciones. En cada paso posterior a la decodificación, el AG utiliza los individuos de la generación actual para crear la siguiente población, tal como se detalla a continuación:

2.1 En la evaluación se obtienen los valores de la función de ajuste $f_a(\{x_n\})$ para cada posible solución;

2.2 Escala u ordena a los candidatos a sección optima en función de su aptitud de la siguiente manera: $\{\{x_1\}, \{x_2\}, \dots, \{x_n\}\}$. Cumpliéndose que:

$$f_a(\{x_1\}) < f_a(\{x_2\}) < \dots < f_a(\{x_n\})$$

2.3 Selecciona los individuos, llamados padres, en función de la clasificación en el paso anterior.

2.4 Algunos de los individuos de la población actual que tienen una aptitud mayor son escogidos como elite y pasan a la siguiente iteración.

2.5 Produce nuevas secciones a partir de los padres. Las nuevas soluciones son producto de cambios aleatorios en un solo progenitor (mutación) o combinando las entradas del vector de un par de progenitores (cruce).

2.6 Sustituye las secciones de la iteración en curso por las nuevas producidas por los operadores del AG para dar paso a la siguiente iteración.

3. El AG se detiene cuando se cumple uno de los criterios de parada.

7.2.1 Población Inicial

El AG comienza generando una población inicial aleatoria, tal como se muestra en el ejemplo de la Figura 62:

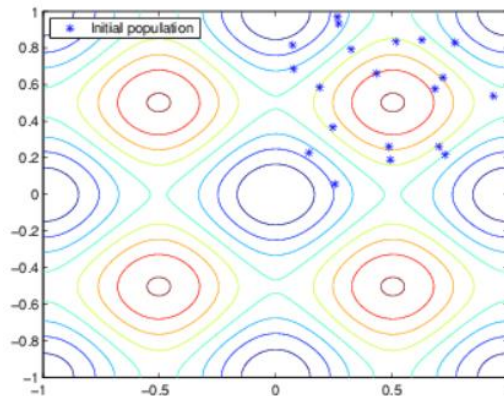


Figura 62: Población inicial con 20 individuos

En este caso, todos los individuos de la población se encuentran en el cuadrante superior derecho, donde sus coordenadas se encuentran entre 0 y 1. Para este ejemplo, la opción *InitialPopulationRange* es [0; 1].

La exactitud de esta opción, es decir que tan cerca se sabe dónde buscar el óptimo, no tiene una gran incidencia en la convergencia del AG a un mínimo. Pero determinando un rango correcto para la población inicial se puede ahorrar tiempo de ejecución del AG.

Para este caso, se consideró un tamaño de población de 50 individuos, es decir *PopulationSize*=50.

7.2.2 Condiciones de parada del AG

El algoritmo genético utiliza las siguientes opciones para determinar cuándo detenerse:

- *MaxGenerations*: El AG se detiene cuando se alcanza un número, previamente establecido de generaciones.
- *MaxTime*: El AG se detiene después de ejecutarse un determinado tiempo en segundos.
- *FitnessLimit*: El AG se detiene cuando el valor de la función aptitud (ajuste) para el mejor punto de la población actual es menor o igual a un valor definido.
- *MaxStallGenerations*: Distancia en que el AG se detiene si el cambio relativo promedio para el mejor punto en la función de aptitud es menor o igual a un valor de tolerancia sobre la función.
- *MaxStallTime*: El AG se detiene si no hay ninguna mejora en la función aptitud durante un determinado intervalo de tiempo en segundos.
- *FunctionTolerance*: El AG se ejecuta hasta que el cambio relativo promedio en el valor de la función de aptitud sobre el valor de *MaxStallGenerations* es menor que la tolerancia definida para la función.
- *ConstraintTolerance*: No se utiliza como un criterio de parada, si no para determinar la viabilidad de los individuos con respecto a las restricciones no lineales. Es un límite superior en la magnitud de cualquier función de restricción. Si el solver devuelve un punto $\{x\}$ con $c(\{x\}) > \text{ConstraintTolerance}$, el solver informa que las restricciones son sobrepasadas en dicho punto.

El AG se detiene cuando se cumpla alguna de estas condiciones previamente establecidas.

Para el algoritmo de optimización planteado se utilizaron los siguientes criterios de parada:

- *MaxGenerations* = 50; esta opción determina el máximo número de generaciones que el AG considera. Si este número es relativamente alto se pueden obtener mejores resultados;
- *MaxStallGenerations* = 10; controla el número de pasos que el AG revisa para ver si está progresando. Aumentar este número, puede permitir al AG continuar cuando el algoritmo necesita más evaluaciones de funciones para encontrar una solución mejor.

El número de iteraciones en la optimización dependerá también de las tolerancias que se establecen sobre las evaluaciones en la función objetivo y restricciones del modelo.

7.3 Formulación del modelo de optimización estructural

En la aplicación de los AG al diseño estructural, más específicamente entre la decodificación y la evaluación se realiza un cálculo de los esfuerzos y deformaciones elásticas y resistencia en los

elementos de las soluciones que integran la población. La finalidad de la decodificación es obtener el valor real de las dimensiones de la sección transversal del modelo de puente.

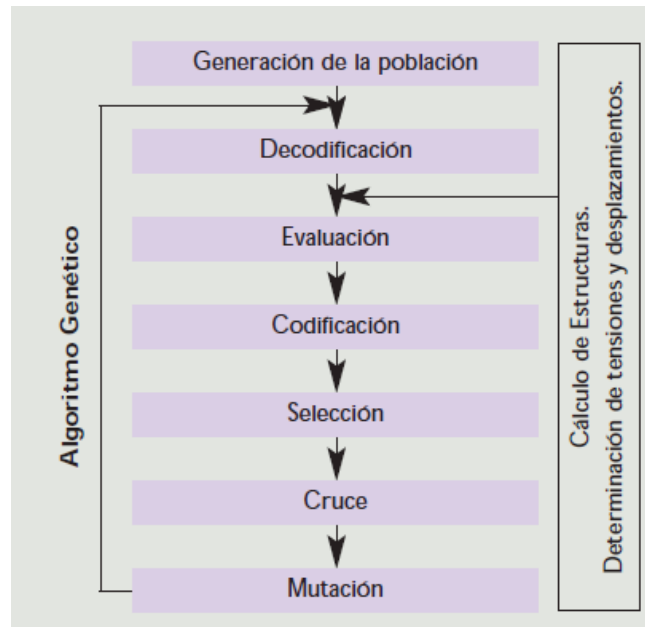


Figura 63: Estructura del AG para la optimización estructural (Fuente: Galindo y Carnicero, 2003)

La finalidad del modelo es obtener el diseño óptimo de superestructuras de puentes de tramo simple con sistemas de vigas metálicas y losa de hormigón armado, para luces entre 10 y 50 metros. Cuya principal característica es la automatización del proceso de análisis y el resultante diseño, obtenido por medio de la programación completa que trae integrada (en su biblioteca) Matlab de lo que se define como Algoritmos genéticos. El criterio de la optimización será el costo de la estructura en base al cumplimiento de las restricciones de resistencia (esfuerzos elásticos y resistencia plástica) y de deformaciones (deflexión por camión de diseño) del modelo. Estas limitaciones son las que establece la AASHTO LRFD (2017) para el diseño de puentes carreteros y las recomendaciones de diseño que entrega el volumen III del Manual de Carreteras en el capítulo 3.1000.

7.3.1 Estructura del modelo de optimización

En primer lugar, se procede a la asignación de las variables a optimizar del modelo, identificando las dependientes de las independientes. Las variables de diseño serán las dimensiones de la sección transversal de las vigas metálicas y el espesor de la losa de hormigón armado, mientras que las propiedades de las secciones como áreas o momentos de inercia serán funciones que dependerán de las variables de diseño.

➤ Variables de diseño: $\{x\} = [x_1, x_2, \dots, x_n]$

- Ancho ala inferior: $x_1 = b_t$;
- Espesor ala inferior: $x_2 = t_t$;
- Espesor de alma: $x_3 = t_w$;
- Ancho ala superior: $x_4 = b_c$;
- Espesor ala superior: $x_5 = t_c$;

- Altura viga metálica: $x_6 = H$;
- Espesor de losa de hormigón: $x_7 = t_s$.

En la etapa inicial se determinan las variables dependientes del modelo $y_j(\{x\})$, y se definen los parámetros que serán constantes durante todo el proceso de optimización.

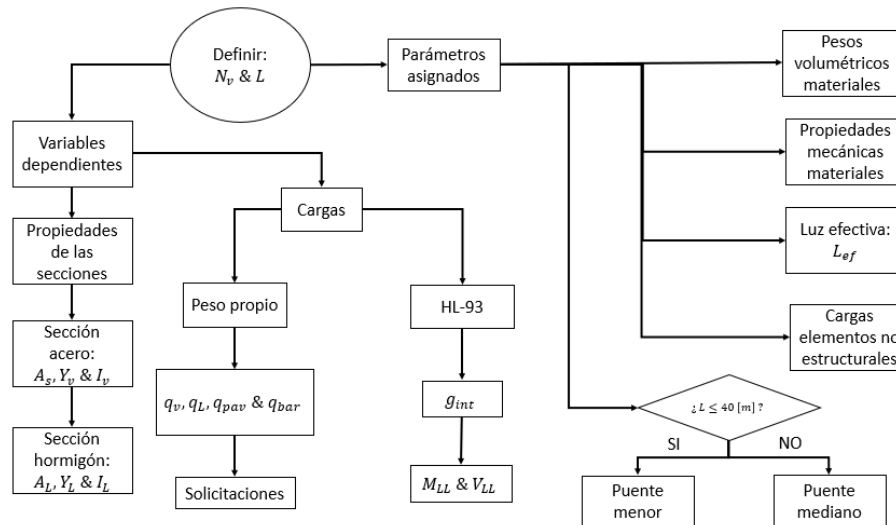


Figura 64: Estructura de la etapa inicial del modelo de optimización

De manera general, el algoritmo para la optimización estructural de los puentes se inicia con la entrada de la luz del puente L y el número de vigas de la superestructura N_p . Posteriormente, se asignan los valores a todos los parámetros de diseño que serán constantes durante todo el proceso de optimización, principalmente propiedades mecánicas de los materiales y la geometría del puente.

Luego, el algoritmo determina las propiedades (áreas, momentos de inercia y ejes neutro) de las secciones (acero y compuestas). En seguida, se precisan las cargas y las respectivas solicitaciones permanentes. Para las solicitaciones móviles del modelo HL-93, se calcula el corte y el momento máximo por el paso del camión por medio del Teorema de Barré y se utilizan los factores de amplificación dinámica correspondientes y de distribución interna.

En la siguiente etapa, se procede a la verificación de los Estados límites de Servicio, Fatiga y Resistencia y de las limitaciones geométricas LRFD para la solución, así como a los requisitos adicionales de ductilidad y de esbeltez del alma en la condición plástica.

En una fase final, si se cumplen con las restricciones del modelo, se procede a la evaluación de la posible solución en base a su costo total, el que dependerá de la función objetivo definida para el modelo.

7.3.1.1 Función objetivo

La finalidad de la optimización estructural de los puentes es la minimización en costos de la superestructura. Para el alcance de este trabajo, el costo total de la superestructura será el resultado del costo de las vigas metálicas más el de la losa de hormigón armado. Se debe considerar que, el costo en $[UF]$ por peso en $[Tonf]$ del acero estructural de las vigas es más del doble que el del hormigón de la losa. La función objetivo que controlará el proceso de optimización se define como:

$$f_{o,i}(\{x\}) = \sum_{j=1}^n C_j * W_j$$

➤ ↔ $f_{o,i}(\{x\}) = C_v * N_v * W_{v,i}(\{x\}) + C_L * W_{L,i}(\{x\})$	Ec.55
--	--------------

Donde:

- $f_{o,i}(\{x\})$: costo total de la solución i , en [UF];
- C_j : costo del elemento j , en [$\frac{UF}{Tonf}$];
- W_j : peso del elemento j , en [Tonf];
- C_v : costo por unidad de peso de viga de acero;
- C_L : costo por unidad de peso de losa de hormigón armado;
- $W_{v,i}(\{x\})$: peso de la viga de acero i ;
- $W_{L,i}(\{x\})$: peso de la losa de hormigón i .

7.3.1.2 Restricciones

Las especificaciones AASHTO LRFD (2017) en materia de verificación de Estados límites (esfuerzos y deformaciones en el rango elástico y resistencia a la flexión de la sección) y de proporciones geométricas de la superestructura serán las utilizadas para definir las restricciones del modelo.

7.3.1.2.1 Estado límite de Servicio

Se verifican los esfuerzos elásticos por flexión en las fibras extremas de acero y hormigón causados por la secuencia de cargas muertas sumados a los del modelo de carga vehicular HL-93.

- Fibra superior de acero:

$$g_1(\{x\}) = \sigma_1(\{x\}) - 0,95 * f_y$$

- Fibra inferior de acero:

$$g_2(\{x\}) = \sigma_2(\{x\}) - 0,95 * f_y$$

- Losa de hormigón:

$$g_3(\{x\}) = \sigma_3(\{x\}) - 0,6 * f'_c$$

La restricción para el control de la deflexión por peso del camión HS 20-44 en puentes carreteros, es la siguiente:

$$g_3(\{x\}) = \delta_{LL}(\{x\}) - \frac{L}{800}$$

7.3.1.2.2 Estado límite de Fatiga

Se verifican los esfuerzos elásticos por flexión en las fibras extremas de acero generados por la carga móvil de Fatiga.

- Fibra superior de acero:

$$g_4(\{x\}) = \sigma_4(\{x\}) - \frac{(\Delta F)_n}{\gamma}$$

- Fibra inferior de acero:

$$g_5(\{x\}) = \sigma_5(\{x\}) - \frac{(\Delta F)_n}{\gamma}$$

7.3.1.2.3 Estado límite de Resistencia

En primer lugar, el algoritmo procede al cálculo de la resistencia plástica M_p a la flexión. Tal como se detalla a continuación:

➤ Definición Fuerzas plásticas:

- P_t : Fuerza plástica del ala inferior de la viga metálica;
- P_c : Fuerza plástica del ala superior de la viga metálica;
- P_w : Fuerza plástica del alma de la viga metálica;
- P_s : Fuerza plástica de la losa de hormigón armado;
- P_{rt} : Fuerza plástica del refuerzo superior de la losa;
- P_{rb} : Fuerza plástica del refuerzo inferior de la losa.

También se definen las siguientes dimensiones:

- C_{rb} : distancia desde la fibra superior de losa hasta el refuerzo inferior;
- C_{rt} : distancia desde la fibra superior de losa hasta el refuerzo superior.

➤ Localización ENP:

Considerando la siguiente representación de la plastificación de la sección en flexión positiva, se localiza el ENP de la sección:

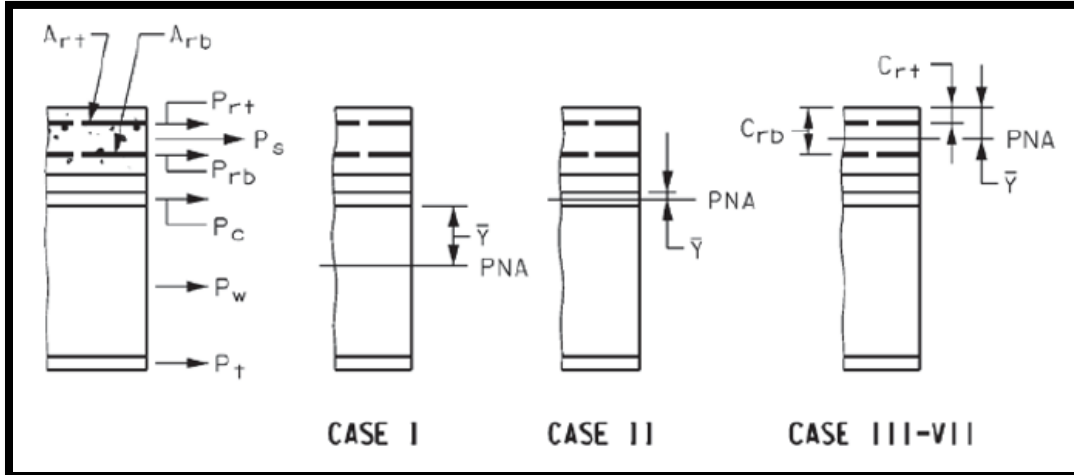


Figura 65: Fuerzas plásticas y ubicación del ENP (Fuente: AASHTO LRFD, 2017)

Las condiciones para determinar la ubicación del eje neutro plástico se revisan en el orden presentado.

- Ubicación exacta ENP ($\bar{Y}_j(\{x\})$):

Localizado el ENP, se procede a determinar su ubicación exacta con la cual se calculará el momento plástico.

Luego se calculan, la distancia D_p desde la fibra superior de losa hasta el ENP y la profundidad comprimida del alma D_{cp} , cuyo valor queda sujeto a:

- $D_{cp} = D_{cp}(\{x\})$, Si el ENP se ubica en el alma. En otro caso: $D_{cp} = 0$ (el alma no se comprime en la condición plástica).

- Cálculo $M_p(\{x\})$:

Conocida la ubicación exacta del ENP se procede a calcular el momento resultante de las fuerzas plásticas entorno el eje neutro, posteriormente, se determina la resistencia nominal M_n a la flexión. Por último, se definen las restricciones correspondientes a este Estado límite:

- Esbeltez del alma:

$$g_6(\{x\}) = \frac{2 * D_{cp}(\{x\})}{t_w} - 3,76 * \sqrt{\frac{E_s}{f_y}}$$

- Resistencia última:

$$g_7(\{x\}) = -\phi * M_n(\{x\}) + M_u(\{x\})$$

- Requisito de ductilidad:

$$g_8(\{x\}) = D_p(\{x\}) - 0,42 * H_t(\{x\})$$

Se debe remarcar que, en la verificación de este Estado límite, para las fuerzas plásticas del refuerzo longitudinal de la losa de hormigón armado se consideró el refuerzo isotrópico especificado por la AASHTO LRFD y presentado en el punto 5.4.1 de este trabajo. Por lo tanto, se incluyen en las restricciones del modelo las condiciones para utilizar el refuerzo isotrópico.

7.3.1.2.4 Límites AASHTO LRFD para proporciones geométricas de la sección transversal

De manera análoga a los Estados límites se introducen las respectivas funciones $g_i(\{x\})$ de las restricciones de geometría y proporciones de la sección transversal de la superestructura. Las que se detallan en 5.6.2.

7.3.2 Estructura de ejecución del algoritmo de optimización

El siguiente diagrama de flujo muestra la estructura de ejecución del modelo de optimización con el AG incluido, donde i_t es la iteración actual o en curso, x_{it} y x_{it-1} son el mejor individuo de la generación actual y anterior respectivamente.

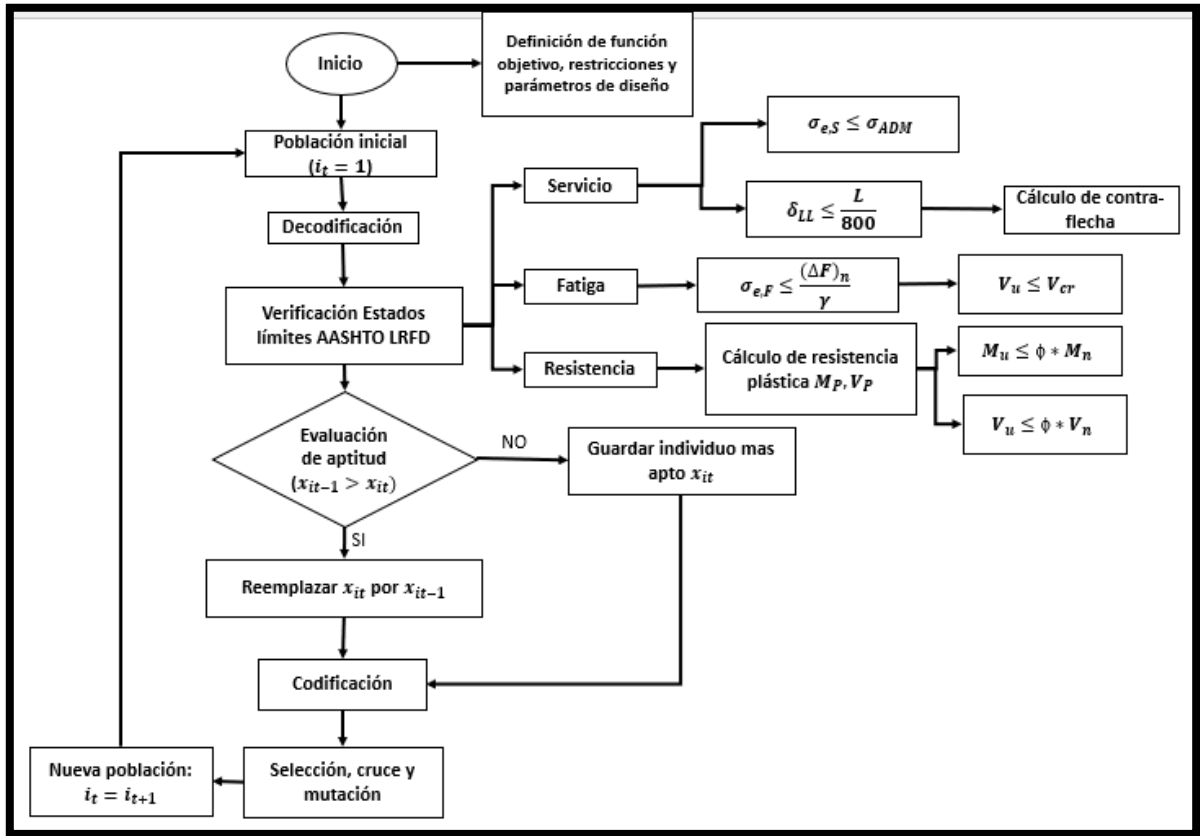


Figura 66: Diagrama de flujo del algoritmo de optimización estructural

En el Anexo C se presenta el algoritmo de optimización programado en Matlab.

7.4 Resultados y análisis de la optimización

En esta parte se presentan los resultados de la optimización estructural de los puentes de acero simplemente apoyados. Se obtuvieron diseños óptimos en costos, de una cantidad total de nueve modelos de puentes de luces entre 10 y 50 metros, cada uno cumpliendo con las condiciones de serviciabilidad, resistencia, fatiga del acero y de proporciones geométricas de la superestructura. En la siguiente Tabla se presentan las dimensiones (considerar Figura 6) de los diseños obtenidos por el modelo programado en Matlab.

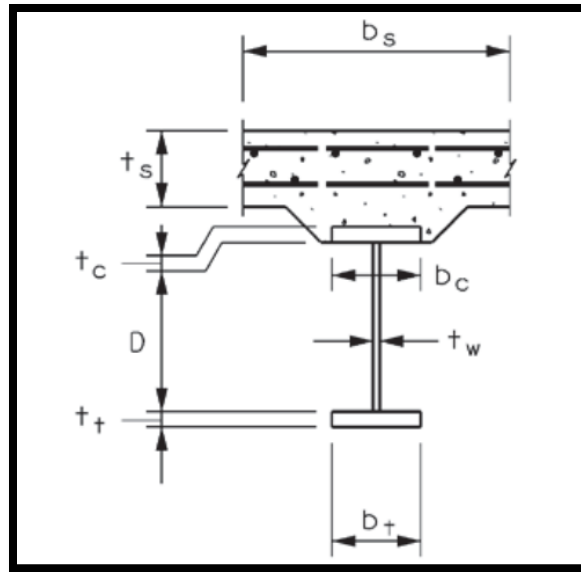


Tabla 113: Dimensiones óptimas de vigas y losa para puentes de tramo simple.

L [m]	10	15	20	25	30	35	40	45	50
t_s [cm]	19,5	19,5	19	19	18,5	18,5	18,5	17,5	17,5
b_t [cm]	11,7	16,4	31,4	22,6	25,4	28	33,3	35	38,2
t_t [cm]	3	3	2,3	4,2	4,6	5	4,5	4,2	4,1
t_w [cm]	0,8	0,8	0,8	0,9	1	1,1	1,3	1,4	1,5
b_c [cm]	11,7	16,4	20	22,6	25,4	28	31,8	35	38,2
t_c [cm]	0,9	0,9	0,9	1	1,1	1,2	1,4	2,5	3,2
H [cm]	74,2	102,2	123,1	141	158,1	174	196,6	216,5	236,7
N_v	3	3	3	3	3	3	3	4	4

En el Anexo D se presentan las secciones de los tableros resultantes de la optimización estructural. Como base de comparación de las propiedades más relevantes en el proceso de optimización, como lo son la inercia y el área de la sección de acero, se utilizarán los siguientes diseños de puentes existentes en nuestro país. A continuación, se muestran sus características y propiedades a comparar.

Tabla 114: Puentes existentes de acero de tramo simple (Fuente: MOP).

Nombre	Año	N_v	L [m]	t_s [cm]	a_c [m]	I_v [cm ⁴]	A_s [cm ²]
Lo Abarca	1986	2	15	15	4,7	272380,9	227,04
Chacabuco	2013	4	13	21	11,13	726080,34	285,4
Guanaco	2020	3	22	25	10,72	648644,9	271,48
Chacabuquito	2000	2	28	20	5	960286,89	295
Lircay	2013	2	30	20	7,69	1153926	309,6
Cacique Colin	2014	4	42	20	12	1866861	366
El Manzano	2009	4	40	22	14,06	1882523,1	419,2
La Portada	2020	3	40	23	10,72	2675934	494,2

Ya que, como criterio de optimización se consideró el costo de la superestructura en función del peso total de esta, es que en todos los diseños la optimización determinó el mínimo espesor de losa. Bajo la misma lógica, en todos los resultados la variante con una mayor optimización en costos es la de una superestructura con la mínima cantidad de vigas metálicas, esto es, tres para los puentes menores y cuatro para los medianos.

En la siguiente Figura se puede ver el proceso de convergencia del algoritmo a la solución óptima de cada modelo de puente.

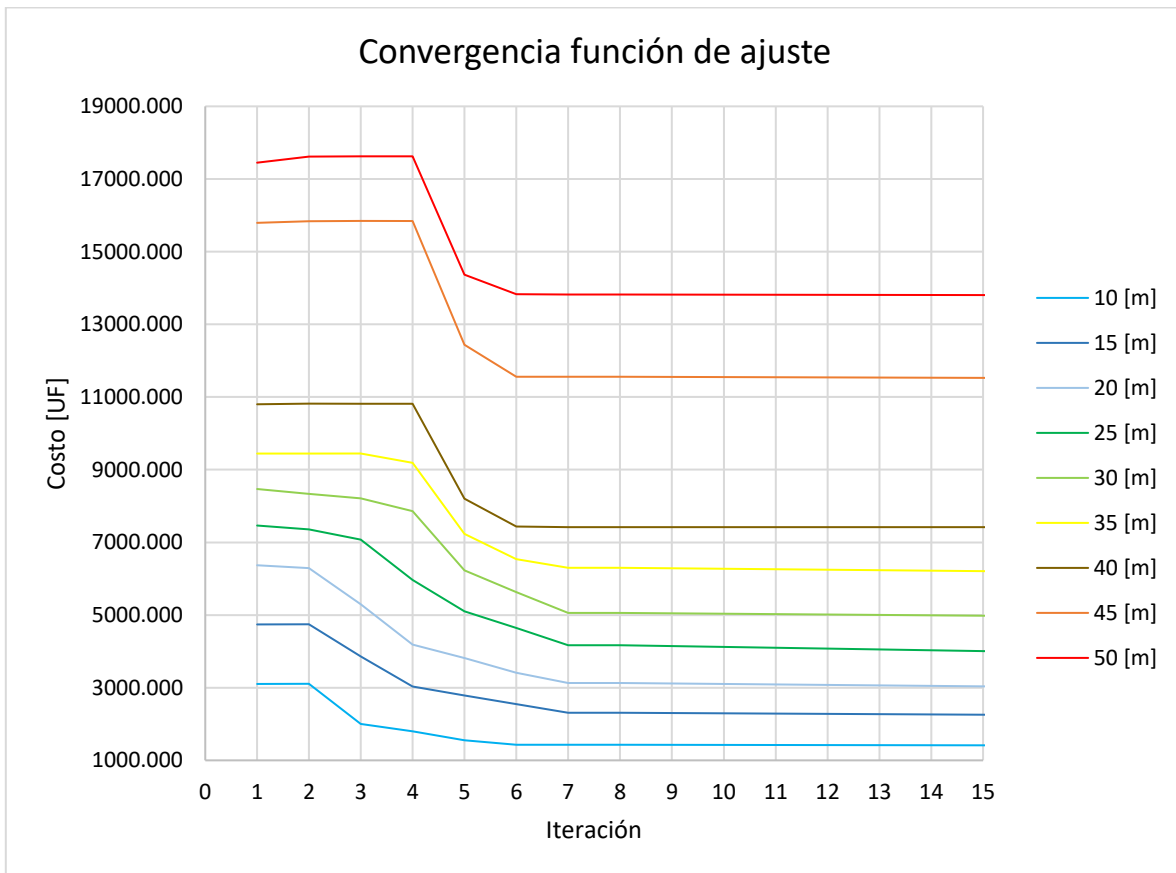


Figura 67: Convergencia de la función de ajuste para las soluciones

En todos los casos, los resultados finales presentan una sección transversal que cumple con todos los requisitos de resistencia, servicio, fatiga y geometría, por lo tanto, se tiene una penalización nula en la evaluación de estos individuos.

7.4.1 Costos óptimos de las superestructuras

En la evaluación final de las mejores soluciones para cada modelo, se obtiene el costo total de las vigas metálicas y la losa de hormigón armado, considerando los siguientes costos por unidad de peso del material:

- Acero estructural: $61,2 \left[\frac{UF}{Tonf} \right]$
- Hormigón armado: $26,6 \left[\frac{UF}{Tonf} \right]$

En el siguiente grafico se presenta la variación del costo óptimo de las superestructuras de puentes (menores y medianos) de tramo simple, de luces entre 10 y 50 metros.



Figura 68: Costo óptimo de superestructuras de puentes de tramo simple

El costo de la superestructura de un puente de acero simplemente apoyado aumenta de manera proporcional con la luz del puente. Para los puentes menores, se tiene un aumento lineal promedio de $203 [UF]$ por metro. Paralelamente, para los puentes medianos se tiene un aumento por metro de luz de $458 [UF]$.

7.4.2 Secciones metálicas óptimas

Dado el mayor costo del acero estructural de las vigas, es que en estos elementos se centra la optimización, en términos de área seccional. A continuación, se muestra la variación de las secciones óptimas de acero en función de la luz del puente y los valores de las áreas de los diseños de la Tabla 114.

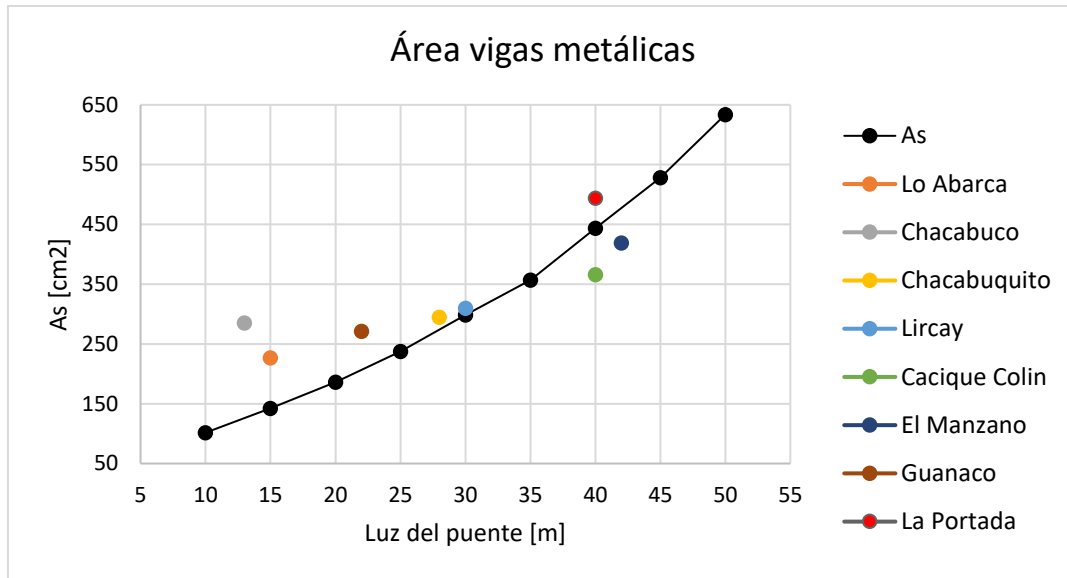


Figura 69: Secciones metálicas óptimas de puentes de tramo simple

El área de la sección de acero aumenta de manera proporcional con la luz del puente. Para los puentes menores existe un aumento de entre 11 y 12 $[cm^2]$ por metro de luz. Mientras que, en los puentes medianos se da un aumento de aproximadamente 20 $[cm^2]$ por metro.

A continuación, se presenta una comparación entre las secciones metálicas resultantes presentadas en el capítulo 6.3 de este trabajo para los puentes de 15 [m], 25 [m] y 40 [m] con sistemas de tres vigas con las secciones resultantes, para las mismas luces de puentes, por la optimización. De la Figura 68, se observa una optimización del área de la sección metálica de 15% para un puente de 15 [m], 20% para 25 [m] y de 11% para el modelo de 40 [m] de luz. Cabe destacar que, ambos diseños cumplen con todas las disposiciones y especificaciones de la AASHTO LRFD en el diseño de puentes carreteros.

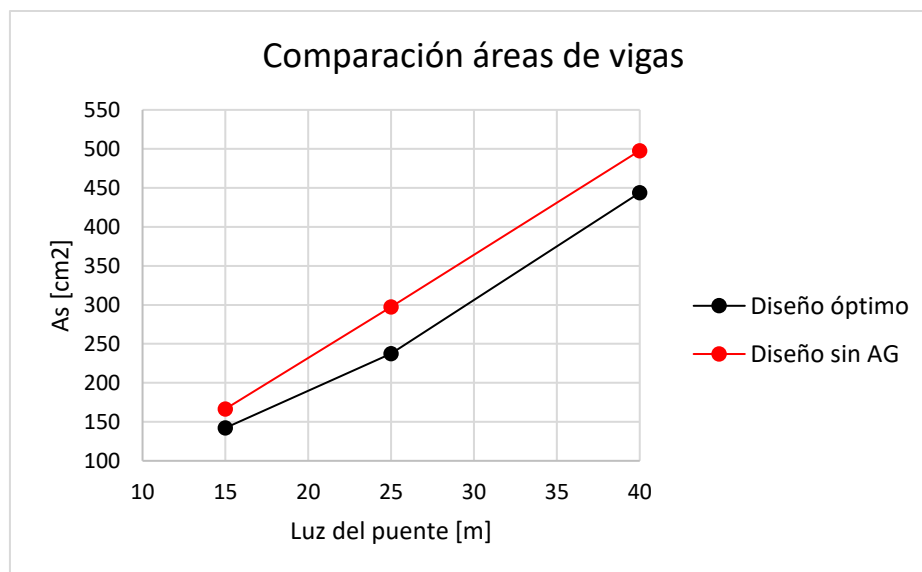


Figura 70: Comparación secciones de acero entre un diseño sin y con AG

7.4.3 Inercia de las vigas metálicas

La inercia de la viga metálica es de gran importancia en el comportamiento estructural, ya que incide directamente en el control de las deformaciones en las vigas longitudinales y en la estimación de los esfuerzos elásticos por flexión. En la siguiente Figura se muestran las inercias de las vigas resultantes de la optimización y los valores de inercia de los puentes de la Tabla 114.

La inercia de las vigas aumenta en proporción a la luz del puente, evidenciando una mayor variación en los puentes medianos, ya que las solicitaciones también aumentan proporcionalmente a la luz.

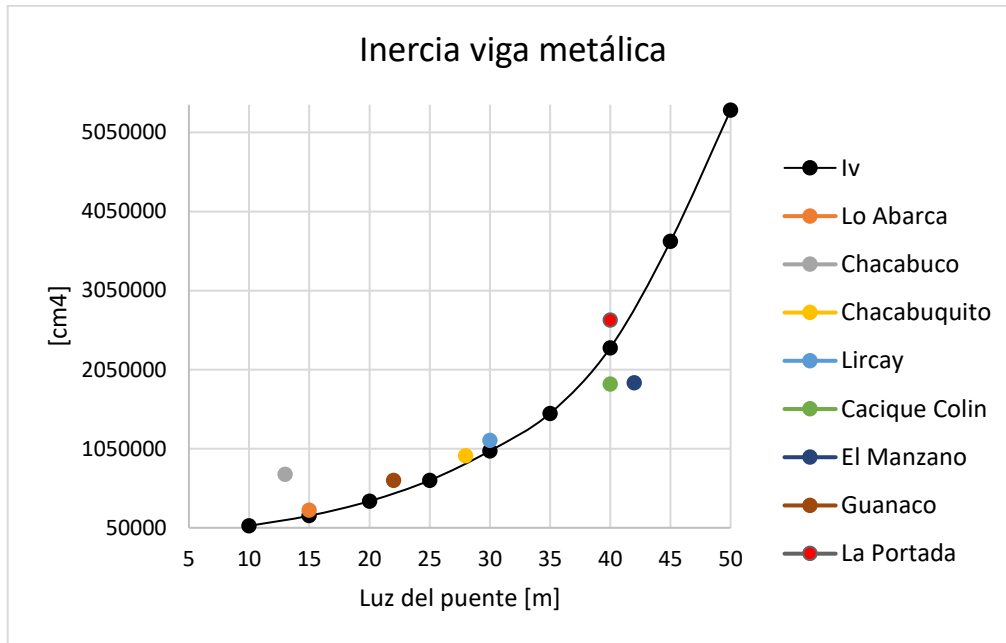


Figura 71: Inercias de vigas metálicas óptimas de puentes de tramo simple

7.4.4 Altura vigas metálicas

En general, los diseños óptimos tienen una altura de viga H mayor a la de los diseños presentados en el capítulo 6.3 de este trabajo y la sección de acero de los diseños resultantes de la optimización es menor.

En la Figura 72 se presenta la variación de la altura en función de la luz del puente.

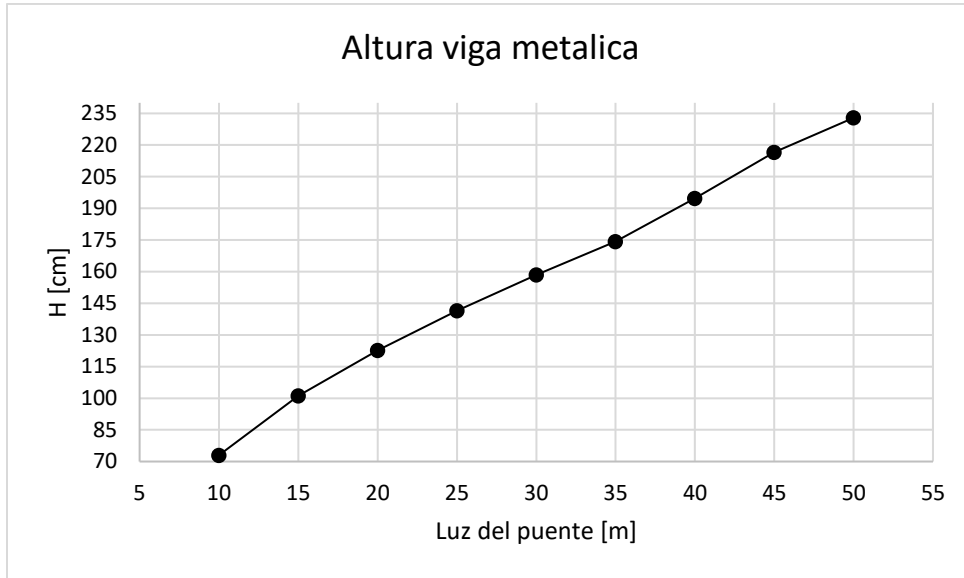


Figura 72: Alturas óptimas de las vigas metálicas

7.4.5 Contra- flechas para las vigas metálicas

A continuación, se presentan las contra- flechas para compensar las deflexiones por peso propio de la superestructura y el 50% de la deflexión por peso del camión de diseño HS 20-44.

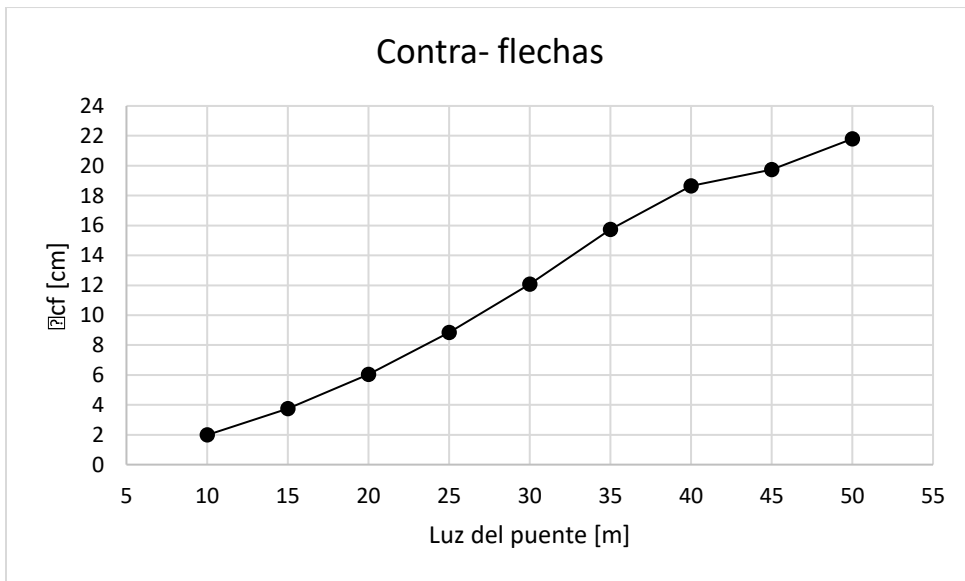


Figura 73: Contra- flechas para fabricación de vigas metálicas

Capítulo 8: Conclusiones y comentarios

La problemática principal identificada inicialmente fue la de qué normativa y metodología (*ASD* o *LRFD*) de diseño se adecuaba de mejor forma al análisis y diseño de puentes de tramo simple con superestructuras de vigas de acero y losa de hormigón armado. Para ello se analizaron y diseñaron tres modelos de puentes de 15, 25 y 40 metros de luz, con tableros de 3, 4 y 5 vigas, aplicándose las disposiciones correspondientes de las normas internacionales *AASHTO Standard* y *AASHTO LRFD*. A continuación, se presentan las conclusiones más relevantes basadas en el proceso de diseño y los resultados finales obtenidos según ambas normativas. En base a estas conclusiones, se definió qué metodología de diseño era más adecuada para la realización de un modelo de optimización estructural por medio del AG que trae integrado Matlab.

8.1 Cargas Factores y solicitaciones

- Modelo de carga vehicular:

La base teórica del modelo de carga vehicular HL-93 es una de las mayores ventajas de la norma LRFD en comparación con la Estándar. Ya que no representa ningún vehículo específico, sino espectros de cargas y sus efectos. Además, en términos concretos, especifica una combinación de cargas móviles (camión, tándem y carga de faja), a diferencia de la norma Estándar que en el diseño solo considera el camión o la carga de faja Estándar.

Adicionalmente, la norma LRFD establece una carga móvil específica en la verificación del Estado límite de Fatiga para la revisión de esfuerzos elásticos y el diseño de conectores de corte.

- Distribución de la carga vehicular:

Ambas metodologías coinciden en que los efectos de la flexión y corte sobre la viga interna son proporcionales a la separación de vigas longitudinales, o dicho de otra forma a la cantidad de vigas de la superestructura. Para el caso de la flexión, la norma LRFD indica que dependerá de la luz del puente, no así para el corte. Por otro lado, la norma Estándar no establece diferencia en la distribución interna para los momentos flectores y corte, y al solo depender de la separación entre centros de vigas tienden a sobre estimarse las solicitaciones móviles sobre la estructura.

- Amplificación Dinámica o Impacto:

El Impacto Estándar es inversamente proporcional a la luz del puente, y se limita al 30%. Por otro lado, la amplificación dinámica LRFD es constante y solo varía según el Estado límite que se verifica y el elemento a diseñar.

- Solicitaciones por carga vehicular:

En el diseño LRFD los momentos flectores y fuerzas de corte vertical por el modelo HL-93 son mayores que los resultantes de la carga móvil Estándar (camión HS 20-44). Esto debido a que el modelo HL-93 considera los efectos combinados del camión y la carga de faja. A pesar de que las solicitaciones móviles HL-93 son mayores a las del HS 20-44, esto no se ve reflejado en los diseños finales.

El software basado en el análisis por elementos finitos CSiBridge fue de utilidad para la obtención de las solicitaciones sobre los puentes y compararlas con las obtenidas por medio del Teorema de Barre. Por otro lado, se sugiere investigar las funciones de la API que permiten conectar el software con Matlab.

8.2 Diseño de losas de hormigón armado

- Tramos centrales de losa:

Por un lado, la norma Estándar propone el método elástico de diseño para los tramos centrales de losa, facilitando expresiones para estimar los efectos de la flexión por la rueda del camión de diseño, y según la metodología *ASD* se limitan los esfuerzos de trabajo del acero y del hormigón a un 40% de sus respectivos límites elásticos.

Mientras que, la norma por factores de carga y resistencia plantea tres métodos de diseño para tramos centrales de losa; el método elástico, el método empírico y el método refinado. Siendo el de mayor importancia e interés el método empírico, el cual establece un refuerzo isotrópico dada las últimas investigaciones con relación a la acción principal mediante la cual se transmiten las cargas del camión en estos tramos de losa.

- Tramos de losa en voladizo:

En ambos diseños a flexión simple para los tramos de losa en voladizo se utilizó el método elástico, donde la metodología *LRFD* de la norma AASHTO considera el flujo plástico de la sección para las solicitaciones últimas y las dos normas disponen de los mismos métodos para estimar la sollicitación por carga móvil sobre la losa en voladizo. Cabe destacar que, el diseño *ASD* se realiza en la condición de Servicio y el *LRFD* en el Estado límite de Resistencia.

8.3 Metodologías AASHTO para el diseño de puentes de acero de tramo simple

- Condición elástica:

La metodología *ASD* se fundamenta en un análisis estructural por medio del cual se obtenga un diseño, cuyo comportamiento sea totalmente elástico. Para ello, se revisan los esfuerzos y las deformaciones dentro de los límites normativos en la condición de Servicio y Fatiga, especificando para esta última que la revisión de los esfuerzos en las fibras extremas de acero se realice utilizando una carga móvil que no sobrepase el camión de diseño HS 20-44. Al mismo tiempo, la metodología *LRFD* establece Estados límites para ser verificados (según se requiera) en el análisis y diseño. Entre los Estados límites se encuentra el de Servicio, en el cual se estiman los esfuerzos por flexión en las fibras extremas considerando la secuencia de carga (al igual que en el diseño *ASD*) y el respectivo control de deflexiones por carga móvil. Además, para la verificación de la fatiga en la sección de acero la norma *LRFD* establece una carga vehicular específica y define el Estado límite de Fatiga con dos estados de carga, con los que se debe dar cumplimiento al requisito especial de corte por fatiga para almas.

Ambos diseños quedan controlados por la condición de Servicio, presentando un mejor control de las deformaciones sobre las vigas longitudinales la metodología *ASD*.

➤ Condición plástica:

La consideración de la plastificación de la sección en el diseño *LRFD* es de las diferencias más relevantes con respecto al *ASD*. La norma establece el Estado límite de Resistencia, en el cual se considera la resistencia plástica de la sección para las solicitaciones últimas. Paralelamente, presenta criterios para asegurar la ductilidad de la sección en esta condición, no considerar el pandeo del alma y para determinar la compacidad de la sección por medio del límite de esbeltez del alma de la viga metálica.

Se concluye que, en el diseño de puentes de acero de tramo simple la metodología *LRFD* de la AASHTO propone un procedimiento detallado y completo, ya que toma en cuenta el conocimiento sobre el comportamiento de los materiales frente a solicitaciones límites y aplica factores a las cargas y resistencias basados en consideraciones estadísticas y empíricas para lograr una confiabilidad estructural uniforme y, a su vez atender a las demandas de resistencia última y adecuada serviciabilidad. Por otro lado, la metodología *ASD* de la AASHTO establece un análisis y diseño estrictamente elástico, para lo cual utiliza factores de seguridad que se aplican a la resistencia elástica de los materiales. Esto último se traduce en diseños más conservadores, pero se debe considerar que el modelo de cargas móviles de la norma Estándar es menos desfavorable que el HL-93.

En resumen, la elección de uno u otro método dependerá de las consideraciones y supuestos iniciales para el análisis y posterior diseño. Por ejemplo, si se requiere un diseño óptimo según algún criterio, como el peso de la estructura o el costo total, se recomienda el uso del método *LRFD*.

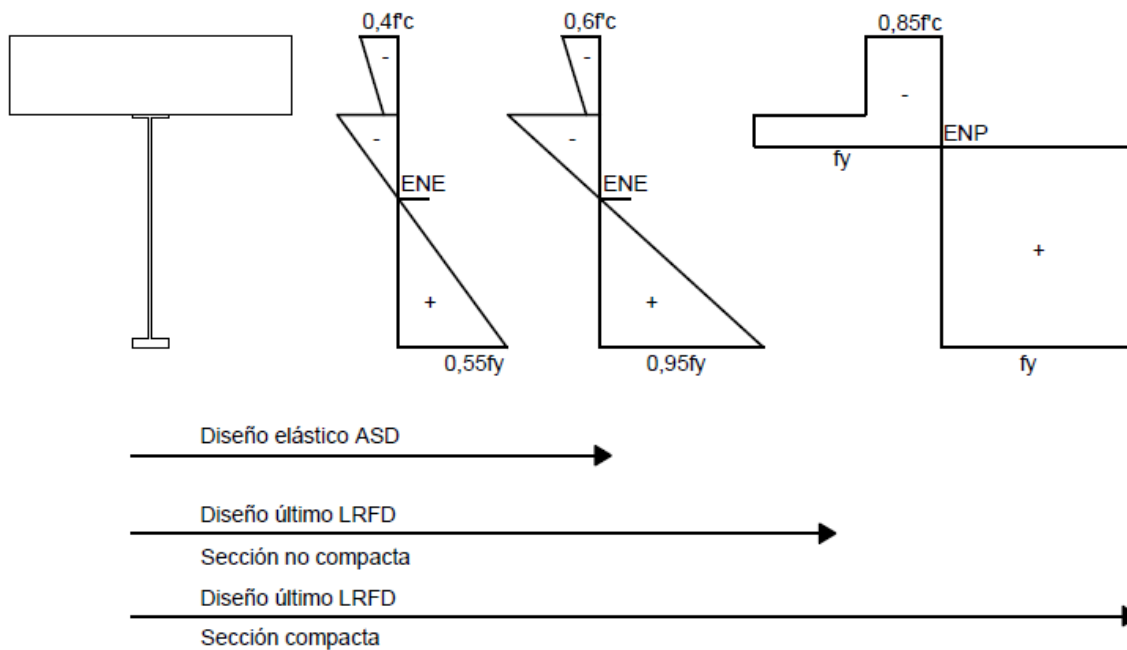


Figura 74: Esquema del estado tensional último de la sección en flexión positiva según metodologías de diseño

8.4 Optimización Paramétrica de los puentes

- Costos óptimos:

Se obtuvieron costos estimados de superestructuras (vigas metálicas y losa de hormigón armado) de puentes de acero simplemente apoyados de luces entre 10 y 50 metros. En los puentes menores se tiene una variación lineal del costo en función de la luz del puente, con costos que van desde 1300 [UF] hasta 7500 [UF] aproximadamente. Mientras que, para los puentes medianos de 45 y 50 metros se tienen costos de 11500 [UF] y 13800 [UF] respectivamente.

- Variables y parámetros más influyentes en el diseño:

En el proceso de optimización se logró identificar como parámetro más relevante a la luz del puente L , ya que tiene una incidencia directa en las solicitaciones sobre la estructura.

Por otro lado, variables dependientes como la inercia I_v de la viga metálica y el área A_s de la sección de acero inciden directamente en la determinación de esfuerzos, deformaciones y resistencia, así como en el peso de total de las vigas y por ende en su costo.

Considerando que la inercia de la viga metálica se define según la siguiente expresión:

$$I_v = \frac{1}{12}(b_t t_t^3 + t_w D^3 + b_c t_c^3) + b_t t_t \left(Y_v - \frac{t_t}{2}\right)^2 + D t_w \left(Y_v - t_t - \frac{D}{2}\right)^2 + b_c t_c \left(Y_v - D - \frac{t_c}{2}\right)^2$$

Entonces, el valor de I_v se ve condicionado en gran parte por los valores de los espesores de las alas t_t y t_c , así como de la altura libre del alma D . Esto último es debido a que, el cálculo del segundo momento de área de las alas y del alma de la viga metálica se realiza con respecto al eje x . Debido a esto es que la inercia de la viga con respecto al eje y se reduce ya que las vigas optimas serán de alas menos anchas (ancho mínimo para evitar pandeo local del ala comprimida), y por lo tanto los requerimientos de soporte lateral aumentarán, en específico la distancia lateral no soportada para el ala en compresión se verá reducida en comparación con un perfil de ala más ancha.

- Algoritmos Genéticos integrados en Matlab para la optimización estructural:

La aplicación del AG integrado en Matlab fue eficiente para resolver el problema de optimización estructural planteado en este trabajo, ya que se logró optimizar variables sujetas a varias restricciones no lineales, cualidades propias de este tipo de problemas.

Por otro lado, el modelo programado en Matlab resulta ser una herramienta útil para un pre-diseño y optimización, cuya validación queda sujeta a las especificaciones de la AASHTO LRFD para el diseño de puentes carreteros.

En lo que se refiere a la optimización estructural mediante el uso del AG en Matlab, resulta de interés:

- Realizar la optimización estructural de puentes de tramo simple con vigas de hormigón armado utilizando para el diseño las especificaciones y disposiciones de la AASHTO LRFD.
- Estudiar y aplicar las funciones de la API entre Matlab y CSiBridge para la obtención de las solicitaciones y automatizar el análisis estructural y diseño de puentes de tramos simple y continuos.

- Considerar el diseño del sistema de arriostramientos para los puentes de tramo simple, para así no solo considerar el peso de las vigas y la losa.

Finalmente, con respecto a las técnicas heurísticas aplicadas a la optimización es relevante el desafío que conlleva la elaboración de un algoritmo genético e incluirlo en algún diseño estructural.

Bibliografía

- [1] Jack C. McCormac & Stephen F. Csernak "Diseño de estructuras de acero", 5ª Edición, pp. 562-579, 2013.
- [2] AASHTO LRFD "*Bridge Design Specifications*", 8ª Edición, 2017.
- [3] AASHTO Standard "*Specifications for highway bridges*", 17ª Edición, 2002.
- [4] R. Park & T. Paulay "Estructuras de concreto reforzado", 4ª Edición, pp. 65-73, 1988.
- [5] Miguel Angel Pineda López "Diseño de elementos estructurales de sección compuesta con LRFD", Instituto Politécnico Nacional (México), 2005.
- [6] Boada & Vinuesa "Diseño de un puente vehicular utilizando vigas de acero estructural de alma llena y cimentación profunda", Universidad Central del Ecuador, 2019.
- [7] Cristian Andres Ochoa Espinoza "Diseño de Superestructuras de puentes de hormigón armado. Comparación entre diseño según norma AASHTO Standard (Metodo ASD) y Norma AASHTO LRFD, Universidad Austral de Chile, 2008.
- [8] Manual de Carreteras Volumen III Capítulo 3.1000 "Puentes y estructuras afines", Edición 2018.
- [9] Galindo & Carnicero "Optimización mediante algoritmos genéticos: aplicación al diseño de celosías", pp. 40-50, 2003.
- [10] Raúl Alejandro Díaz Guzman "Optimización de estructuras reticuladas planas de madera mediante algoritmos genéticos", Universidad Austral de Chile, 2014.
- [11] Ernesto Javier Martín Rosabal "Optimización Estructural en superestructuras de puentes con vigas simplemente apoyadas", Universidad Central "Marta Abreu" de Las Villas (Cuba), 2018.
- [12] Escobar Curasma "Optimización del diseño de estructuras de acero en cobertura mediante el método de Algoritmos genéticos", Universidad Nacional de Huancavelica (Perú), 2019.
- [13] Keedwell E, Khu S. "*A hybrid genetic algorithm for the design of water distribution networks*".
- [14] Holland JH. "*Adaptation in natural and artificial systems*". University of Michigan Press, 1975.

Anexos

Anexo A – Verificación LRFD vigas exteriores

➤ Factores de distribución para solicitaciones móviles

Puentes	$N_v = 3$		$N_v = 4$		$N_v = 5$	
	Flexión	Corte	Flexión	Corte	Flexión	Corte
15 [m]	0,826	1,33	0,593	0,564	0,478	0,465
25 [m]	0,778	1,33	0,564	0,564	0,455	0,465
40 [m]	0,73	1,33	0,535	0,564	0,435	0,465

Tabla 115: Factores de distribución para vigas exteriores

➤ Estado límite de Servicio

Esfuerzos admisibles:

Puentes: 15 [m]	$\sigma \left[\frac{Kgf}{cm^2} \right]$					
Modelo	Ala superior	Ala inferior	Admisible	Hormigón	Admisible	Estado
$N_v = 3$	1381,43	2866,73	3339,25	67,93	180	✓
$N_v = 4$	1590,33	2936,79		83,05		✓
$N_v = 5$	1579,58	2699,98		91,17		✓

Tabla 116: Verificación esfuerzos admisibles en Servicio para vigas exteriores de 15 [m]

Puentes: 25 [m]	$\sigma \left[\frac{Kgf}{cm^2} \right]$					
Modelo	Ala superior	Ala inferior	Admisible	Hormigón	Admisible	Estado
$N_v = 3$	2293,51	2861,6	3339,25	90,8	180	✓
$N_v = 4$	2315,94	2954,41		101,26		✓
$N_v = 5$	2374,8	2668,34		112,52		✓

Tabla 117: Verificación esfuerzos admisibles en Servicio para vigas exteriores de 25 [m]

Puentes: 40 [m]	$\sigma \left[\frac{Kgf}{cm^2} \right]$					
Modelo	Ala superior	Ala inferior	Admisible	Hormigón	Admisible	Estado
$N_v = 3$	2856,54	3145,04	3339,25	101,23	180	✓
$N_v = 4$	2850,98	3120,63		109,29		✓
$N_v = 5$	2630,85	2915,15		110,86		✓

Tabla 118: Verificación esfuerzos admisibles en Servicio para vigas exteriores de 40 [m]

Control de deflexión por carga vehicular:

Puentes: $L = 15$ [m]	δ_{LL} [cm]	$\delta_{LL,ADM}$ [cm]	Estado
$N_v = 3$	1,149	1,875	✓
$N_v = 4$	1,331		✓
$N_v = 5$	1,347		✓

Tabla 119: Deflexión por camión HS 20-44 para vigas exteriores de 15 [m]

Puente: $L = 25$ [m]	δ_{LL} [cm]	$\delta_{LL,ADM}$ [cm]	Estado
$N_v = 3$	2,074	3,125	✓
$N_v = 4$	2,185		✓
$N_v = 5$	2,289		✓

Tabla 120: Deflexión por camión HS 20-44 para vigas exteriores de 25 [m]

Puente: $L = 40$ [m]	δ_{LL} [cm]	$\delta_{LL,ADM}$ [cm]	Estado
$N_v = 3$	3,247	5	✓
$N_v = 4$	3,212		✓
$N_v = 5$	3,088		✓

Tabla 121: Deflexión por camión HS 20-44 para vigas exteriores de 40 [m]

➤ Estado límite de Resistencia

Resistencia a la flexión:

Puente: $L = 15$ [m]	M_p [Tonf * m]	$\phi * M_n$ [Tonf * m]	M_u [Tonf * m]
$N_v = 3$	459,51	459,51	332,81
$N_v = 4$	338,88	331,3	248,07
$N_v = 5$	267,64	255,91	204,47

Tabla 122: Verificación resistencia a la flexión de vigas exteriores de 15 [m]

Puente: $L = 25$ [m]	M_p [Tonf * m]	$\phi * M_n$ [Tonf * m]	M_u [Tonf * m]
$N_v = 3$	1007,3	988,26	776,28
$N_v = 4$	750,55	731,2	587,51
$N_v = 5$	652,91	610,61	487,07

Tabla 123: Verificación resistencia a la flexión de vigas exteriores de 25 [m]

Puente: $L = 40$ [m]	M_p [Tonf * m]	$\phi * M_n$ [Tonf * m]	M_u [Tonf * m]
$N_v = 3$	2047,64	2010,76	1737,5
$N_v = 4$	1698,88	1670,21	1339,27
$N_v = 5$	1432,05	1191,24	1124,95

Tabla 124: Verificación resistencia a la flexión de vigas exteriores de 40 [m]

Resistencia al corte:

Puente: $L = 15$ [m]	V_p [Tonf]	d_o [cm]	C	$\phi * V_n$ [Tonf]	V_u [Tonf]
$N_v = 3$	182,02	165	0,351	121,49	93,81
$N_v = 4$	162,93	145	0,462	114,15	72,15
$N_v = 5$	145,97	130	0,552	112,86	60,29

Tabla 125: Verificación resistencia al cortante de vigas exteriores de 15 [m]

Puente: $L = 25$ [m]	V_p [Tonf]	d_o [cm]	C	$\phi * V_n$ [Tonf]	V_u [Tonf]
$N_v = 3$	274,82	200	0,375	186,62	128,57
$N_v = 4$	239,45	195	0,323	155,77	99,39
$N_v = 5$	191,15	175	0,317	123,75	83,4

Tabla 126: Verificación resistencia al cortante de vigas exteriores de 25 [m]

Puente: $L = 40$ [m]	V_p [Tonf]	d_o [cm]	C	$\phi * V_n$ [Tonf]	V_u [Tonf]
$N_v = 3$	439,87	265	0,305	283,51	181,07
$N_v = 4$	437,91	265	0,307	282,21	141,15
$N_v = 5$	430,82	260	0,318	280,28	119,21

Tabla 127: Verificación resistencia al cortante de vigas exteriores de 40 [m]

➤ Estado límite de Fatiga

Esfuerzos admisibles:

Puente	Categoría	Factor modificador γ	$\frac{(\Delta F)_n}{\gamma}$ $\left[\frac{Kgf}{cm^2}\right]$	σ $\left[\frac{Kgf}{cm^2}\right]$		Estado
				Fibra comprimida	Fibra traccionada	
$L = 15$ [m]						
$N_v = 3$	B	1,5	749,97	78,28	525,96	✓
$N_v = 4$	B		749,97	96,59	512,08	✓
$N_v = 5$	B		749,97	112,07	461,16	✓

Tabla 128: Verificación de esfuerzos elásticos por Fatiga para vigas exteriores de 15 [m]

Puente	Categoría	Factor modificador γ	$\frac{(\Delta F)_n}{\gamma}$ $\left[\frac{Kgf}{cm^2}\right]$	σ $\left[\frac{Kgf}{cm^2}\right]$		Estado
				Fibra comprimida	Fibra traccionada	
$L = 25$ [m]						
$N_v = 3$	B	1,5	749,97	166,74	523,81	✓
$N_v = 4$	B		749,97	284,4	517,13	✓
$N_v = 5$	B		749,97	205,66	458,42	✓

Tabla 129: Verificación de esfuerzos elásticos por Fatiga para vigas exteriores de 25 [m]

Puente	Categoría	Factor modificador γ	$\frac{(\Delta F)_n}{\gamma}$ $\left[\frac{Kgf}{cm^2}\right]$	σ $\left[\frac{Kgf}{cm^2}\right]$		Estado
				Fibra comprimida	Fibra traccionada	
$L = 40$ [m]						
$N_v = 3$	B	1,5	749,97	201,22	461,13	✓
$N_v = 4$	B		749,97	216,21	432,12	✓
$N_v = 5$	B		749,97	219,4	393,77	✓

Tabla 130: Verificación de esfuerzos elásticos por Fatiga para vigas exteriores de 40 [m]

Requisito especial para alma de vigas metálicas:

Puente: $L = 15$ [m]	V_u [Tonf]	V_{cr} [Tonf]	Estado
$N_v = 3$	48,44	121,49	✓
$N_v = 4$	37,7	114,15	✓
$N_v = 5$	31,75	112,86	✓
Puente: $L = 25$ [m]	V_u [Tonf]	V_{cr} [Tonf]	Estado
$N_v = 3$	71,98	186,62	✓
$N_v = 4$	56,28	155,77	✓
$N_v = 5$	47,6	123,75	✓
Puente: $L = 40$ [m]	V_u [Tonf]	V_{cr} [Tonf]	Estado
$N_v = 3$	105,56	283,51	✓
$N_v = 4$	83,85	282,21	✓
$N_v = 5$	71,04	280,28	✓

Tabla 131: Revisión requisito especial de resistencia al corte por Fatiga para vigas exteriores de los puentes

➤ Conectores de corte

Diseño por Fatiga:

Puente: $L = 15$ [m]	$N_v = 3$			$N_v = 4$			$N_v = 5$		
Tramo	1	2	3	1	2	3	1	2	3
p [cm]	36	60	59	43	60	60	50	60	60
N° total de conectores	36			31			28		
Puente: $L = 25$ [m]	$N_v = 3$			$N_v = 4$			$N_v = 5$		
Tramo	1	2	3	1	2	3	1	2	3
p [cm]	38	60	60	51	60	60	60	60	60
N° total de conectores	51			45			42		
Puente: $L = 40$ [m]	$N_v = 3$			$N_v = 4$			$N_v = 5$		
Tramo	1	2	3	1	2	3	1	2	3
p [cm]	51	60	60	60	60	60	60	60	60
N° total de conectores	70			67			67		

Tabla 132: Diseño por Fatiga para conectores de corte de vigas exteriores

Verificación por Resistencia:

Puente: $L = 15$ [m]	$N_v = 3$	$N_v = 4$	$N_v = 5$
P [Kgf]	585529	491116	436050
n	16	13	12
Puente: $L = 25$ [m]	$N_v = 3$	$N_v = 4$	$N_v = 5$
P [Kgf]	918000	612000	459000
n	24	16	12
Puente: $L = 40$ [m]	$N_v = 3$	$N_v = 4$	$N_v = 5$
P [Kgf]	1009800	673200	504900
n	26	18	13

Tabla 133: Verificación por Resistencia para conectores de corte de vigas exteriores

Anexo B – Momentos para vigas internas por modelo HL-93

➤ Modelos de $L = 15$ [m]

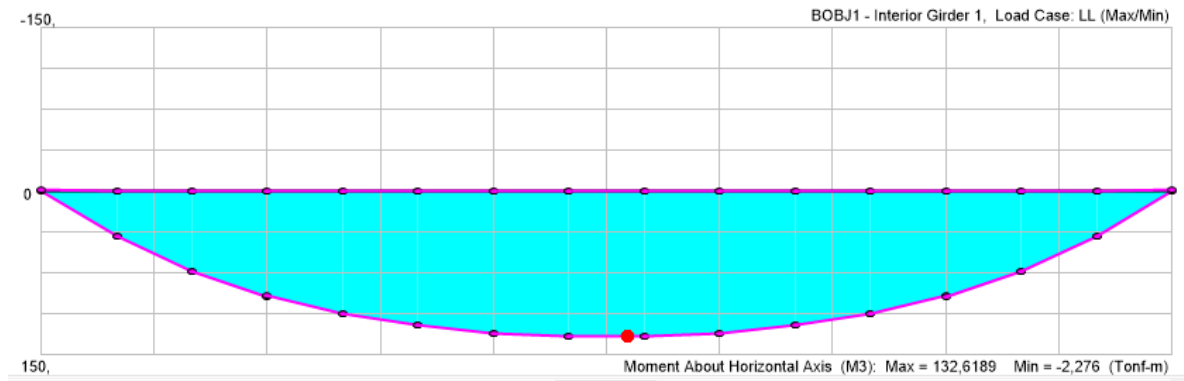


Figura 75: Distribución de momentos por HL-93 para modelo $Nv=3$

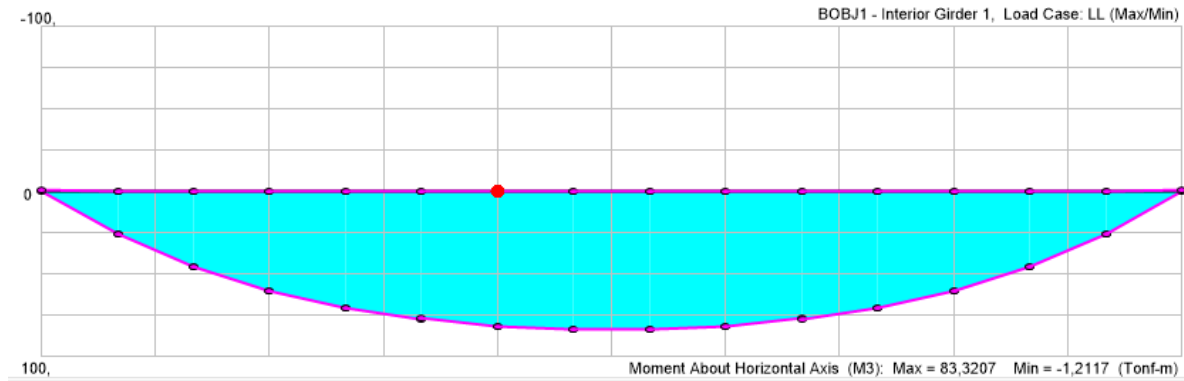


Figura 76: Distribución de momentos por HL-93 para modelo $Nv=4$

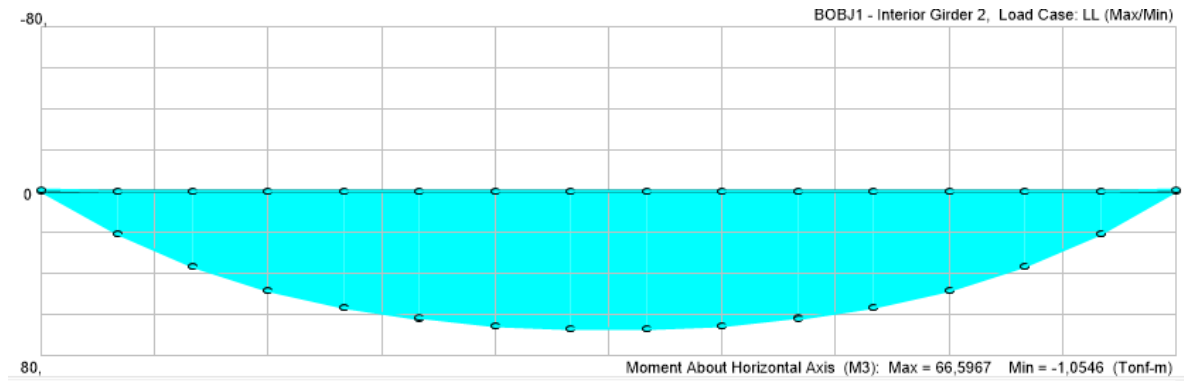


Figura 77: Distribución de momentos por HL-93 para modelo $Nv=5$

➤ Modelos de $L = 25$ [m]

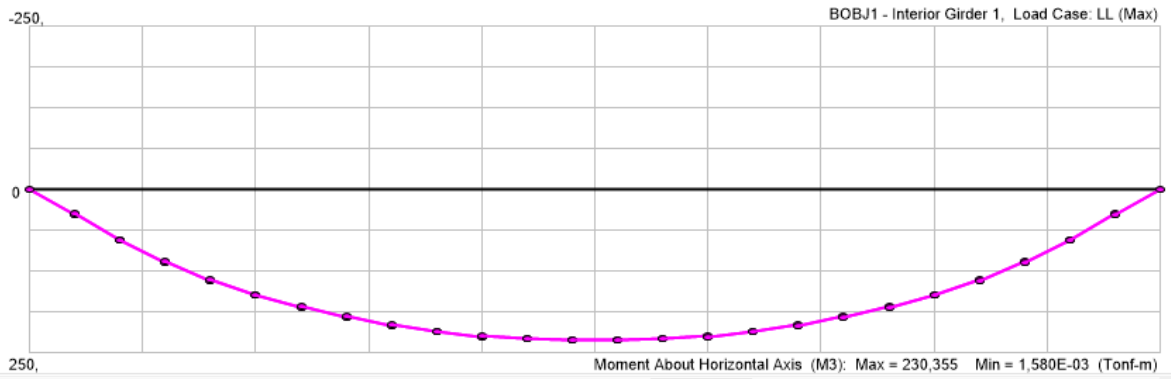


Figura 78: Distribución de momentos por HL-93 para modelo $Nv=3$

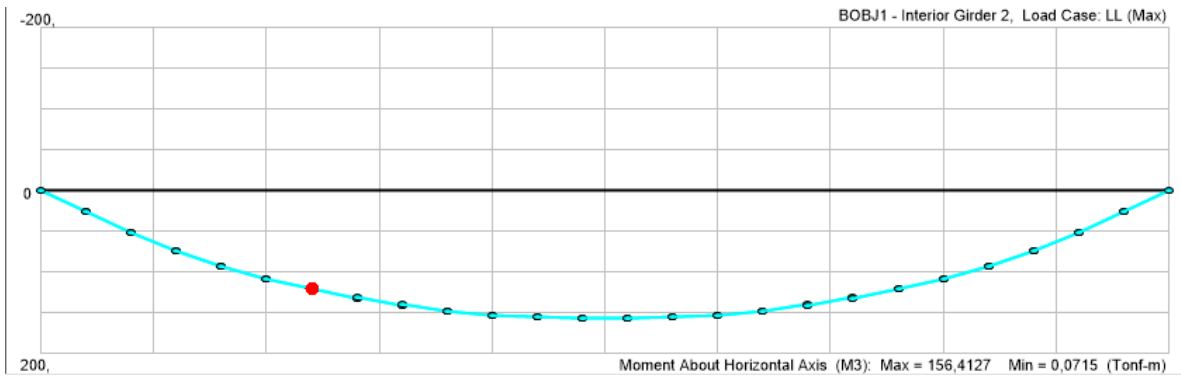


Figura 79: Distribución de momentos por HL-93 para modelo $Nv=4$

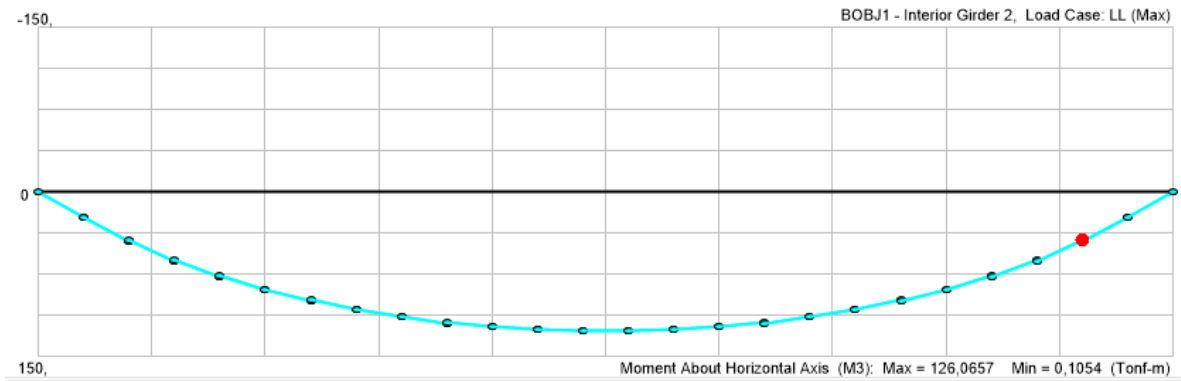


Figura 80: Distribución de momentos por HL-93 para modelo $Nv=5$

➤ Modelos de $L = 40$ [m]

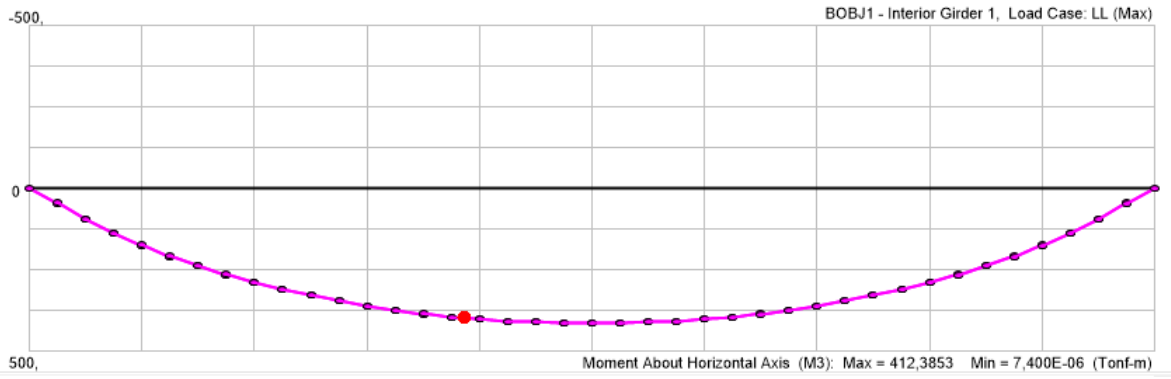


Figura 81: Distribución de momentos por HL-93 para modelo $Nv=3$

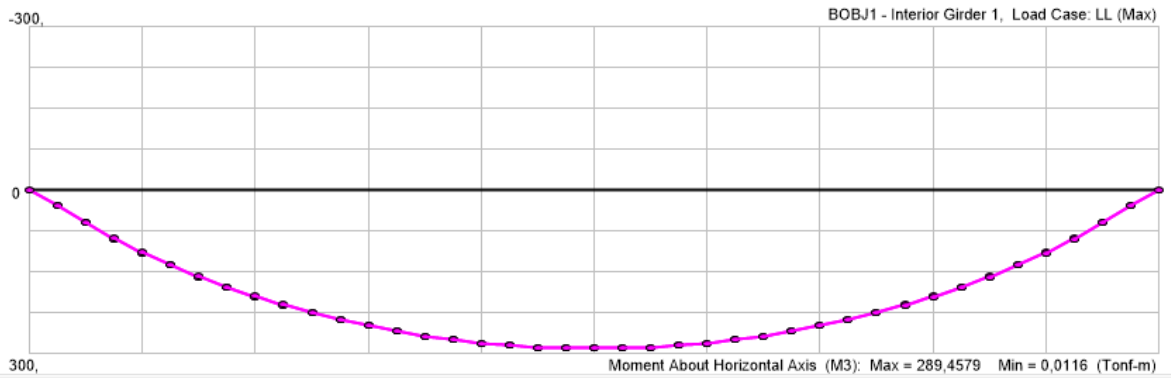


Figura 82: Distribución de momentos por HL-93 para modelo $Nv=4$

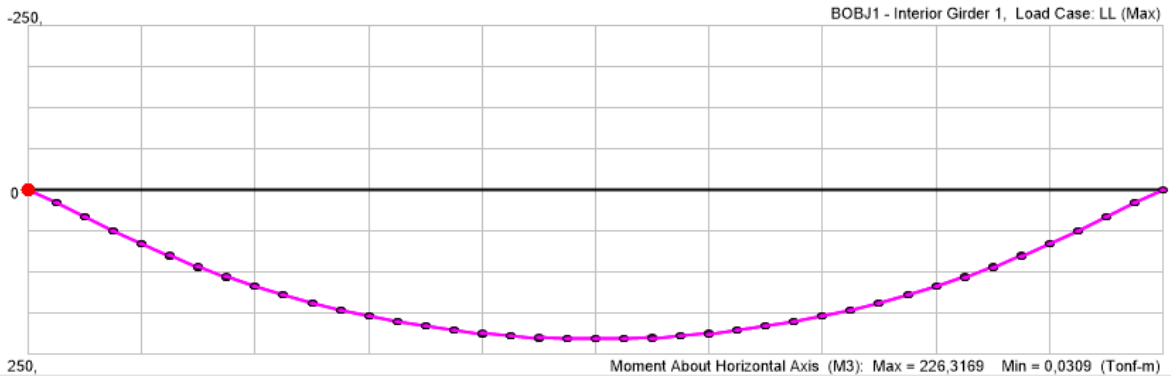


Figura 83: Distribución de momentos por HL-93 para modelo $Nv=5$

Anexo C – Algoritmo de optimización programado en Matlab

```
%Asignación de variables
bt=x(1);
tt=x(2);
tw=x(3);
tc=x(4);
bc=x(5);
H=x(6);
ts=x(7);
D=x(6)-(x(4)+x(2));
Ht=H+ts;

%Parámetros de diseño de entrada
L=;%Luz del puente [cm]
Nv=;%N° vigas superestructura

%Ancho del tablero y distancia entre vigas longitudinales
if L<=4000
    ac=10.72;%Manual de Carreteras Vol III Lámina 3.1003.101.A
elseif L>4000
    ac=13.52;%Manual de Carreteras Vol III Lámina 3.1003.101.A
end
berma=1.5;%ancho bermas [m]
abf=0.26;%ancho barreras altas [m]
cal=ac-2*berma-abf*2;%ancho calzada [m]
s=cal*100/(Nv-1);%separación vigas

%Datos
MC=1;%Factor (opcional) de mayoración del 20% para carga móvil HS 20-44
gamma=7.85;%Peso específico acero [Tonf/m3]
gammah=2.5;%Peso específico hormigón armado [Tonf/m3]
gammapav=2.4;%Peso específico hormigón pavimento [Tonf/m3]
Lef=L-50;%Luz efectiva [cm]
Ec=261540;%Modulo elasticidad hormigón armado [Kgf/cm2]
Es=2100000;%Modulo elasticidad acero estructural [Kgf/cm2]
fc=300;%esfuerzo de compresión resistente hormigón G-30 [Kgf/cm2]
fy=3515;%esfuerzo de fluencia acero estructural vigas [Kgf/cm2]
fyr=4200;%esfuerzo de fluencia acero de refuerzo losa [Kgf/cm2]
ep=0.05;%espesor pavimento [m]
qbf=1300;%carga lineal barreras altas tipo F [Kgf/m]
Nvex=2;%N° vigas exteriores superestructura
rinf=2.5;%recubrimiento inferior losa
rsup=4;%recubrimiento superior losa

%%Propiedades de las secciones
%Parámetros
n=Es/Ec;%relación modular
nlt=3*n;%relación modular a largo plazo
nst=n;%relación modular a corto plazo
bs=0.5*s;%ancho efectivo de losa LRFD
belt=bs/nlt;
best=bs/nst;
%Propiedades sección de acero
At=bt*tt;%Área ala inferior
```

```

Aw=D*tw;%Área alma
Ac=bc*tc;%Área ala superior
As=At+Aw+Ac;%Área viga metálica
It=bt*tt^3/12;
Ic=bc*tc^3/12;
Iw=tw*D^3/12;
Yv=(At*0.5*tt+Aw*(tt+0.5*D)+Ac*(tt+D+0.5*tc))/As;%Centroides viga metálica
Iv=It+Iw+Ic+At*(Yv-0.5*tt)^2+Aw*(Yv-tt-0.5*D)^2+Ac*(Yv-D-tt-0.5*tc)^2;%Inercia viga metálica
%Propiedades de la sección efectiva transformada de hormigón
ALlt=belt*ts;%Área sección de hormigón a largo plazo
ILlt=belt*ts^3/12;%Inercia sección de hormigón a largo plazo
ALst=best*ts;%Área de la sección de hormigón a corto plazo
ILst=best*ts^3/12;%Inercia sección de hormigón a corto plazo
%Propiedades de la sección compuesta a largo plazo
Ylt=(ALlt*0.5*ts+As*(H+ts-Yv))/(ALlt+As);
dvlt=H+ts-Yv-Ylt;%distancia entre el centroide de la viga metálica y el de la viga compuesta
dLlt=Ylt-ts/2;%distancia entre el centroide de la losa y el de la viga compuesta
Ilt=Iv+ILlt+As*dvlt^2+ALlt*dLlt^2;
%Propiedades de la sección compuesta a corto plazo
Yst=(ALst*0.5*ts+As*(H+ts-Yv))/(ALst+As);
dvst=H+ts-Yv-Yst;%distancia entre el centroide de la viga metálica y el de la viga compuesta
dLst=Yst-ts/2;%distancia entre el centroide de la losa y el de la viga compuesta
Ist=Iv+ILst+As*dvst^2+ALst*dLst^2;

%%Cargas y solicitaciones
%Cargas Permanentes [Tonf/m]
qv=As*gammas/100^2;%Peso lineal viga metálica
qL=(ts/100)*ac*gammah*(L/Lef)/Nv;%peso lineal losa de hormigón
qpav=ep*ac*gammaapav*(L/Lef)/Nv;%peso lineal superficie de desgaste
qbar=(qbf/1000)*(L/Lef)/Nvex;%peso lineal de una barrera alta Tipo F
%Solicitaciones permanentes (flexión)
Mv=qv*(Lef/100)^2/8;
ML=qL*(Lef/100)^2/8;
Mpav=qpav*(Lef/100)^2/8;
Mbar=qbar*(Lef/100)^2/8;
%Solicitaciones permanentes (corte) [Tonf]
Vv=qv*(Lef/100)/2;
VL=qL*(Lef/100)/2;
Vpav=qpav*(Lef/100)/2;
Vbar=qbar*(Lef/100)/2;
%Cargas móviles HL-93K (Resistencia y Servicio)
P=14.796;
a=4.3;
b=4.3;
qf=0.95;
xf=(Lef/100)/2+(29*b-7*a)/130;
%Factores de amplificación dinámica
IM=1.33;
IMfat=1.15;
%Distribución interna (flexión)
eg=H+ts-ts*0.5-Yv;
kg=n*(Iv+As*eg^2);

```

```

gint=0.075+(s/(0.3048*100)/9.5)^0.6*(s/Lef)^0.2*(kg/(Lef*ts^3))^0.1;
%Distribución interna (corte)
vint=0.2+s/(0.3048*100)/12-(s/(0.3048*100)/35)^2;
%Solicitud máxima (flexión) camión HS 20-44
Mcam=(2.25*P/(Lef/100))*(0.5*(Lef/100)-(4*b-a)/18)^2-P*a/4;
%Solicitud máxima (corte) camión HS 20-44 [Tonf]
Vcam=(1/(Lef/100))*(9*P*(Lef/100)/4-3*P*a/2);
%Solicitud (flexión) carga de faja LRFD
Mf=qf*xf*0.5*(Lef/100-xf);
%Solicitud (corte) carga de faja LRFD [Tonf]
Vf=qf*(Lef/100)/2;
%Solicitud final flexión para Servicio y Resistencia
MLL=MC*gint*(IM*Mcam+Mf);
%Solicitud final por corte para Resistencia [Tonf]
VLL=MC*vint*(IM*Vcam+Vf);
%Solicitud final flexión y corte para Fatiga
bfat=9;
Mcamfat=(2.25*P/(Lef/100))*(0.5*(Lef/100)-(4*bfat-a)/18)^2-P*a/4;
Vcamfat=(1/(Lef/100))*(P*(Lef/100)+P*((Lef/100)-bfat)+(P/4)*((Lef/100)-a-
bfat));
MLLfat=MC*gint*IMfat*Mcamfat;
VLLfat=MC*vint*IMfat*Vcamfat;

%Resistencia al corte del alma (sin reforzar)
k=5;
Vp=0.58*fy*D*tw;
if D/tw<=1.12*(Es*k/fy)^0.5
    C=1;
elseif D/tw>1.12*(Es*k/fy)^0.5 & D/tw<=1.4*(Es*k/fy)^0.5
    C=(1.12/(D/tw))*(Es*k/fy)^0.5;
elseif D/tw>=1.4*(Es*k/fy)^0.5
    C=(1.57/(D/tw)^2)*(Es*k/fy);
end
Vcr=C*Vp/1000; %[Tonf]

%%Refuerzo isotrópico LRFD en tramos centrales de losa
sE=s-bc;%luz efectiva del tramo central de losa
ainf=5.715; %[cm2]
asup=3.81; %[cm2]
bfranja=100; %[cm]
%Capas exteriores
diamex=16; %[mm]
aphiex=pi*(diamex/10)^2/4; %[cm2]
fierrosex=3; %N° de barras de refuerzo
%Capas interiores
diamiin=10; %[mm]
aphiin=pi*(diamiin/10)^2/4; %[cm2]
fierrosin=5; %N° de barras de refuerzo

%Servicio
limacero=0.95*fy;
limhorm=0.6*fc;
alاسup=(Mv+ML)*10^5*(H-Yv)/Iv+(Mbar+Mpav)*10^5*(Ylt-
ts)/Ilt+1.3*MLL*10^5*(Yst-ts)/Ist;
alainf=(Mv+ML)*10^5*Yv/Iv+(Mbar+Mpav)*10^5*(Ht-Ylt)/Ilt+1.3*MLL*10^5*(Ht-
Yst)/Ist;

```

```

losa=(Mbar+Mpav)*10^5*Ylt/(Ilt*nlt)+1.3*MLL*10^5*Yst/(Ist*nt);
deflim=L/800;%Control de deflexión por carga móvil LRFD
def=IM*gint*(9*P*10^3/4)*Lef^3/(48*Es*Ist);%deflexión por peso del camión
más carga dinámica admisible
%Cálculo de contra- flecha
dpv=5*qv*(1000/100)*Lef^4/(384*Es*Iv);%deflexión por pp viga metálica
[cm]
dpL=5*qL*(1000/100)*Lef^4/(384*Es*Iv);%deflexión por pp losa de hormigón
[cm]
dpt=5*(qpav+qbar)*(1000/100)*Lef^4/(384*Es*Ilt);%deflexión por pp
terminaciones [cm]
dcm=dpv+dpL+dpt;%deflexión por pp superestructura [cm]
cf=dcm+0.5*def;%contra- flecha propuesta [cm]

```

%Fatiga

```

fibrasup=MLLfat*10^5*(Yst-ts)/Ist;
fibrainf=MLLfat*10^5*(Ht-Yst)/Ist;
Vufat=1.5*VLLfat+Vv+VL+Vpav+Vbar;
Vesp=Vv+VL+Vbar+Vpav+1.5*VLLfat;

```

%%Resistencia

%Fuerzas plásticas

```

Art=aphiin*fierrosin*bs/bfranja;
Arb=aphiex*fierrosex*bs/bfranja;
Prt=Art*fyr;
Prb=Arb*fyr;
Ps=0.85*fc*bs*ts;
Pc=Ac*fy;
Pt=At*fy;
Pw=Aw*fy;
Crb=ts-rinf;
Crt=rsup;

```

%Cálculo ENP y Mp

```

if Pt+Pw>=Pc+Ps+Prb+Prt %En el alma
    Y=(D/2)*((Pt-Pc-Ps-Prt-Prb)/Pw+1);%[cm]
    drt=ts-Crt+tc+Y;
    drb=ts-Crb+tc+Y;
    dc=tc/2+Y;
    dw=abs(D/2-Y);
    dt=tt/2+D-Y;
    ds=ts/2+tc+Y;
    Mp=(Pw/(2*D))*(Y^2+(D-
Y)^2)+Ps*ds+Prt*drt+Prb*drb+Pc*dc+Pt*dt;%[Kgf*cm]
    Dp=ts+tc+Y;
elseif Pt+Pw+Pc>=Ps+Prb+Prt %En el ala superior
    Y=(tc/2)*((Pw+Pt-Ps-Prt-Prb)/Pw+1);%[cm]
    drt=ts-Crt+Y;
    drb=ts-Crb+Y;
    dc=abs(tc/2-Y);
    dw=D/2+tc-Y;
    dt=tt/2+D+tc-Y;
    ds=ts/2+Y;
    Mp=(Pc/(2*tc))*(Y^2+(tc-
Y)^2)+Ps*ds+Prt*drt+Prb*drb+Pw*dw+Pt*dt;%[Kgf*cm]
    Dp=ts+Y;
elseif Pt+Pw+Pc>=(Crb/ts)*Ps+Prb+Prt %En la losa, debajo de Prb
    Y=ts*(Pc+Pw+Pt-Prt-Prb)/Ps;%[cm]

```

```

Psp=0.85*fc*bs*Y;
drt=abs(Y-Crt);
drb=abs(Y-Crb);
dc=tc/2+ts-Y;
dw=D/2+tc+ts-Y;
dt=tt/2+D+tc+ts-Y;
ds=abs(Y-ts/2);
Mp=Y^2*Ps/(2*ts)+Prt*drt+Prb*drb+Pc*dc+Pw*dw+Pt*dt; %[Kgf*cm]
Dp=Y;
elseif Pt+Pw+Pc+Prb>=(Crb/ts)*Ps+Prt %En la losa, en Prb
Y=Crb; %[cm]
Psp=0.85*fc*bs*Y;
drt=Y-Crt;
drb=Crb-Y;
dc=tc/2+ts-Y;
dw=D/2+tc+ts-Y;
dt=tt/2+D+tc+ts-Y;
ds=Y-ts/2;
Mp=Y^2*Ps/(2*ts)+Prt*drt+Pc*dc+Pw*dw+Pt*dt; %[Kgf*cm]
Dp=Y;
elseif Pt+Pw+Pc+Prb>=(Crt/ts)*Ps+Prt %En la losa, sobre Prb y debajo de
Prt
Y=ts*(Prb+Pc+Pw+Pt-Prt)/Ps; %[cm]
Psp=0.85*fc*bs*Y;
drt=Y-Crt;
drb=Crb-Y;
dc=tc/2+ts-Y;
dw=D/2+tc+ts-Y;
dt=tt/2+D+tc+ts-Y;
ds=Y-ts/2;
Mp=Y^2*Ps/(2*ts)+Prt*drt+Prb*drb+Pc*dc+Pw*dw+Pt*dt; %[Kgf*cm]
Dp=Y;
elseif Pt+Pw+Pc+Prb+Prt>=(Crt/ts)*Ps %En la losa, en Prt
Y=Crt; %[cm]
Psp=0.85*fc*bs*Y;
drt=Crt-Y;
drb=Crb-Y;
dc=tc/2+ts-Y;
dw=D/2+tc+ts-Y;
ds=abs(Y-ts/2);
Mp=Y^2*Ps/(2*ts)+Prb*drb+Pc*dc+Pw*dw+Pt*dt; %[Kgf*cm]
Dp=Y;
elseif Pt+Pw+Pc+Prb+Prt<(Crt/ts)*Ps %En la losa, sobre Prt
Y=ts*(Prb+Pc+Pw+Pt+Prt)/Ps; %[cm]
Psp=0.85*fc*bs*Y;
drt=Crt-Y;
drb=Crb-Y;
dc=tc/2+ts-Y;
dw=D/2+tc+ts-Y;
dt=tt/2+D+tc+ts-Y;
ds=abs(Y-ts/2);
Mp=Y^2*Ps/(2*ts)+Prt*drt+Prb*drb+Pc*dc+Pw*dw+Pt*dt; %[Kgf*cm]
Dp=Y;
end
%Profundidad del alma comprimida (compacidad)
if Pt+Pw>=Pc+Ps+Prb+Prt %ENP en el alma
Dcp=(D/2)*((Pt-Pc-Ps-Prt-Prb)/Pw+1); %[cm]

```

```

else
    Dcp=0; %en otro caso, el alma no se comprime
end
%Resistencia nominal a la flexión
phi=1;%Factor de reducción de resistencia a la flexión en el E° límite
de Resistencia
if Dp<0.1*Ht
    Mn=phi*Mp;%[Kgf*cm]
else
    Mn=phi*Mp*(1.07-0.7*Dp/Ht);%[Kgf*cm]
end

%%Limitaciones LRFD geométricas y de proporción sección transversal
%alma sin refuerzo longitudinal
alma=D/tw;
%ala en compresión
alac1=bc/(2*tc);
alac2=D/bc;
alac3=tc/tw;
%ala en tracción
alat1=bt/(2*tt);
alat2=D/bt;
alat3=tt/tw;
%Peralte viga compuesta
peral=Ht/L;
%Sección corte
seccorte=(2*D*tw)/(bt*tt+tc*bc);
%Relación entre inercias de alas
Iyc=tc*bc^3/12;
Iyt=tt*bt^3/12;
ineralas=Iyc/Iyt;

```

%Función objetivo costo: En esta función se plantea el costo por unidad de peso según los materiales de la superestructura

```

function C=costo(x)
%Costos materiales [UF/Tonf]
Cv=61.2;
Ch=26.6;
%Peso viga y losa [Tonf]
Wv=(Lef/100)*(bt*tt+tc*bc+D*tw)*(1/100^2)*gamma;
WL=(Lef/100)*(ac*ts)*(1/100)*gamma;
%Función objetivo costo superestructura [$]
C=Nv*Cv*Wv+WL*Ch;
end

```

%La siguiente función contiene las restricciones del modelo de optimización

```

function [c,c_eq]=restricciones(x)
%%Restricciones del modelo
%Restricciones Estado límite de Servicio
c(1)=alac1-0.95*fy; %Verificación compresión ala superior
c(2)=alac2-0.95*fy; %Verificación tracción ala inferior
c(3)=alac3-0.6*fc; %Verificación compresión losa de hormigón
c(4)=def-Lef/800; %Control de deflexiones por carga móvil

```

```

%Restricciones Estado límite de Fatiga
c(5)=fibrasup-deltath/FRfat; %Verificación fibra superior
c(6)=fibrainf-deltath/FRfat; %Verificación fibra inferior
%Restricciones geométricas y de proporción
c(8)=alma-150;
c(9)=ineralas-10;
c(10)=0.1-ineralas;
c(11)=1.1-alac3;
c(12)=alat1-12;
c(13)=alat2-6;
c(14)=1.1-alat3;
c(15)=alac1-12;
c(16)=alac2-6;
c(17)=seccorte-2.5;
c(18)=0.04-peral;
%Restricciones Estado Límite de Resistencia
c(19)=Mu-Mn/10^5;
c(20)=(2*Dcp/tw)-3.76*(Es/fy)^0.5;%esbeltez del alma
c(21)=Dp-0.42*Ht;%ductilidad
c(22)=kg-2.91*10^8;
c(23)=416231-kg;
%Requisito método empírico tramos centrales de losa
c(24)=sE/ts-18;
c(25)=6-sE/ts;
%Restricciones de igualdad (no hay)
c_eq=[];
end

%%Solución
bt=x(1);
tt=x(2);
tw=x(3);
tc=x(4);
bc=x(5);
H=x(6);
ts=x(7);
Costominimo=costo(x);
areavigamet=As;

%Reporte de resultados en pantalla

```

Anexo D – Tableros resultantes de la optimización estructural

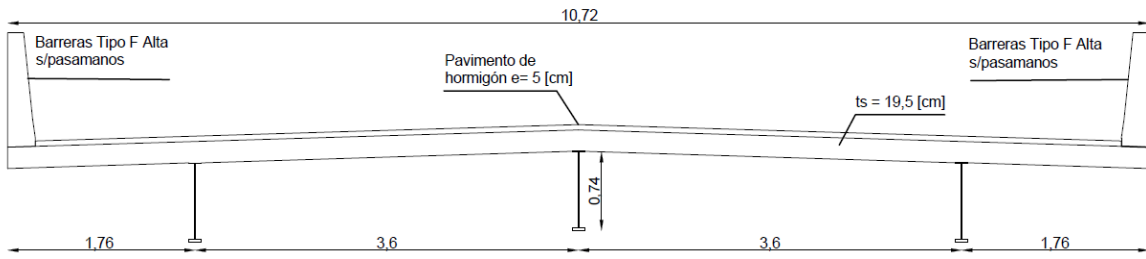


Figura 84: Tablero de puente $L=10$ [m]

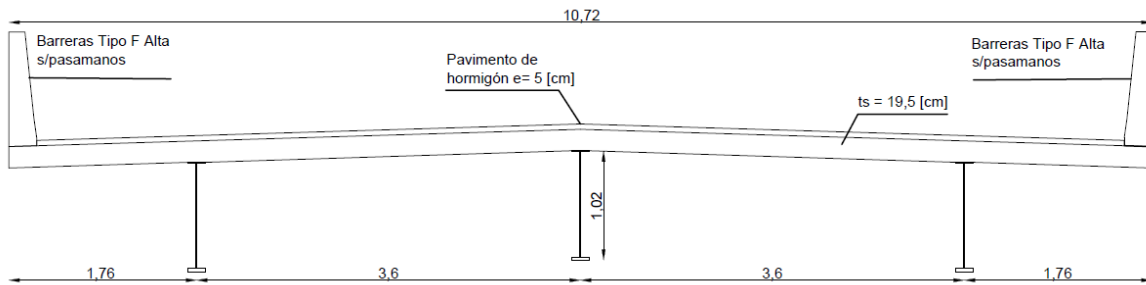


Figura 85: Tablero de puente $L=15$ [m]

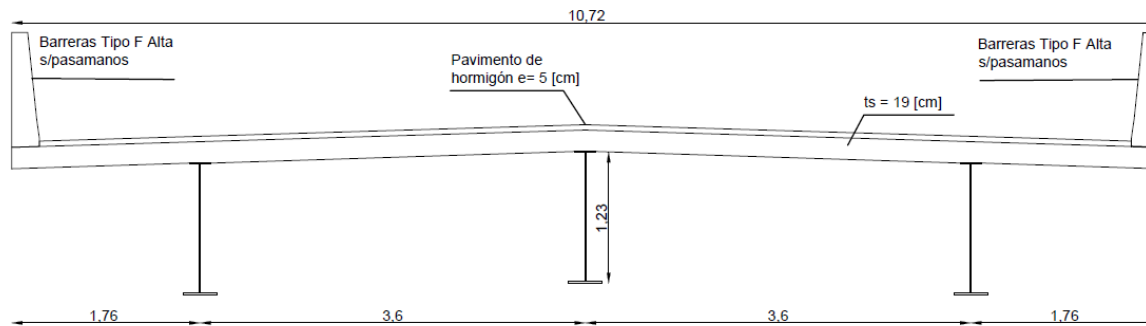


Figura 86: Tablero de puente $L=20$ [m]

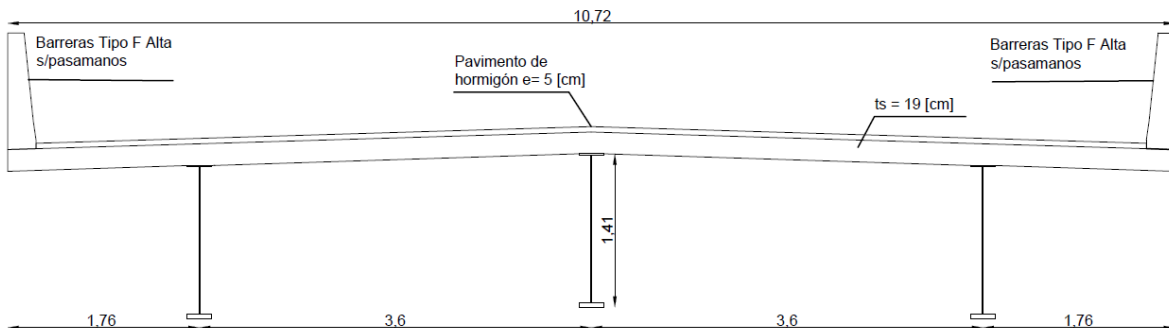


Figura 87: Tablero de puente $L=25$ [m]

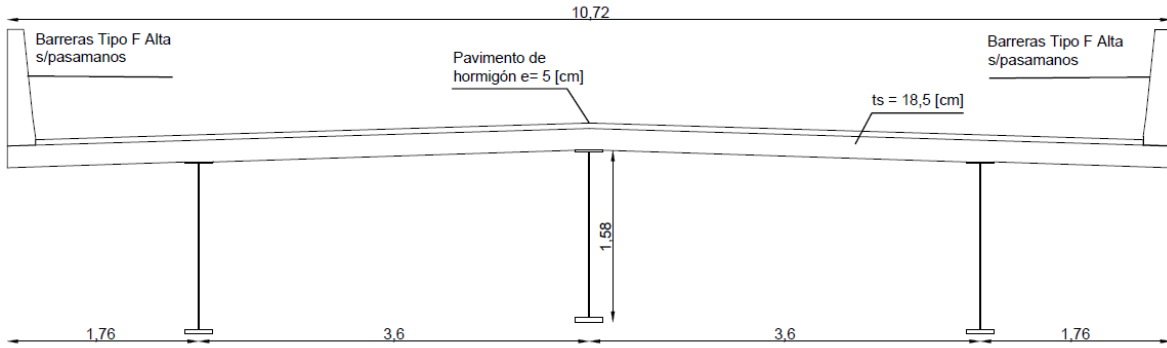


Figura 88: Tablero de puente $L= 30$ [m]

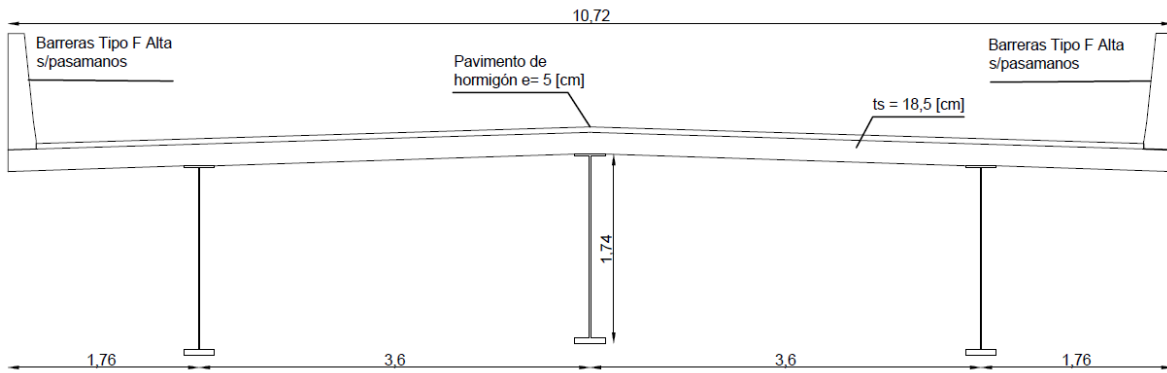


Figura 89: Tablero de puente $L= 35$ [m]

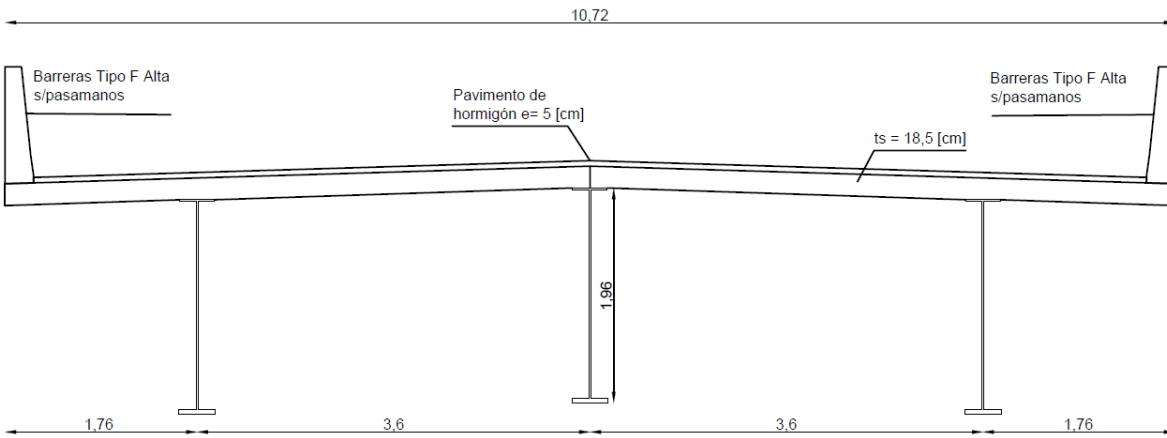


Figura 90: Tablero de puente $L= 40$ [m]

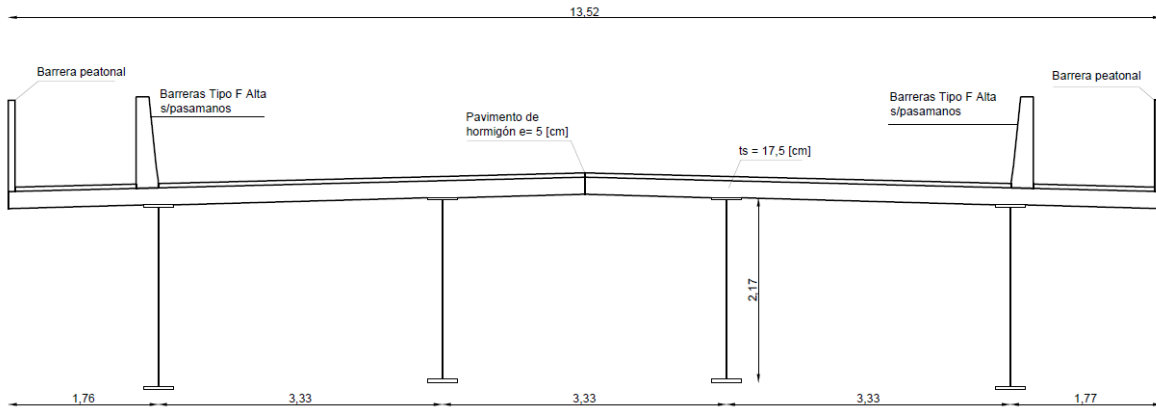


Figura 91: Tablero de puente L= 45 [m]

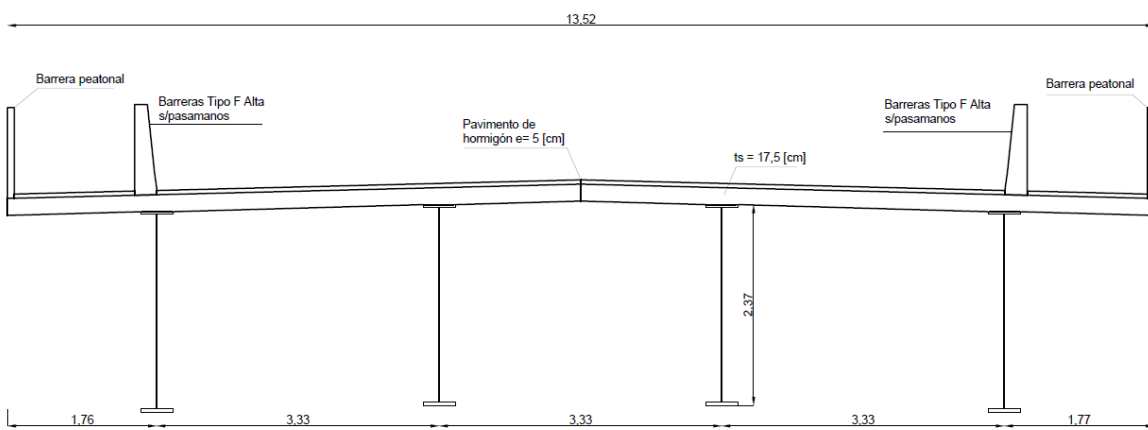


Figura 92: Tablero de puente L= 50 [m]