

Universidad del Valle de Guatemala
Facultad de Ingeniería



Análisis estructural de superestructura para puente vehicular
isostático de concreto reforzado ubicado en el municipio de Ciudad
Vieja, departamento de Sacatepéquez

Trabajo de graduación en modalidad de tesis presentado por Josué
Javier Méndez Alvarado para optar al grado académico de
Licenciado en Ingeniería Civil

Guatemala
2025

Universidad del Valle de Guatemala
Facultad de Ingeniería



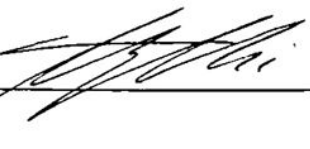
Análisis estructural de superestructura para puente vehicular
isostático de concreto reforzado ubicado en el municipio de Ciudad
Vieja, departamento de Sacatepéquez

Trabajo de graduación en modalidad de tesis presentado por Josué
Javier Méndez Alvarado para optar al grado académico de
Licenciado en Ingeniería Civil

Guatemala
2025


Hoja con el Vo. Bo., del asesor y los examinadores

V.ºB.º

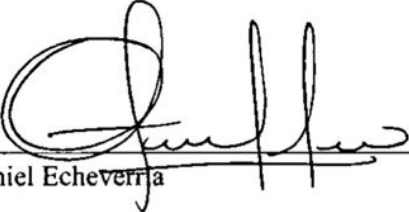


Ing. Hugo Pallais

Tribunal examinador.



Ing. Hugo Pallais



Ing. Otoniel Echeverría



Ing. Danilo Rodríguez

Fecha de aprobación del examen de graduación

(Guatemala, 09 de diciembre de 2025)

Prefacio

Quiero agradecerle a Dios por amarme tanto y acompañarme todos los días de mi vida.

A mis padres Josué y Mónica que siempre me han apoyado, dándome un buen ejemplo y empujándome cada día a ser mejor. Siempre han estado para mí, dándome los mejores consejos.

A mi hermana Andrea por siempre estar ahí para escucharme.

A Laurita por todo su apoyo, consejos y compañía

Índice general

Prefacio.....	ii
Índice de tablas.....	vi
Índice de figuras.....	vii
Índice de anexos.....	xii
Listado de acrónimos.....	xiv
Resumen.....	xv
Abstract.....	xv
I. Introducción.....	1
II. Justificación.....	2
III. Objetivos.....	3
3.1 Objetivo general.....	3
3.2 Objetivos específicos.....	3
IV. Marco teórico.....	4
4.1 Concreto reforzado.....	4
4.1.1 Tipos de cemento para concreto reforzado.....	5
4.1.2 Resistencia del concreto.....	5
4.1.3 Tipos de concreto reforzado.....	7
4.1.4 Usos del concreto reforzado.....	8
4.1.5 Tratamientos químicos.....	8
4.2 Acero estructural.....	9
4.2.1 Grado de acero de refuerzo.....	9
4.3 Tipologías de puentes.....	10
4.3.1 Según su geometría.....	10
4.3.2 Según los materiales.....	10
4.4 Superestructuras de puentes.....	10
4.5 Subestructura de puentes.....	11
4.6 Dispositivos de apoyo.....	11
4.7 Estribos.....	12
4.8 Pilares.....	12
4.9 Puentes típicos de concreto reforzado en Guatemala.....	13

4.9.1	Puente viga simplemente apoyado	13
4.9.2	Puente de losa maciza.....	13
4.9.3	Puente de losa y vigas.....	13
4.9.4	Puente de viga cajón.....	14
4.10	Especificaciones ASSHTO LRFD 2020.....	14
4.10.1	Introducción.....	14
4.10.2	Diseño general y características de ubicación	15
4.10.3	Cargas y factores de cargas.....	15
4.10.4	Análisis estructural y evaluación.....	21
4.10.5	Estructuras de concreto.....	25
4.11	Teorema de Barre.....	29
4.12	Teorema de M. Pigeaud	30
4.13	CSiBridge	31
V.	Metodología.....	32
5.1	Planteamiento del problema	32
5.1.1	Definir problemática.....	32
5.1.2	Definir importancia.....	32
5.2	Selección de fuentes bibliográficas	33
5.2.1	Revisión de literatura.....	33
5.2.2	Selección del puente de referencia	33
5.3	Análisis de resistencia de viga y losa por medio de hojas de cálculo	37
5.3.1	Integración de carga viva y muerta en viga	37
5.3.2	Integración de carga viva y muerta en losa	65
5.3.3	Determinando la capacidad de la viga T.....	70
5.3.4	Determinando la de capacidad de la losa.....	78
5.3.5	Estados límites del tablero.....	87
5.4	Realizar un modelo en CSiBridge	127
5.4.1	Realización del modelo en CSiBridge.....	127
5.4.2	Simulación de estados límites.....	149
VI.	Resultados.....	155
6.1	Resultados de estados límites de hojas de cálculo.....	155
6.2	Resultados de estados límites de CSiBridge y cálculo de error porcentual.....	157

VII.	Discusión de resultados	169
7.1	Cargas utilizadas.....	169
7.2	Cargas muertas.....	169
7.3	Carga viva en hojas de cálculo	169
7.4	Factores de distribución.....	170
7.5	Resistencia de viga T y losa.....	171
7.6	Estados límites.....	172
7.7	Deflexiones.....	174
7.8	Modelo en CSiBridge	174
7.9	Comparativa entre hojas de cálculo y software CSiBridge	174
7.10	Acero en software CSiBridge	176
VIII.	Conclusiones.....	177
IX.	Recomendaciones	178
X.	Bibliografía.....	179
XI.	Anexos	181
XII.	Glosario	223

Índice de tablas

Tabla 1. Tipos de estructuras en Guatemala	13
Tabla 2. Porcentaje de error, 1 carril, viga exterior	175
Tabla 3. Porcentaje de error, 1 carril, viga interior	175
Tabla 4. Porcentaje de error, 2 carriles, viga exterior	175
Tabla 5. Porcentaje de error, 2 carriles, viga interior.....	175

Índice de figuras

Figura 1. Curva de esfuerzo-deformación del concreto con carga de corto plazo	6
Figura 2. Rango de aplicación de apoyos	11
Figura 3. Ecuación LRFD.....	14
Figura 4. Modificador de carga	15
Figura 5. Combinaciones de carga.....	17
Figura 6. Factores para cargas permanentes γ_i	18
Figura 7. Factores de carga viva para estado de servicio III	18
Figura 8. Peso por unidad.....	19
Figura 9. Factor de múltiple presencia m	19
Figura 10. Camión de modelo HL-93.....	20
Figura 11. Tándem de modelo HL-93	20
Figura 12. Carga de pista de modelo HL-93.....	20
Figura 13. Área de contacto de llanta.....	21
Figura 14. Factor dinámico IM.....	21
Figura 15. Franjas equivalentes.....	22
Figura 16. Calculando efectos de fuerzas.....	22
Figura 17. Comentario C4.6.2.1.6	23
Figura 18. Comentario C4.6.2.1.6 (Cont.).....	23
Figura 19. Table 4.6.2.2.1-1.....	23
Figura 20. Factor de distribución de momento en viga interior	24
Figura 21. Factor de distribución de momento en viga exterior.....	24
Figura 22. Factor de distribución de cortante en viga interior.....	25
Figura 23. Factor de distribución de cortante en viga exterior.....	25
Figura 24. Módulo de elasticidad	26
Figura 25. Relación de Poisson	26
Figura 26. Factor ϕ para momento	26
Figura 27. Factor ϕ para cortante.....	26
Figura 28. Variación de ϕ	27
Figura 29. Espaciamiento máximo del acero transversal	27
Figura 30. Fórmulas para cortante nominal.....	28
Figura 31. Fórmulas para cortante nominal (Cont.)	28
Figura 32. Fórmulas para cortante nominal (Cont.)	28
Figura 33. Gráfica de M. Pigeaud.....	30
Figura 34. Diagrama de flujo de metodología.....	32
Figura 35. Perfil de puente vehicular.....	34
Figura 36. Planta de puente vehicular	34
Figura 37. Sección de losa de superestructura.....	35
Figura 38. Armado de viga	35
Figura 39. Planta armado de losa de superestructura	36
Figura 40. Geometría de acero, poste y barandal	36

Figura 41. Detalle típico de colocación de poste y barandal	37
Figura 42. Integración de carga viva HL-93.....	38
Figura 43. Integración de carga viva HL-93 (Cont.).....	39
Figura 44. Integración de carga viva HL-93 (Cont.).....	40
Figura 45. Integración de carga viva HL-93 (Cont.).....	41
Figura 46. Integración de carga viva HL-93 (Cont.).....	42
Figura 47. Integración de carga viva HL-93 (Cont.).....	43
Figura 48. Integración de carga viva HL-93 (Cont.).....	44
Figura 49. Integración de carga viva HL-93 (Cont.).....	45
Figura 50. Integración de carga viva HL-93 (Cont.).....	46
Figura 51. Integración de carga viva HL-93 (Cont.).....	47
Figura 52. Integración de carga viva HL-93 (Cont.).....	48
Figura 53. Integración de carga viva HL-93 (Cont.).....	49
Figura 54. Integración de carga viva HL-93 (Cont.).....	50
Figura 55. Integración de carga viva HL-93 (Cont.).....	51
Figura 56. Factores de distribución de carga viva	52
Figura 57. Factores de distribución de carga viva (Cont.).....	53
Figura 58. Factores de distribución de carga viva (Cont.).....	54
Figura 59. Factores de distribución de carga viva (Cont.).....	55
Figura 60. Integración de cargas muertas y peatonal de vigas T.	56
Figura 61. Integración de cargas muertas y peatonal de vigas T (Cont.)	57
Figura 62. Integración de cargas muertas y peatonal de vigas T (Cont.)	58
Figura 63. Integración de cargas muertas y peatonal de vigas T (Cont.)	59
Figura 64. Integración de cargas muertas y peatonal de vigas T (Cont.)	60
Figura 65. Integración de cargas muertas y peatonal de vigas T (Cont.)	61
Figura 66. Integración de cargas muertas y peatonal de vigas T (Cont.)	62
Figura 67. Integración de cargas muertas y peatonal de vigas T (Cont.)	63
Figura 68. Integración de cargas muertas y peatonal de vigas T (Cont.)	64
Figura 69. Momento y corte máximo por HL-93	66
Figura 70. Momento y corte máximo por HL-93 (Cont.).....	67
Figura 71. Momento y corte máximo por HL-93 (Cont.).....	68
Figura 72. Momento y corte máximo por HL-93 (Cont.).....	69
Figura 73. Capacidad de vigas T	70
Figura 74. Capacidad de vigas T (Cont.).....	71
Figura 75. Capacidad de vigas T (Cont.).....	72
Figura 76. Capacidad de vigas T (Cont.).....	73
Figura 77. Capacidad de vigas T (Cont.).....	74
Figura 78. Capacidad de vigas T (Cont.).....	75
Figura 79. Capacidad de vigas T (Cont.).....	76
Figura 80. Capacidad de vigas T (Cont.).....	77
Figura 81. Capacidad de losa.....	78
Figura 82. Capacidad de losa (Cont.)	79
Figura 83. Capacidad de losa (Cont.).....	80

Figura 84. Capacidad de losa (Cont.)	81
Figura 85. Capacidad de losa (Cont.)	82
Figura 86. Capacidad de losa (Cont.)	83
Figura 87. Capacidad de losa (Cont.)	84
Figura 88. Capacidad de losa (Cont.)	85
Figura 89. Capacidad de losa (Cont.)	86
Figura 90. Diagrama de estado límite de resistencia.	88
Figura 91. Verificación estado límite de resistencia I.....	89
Figura 92. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)	90
Figura 93. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)	91
Figura 94. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)	92
Figura 95. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)	93
Figura 96. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)	94
Figura 97. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)	95
Figura 98. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)	96
Figura 99. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)	97
Figura 100. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)	98
Figura 101. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)	99
Figura 102. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)	100
Figura 103. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)	101
Figura 104. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)	102
Figura 105. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)	103
Figura 106. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)	104
Figura 107. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)	105
Figura 108. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)	106
Figura 109. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)	107
Figura 110. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)	108
Figura 111. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.).....	109
Figura 112. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)	110
Figura 113. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)	111
Figura 114. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)	112
Figura 115. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)	113
Figura 116. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)	114
Figura 117. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)	115
Figura 118. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)	116
Figura 119. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)	117
Figura 120. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)	118
Figura 121. Diagrama de estado límite de servicio I.....	119
Figura 122. Verificación estado límite de servicio I y deflexiones.....	120
Figura 123. Verificación estado límite de servicio I y deflexiones (Cont.)	121
Figura 124. Verificación estado límite de servicio I y deflexiones (Cont.)	122
Figura 125. Verificación estado límite de servicio I y deflexiones (Cont.)	123
Figura 126. Verificación estado límite de servicio I y deflexiones (Cont.)	124

Figura 127. Verificación estado límite de servicio I y deflexiones (Cont.)	125
Figura 128. Verificación estado límite de servicio I y deflexiones (Cont.)	126
Figura 129. Proceso creación de modelo CSiBridge	127
Figura 130. Apartado "Home"	128
Figura 131. Apartado "Layout"	128
Figura 132. Eje del puente	129
Figura 133. Calzada del puente	129
Figura 134. Carriles del puente.....	130
Figura 135. Apartado "Components"	130
Figura 136. Propiedades del concreto.....	131
Figura 137. Propiedades del acero.....	131
Figura 138. Sección de superestructura	132
Figura 139. Sección de superestructura (Cont.)	132
Figura 140. Sección de superestructura (Cont.)	133
Figura 141. Sección de superestructura (Cont.)	133
Figura 142. Sección de superestructura (Cont.)	134
Figura 143. Apoyo móvil.....	134
Figura 144. Apoyo fijo.....	135
Figura 145. Apartado "Loads"	135
Figura 146. HL-93K	136
Figura 147. HL-93M.....	136
Figura 148. Load Patterns.....	137
Figura 149. Cargas lineales.....	137
Figura 150. Cargas por área.....	137
Figura 151. Carga asfáltica.....	138
Figura 152. Carga peatonal.....	138
Figura 153. Apartado "Bridge"	139
Figura 154. Información del puente	140
Figura 155. Tramos del puente	140
Figura 156. Start abutment	141
Figura 157. End abutment	141
Figura 158. In-span cross diaphragms.....	142
Figura 159. Area load assignments.....	142
Figura 160. Longitudinal reinforcement.....	143
Figura 161. Transverse reinforcement	143
Figura 162. Apartado "Analysis"	144
Figura 163. Load cases	144
Figura 164. Apartado "Design"	145
Figura 165. Load combinations	146
Figura 166. Design requests	146
Figura 167. Flexión (1 carril cargado).....	147
Figura 168. Flexión (2 carriles cargados).....	147
Figura 169. Calculando "Design requests".....	148

Figura 170. Modelo 3D	148
Figura 171. Superestructura deformada.....	148
Figura 172. Resistencia I, 1 carril cargado, flexión, viga exterior.....	149
Figura 173. Resistencia I, 1 carril cargado, cortante, viga interior.....	150
Figura 174. D/C de corte para resultados	151
Figura 175. D/C de corte para resultados. (Cont.).....	152
Figura 176. D/C de corte para resultados. (Cont.).....	153
Figura 177. D/C de corte para resultados. (Cont.).....	154
Figura 178. Resultados de estados límites.....	155
Figura 179. Resultados de estados límites (Cont.)	156
Figura 180. Resultados de estados límites en CSiBridge y cálculo de error porcentual	157
Figura 181. Resultados de estados límites en CSiBridge y cálculo de error porcentual. (Cont.)	158
Figura 182. Resultados de estados límites en CSiBridge y cálculo de error porcentual. (Cont.)	159
Figura 183. Resultados de estados límites en CSiBridge y cálculo de error porcentual. (Cont.)	160
Figura 184. Resultados de estados límites en CSiBridge y cálculo de error porcentual. (Cont.)	161
Figura 185. Resultados de estados límites en CSiBridge y cálculo de error porcentual. (Cont.)	162
Figura 186. Resultados de estados límites en CSiBridge y cálculo de error porcentual. (Cont.)	163
Figura 187. Resultados de estados límites en CSiBridge y cálculo de error porcentual. (Cont.)	164
Figura 188. Resultados de estados límites en CSiBridge y cálculo de error porcentual. (Cont.)	165
Figura 189. Resultados de estados límites en CSiBridge y cálculo de error porcentual. (Cont.)	166
Figura 190. Resultados de estados límites en CSiBridge y cálculo de error porcentual. (Cont.)	167
Figura 191. Resultados de estados límites en CSiBridge y cálculo de error porcentual. (Cont.)	168

Índice de anexos

Anexo 1. Cronograma de actividades.....	181
Anexo 2. Resistencia I, 1 carril cargado, flexión, viga interior	181
Anexo 3. Resistencia I, 1 carril cargado, cortante, viga exterior.....	182
Anexo 4. Resistencia II, 1 carril cargado, flexión, viga exterior	182
Anexo 5. Resistencia II, 1 carril cargado, flexión, viga interior.....	183
Anexo 6. Resistencia II, 1 carril cargado, cortante, viga exterior	183
Anexo 7. Resistencia II, 1 carril cargado, cortante, viga interior	184
Anexo 8. Resistencia III, 1 carril cargado, flexión, viga exterior.....	184
Anexo 9. Resistencia III, 1 carril cargado, flexión, viga interior	185
Anexo 10. Resistencia III, 1 carril cargado, cortante, viga exterior	185
Anexo 11. Resistencia III, 1 carril cargado, cortante, viga interior	186
Anexo 12. Resistencia IV, 1 carril cargado, flexión, viga exterior	186
Anexo 13. Resistencia IV, 1 carril cargado, flexión, viga interior.....	187
Anexo 14. Resistencia IV, 1 carril cargado, cortante, viga exterior	187
Anexo 15. Resistencia IV, 1 carril cargado, cortante, viga interior	188
Anexo 16. Resistencia V, 1 carril cargado, flexión, viga exterior	188
Anexo 17. Resistencia V, 1 carril cargado, flexión, viga interior	189
Anexo 18. Resistencia V, 1 carril cargado, cortante, viga exterior.....	189
Anexo 19. Resistencia V, 1 carril cargado, cortante, viga interior	190
Anexo 20. Servicio I, 1 carril cargado, flexión, viga exterior	190
Anexo 21. Servicio I, 1 carril cargado, flexión, viga interior.....	191
Anexo 22. Servicio I, 1 carril cargado, cortante, viga exterior.....	191
Anexo 23. Servicio I, 1 carril cargado, cortante, viga interior	192
Anexo 24. Resistencia I, 2 carriles cargados, flexión, viga exterior	192
Anexo 25. Resistencia I, 2 carriles cargados, flexión, viga interior	193
Anexo 26. Resistencia I, 2 carriles cargados, cortante, viga exterior	193
Anexo 27. Resistencia I, 2 carriles cargados, cortante, viga interior.....	194
Anexo 28. Resistencia II, 2 carriles cargados, flexión, viga exterior	194
Anexo 29. Resistencia II, 2 carriles cargados, flexión, viga interior.....	195
Anexo 30. Resistencia II, 2 carriles cargados, cortante, viga exterior.....	195
Anexo 31. Resistencia II, 2 carriles cargados, cortante, viga interior	196
Anexo 32. Resistencia III, 2 carriles cargados, flexión, viga exterior.....	196
Anexo 33. Resistencia III, 2 carriles cargados, flexión, viga interior	197
Anexo 34. Resistencia III, 2 carriles cargados, cortante, viga exterior	197
Anexo 35. Resistencia III, 2 carriles cargados, cortante, viga interior	198
Anexo 36. Resistencia IV, 2 carriles cargados, flexión, viga exterior	198
Anexo 37. Resistencia IV, 2 carriles cargados, flexión, viga interior.....	199
Anexo 38. Resistencia IV, 2 carriles cargados, cortante, viga exterior.....	199
Anexo 39. Resistencia IV, 2 carriles cargados, cortante, viga interior	200
Anexo 40. Resistencia V, 2 carriles cargados, flexión, viga exterior	200
Anexo 41. Resistencia V, 2 carriles cargados, flexión, viga interior	201

Anexo 42. Resistencia V, 2 carriles cargados, cortante, viga exterior	201
Anexo 43. Resistencia V, 2 carriles cargados, cortante, viga interior.....	202
Anexo 44. Servicio I, 2 carriles cargados, flexión, viga exterior	202
Anexo 45. Servicio I, 2 carriles cargados, flexión, viga interior	203
Anexo 46. Servicio I, 2 carriles cargados, cortante, viga exterior.....	203
Anexo 47. Servicio I, 2 carriles cargados, cortante, viga interior	204
Anexo 48. Informe de CSiBridge de estado límite de resistencia I, 1 carril, viga interior 1	205
Anexo 49. Informe de CSiBridge de estado límite de resistencia I, 1 carril, viga interior 1 (Cont.).....	206
Anexo 50. Informe de CSiBridge de estado límite de resistencia I, 1 carril, viga interior 1 (Cont.).....	207
Anexo 51. Informe de CSiBridge de estado límite de resistencia I, 1 carril, viga interior 1 (Cont.).....	208
Anexo 52. Informe de CSiBridge de estado límite de resistencia I, 1 carril, viga interior 1 (Cont.).....	209
Anexo 53. Informe de CSiBridge de estado límite de resistencia I, 1 carril, viga interior 1 (Cont.).....	210
Anexo 54. Informe de CSiBridge de estado límite de resistencia I, 1 carril, viga interior 1 (Cont.).....	211
Anexo 55. Informe de CSiBridge de estado límite de resistencia I, 1 carril, viga interior 1 (Cont.).....	212
Anexo 56. Informe de CSiBridge de estado límite de resistencia I, 1 carril, viga interior 1 (Cont.).....	213
Anexo 57. Informe de CSiBridge de estado límite de resistencia I, 1 carril, viga interior 1 (Cont.).....	214
Anexo 58. Informe de CSiBridge de estado límite de resistencia I, 1 carril, viga interior 1 (Cont.).....	215
Anexo 59. Informe de CSiBridge de estado límite de resistencia I, 1 carril, viga interior 1 (Cont.).....	216
Anexo 60. Informe de CSiBridge de estado límite de resistencia I, 1 carril, viga interior 1 (Cont.).....	217
Anexo 61. Informe de CSiBridge de estado límite de resistencia I, 1 carril, viga interior 1 (Cont.).....	218
Anexo 62. Informe de CSiBridge de estado límite de resistencia I, 1 carril, viga interior 1 (Cont.).....	219
Anexo 63. Informe de CSiBridge de estado límite de resistencia I, 1 carril, viga interior 1 (Cont.).....	220
Anexo 64. Informe de CSiBridge de estado límite de resistencia I, 1 carril, viga interior 1 (Cont.).....	221
Anexo 65. Informe de CSiBridge de estado límite de resistencia I, 1 carril, viga interior 1 (Cont.).....	222

Listado de acrónimos

AASHTO	American Society of Civil Engineers
CSI	Computers and Structures, Inc.
LRFD	Load and Resistance Factor Design
SAP2000	Structural Analysis Program 2000

Resumen

En el presente trabajo se analiza la superestructura de un puente vehicular de concreto reforzado isostático determinando si cumple con los requisitos de las especificaciones AASHTO LRFD 2020. La estructura objeto de estudio se encuentra ubicada en el municipio de Ciudad Vieja, departamento de Sacatepéquez, Guatemala. Se analizan por medio de hojas de cálculo y por un modelo computacional en el software “CSiBridge” los estados límites de resistencia y servicio I. Las cargas consideradas fue el modelo HL-93, carga viva peatonal, peso propio y sobrecarga muerta. Los resultados demuestran que la superestructura cumple con todas las especificaciones AASHTO. Se encontró que la capacidad última a flexión de las vigas T es de 703.133 kip-ft y su capacidad última a cortante es de 151.852 kip. En cuanto a la losa, posee una capacidad última a flexión de 18.204 kip-ft y una capacidad última a cortante de 14.325 kip. En la viga T se obtuvo una relación D/C del 57.94% a flexión y 47.66% a cortante. En la losa, los valores correspondientes fueron de 73.97% a flexión y 66.40% a cortante.

Abstract

In the present study, the superstructure of a simply supported reinforced concrete vehicular bridge is analyzed to determine its compliance with the requirements of the AASHTO LRFD 2020 Specifications. The structure under study is located in the municipality of Ciudad Vieja, department of Sacatepéquez, Guatemala. The analysis of the Strength and Service Limit States I was carried out using both spreadsheet calculations and a computational model developed in CSiBridge software. The applied loads included the HL-93 design load model, pedestrian live load, self-weight, and superimposed dead load. The results demonstrate that the superstructure satisfies all AASHTO requirements. It was found that the ultimate flexural capacity of the T-beams is 703.133 kip-ft, and their ultimate shear capacity is 151.852 kip. Regarding the slab, it has an ultimate flexural capacity of 18.204 kip-ft and an ultimate shear capacity of 14.325 kip. For the T-beams, a demand-to-capacity D/C ratio of 57.94% in flexure and 47.66% in shear was obtained, while for the slab, the corresponding values were 73.97% in flexure and 66.40% in shear.

I. Introducción

Los puentes son estructuras que se construyen con el objetivo de darle continuidad a una ruta que presente un obstáculo. Son fundamentales para proporcionar una estructura vial interconectada que permita transportar personas y toda clase de bienes. Por lo tanto, un puente permite sostener el país en los aspectos económicos, turísticos, sociales, estratégicos y ambientales. Se presenta la necesidad de garantizar la seguridad de este tipo de estructuras a lo largo de su vida útil, manteniendo su desempeño en las diferentes condiciones de carga.

En el presente documento se analiza la superestructura de un puente isostático de concreto reforzado utilizando las especificaciones AASHTO LRFD 2020. Se busca analizar las vigas principales y la losa frente a cargas móviles y sobrepuestas implementando los estados límites de resistencia y servicio I.

Se realizan hojas de cálculo donde se integran las cargas que actúan en la superestructura. Se encuentra la capacidad de las vigas T y de la losa. Para integrar la carga viva del modelo HL-93 se utiliza el teorema de Barre y para la losa el teorema de Pigeaud. Se crean las combinaciones de carga de los estados límites de interés. Del mismo modo se modela en el software “CsiBridge” para simular los estados límites y comparar los resultados.

Se concluye que la superestructura cumple con las especificaciones AASHTO LRFD 2020. El análisis mostró que la capacidad última a flexión de las vigas T es de 703.133 kip-ft y su capacidad última a cortante es de 151.852 kip. En cuanto a la losa, posee una capacidad última a flexión de 18.204 kip-ft y una capacidad última a cortante de 14.325 kip. Ahora comparando la capacidad con la demanda en el elemento, se tiene que la viga T tubo una relación D/C del 57.94% a flexión y 47.66% a cortante. En la losa, los valores correspondientes fueron de 73.97% a flexión y 66.40% a cortante.

II. Justificación

La infraestructura vial en Guatemala es vital para el desarrollo del país, que sea funcional y segura es esencial para la eficiencia en el transporte. Existen diversos desafíos a los que se enfrentan los ingenieros; por ejemplo, desafíos debido a problemas del deterioro de las carreteras, condiciones climáticas adversas y el tráfico creciente. Para asegurar la calidad de la infraestructura es necesario analizar a profundidad las carreteras y los puentes.

En el presente trabajo busca analizar un diseño de un puente isostático ya existente. El fin es demostrar la seguridad del puente basándose en especificaciones internacionales vigentes en la actualidad. Para ello se aplicará una metodología de cálculo estructural y simulaciones que permitan verificar su capacidad para soportar las condiciones de servicio.

Garantizar que las estructuras viales en Guatemala cumplan con los requisitos internacionales es fundamental para la seguridad de las personas y que la movilidad sea eficiente maximizando su funcionalidad. El cumplimiento de las especificaciones permite minimizar el riesgo de siniestros, prolongando la vida útil de la estructura.

III. Objetivos

3.1 Objetivo general

Analizar estructuralmente la superestructura de un puente de concreto reforzado, isostático, con la finalidad de determinar si su capacidad de carga cumple con los requisitos de las especificaciones AASHTO LRFD 2020.

3.2 Objetivos específicos

- Determinar las cargas de servicio que el puente debe soportar, considerando los diferentes tipos de cargas y factores de cargas, para conocer si las soporta.
- Encontrar la capacidad máxima antes de que se presenten condiciones de falla o colapso.
- Aplicar metodología de análisis estructural basada en las especificaciones internacionales “ASSHTO LRFD 2020”.
- Realizar un modelo analítico tridimensional con el software “CSiBridge” utilizando la información de los planos, simulando su comportamiento bajo las diferentes cargas.

IV. Marco teórico

4.1 Concreto reforzado

Según Gonzalo (2023), el concreto es un material compuesto por arena, piedrín, cemento y agua que cuenta con la incorporación de barras o mallas de acero en la masa del concreto. Es importante notar que la resistencia del concreto a la compresión es muy buena, pero es muy débil a tensión. Es por esto por lo que se incorporan barras de acero para afrontar esa debilidad.

La incorporación de acero en el concreto, volviéndolo concreto reforzado, le proporciona características que se mencionarán a continuación:

- Posee complementariedad mecánica, esto es gracias a que se deforman simultáneamente. De la misma forma los esfuerzos se distribuyen entre los dos materiales.
- Existe una gran adherencia fisicoquímica debido a que durante el fraguado el concreto se contrae.
- El pH del cemento protege al acero por medio de un proceso llamado pasivación. El resultado de este proceso es que se reduce su oxidación. Se debe de tomar en cuenta la carbonatación del concreto porque puede hacer efecto contrario e incrementar la oxidación.
- Los dos materiales se confinan entre ellos durante su elaboración, logrando que el concreto resista esfuerzos a tensión y el acero no se pandee.
- Debido a que la corrosión en las barras de acero es un problema grave (se hablará de este tema en el siguiente punto) existe un recubrimiento mínimo entre el exterior y las barras de acero. El concreto protege de agentes corrosivos y favorece la adherencia con el concreto.
- Es uno de los materiales constructivos más económicos y los proceso que se llevan a cabo en Guatemala lo hacen ambientalmente viable.
- Diversas geometrías. Al variar el encofrado se puede lograr la geometría deseada.
- No requiere mantenimiento complejo.

4.1.1 Tipos de cemento para concreto reforzado

A continuación, se presentan tipos de cemento para concreto reforzado (*Tipos de Cementos y Morteros*, s. f.):

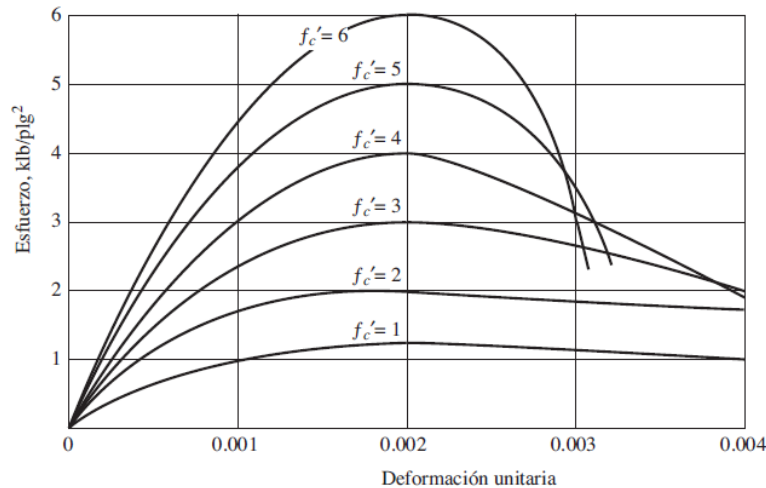
- Cemento Portland: también se le llama OPC es el cemento que se fabrica comúnmente en todo el mundo y tiene muchos objetivos como lo son: el concreto reforzado, mortero, yeso.
- Cemento Portland Puzolana: es cemento con Clinker puzolánico molido. Por lo general se utiliza en ambientes extremos como lo pueden ser obras en el mar, obras de alcantarillado, cimentaciones, puentes, etc.
- Cemento resistente a los sulfatos: como lo indica su nombre este tipo de cemento fue creado para resistir ataques de sulfatos. Se utiliza en obras que tienen más de 0.2% o 0.3% g/l de sales de sulfato de calcio.
- Cemento de fraguado rápido: por muchas razones puede que se necesite que las obras se terminen lo antes posible, por ejemplo, por temas económicos, políticos o si la obra se encuentra bajo el agua y en condiciones climáticas frías y lluviosas.
- Cemento con alto contenido de alúmina: este tipo de cemento es la calcinación de bauxita y cal con Clinker durante el proceso en el que se crea el OPC. Se usa principalmente en construcciones que están expuestas a altas temperaturas o que generen mucho calor, por ejemplo, fundiciones o talleres.
- Cemento de escoria de alto horno: se obtiene triturando el Clinker con un 60% de escoria. Su mayor uso es en las construcciones que priorizan el aspecto económico.

4.1.2 Resistencia del concreto

El libro *Diseño de Concreto Reforzado* (2011), nos indica que la resistencia del concreto se determina por medio de pruebas a la falla de cilindros de concreto. Se ensayan con una velocidad específica de carga. Los cilindros deben de haber estado sumergidos en agua por 28 días. Las resistencias últimas van de 2500 lb/in² hasta 10000 lb/in² o 20000 lb/in². Para los usos comunes se usan concreto 3000 lb/in² y 4000 lb/in².

En la siguiente imagen se puede observar una gráfica de esfuerzo-deformación de los diferentes tipos de concreto con carga de corto plazo:

Figura 1. Curva de esfuerzo-deformación del concreto con carga de corto plazo



Fuente: McCormac, 2011.

En la gráfica se puede observar que las líneas son aproximadamente rectas cuando la carga se encuentra de un tercio a un medio de la resistencia última del concreto. Luego de este intervalo el comportamiento es no lineal. En otras palabras, se puede garantizar la linealidad hasta una deformación unitaria de 0.002. Cuando se presente la resistencia última será con una deformación unitaria de 0.002.

Para los cálculos se supondrá que el concreto falla a 0.003, esta suposición es conservadora para concretos de resistencia normal, pero no tan conservadora para concretos de resistencia superior, es decir de concreto de 8000 lb/in^2 en adelante.

Los concretos que tienen un bajo grado son menos frágiles que los de grado alto, demostrando deformaciones unitarias mayores antes de romperse.

4.1.3 Tipos de concreto reforzado

El libro *Diseño de Concreto Reforzado* (2011) indica los tipos de concreto reforzado como se presentan a continuación:

- **Concreto reforzado con barras de acero:** este tipo de concreto contiene una armadura interna compuesta de barras corrugadas que se organizan en filas y columnas según sea necesario. En los puntos de intersección se unen por medio de alambre de amarra y estribos. El objetivo de este tipo de retículas que se crean longitudinal y transversalmente es resistir los esfuerzos a tensión y esfuerzos flexionantes.
- **Concreto reforzado con malla electrosoldada:** en este caso la armadura interna esta conformada por varillas finas de acero que tienen uniones en los puntos de intersección por medio de soldaduras. El objetivo de este tipo de soldaduras es simplemente mantener las varillas en su lugar para el armado de la estructura de concreto. Normalmente es prefabricada, cuidando los estándares de calidad tanto en el material como en las soldaduras.
- **Concreto reforzado con fibras:** este tipo de material se origina en el mezclado de agregados gruesos, finos, cemento, agua y fibras. Este tipo de fibras son discontinuos de grosor que se encuentran repartidos aleatoriamente en la masa del concreto. Su finalidad es ayudar a soportar esfuerzos de tensión.

Del mismo modo también se presentan los tipos de fibras que se utilizan para reforzar el concreto:

- Fibras de vidrio.
- Fibras de acero.
- Fibras de polipropileno.
- Fibras de carbono.
- Fibras de aramida.

4.1.4 Usos del concreto reforzado

El libro *Diseño de Concreto Reforzado* (2011) comparte algunos usos del concreto reforzado. Este tipo de material tienen uso en diversas ramas de la ingeniería civil. Lo que puede diferenciar el objetivo del concreto puede ser el tipo de armadura interna. Por ejemplo, el concreto reforzado con barras de acero se utiliza para columnas, vigas y cimentaciones. El concreto armado con malla electrosoldada se utiliza para pavimentos y losas. El concreto reforzado con fibras se puede utilizar para pavimentos, pistas de aeropuertos y túneles.

4.1.5 Tratamientos químicos

En el libro *Diseño de Concreto Reforzado* (2011), se presentan materiales que se agregan al concreto antes o durante el mezclado. Su principal objetivo es mejorar su desempeño. A continuación, se presenta una lista de algunos de los aditivos que se pueden encontrar en el mercado:

- **Aditivos inclusivos del aire:** este tipo de aditivos se usan para incrementar la resistencia del concreto al congelamiento y derretimiento.
- **Aditivos acelerantes:** acelera el desarrollo de su temprana resistencia.
- **Aditivos retardadores:** se utilizan para prolongar la plasticidad del concreto. En ocasiones cuando los camiones de concreto se demoran por el tránsito, llevan consigo sacos de azúcar para añadirla al concreto. Esta práctica no es recomendable.
- **Superplastificantes:** su función es disminuir la cantidad de agua en los concretos. También se utilizan para mantener proporciones de agua-cemento constantes usando menos cemento.
- **Materiales impermeables al agua:** se le agregan aditivos consistentes en algún tipo de jabón para retardar la penetración del agua en los concretos porosos. Este tipo de aditivos no serán muy efectivos a los concretos densos.

4.2 Acero estructural

El acero que se utiliza en el concreto reforzado puede ser en forma de varillas o de malla sodada de alambre. Este tipo de varillas pueden ser lisas o corrugadas como se mencionó anteriormente. Las varillas corrugadas tienen la función de aumentar la adherencia entre el acero y el concreto. Cabe recalcar que las varillas lisas no se usan con frecuencia, por ejemplo, se utilizan para rodear las varillas longitudinales. Las varillas corrugadas se pueden obtener en tamaños del #3 al #11, también existen los tamaños #14 y #18.

Cuadro 1. Designaciones, áreas, perímetros y pesos de varillas estándar

Tabla A.2 Designaciones, áreas, perímetros y pesos de varillas estándar

Varilla núm.	Unidades usuales en EUA		
	Diámetro (plg)	Área de sección transversal (plg ²)	Peso unitario (lb/pie)
3	0.375	0.11	0.376
4	0.500	0.20	0.668
5	0.625	0.31	1.043
6	0.750	0.44	1.502
7	0.875	0.60	2.044
8	1.000	0.79	2.670
9	1.128	1.00	3.400
10	1.270	1.27	4.303
11	1.410	1.56	5.313
14	1.693	2.25	7.650
18	2.257	4.00	13.600

Fuente: (Diseño de Concreto Reforzado, 2011)

4.2.1 Grado de acero de refuerzo

Existen diferentes grados de acero, por ejemplo, el grado 50. Significa que el acero tiene un punto de fluencia específico de 50000 lb/in². Las varillas de 60000 lb/in² son las más comúnmente usadas en el diseño de concreto reforzado.

El módulo de elasticidad de este tipo de aceros (no presforzados) se considera 29 x 10⁶ lb/in² (Diseño de Concreto Reforzado, 2011).

4.3 Tipologías de puentes

4.3.1 Según su geometría

- Simplemente apoyados
- Continuos
- Simples de tramos múltiples
- Cantilever (brazos voladizos)
- En arco
- Atirantado
- Colgantes
- Levadizos
- Pontones

Fuente: Serquén, 2022.

4.3.2 Según los materiales

- Madera
- Mampostería
- Acero estructural
- Sección compuesta
- Concreto armado
- Concreto presforzado
- Materiales compuestos: fibras de vidrio, fibras de carbón, etc.

Fuente: Serquén, 2022.

4.4 Superestructuras de puentes

Parte de la estructura que se encuentra por encima del nivel de suelo. Se compone por el tablero y la estructura portante principal (vigas, arcos o cables, por ejemplo). Soporta cargas verticales y horizontales, principalmente las cargas de tránsito, bajo condiciones de servicio y de carga máxima. Se utiliza para transferir las cargas de forma segura a la subestructura (Erzilla, 2024).

4.5 Subestructura de puentes

Es la parte intermedia de un puente. Se encarga de recibir todas las cargas de la superestructura y transmitir las a la cimentación (Erzilla, 2024). Está compuesto por los pilas y estribos. Si es necesario transmitir las cargas a más profundidad se puede utilizar pilotes. Para puentes atirantados, colgantes o extradados también se incluye el pilón.

4.6 Dispositivos de apoyo

Los apoyos permiten que el tablero y los pilares puedan ser soportados. Se utilizan para controlar los movimientos de la estructura en todas las direcciones de forma que se comporte como fue diseñado (Cid, 2023).

Existe una gran variedad de apoyos para puentes. En el código AASHTO (2020, p. 1819) presenta una serie de rangos de aplicación para los diferentes apoyos, la tabla se puede ver en la Figura 2. Se deben de comparar los apoyos y determinar cuál es el mejor para una tarea específica.

Figura 2. Rango de aplicación de apoyos

Type of Bearing	Movement		Rotation about Bridge Axis Indicated			Resistance to Loads		
	Long.	Trans.	Long.	Trans.	Vert.	Long.	Trans.	Vert.
Plain Elastomeric Pad	S	S	S	S	L	L	L	L
Fiberglass-reinforced Pad	S	S	S	S	L	L	L	L
Cotton-duck-reinforced Pad	U	U	U	U	U	L	L	S
Steel-reinforced Elastomeric Bearing	S	S	S	S	L	L	L	S
Plane Sliding Bearing	S	S	U	U	S	R	R	S
Curved Sliding Spherical Bearing	R	R	S	S	S	R	R	S
Curved Sliding Cylindrical Bearing	R	R	U	S	U	R	R	S
Disc Bearing	R	R	S	S	L	S	S	S
Double Cylindrical Bearing	R	R	S	S	U	R	R	S
Pot Bearing	R	R	S	S	L	S	S	S
Rocker Bearing	S	U	U	S	U	R	R	S
Knuckle Pinned Bearing	U	U	U	S	U	S	R	S
Single Roller Bearing	S	U	U	S	U	U	R	S
Multiple Roller Bearing	S	U	U	U	U	U	U	S

Fuente: AASHTO, 2020.

4.7 Estribos

Los estribos de un puente tienen la función de ser los apoyos en los extremos. Se diseñan para contener las presiones de suelo y protección contra socavamiento de agua. Debido a que transmite todas las cargas a la cimentación es diseñado para soportar la carga muerta superpuesta, la carga viva y las fuerzas cortantes. Consta de un muro principal y muros laterales (Zavala et al., 2018, p. 9).

Ilustración 1. Estribo de puente



Fuente: Elaboración propia.

4.8 Pilares

Son apoyos de la estructura que se encuentran entre los dos estribos. Se utilizan para salvaguardar el vano. Transmiten los esfuerzos de la estructura hacia la cimentación. Pueden tener diversas secciones.

Ilustración 2. Pilares de puente



Fuente: Elaboración propia.

4.9 Puentes típicos de concreto reforzado en Guatemala

En Guatemala existen 1671 puentes inventariados (Caminos, 2024), de los cuales 672 se encuentran categorizados como “Puente de concreto”. Como se puede ver en la Tabla 1, los puentes de concreto son los más comunes en Guatemala.

Tabla 1. Tipos de estructuras en Guatemala

Tipo de estructura	Cantidad de puentes en Guatemala
PUENTE DE CONCRETO	672
VIGAS PREFABRICADAS	220
LOSA	212
LOSA Y VIGAS	128
PUENTE DE METAL	112
LOSA Y VIGAS DE ACERO	110
BOVEDA	87
ARMADURA CON PASO INFERIOR	61
PUENTE DE MADERA	43
ARMADURA CON PASO SUPERIOR	20
PROVISIONAL	5
SIN ESPECIFICAR	1
TOTAL	1671

Fuente: Elaboración propia con información de la Dirección General de Caminos.

4.9.1 Puente viga simplemente apoyado

Es un tipo de puente en el que la superestructura se encuentra soportada en los estribos mediante dos apoyos simple. Principalmente la superestructura descansa en una estructura externa (Carigliano, 2024).

4.9.2 Puente de losa maciza

La universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia (2007, p. 2) indica que se utilizan para sobrepasar obstáculos de corta longitud, aproximadamente de 5 a 8 metros. Está compuesta de una losa de concreto reforzado y se encuentra simplemente apoyado entre los estribos. En la Tabla 1 se puede ver que existen 212 puentes de este tipo, siendo uno de los más utilizados.

4.9.3 Puente de losa y vigas

Comúnmente utilizados para salvaguardar luces de 8 a 24 metros aproximadamente. Constituidos de un tablero de concreto reforzado y apoyado sobre vigas que se encuentran paralelamente al eje de la vía (Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia, 2007).

Como se ve en la Tabla 1 en Guatemala existen 128 puentes de este tipo.

4.9.4 Puente de viga cajón

Este tipo de puente tiene la característica que las vigas que lo componen tienen una sección transversal en forma de cajón. Por lo general tienen una forma rectangular. Este tipo de puentes pueden ser construidos con concreto presforzado, de acero o con una combinación de los dos materiales. La utilización de este tipo de puente permite alcanzar una distribución de cargas eficiente y mayor rigidez estructural (Ing. Pablo Agüero Barrantes, 2018).

4.10 Especificaciones ASSHTO LRFD 2020

American Association of State Highway Officials (AASHTO) que luego renombraron AASHTO es una asociación que se encarga de publicar especificaciones, directrices de diseño y construcción de carreteras en Estados Unidos. Las especificaciones presentadas por la ASSHTO son fundamentales para el diseño estructural de cualquier obra estructural relacionada a puentes. Es por esta razón por la que se profundizará en su contenido y los cálculos se basarán en sus directrices.

Las especificaciones de la ASSHTO LRFD 2020 cuenta con 15 capítulos. Uno de los capítulos más relevantes es el capítulo 5 llamado “Concrete Structures”. Preliminar a este capítulo se integrarán las cargas y se utilizan factores de cargas necesarios para el análisis final de un puente (AASHTO, 2020).

4.10.1 Introducción

En la introducción de las especificaciones explican lo más importante, la metodología LRFD. Consiste en que se debe de cumplir la siguiente ecuación:

Figura 3. Ecuación LRFD

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad (1.3.2.1-1)$$

Fuente: AASHTO, 2020.

La ecuación indica que la sumatoria de las cargas mayoradas debe de ser menor o igual que la resistencia del elemento reducida en un factor ϕ .

A continuación, se presenta el factor de modificación de carga: En este caso se tomará el siguiente debido a que como se estará trabajando con cargas gravitacionales, es más crítico aumentarlas que disminuirlas. Es por esto por lo que aplica un valor máximo de γ_i .

Figura 4. Modificador de carga

For loads for which a maximum value of γ_i is appropriate:

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95 \quad (1.3.2.1-2)$$

Fuente: AASHTO, 2020.

El valor “ γ_i ” es un factor de carga que depende del tipo de carga con la que se esté trabajando. En los siguientes apartados se incluirán las tablas de este factor.

El valor de “ Q_i ” es la carga que se esté mayorando, por ejemplo. Si se está verificando el momento de una viga, entonces el valor de Q estará en unidades de momento (kip-ft). Si se encuentra verificando cortante entonces estará en unidades (kip).

4.10.2 Diseño general y características de ubicación

El objetivo de esta sección es proporcionar al diseñador estructural los requisitos mínimos que debe de cumplir la estructura para asegurar la seguridad de la estructura. Los requisitos son principalmente de las luces, ambiente, estudios geológicos, económicos, de construcción, durabilidad, mantenimiento, drenajes y protección contra agua, hielo y sal.

Se cubren temas de hidrología e hidráulica debido a el historial de fallas causadas por la erosión.

4.10.3 Cargas y factores de cargas

Se presentan los requerimientos mínimos de cargas y fuerzas que afecten a la estructura. De la misma forma indica los límites de su aplicación. Si se diseña un puente se tiene que implementar las combinaciones de cargas presentadas, de la misma forma se utilizarán estas combinaciones si se evalúa un puente existente.

Muchas de las fuerzas y cargas que afectan a un puente se definen a continuación.

- **Cargas muertas**

Son cargas que permanecen en la estructura en todo momento. Incluye peso propio de la estructura y materiales utilizados en la construcción.

- **Cargas vivas**

Son cargas que varían durante la vida de la estructura. En el caso de los puentes incluye las cargas por camiones, fuerzas de impacto y de frenado.

- **Cargas de sismo**

Los efectos de las cargas de sismo son diferentes en cada estructura. Es por esta razón por la que se debe de calcular el efecto de esta carga dependiendo de la forma en la que este diseñado el puente.

- **Fuerza de frenado**

Es un tipo de fuerza longitudinal, actúa en la dirección longitudinal del puente (en la dirección del tráfico). Esta fuerza sucede cuando los vehículos frenan repentinamente o cuando tienen una desaceleración súbita. La fuerza inercial que lleva el vehículo es transmitida a la losa gracias a la fricción que existe entre las llantas y la losa.

- **Empujes de suelos**

Los empujes de suelo se refieren a la fuerza que ejercen los cuerpos sobre un muro de contención. En el caso de los puentes, los estribos son diseñados para soportar este tipo de cargas.

- **Carga de impacto**

Son las cargas producidas por la interacción de algunas cargas móviles con la estructura. Dichas interacciones pueden ser ocasionadas por los vehículos, trenes o barcos. Este tipo de cargas puede generar esfuerzos superiores a los que se esperan normalmente. Es importante tomar en cuenta estas cargas para garantizar la seguridad estructural.

Como se mencionó anteriormente, en la siguiente figura, se presentan las combinaciones de carga presentadas por las especificaciones AASHTO:

Figura 5. Combinaciones de carga

Table 3.4.1-1—Load Combinations and Load Factors

Load Combination Limit State	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use One of These at a Time				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Strength I (unless noted)	γ_p	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength II	γ_p	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength III	γ_p	—	1.00	1.00	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength IV	γ_p	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Strength V	γ_p	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Extreme Event I	1.00	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—	—
Extreme Event II	1.00	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00
Service I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Service II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Service III	1.00	γ_{LL}	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Service IV	1.00	—	1.00	1.00	—	1.00	1.00/1.20	—	1.00	—	—	—	—	—
Fatigue I— LL, IM & CE only	—	1.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatigue II— LL, IM & CE only	—	0.80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Note: For Service I, the load factor for EV equals 1.2 for Stiffness Method Soil Failure as shown in Table 3.4.1-2.

Fuente: AASHTO, 2020.

También se presentan los modificadores de carga para las cargas permanentes, a continuación, se muestran las tablas para obtener el modificador de carga “ γ_i ”:

Figura 6. Factores para cargas permanentes γ_i

Table 3.4.1-2—Load Factors for Permanent Loads, γ_p

Type of Load, Foundation Type, and Method Used to Calculate Downdrag		Load Factor	
		Maximum	Minimum
DC: Component and Attachments		1.25	0.90
DC: Strength IV only		1.50	0.90
DD: Downdrag	Piles, α Tomlinson Method	1.40	0.25
	Piles, λ Method	1.05	0.30
	Drilled shafts, O’Neill and Reese (2010) Method	1.25	0.35
DW: Wearing Surfaces and Utilities		1.50	0.65
EH: Horizontal Earth Pressure			
• Active		1.50	0.90
• At-Rest		1.35	0.90
• AEP for anchored walls		1.35	N/A
EL: Locked-in Construction Stresses		1.00	1.00
EV: Vertical Earth Pressure			
• Overall and Compound Stability		1.00	N/A
• Retaining Walls and Abutments		1.35	1.00
• MSE wall internal stability soil reinforcement loads			
○ Stiffness Method			
▪ Reinforcement and connection rupture		1.35	N/A
▪ Soil failure – geosynthetics (Service I)		1.20	N/A
○ Coherent Gravity Method		1.35	N/A
• Rigid Buried Structure		1.30	0.90
• Rigid Frames		1.35	0.90
• Flexible Buried Structures			
○ Metal Box Culverts, Structural Plate Culverts with Deep Corrugations, and Fiberglass Culverts		1.50	0.90
○ Thermoplastic Culverts		1.30	0.90
○ All others		1.95	0.90
• Internal and Compound Stability for Soil Failure in Soil Nail Walls		1.00	N/A
ES: Earth Surcharge		1.50	0.75

Fuente: AASHTO, 2020.

En la siguiente figura se presenta la tabla 3.4.1-4 para los factores de carga viva para servicio III γ_{LL} : Como se puede observar no existen valores para concreto reforzado. Es por esta razón por la que no se realizará el estado límite de servicio III para la presente estructura.

Figura 7. Factores de carga viva para estado de servicio III

Table 3.4.1-4—Load Factors for Live Load for Service III Load Combination, γ_{LL}

Component	γ_{LL}
Prestressed concrete components designed using the refined estimates of time-dependent losses as specified in Article 5.9.5.4 in conjunction with taking advantage of the elastic gain	1.0
All other prestressed concrete components	0.8

Fuente: AASHTO, 2020.

En la siguiente figura se puede encontrar algunas unidades de pesos, principalmente se utilizará el peso del asfalto que se encuentra en la tabla como “Bituminous Wearing Surfaces”:

Figura 8. Peso por unidad

Table 3.5.1-1—Unit Weights

Material	Unit Weight (kcf)	
Aluminum Alloys	0.175	
Bituminous Wearing Surfaces	0.140	
Cast Iron	0.450	
Cinder Filling	0.060	
Compacted Sand, Silt, or Clay	0.120	
Concrete	Lightweight	0.110 to 0.135
	Normal Weight with $f'_c \leq 5.0$ ksi	0.145
	Normal Weight with $5.0 < f'_c \leq 15.0$ ksi	$0.140 + 0.001 f'_c$
Loose Sand, Silt, or Gravel	0.100	
Soft Clay	0.100	
Rolled Gravel, Macadam, or Ballast	0.140	
Steel	0.490	
Stone Masonry	0.170	
Wood	Hard	0.060
	Soft	0.050
Water	Fresh	0.0624
	Salt	0.0640
Item	Weight per Unit Length (klf)	
Transit Rails, Ties, and Fastening per Track	0.200	

Fuente: AASHTO, 2020.

En la siguiente figura se encuentra la tabla de presencia múltiple. Como la presente estructura cuenta con una calzada de dos carriles se utilizará un factor de $m=1$. Es importante mencionar que dentro del software CSiBridge el factor se ingresa cuando se define el modelo HL-93.

Figura 9. Factor de múltiple presencia m

Table 3.6.1.1.2-1—Multiple Presence Factors, m

Number of Loaded Lanes	Multiple Presence Factors, m
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

Fuente: AASHTO, 2020.

A continuación, se puede observar el camión que forma parte del modelo HL-93:

Figura 10. Camión de modelo HL-93

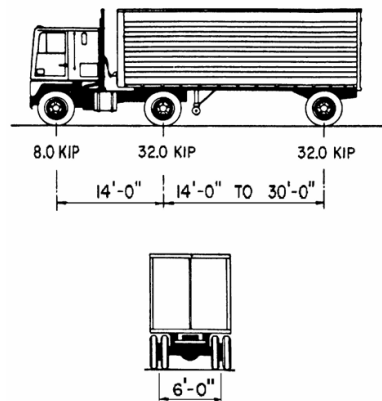


Figure 3.6.1.2.2-1—Characteristics of the Design Truck

Fuente: AASHTO, 2020.

En el siguiente artículo se muestra el tándem que forma parte del modelo HL-93:

Figura 11. Tándem de modelo HL-93

3.6.1.2.3—Design Tandem

The design tandem shall consist of a pair of 25.0-kip axles spaced 4.0 ft apart. The transverse spacing of wheels shall be taken as 6.0 ft. A dynamic load allowance shall be considered as specified in Article 3.6.2.

Fuente: AASHTO, 2020.

Es importante mencionar que el modelo consiste en 1 camión más la carga de pista que se ve en el siguiente artículo o 1 tándem y la misma carga que se ve en la siguiente figura (0.64 klf):

Figura 12. Carga de pista de modelo HL-93.

3.6.1.2.4—Design Lane Load

The design lane load shall consist of a load of 0.64 klf uniformly distributed in the longitudinal direction. Transversely, the design lane load shall be assumed to be uniformly distributed over a 10.0-ft width. The force effects from the design lane load shall not be subject to a dynamic load allowance.

Fuente: AASHTO, 2020

Para encontrar el momento máximo en la losa del puente es importante distribuir el peso del eje en análisis en el área de contacto de la llanta con el suelo, a continuación, se ve como se define dicha área para que el momento sea más exacto:

Figura 13. Área de contacto de llanta

3.6.1.2.5—Tire Contact Area

The tire contact area of a wheel consisting of one or two tires shall be assumed to be a single rectangle, whose width is 20.0 in. and whose length is 10.0 in.

The tire pressure shall be assumed to be uniformly distributed over the contact area. The tire pressure shall be assumed to be distributed as follows:

- On continuous surfaces, uniformly over the specified contact area, and
- On interrupted surfaces, uniformly over the actual contact area within the footprint with the pressure increased in the ratio of the specified to actual contact areas.

Fuente: AASHTO, 2020.

Para finalizar esta sección se explica la carga de impacto IM. Dicha carga se utiliza para tomar en cuenta la irregularidad de la carpeta de rodadura, cuando los ejes del automóvil pasan en ella esto crea un impacto por el efecto de estar en una superficie que no es completamente plana. El incremento dinámico solamente afecta al camión o al tándem.

Figura 14. Factor dinámico IM

Table 3.6.2.1-1—Dynamic Load Allowance, *IM*

Component	IM
Deck Joints—All Limit States	75%
All Other Components:	
• Fatigue and Fracture Limit State	15%
• All Other Limit States	33%

Fuente: AASHTO, 2020.

4.10.4 Análisis estructural y evaluación

Describe métodos de análisis para el diseño y evaluación de puentes. Es limitado al modelado de estructuras y la determinación de las cargas. Los puentes deben de ser evaluados elásticamente, pero también se permite el rango inelástico para la redistribución de los efectos de las cargas en algunas vigas continuas en la superestructura. Especifica dicho análisis para

elementos de la estructura que trabajen a compresión, que se comportan inelásticamente y como alternativa para estados límite extremos.

Es importante utilizar métodos sofisticados para comprender de mejor manera el comportamiento de la estructura. Mientras mejor se entienda el comportamiento de la estructura es más probable que se pueda ahorrar material.

En este capítulo se nos dan las herramientas para realizar el método de franjas para la losa, a continuación, se presenta un parte de la tabla que se utiliza para este método:

Figura 15. Franjas equivalentes

Table 4.6.2.1.3-1—Equivalent Strips

Type of Deck	Direction of Primary Strip Relative to Traffic	Width of Primary Strip (in.)
Concrete:		
<ul style="list-style-type: none"> Cast-in-place 	Overhang	$45.0 + 10.0X$
	Either Parallel or Perpendicular	+M: $26.0 + 6.6S$ -M: $48.0 + 3.0S$
<ul style="list-style-type: none"> Cast-in-place with stay-in-place concrete formwork 	Either Parallel or Perpendicular	+M: $26.0 + 6.6S$ -M: $48.0 + 3.0S$
<ul style="list-style-type: none"> Precast, post-tensioned 	Either Parallel or Perpendicular	+M: $26.0 + 6.6S$ -M: $48.0 + 3.0S$

Fuente: AASHTO, 2020.

Para calcular las fuerzas en la losa el siguiente artículo menciona que al utilizar el método de la franja se deben de evaluar como vigas:

Figura 16. Calculando efectos de fuerzas

4.6.2.1.6—Calculation of Force Effects

The strips shall be treated as continuous beams or simply supported beams as appropriate. Span length shall be taken as the center-to-center distance between the supporting components. For the purpose of determining force effects in the strip, the supporting components shall be assumed to be infinitely rigid.

Fuente: AASHTO, 2020.

Es importante mencionar que en el comentario C4.6.2.1.6, se muestra a continuación. Se menciona que en tableros comunes no es típico chequear el cortante en las losas. A pesar de

que en las especificaciones AASHTO se mencione lo siguiente sí se analizará cortante en el presente puente.

Figura 17. Comentario C4.6.2.1.6

Past practice has been to not check shear in typical decks. A design section for shear is provided for use in nontraditional situations. It is not the intent to investigate shear in every deck.

Fuente: AASHTO, 2020.

En el mismo comentario también se menciona la importancia de utilizar las cargas puntuales distribuidas en el área de su llanta para obtener momentos más precisos:

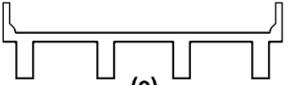
Figura 18. Comentario C4.6.2.1.6 (Cont.)

For short spans, the force effects calculated using the footprint could be significantly lower, and more realistic, than force effects calculated using concentrated loads.

Fuente: AASHTO, 2020.

En la table 4.6.2.2.1-1 el puente con vigas T se encuentra catalogado como el tablero (e).

Figura 19. Table 4.6.2.2.1-1

Cast-in-Place Concrete T-Beam	Monolithic concrete	
-------------------------------	---------------------	--

Fuente: AASHTO, 2020.

A continuación, se presentan las tablas que se utilizan para distribuir el momento de la carga vehicular:

Figura 20. Factor de distribución de momento en viga interior

Table 4.6.2.2b-1—Live Load Distribution Factor for Moment in Interior Beams

Type of Superstructure	Applicable Cross-Section from Table 4.6.2.2.1-1	Distribution Factors	Range of Applicability
Wood Deck on Wood or Steel Beams	a, 1	See Table 4.6.2.2a-1	
Concrete Deck on Wood Beams	1	One Design Lane Loaded: $S/12.0$ Two or More Design Lanes Loaded: $S/10.0$	$S \leq 6.0$
Concrete Deck or Filled Grid, Partially Filled Grid, or Unfilled Grid Deck Composite with Reinforced Concrete Slab on Steel or Concrete Beams; Concrete T-Beams, T- and Double T-Sections	a, c, k and also i, j if sufficiently connected to act as a unit	One Design Lane Loaded: $0.06 + \left(\frac{S}{14}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{12.0 L t_s^3}\right)^{0.1}$ Two or More Design Lanes Loaded: $0.075 + \left(\frac{S}{9.5}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{12.0 L t_s^3}\right)^{0.1}$	$3.5 \leq S \leq 16.0$ $4.5 \leq t_s \leq 12.0$ $20 \leq L \leq 240$ $N_b \geq 4$ $10,000 \leq K_g \leq 7,000,000$
		use lesser of the values obtained from the equation above with $N_b = 3$ or the lever rule	$N_b = 3$

Fuente: AASHTO, 2020.

Figura 21. Factor de distribución de momento en viga exterior

Table 4.6.2.2d-1—Live Load Distribution Factor for Moment in Exterior Longitudinal Beams

Type of Superstructure	Applicable Cross-Section from Table 4.6.2.2.1-1	One Design Lane Loaded	Two or More Design Lanes Loaded	Range of Applicability
Wood Deck on Wood or Steel Beams	a, 1	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Concrete Deck on Wood Beams	1	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Concrete Deck or Filled Grid, Partially Filled Grid, or Unfilled Grid Deck Composite with Reinforced Concrete Slab on Steel or Concrete Beams; Concrete T-Beams, T- and Double T-Sections	a, e, k and also i, j if sufficiently connected to act as a unit	Lever Rule	$g = e g_{interior}$ $e = 0.77 + \frac{d_e}{9.1}$	$-1.0 \leq d_e \leq 5.5$
			use lesser of the values obtained from the equation above with $N_b = 3$ or the lever rule	$N_b = 3$

Fuente: AASHTO, 2020.

Figura 22. Factor de distribución de cortante en viga interior

Table 4.6.2.2.3a-1—Live Load Distribution Factor for Shear in Interior Beams

Type of Superstructure	Applicable Cross-Section from Table 4.6.2.2.1-1	One Design Lane Loaded	Two or More Design Lanes Loaded	Range of Applicability
Wood Deck on Wood or Steel Beams	a, l	See Table 4.6.2.2.2a-1		
Concrete Deck on Wood Beams	l	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Concrete Deck or Filled Grid, Partially Filled Grid, or Unfilled Grid Deck Composite with Reinforced Concrete Slab on Steel or Concrete Beams; Concrete T-Beams, T- and Double T-Sections	a, e, k and also i, j if sufficiently connected to act as a unit	$0.36 + \frac{S}{25.0}$	$0.2 + \frac{S}{12} - \left(\frac{S}{35}\right)^{2.0}$	$3.5 \leq S \leq 16.0$ $20 \leq L \leq 240$ $4.5 \leq t_s \leq 12.0$ $N_b \geq 4$
		Lever Rule	Lever Rule	$N_b = 3$

Fuente: AASHTO, 2020.

Figura 23. Factor de distribución de cortante en viga exterior

Table 4.6.2.2.3b-1—Live Load Distribution Factor for Shear in Exterior Beams

Type of Superstructure	Applicable Cross-Section from Table 4.6.2.2.1-1	One Design Lane Loaded	Two or More Design Lanes Loaded	Range of Applicability
Wood Deck on Wood or Steel Beams	a, l	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Concrete Deck on Wood Beams	l	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Concrete Deck or Filled Grid, Partially Filled Grid, or Unfilled Grid Deck Composite with Reinforced Concrete Slab on Steel or Concrete Beams; Concrete T-Beams, T- and Double T-Beams	a, e, k and also i, j if sufficiently connected to act as a unit	Lever Rule	$g = e g_{interior}$ $e = 0.6 + \frac{d_e}{10}$	$-1.0 \leq d_e \leq 5.5$
		Lever Rule	Lever Rule	$N_b = 3$

Fuente: AASHTO, 2020.

4.10.5 Estructuras de concreto

Esta sección se utiliza para el diseño de puentes y estructuras complementarias compuesta de concreto de peso normal o ligero, que trabaje con barras de acero. También aplica se encuentra pretensada la estructura. Se puede trabajar con concreto 2.4ksi hasta 10ksi. En el caso que se utilice concreto 15ksi tiene que ser de peso normal.

Es de esta sección de donde se obtendrán las fórmulas para determinar la capacidad de las vigas T y de la losa.

En primero lugar se nos presenta el valor del módulo de elasticidad y la relación de Poisson, se tomarán en las hojas de cálculo como se ve a continuación:

Figura 24. Módulo de elasticidad

5.4.2.4—Modulus of Elasticity

In the absence of measured data, the modulus of elasticity, E_c , for normal weight concrete with design compressive strengths up to 15.0 ksi and lightweight concrete up to 10.0 ksi, with unit weights between 0.090 and 0.155 kcf, may be taken as:

$$E_c = 120,000K_1W_c^{2.0}f_c^{1.033} \quad (5.4.2.4-1)$$

Fuente: AASHTO, 2020.

Figura 25. Relación de Poisson

5.4.2.5—Poisson’s Ratio

Unless determined by physical tests, Poisson’s ratio may be assumed as 0.2 for lightweight concrete with design compressive strengths up to 10.0 ksi and for normal weight concrete with design compressive strengths up to 15.0 ksi. For components expected to be subject to cracking, the effect of Poisson’s ratio may be neglected.

Fuente: AASHTO, 2020.

En el artículo 5.5.4.2. se encuentran los valores del factor “ ϕ ” que se utilizará en la ecuación de LRFD de momento y cortante en vigas y losas.

Figura 26. Factor ϕ para momento

Resistance factor ϕ shall be taken as:

- For tension-controlled reinforced concrete sections as specified in Article 5.6.2.1:

normal weight concrete	0.90
lightweight concrete	0.90

Fuente: AASHTO, 2020.

Figura 27. Factor ϕ para cortante

- For shear and torsion in reinforced concrete sections:

normal weight concrete.....	0.90
lightweight concrete.....	0.90

Fuente: AASHTO, 2020.

También se utilizará la siguiente fórmula para la elaboración de la hoja de cálculo:

Figura 28. Variación de ϕ

and for nonprestressed members such that:

$$0.75 \leq \phi = 0.75 + \frac{0.15(\epsilon_t - \epsilon_{cl})}{(\epsilon_{tl} - \epsilon_{cl})} \leq 0.9 \quad (5.5.4.2-2)$$

Fuente: AASHTO, 2020.

Para determinar si el acero transversal cumple con las dimensiones de las especificaciones se utilizará el siguiente artículo:

Figura 29. Espaciamiento máximo del acero transversal

5.7.2.6—Maximum Spacing of Transverse Reinforcement

The spacing of the transverse reinforcement shall not exceed the maximum permitted spacing, s_{max} , determined as:

- If $v_u < 0.125 f'_c$, then:

$$s_{max} = 0.8d_v \leq 24.0 \text{ in.} \quad (5.7.2.6-1)$$

- If $v_u \geq 0.125 f'_c$, then:

$$s_{max} = 0.4d_v \leq 12.0 \text{ in.} \quad (5.7.2.6-2)$$

Fuente: AASHTO, 2020.

Para encontrar la capacidad a cortante se utilizarán las fórmulas del artículo 5.7.3.3, las fórmulas se pueden ver a continuación:

Figura 30. Fórmulas para cortante nominal

5.7.3.3—Nominal Shear Resistance

The nominal shear resistance, V_n , shall be determined as the lesser of both of the following:

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (5.7.3.3-1)$$

$$V_n = 0.25 f_c' b_v d_v + V_p \quad (5.7.3.3-2)$$

in which:

$$V_c = 0.0316 \beta \lambda \sqrt{f_c'} b_v d_v \quad (5.7.3.3-3)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s} \lambda_{duct} \quad (5.7.3.3-4)$$

$$\lambda_{duct} = 1 - \delta \left(\frac{\phi_{duct}}{b_w} \right)^2 \quad (5.7.3.3-5)$$

Fuente: AASHTO, 2020.

Figura 31. Fórmulas para cortante nominal (Cont.)

5.7.3.4.2—General Procedure

The parameters β and θ may be determined either by the provisions herein, or alternatively by the provisions of Appendix B5.

For sections containing at least the minimum amount of transverse reinforcement specified in Article 5.7.2.5, the value of β may be determined by Eq. 5.7.3.4.2-1:

$$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750 \epsilon_s)} \quad (5.7.3.4.2-1)$$

Fuente: AASHTO, 2020.

Figura 32. Fórmulas para cortante nominal (Cont.)

The value of θ in both cases may be as specified in Eq. 5.7.3.4.2-3:

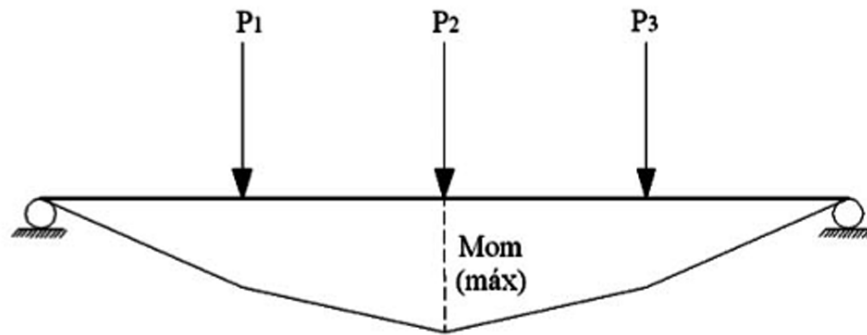
$$\theta = 29 + 3500 \epsilon_s \quad (5.7.3.4.2-3)$$

Fuente: AASHTO, 2020.

4.11 Teorema de Barre

El teorema de Barre tiene el objetivo de encontrar el momento máximo de flexión en una viga simplemente apoyada con un tren de cargas. Es muy utilizado para el diseño de puentes debido a que el tren de cargas es el caso de las cargas de un camión que pasa por el puente. Dichas cargas deben de tener una separación definida y moverse a lo largo de la estructura. El momento máximo se encontrará en la mayoría de los casos bajo la carga más próxima a la resultante del sistema.

Ilustración 3. Teorema de Barre

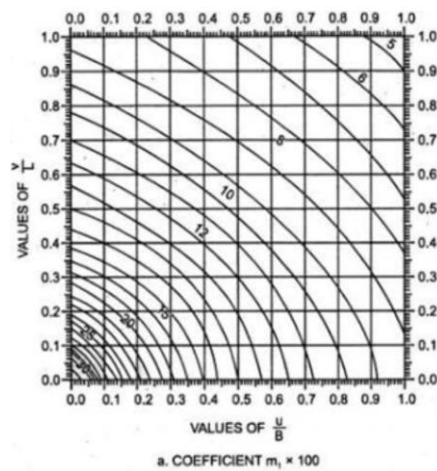


Fuente: Ing. Eduardo torres C., 2013.

4.12 Teorema de M. Pigeaud

El teorema de Pigeaud se utiliza para encontrar el momento máximo en una losa. El método se utiliza para determinar los momentos flectores producidos por una carga concentrada o distribuida que actúa sobre una losa simplemente apoyada en cuatro bordes. Se obtienen dos momentos, uno en la dirección longitudinal y otro en la dirección transversal, por lo general el momento mayor se encuentra en la dirección transversal. Luego de comprobar esto ya se puede analizar la losa transversalmente (Shraddha, 2016). Si se tienen dos llantas en la losa se tiene que hacer un ajuste por la excentricidad generada.

Figura 33. Gráfica de M. Pigeaud



Fuente: Ethelbert, 2023.

4.13 CSiBridge

Es un software independiente en el que se puede modelar, analizar y dimensionar las estructuras de puentes. Se puede definir fácilmente geometrías complejas de puentes y diferentes tipos de cargas. El software tiene la capacidad de crear diferentes modelos y actualizarlos según sea necesario.

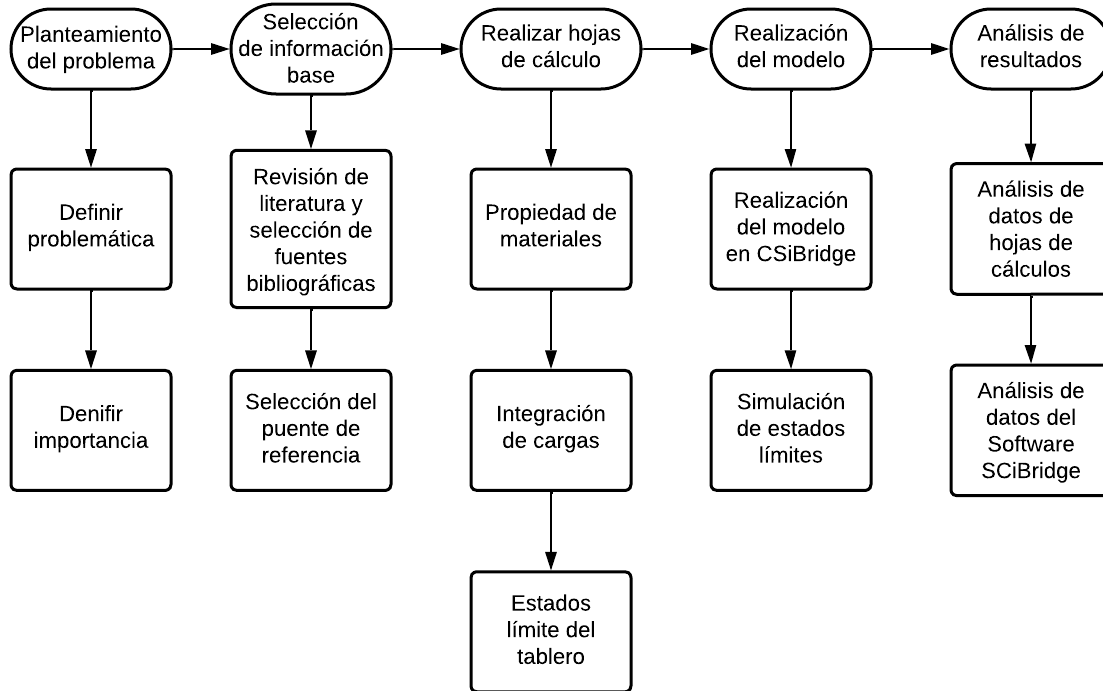
En cuanto al refuerzo estructura, el software puede dimensionarlo de manera efectiva de puentes existentes de hormigón. Se pueden construir modelos de puentes simples o complejos. Cabe recalcar que también se puede generar un cronograma de construcción del puente que conste de las diferentes fases de la obra y su duración, tomando en cuenta sus cargas y condiciones de apoyo durante la realización de todo el proceso (*CSI Spain | CSiBridge*, s. f.).

CSiBridge incluye las siguientes capacidades:

- Análisis de secuencia constructiva.
- Cálculo automático de deformación axial en cables para obtención de esfuerzos objetivos.
- No linealidades geométricas
- No linealidades materiales.
- Análisis de pandeo.
- Dimensionamiento según diferentes normativas, entre ellas la americana (AASHTO LRFD) para las combinaciones de carga automáticas y dimensionamiento sísmico.

V. Metodología

Figura 34. Diagrama de flujo de metodología



Fuente: Elaboración propia.

5.1 Planteamiento del problema

5.1.1 Definir problemática

La problemática del análisis por LRFD de un puente isostático de concreto reforzado ubicado en el municipio de Ciudad Vieja, departamento de Sacatepéquez es determinar la seguridad estructural y funcional del puente bajo las combinaciones de carga establecidas por la AASHTO LRFD 2020, considerando la influencia de cargas vehiculares del modelo HL-93, con el objetivo de garantizar el cumplimiento de los estados límite de resistencia y servicio.

5.1.2 Definir importancia

El análisis por esta metodología (LRFD) permite una correcta evaluación estructural basada en criterios probabilísticos que consideran la variabilidad tanto de las cargas como de la resistencia de los materiales. Es decir que es esencial para el diseño de puentes. El uso de esta metodología proporciona seguridad a la estructura, ya que toma en cuenta factores de

carga y resistencia que reflejan el nivel de confiabilidad deseado, minimizando el riesgo de falla estructural.

No se estará utilizando el enfoque ASD debido a que en el diseño y análisis de puentes solo se utiliza LRFD, por esta razón las especificaciones AASHTO lo aplican, el cual exige metodología LRFD para el diseño de puentes. Esta normativa incluye la evaluación de distintos estados límite (resistencia y de servicio), permitiendo considerar múltiples combinaciones de carga, incluyendo las cargas que correspondan.

5.2 Selección de fuentes bibliográficas

5.2.1 Revisión de literatura

El uso de fuentes bibliográficas de calidad garantiza un trabajo confiable, por lo tanto, es importante realizar una búsqueda exhaustiva de documentos, normas, artículos, informes, trabajos de graduación, entre otros; que desarrollen el diseño de un puente isostático.

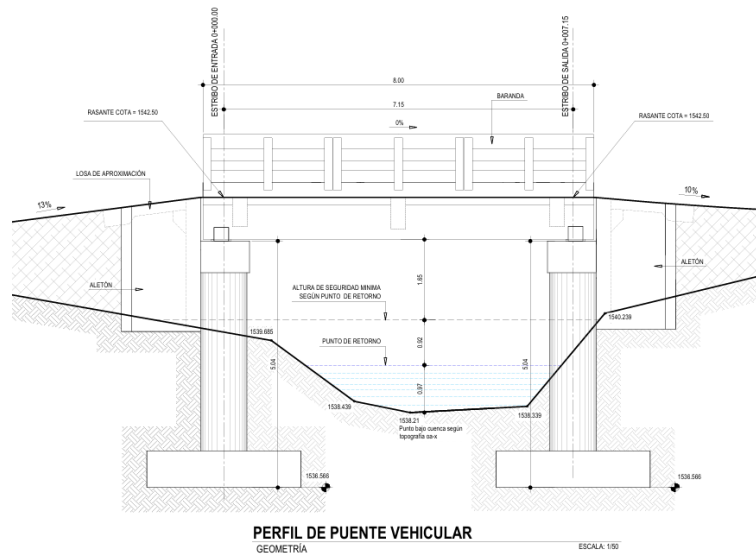
Existen diferentes normativas y guías de diseño, sin embargo, la que se estará utilizando, principalmente, serán las especificaciones AASHTO. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications es una de las principales referencias, la cual proporciona un marco integral para el diseño de puentes utilizando el método de factores de carga y resistencia (LRFD), incluyendo criterios para combinaciones de carga, estados límite y seguridad estructural.

5.2.2 Selección del puente de referencia

El puente tiene ciertas limitaciones con respecto a su complejidad. Debe ser un puente de concreto reforzado. Además de eso deberá de tener soportes simplemente apoyados. Finalmente, para que el presente trabajo conserve su relevancia deberá de ser un puente ubicado en Guatemala.

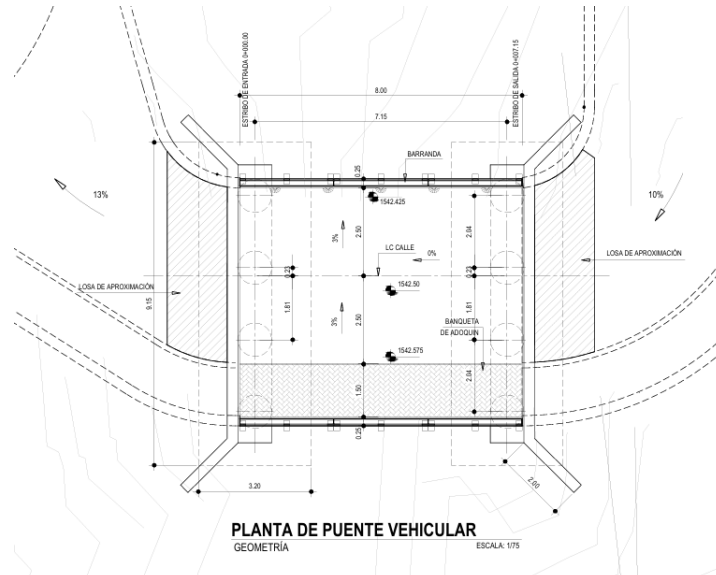
El puente seleccionado se encuentra ubicado en el municipio de Ciudad Vieja, departamento de Sacatepéquez. A continuación, se presentan los planos de dicho puente:

Figura 35. Perfil de puente vehicular



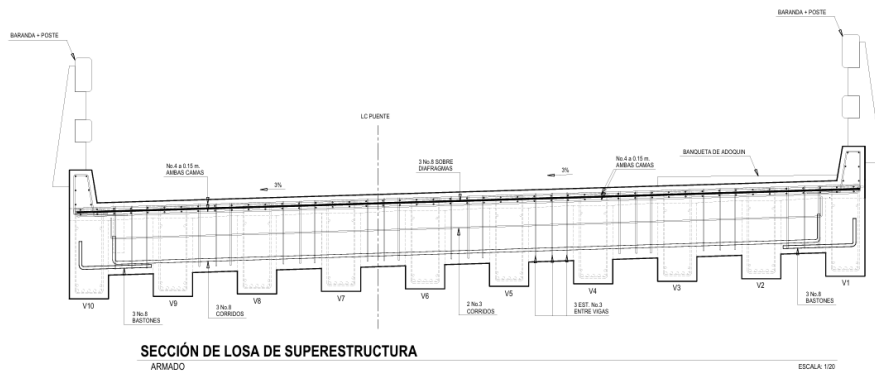
Fuente: Pallais, 2024.

Figura 36. Planta de puente vehicular



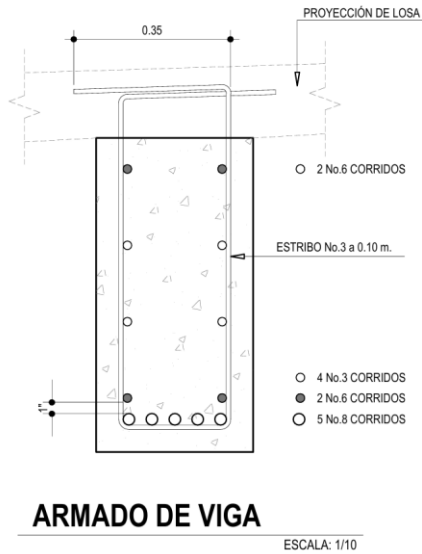
Fuente: Pallais, 2024.

Figura 37. Sección de losa de superestructura



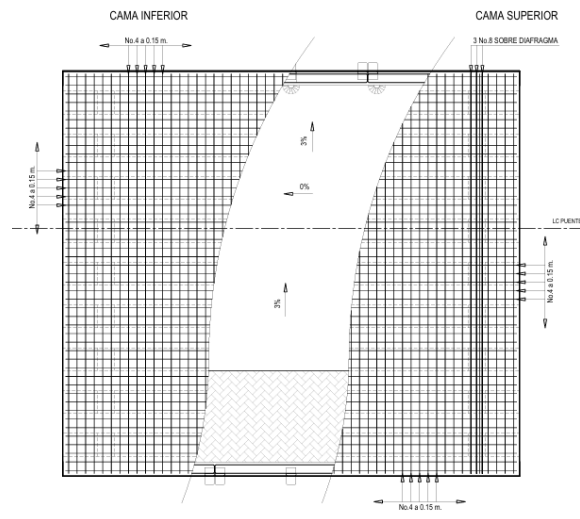
Fuente: Pallais, 2024.

Figura 38. Armado de viga



Fuente: Pallais, 2024.

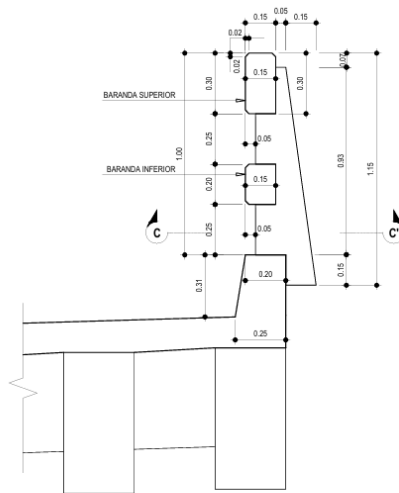
Figura 39. Planta armado de losa de superestructura



PLANTA ARMADO DE LOSA DE SUPERESTRUCTURA
ESCALA: 1/50

Fuente: Pallais, 2024.

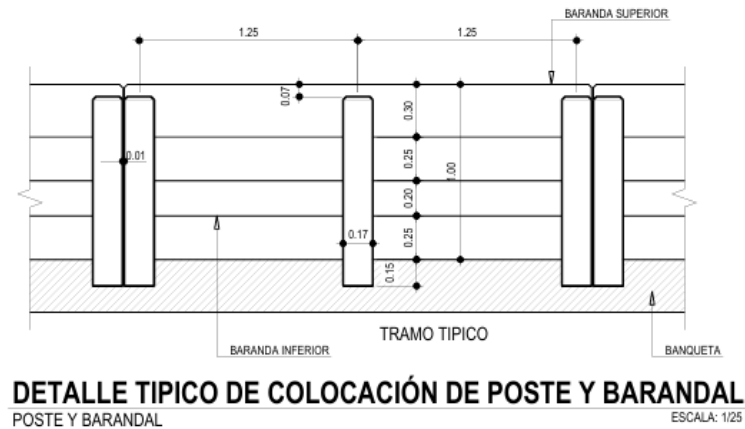
Figura 40. Geometría de acero, poste y barandal



GEOMETRÍA DE ACERO, POSTE Y BARANDAL
ESCALA: 1/15

Fuente: Pallais, 2024.

Figura 41. Detalle típico de colocación de poste y barandal



Fuente: Pallais, 2024.

5.3 Análisis de resistencia de viga y losa por medio de hojas de cálculo

5.3.1 Integración de carga viva y muerta en viga

En esta sección se determinarán las cargas vivas que aplican a la superestructura del puente seleccionado. Las cargas que aplican se enlistan a continuación:

- Cargas muertas de la superestructura. Peso propio, barandas, paso peatonal de adoquín y carpeta de rodadura.
- Carga viva HL-93 indicada por AASHTO.
- Impacto con vibraciones por carga viva.
- Carga viva de peatones.


A continuación, se presenta el procedimiento para calcular dichas cargas:

Integración de carga viva vehicular en vigas T:

Se determina la carga viva vehicular aplicando el teorema de Barre. Se encuentra el momento máximo y el cortante máximo al que estará expuesta la estructura por el modelo HL-93. Además, también se encuentra la posición crítica donde suceden las cargas máximas, esta información es importante debido a que en ese mismo punto se obtendrán los momentos y cortantes de las cargas muertas.

En las siguientes figuras se presenta el procedimiento:

Figura 43. Integración de carga viva HL-93 (Cont.)

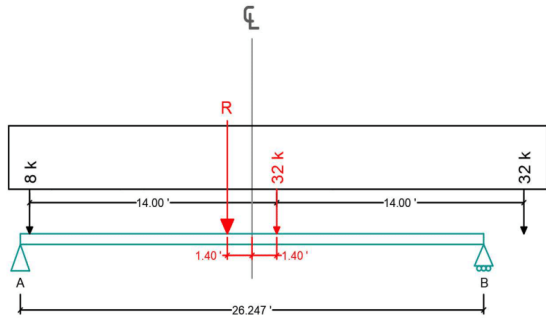
 <p>UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA</p>	<p>Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado</p> <p>Título: Momento y corte máximo de modelo HL-93. Sección: Momento y corte de camión T2-S1</p>	<p>Hojas totales 2 / 14</p> <p>Hojas de sección 2 / 9</p>
--	--	---

Se analiza desde FD para conocer el momento máximo:

Ubicación de la fuerza resultante
Resultante con todo el camión dentro del puente: $R = 40 \text{ kip}$

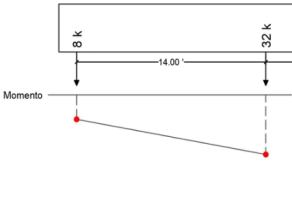
Momento respecto a FD Se posiciona R equidistante a FD
 $\bar{x} = 2.8 \text{ ft}$ $\bar{x}/2 = 1.40 \text{ ft}$

Nota: \bar{x} es la distancia de FD a la resultante.

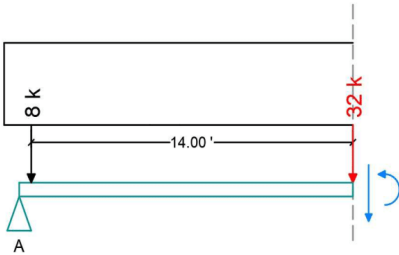


Sumatoria de momentos desde el apoyo B para conocer reacción en apoyo A
Ecuación $-1E-12$
 $R_A = 22.1336 \text{ kip}$

Cortamos el sistema y hacemos sumatoria de momentos en FD para conocer el momento en esta posición.
Ecuación $5.2E-12$
 $M_E = 209.454 \text{ kip-ft}$ Posible momento máximo.


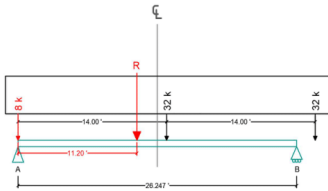
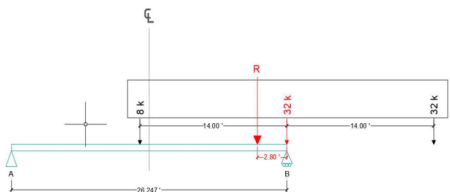


Momento



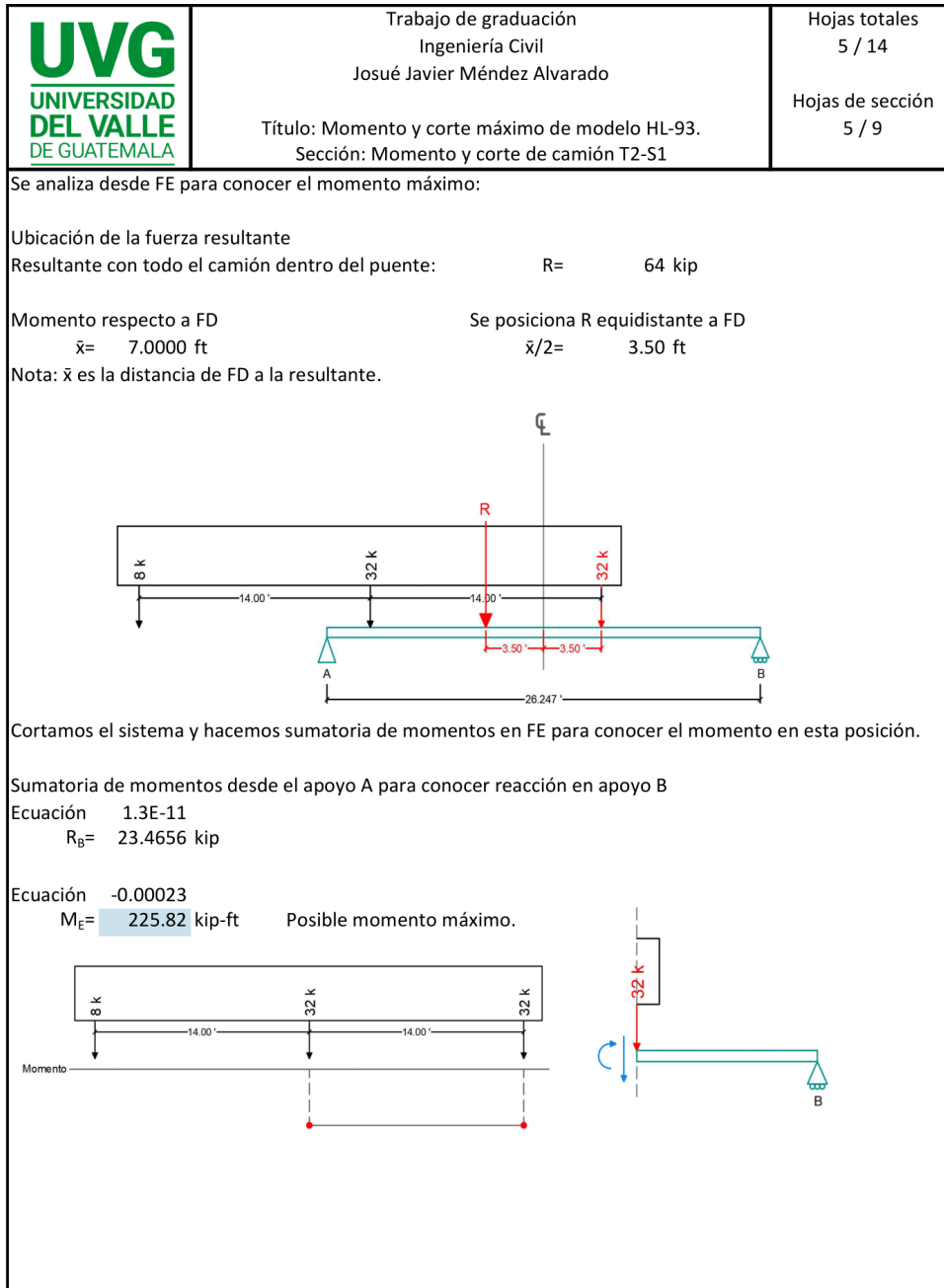
Fuente: Elaboración propia.

Figura 44. Integración de carga viva HL-93 (Cont.)

	<p>Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado</p> <p>Título: Momento y corte máximo de modelo HL-93. Sección: Momento y corte de camión T2-S1</p>	<p>Hojas totales 3 / 14</p> <p>Hojas de sección 3 / 9</p>
<p>Caso 1: FC en el apoyo.</p>  <p>Sumatoria de momentos desde B Ecuación -0.000602 $R_{Ay} = 22.93121$ kip</p> <p>Caso 2: FD en el apoyo.</p>  <p>Sumatoria de momentos desde A Ecuación 0.000938 $R_{By} = 35.73283$ kip</p>		


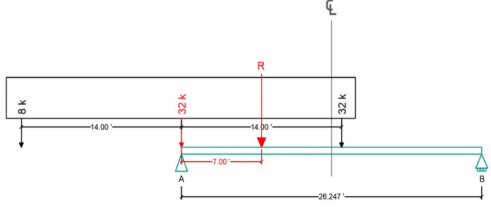
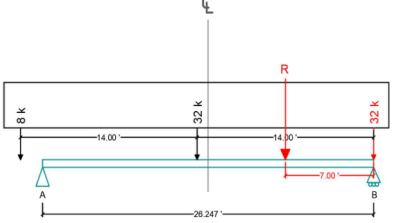
Fuente: Elaboración propia.

Figura 46. Integración de carga viva HL-93 (Cont.)




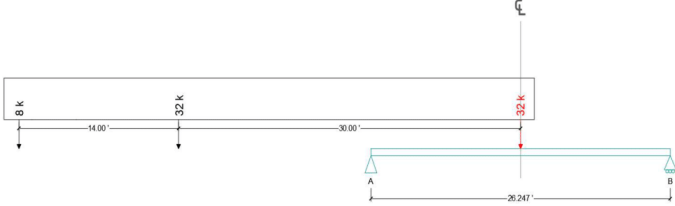
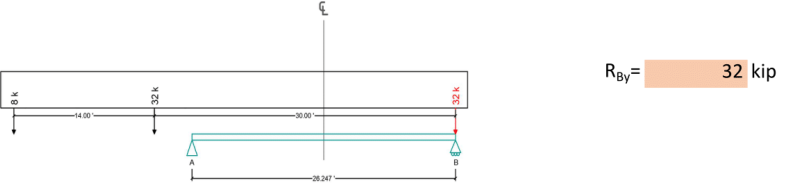
Fuente: Elaboración propia.

Figura 47. Integración de carga viva HL-93 (Cont.)

 <p>UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA</p>	<p>Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado</p> <p>Título: Momento y corte máximo de modelo HL-93. Sección: Momento y corte de camión T2-S1</p>	<p>Hojas totales 6 / 14</p> <p>Hojas de sección 6 / 9</p>
<p>Caso 1: FC en el apoyo.</p> <div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: flex-start;"> <div style="flex: 1;">  </div> <div style="flex: 1;"> <p>Sumatoria de momentos desde B Ecuación $-2.55E-11$ $R_{Ay} = 46.9312$ kip</p> </div> </div> <p>Caso 2: FD en el apoyo.</p> <div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: flex-start;"> <div style="flex: 1;">  </div> <div style="flex: 1;"> <p>Sumatoria de momentos desde B Ecuación $2.55E-11$ $R_{By} = 46.9312$ kip</p> </div> </div>		


Fuente: Elaboración propia.

Figura 48. Integración de carga viva HL-93 (Cont.)

 <p>UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA</p>	<p>Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado</p> <p>Título: Momento y corte máximo de modelo HL-93. Sección: Momento y corte de camión T2-S1</p>	<p>Hojas totales 7 / 14</p> <p>Hojas de sección 7 / 9</p>						
<p>CASO 3: Solo 32k en el puente</p> <p>Se analiza desde FE para conocer el momento máximo: Ubicación de la fuerza resultante</p> <p>Resultante con todo el camión dentro del puente: $R = 32 \text{ kip}$</p> <p>Momento respecto a FE Se posiciona R equidistante a FE $\bar{x} = 0 \text{ ft}$ $\bar{x}/2 = 0.00 \text{ ft}$</p> <p>Nota: \bar{x} es la distancia de FE a la resultante.</p> <div style="text-align: center; margin: 10px 0;">  </div> <p>Se calcula la reacción en el apoyo B y el momento máximo</p> <p>$R_B = 16 \text{ kip}$ $M_E = 209.974 \text{ kip-ft}$ Posible momento máximo.</p> <p>Se procede a calcular el cortante máximo</p> <div style="display: flex; align-items: center; margin: 10px 0;"> <div style="flex: 1;">  </div> <div style="flex: 0.5; margin-left: 20px;"> <p>$R_{By} = 32 \text{ kip}$</p> </div> </div> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-top: 10px; width: fit-content;"> <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="padding: 2px;">Momento máximo:</td> <td style="padding: 2px; background-color: #e0e0e0;">225.82 kip-ft</td> <td style="padding: 2px;">por cargas de 32Kips</td> </tr> <tr> <td style="padding: 2px;">Corte máximo:</td> <td style="padding: 2px; background-color: #ffe0b2;">46.93 kip</td> <td style="padding: 2px;">por cargas de 32Kips</td> </tr> </table> </div>			Momento máximo:	225.82 kip-ft	por cargas de 32Kips	Corte máximo:	46.93 kip	por cargas de 32Kips
Momento máximo:	225.82 kip-ft	por cargas de 32Kips						
Corte máximo:	46.93 kip	por cargas de 32Kips						

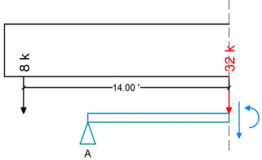
Fuente: Elaboración propia.

Figura 49. Integración de carga viva HL-93 (Cont.)

 <p>UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA</p>	<p>Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado</p> <p>Título: Momento y corte máximo de modelo HL-93. Sección: Momento y corte máximo de tándem.</p>	<p>Hojas totales 8 / 14</p> <p>Hojas de sección 8 / 9</p>
--	--	---

Momento y cortante máximo por tren de cargas

Momento en el centro cuando FD hace momento máximo:

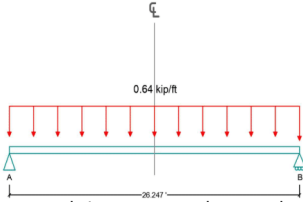


Cortamos el sistema y hacemos sumatoria de momentos en el centro para conocer el momento en esta posición.

Ecuación $-1.93E-12$

$M_{\text{centro}} = 195.947$ kip-ft

Máximo momento flector por carga uniformemente distribuida



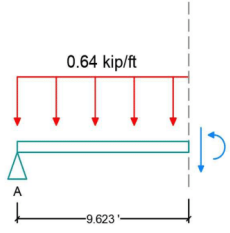
Carga 0.64 kip/ft

Reacciones $R_{Ay} = 8.398944$ kip

$R_{By} = 8.398944$ kip

Cortamos el sistema para obtener el momento en la posición crítica

La posición crítica es cuando se tienen las dos cargas de 32kips en el puente. Se analizará la fuerza FD.



Distancia del apoyo A al momento máximo del camión:
9.62335 ft


Sumatoria de momentos en el punto crítico para obtener el momento crítico

Ecuación $-1.32E-12$

$M_A = 51.19113$ kip-ft Posible momento máximo

Fuente: Elaboración propia.

Figura 50. Integración de carga viva HL-93 (Cont.)

 <p>UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA</p>	<p>Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado</p> <p>Título: Momento y corte máximo de modelo HL-93. Sección: Momento y corte máximo de tándem.</p>	<p>Hojas totales 9 / 14</p> <p>Hojas de sección 9 / 9</p>
--	--	---

Momento en el centro de la luz

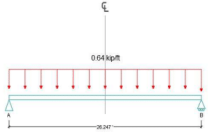
$M_{\text{centro}} = 55.1111 \text{ kip-ft}$

Caso 1: $M_{\text{máx camión}} + M_A = 277.01 \text{ kip-ft}$

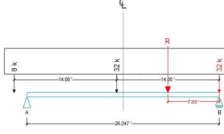
Caso 2: $M_{\text{centro camión}} + M_{\text{centro}} = 251.0581 \text{ kip-ft}$

Momento máximo por carga distribuida + camión es: **277.0091** kip-ft del caso 1.

Cortante máximo por carga distribuida



+



Reacciones

$R_{Ay} = 8.398944 \text{ kip}$

$R_{By} = 8.398944 \text{ kip}$


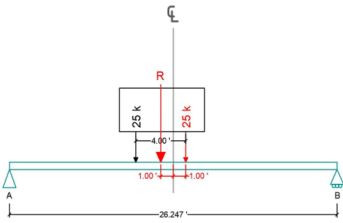
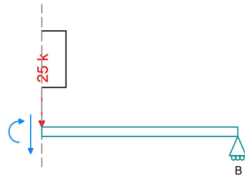
Reacción-corte máximo por el camión:

$R_{By} = 46.9312 \text{ kip}$

$R_{By} = V_{\text{max}} = 55.3301 \text{ kip}$ ubicado en el apoyo A.


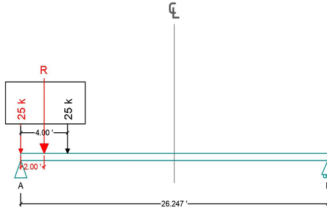
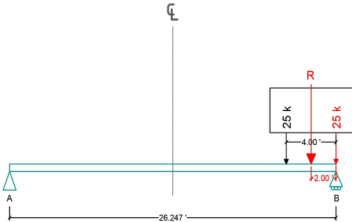
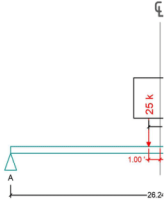
Fuente: Elaboración propia.

Figura 52. Integración de carga viva HL-93 (Cont.)

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado Título: Momento y corte máximo de modelo HL-93. Sección: Momento y corte máximo de tándem.	Hojas totales 11 / 14 Hojas de sección 2 / 4
<p>Momento respecto a FD Se posiciona R equidistante a FD</p> <p>Ecuación 0 $\bar{x}/2=$ 1.00 ft</p> <p>$\bar{x}=$ 2 ft</p> <p>Nota: \bar{x} es la distancia de FC a la resultante.</p> <div style="text-align: center;">  </div> <p>Sumatoria de momentos desde el apoyo A para conocer reacción en apoyo B</p> <p>Ecuación 0.00061</p> <p>$R_B=$ 23.095 kip</p> <p>Cortamos el sistema, hacemos sumatoria de momentos en FC para conocer el momento en la posición de FC</p> <p>Ecuación $-3.1E-12$</p> <p>$M_D=$ 279.989 kip-ft Posible momento máximo.</p> <div style="text-align: center;">  </div>		


Fuente: Elaboración propia.

Figura 53. Integración de carga viva HL-93 (Cont.)

 <p>UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA</p>	<p>Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado</p> <p>Título: Momento y corte máximo de modelo HL-93. Sección: Momento y corte máximo de tándem.</p>	<p>Hojas totales 12 / 14</p> <p>Hojas de sección 3 / 4</p>
<p>Caso 1: FC en el apoyo.</p> <div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: flex-start;"> <div style="flex: 1;">  </div> <div style="flex: 1;"> <p>Sumatoria de momentos desde B Ecuación -0.001212 $R_{Ay} = 46.19004$ kip</p> </div> </div> <p>Caso 2: FD en el apoyo.</p> <div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: flex-start;"> <div style="flex: 1;">  </div> <div style="flex: 1;"> <p>Sumatoria de momentos desde A Ecuación 0.001212 $R_{By} = 46.19004$ kip</p> </div> </div> <p>Momento en el centro cuando FD hace momento máximo:</p> <div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: flex-start;"> <div style="flex: 1;">  </div> <div style="flex: 1;"> <p>Cortamos el sistema y hacemos sumatoria de momentos en el centro para conocer el momento en esta posición. Ecuación $1.65E-12$ $M_{centro} = 278.0841$ kip-ft</p> </div> </div>		

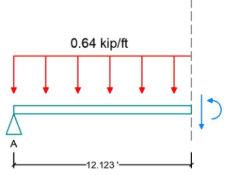
Fuente: Elaboración propia.

Figura 54. Integración de carga viva HL-93 (Cont.)

 <p>UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA</p>	<p>Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado</p> <p>Título: Momento y corte máximo de modelo HL-93. Sección: Momento y corte máximo de tándem.</p>	<p>Hojas totales 13 / 14</p> <p>Hojas de sección 4 / 4</p>
--	--	--

Momento y cortante máximo por tren de cargas

Cortamos el sistema para obtener el momento en la posición crítica
La posición crítica es en cualquiera de las dos cargas de 25K debido a que es sistema es simétrico.
Se analizará la fuerza FD.



Distancia del apoyo A al momento máximo del tándem:
12.1234 ft

Sumatoria de momentos en el punto crítico para obtener el momento crítico
Ecuación $2.76E-12$
 $M_A = 54.79114$ kip-ft Posible momento máximo

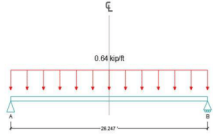
Momento en el centro de la luz

$M_{centro} = 55.1111$ kip-ft

Caso 1: $M_{m\acute{a}x\ t\acute{a}ndem} + M_A = 334.78$ kip-ft
Caso 2: $M_{centro\ t\acute{a}ndem} + M_{centro} = 333.1952$ kip-ft

Momento máximo por carga distribuida + tándem es: 334.7802 kip-ft del caso 1.

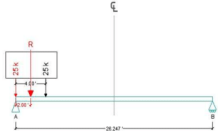
Cortante máximo por carga distribuida



Reacciones
 $R_{Ay} = 8.398944$ kip
 $R_{By} = 8.398944$ kip

Reacción-corte máximo por tándem:
 $R_{Ay} = 46.19004$ kip


+



$R_{Ay} = V_{max} = 54.589$ kip ubicado en el apoyo A.

Fuente: Elaboración propia.

Figura 55. Integración de carga viva HL-93 (Cont.)

 <p>UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA</p>	<p>Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado</p> <p>Título: Momento y corte máximo de modelo HL-93. Sección: Resumen momento y corte máximos finales.</p>	<p>Hojas totales 14 / 14</p> <p>Hojas de sección 1 / 1</p>
--	---	--

Resumen de resultados:

Camión + Carga de pista		
Momento máximo	277.01	kip-ft
Cortante máximo	55.33	kip

Tándem + Carga de pista		
Momento máximo	334.78	kip-ft
Cortante máximo	54.59	kip

Momento y corte final		
Momento máximo	334.78	kip-ft
Cortante máximo	55.33	kip

Incremento de cargas por efecto dinámico

Nota: Solamente se incrementa el camión y tándem.
Todos los estados límites excepto fatiga y fractura.

Camión*1.33 + Carga de pista		
Momento máximo	351.53	kip-ft
Cortante máximo	70.82	kip

Tándem*1.33 + Carga de pista		
Momento máximo	427.18	kip-ft
Cortante máximo	69.83	kip


Momento y corte final		
Momento máximo	427.18	kip-ft
Cortante máximo	70.82	kip

Table 3.6.2.1-1—Dynamic Load Allowance, *IM*

Component	IM
Deck Joints—All Limit States	75%
All Other Components:	
• Fatigue and Fracture Limit State	15%
• All Other Limit States	33%

A continuación se ingresa la posición crítica a SAP2000 y se busca la deflexión en ese punto.

Deflections



Deflection (2-dir)

0.136139 ft

at 12.1234 ft

Positive in -Z direction

$dy = 0.13614 \text{ ft}$

Fuente: Elaboración propia.

Factores de distribución de carga viva

Los momentos y cortes máximos que se presentan en el puente se deben de distribuir a las vigas exteriores e interiores. Para ello se utilizan tablas proporcionadas por las especificaciones AASHTO en la sección Beam-Slab Bridges (4.6.2.2). Dichas tablas tienen un listado de requisitos que se deben de cumplir para poder ser utilizadas, si no se cumplen se recurre al método de "Lever rule".

El procedimiento se muestra a continuación:

Figura 56. Factores de distribución de carga viva

Universidad del Valle de Guatemala
Trabajo de Graduación 2025

Josué Javier Méndez Alvarado
Carnet 21099

FACTORES DE DISTRIBUCIÓN DE CARGA VIVA

I. VIGA INTERIOR

Table 4.6.2.2b-1—Live Load Distribution Factor for Moment in Interior Beams

Type of Superstructure	Applicable Cross-Section from Table 4.6.2.2.1-1	Distribution Factors	Range of Applicability
Wood Deck on Wood or Steel Beams	a, 1	See Table 4.6.2.2a-1	
Concrete Deck on Wood Beams	1	One Design Lane Loaded: $\frac{S}{12.0}$ Two or More Design Lanes Loaded: $\frac{S}{10.0}$	$S \leq 6.0$
Concrete Deck or Filled Grid, Partially Filled Grid, or Unfilled Grid Deck Composite with Reinforced Concrete Slab on Steel or Concrete Beams; Concrete T-Beams, T- and Double T-Sections	a, c, k and also l, j if sufficiently connected to act as a unit	One Design Lane Loaded: $0.06 + \left(\frac{S}{14} \right) \left(\frac{K_g}{12.0L} \right)^{0.1}$ Two or More Design Lanes Loaded: $0.075 + \left(\frac{S}{9.5} \right) \left(\frac{K_g}{12.0L} \right)^{0.1}$ use lesser of the values obtained from the equation above with $N_b = 3$ or the lever rule	$3.5 \leq S \leq 16.0$ $4.5 \leq t_s \leq 12.0$ $20 \leq L \leq 240$ $N_b \geq 4$ $10,000 \leq K_g \leq 7,000,000$ $N_b = 3$

(AASHTO, 2020)

Chequeo de rango de aplicación	Rango de aplicabilidad	Chequeo
$N_b = 10.000$	$N_b \leq 3, N_b \geq 4$	F1
$S = 2.461$ ft	$3.5 \leq S \leq 16$	N.C.
$L = 26.246$ ft	$20 \leq L \leq 240$	O.K.
$K_g = 132868.930$ in4	$10,000 \leq K_g \leq 7,000,000$	O.K.
$t_s = 6.299$ in	$4.5 \leq t_s \leq 12$	O.K.
$EB = 3986.548$ ksi	-	-
$ED = 3986.548$ ksi	-	-
$n = 1.000$	-	-
$l = 24034.914$ in4	-	-
$A = 379.749$ in2	-	-
$e_g = 16.929$ in	-	-

Fuente: Elaboración propia.

Debido a que la separación entre vigas "S" no cumplió el chequeo, se tendrá que obtener los factores de distribución de carga viva por medio de el método de "Lever rule".

Table 4.6.2.2.3a-1—Live Load Distribution Factor for Shear in Interior Beams

Type of Superstructure	Applicable Cross-Section from Table 4.6.2.2.1-1	One Design Lane Loaded	Two or More Design Lanes Loaded	Range of Applicability
Wood Deck on Wood or Steel Beams	a, 1	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Concrete Deck on Wood Beams	1	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Concrete Deck or Filled Grid, Partially Filled Grid, or Unfilled Grid Deck Composite with Reinforced Concrete Slab on Steel or Concrete Beams; Concrete T-Beams, T- and Double T-Sections	a, c, k and also l, j if sufficiently connected to act as a unit	$0.36 + \frac{S}{25.0}$	$0.2 + \frac{S}{12} \left(\frac{S}{35} \right)^{1.5}$	$3.5 \leq S \leq 16.0$ $20 \leq L \leq 240$ $4.5 \leq t_s \leq 12.0$ $N_b \geq 4$ $N_b = 3$

(AASHTO, 2020)

En cuanto al factor de distribución de cortante, tampoco cumple por la separación de vigas "S". Se debe de utilizar "Lever rule" para encontrar el factor.

Fuente: Elaboración propia.

Figura 57. Factores de distribución de carga viva (Cont.)

1 Carril cargado

$S := 0.75 \text{ m} = 2.461 \text{ ft}$ Separación entre vigas

if ($S < 3.5 \text{ ft}$, "Usar Lever Rule", "Usar tabla") = "Usar Lever Rule"

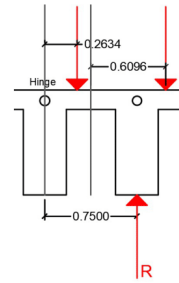
$\Sigma M_{\text{hinge}} = 0$ $P_1 := 25 \text{ kip}$ $d_1 := 0.2634 \text{ m}$ $d_2 := 0.9846 \text{ m}$

$P_{1n} := \frac{P_1}{\text{kip}} = 25$ $d_{1n} := \frac{d_1}{\text{ft}} = 0.864$ $d_{2n} := \frac{d_2}{\text{ft}} = 3.23$ $d_3 := 0.75 \frac{\text{m}}{\text{ft}} = 2.461$

$R_{1n} := -P_{1n} \cdot d_{1n} + R_{1int} \cdot d_3 = 0 \xrightarrow{\text{solve, } R_{1int}} 8.7800000000000016711$

$R_1 := R_{1n} \cdot \text{kip} = 8.78 \text{ kip}$

$r := \frac{R_1}{P_1} = 0.351$ Relación entre P1 y R



$g_{mc} := 1.2 \cdot r = 0.421$

2 Carriles cargados

$g_{interior.MyC} := 1 \cdot r = 0.351$

Fuente: Elaboración propia.

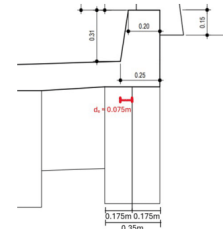
Figura 58. Factores de distribución de carga viva (Cont.)

II. VIGA EXTERIOR

Table 4.6.2.2d-1—Live Load Distribution Factor for Moment in Exterior Longitudinal Beams

Type of Superstructure	Applicable Cross-Section from Table 4.6.2.2.1-1	One Design Lane Loaded	Two or More Design Lanes Loaded	Range of Applicability
Wood Deck on Wood or Steel Beams	a, 1	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Concrete Deck on Wood Beams	1	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Concrete Deck or Filled Grid, Partially Filled Grid, or Unfilled Grid Deck Composite with Reinforced Concrete Slab on Steel or Concrete Beams; Concrete T-Beams, T- and Double T-Sections	a, c, k and also i, j if sufficiently connected to act as a unit	Lever Rule	$g = e g_{\text{interior}}$ $e = 0.77 + \frac{d_c}{9.1}$ use lesser of the values obtained from the equation above with $N_b = 3$ or the lever rule	$-1.0 \leq d_c \leq 5.5$ $N_b = 3$

(AASHTO, 2020)



Fuente: Elaboración propia.

La dimensión "de" se encuentra dentro del rango de aplicación, por lo tanto se puede utilizar la tabla 4.6.2.2d-1.

Table 4.6.2.2b-1—Live Load Distribution Factor for Shear in Exterior Beams

Type of Superstructure	Applicable Cross-Section from Table 4.6.2.2.1-1	One Design Lane Loaded	Two or More Design Lanes Loaded	Range of Applicability
Wood Deck on Wood or Steel Beams	a, 1	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Concrete Deck on Wood Beams	1	Lever Rule	Lever Rule	N/A
Concrete Deck or Filled Grid, Partially Filled Grid, or Unfilled Grid Deck Composite with Reinforced Concrete Slab on Steel or Concrete Beams; Concrete T-Beams, T- and Double T-Beams	a, c, k and also i, j if sufficiently connected to act as a unit	Lever Rule	$g = e g_{\text{interior}}$ $e = 0.6 + \frac{d_c}{10}$	$-1.0 \leq d_c \leq 5.5$ $N_b = 3$

(AASHTO, 2020)

La dimensión "de" se encuentra dentro del rango de aplicación, por lo tanto se puede utilizar la tabla 4.6.2.2b-1.

Fuente: Elaboración propia.

Figura 59. Factores de distribución de carga viva (Cont.)

1 Carril Cargado

Nota: Tabla indica que se debe utilizar Lever Rule.

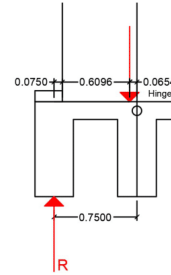
$$\Sigma M_{\text{hinge}} = 0 \quad P_{11} := 25 \text{ kip} \quad d_{11} := 0.0654 \text{ m} \quad d_{22} := 0.75 \text{ m}$$

$$P_{11n} := \frac{P_{11}}{\text{kip}} \quad d_{11n} := \frac{d_{11}}{\text{ft}} \quad d_{22n} := \frac{d_{22}}{\text{ft}}$$

$$R_{11n} := P_{11n} \cdot d_{11n} - R \cdot d_{22n} = 0 \xrightarrow{\text{solve, R}} 2.18$$

$$R_{1.int} := R_{11n} \cdot \text{kip} = 2.18 \text{ kip} \quad r_{int} := \frac{d_{11}}{d_{22}} = 0.087 \quad \text{Relación entre P1 y R}$$

$$g_{MC} := 1.2 \cdot r_{int} = 0.105 \quad \text{Aplicación del factor por presencia múltiple}$$



Momento: 2 Carriles cargados

$$b := 0.35 \text{ m} \quad \text{Ancho de la viga}$$

$$d_e := \frac{b}{2} - 0.25 \text{ m} = -0.246 \text{ ft}$$

if ($d_e \leq 5.5 \text{ ft}$, if ($-1 \text{ ft} \leq d_e$, "Usar tabla", "N.C. usar Lever Rule"), "N.C. usar Lever Rule") = "Usar tabla"

$$e := 0.77 + \frac{d_e}{9.1 \text{ ft}} = 0.743$$

$$g_{\text{exterior.M}} := e \cdot g_{\text{interior.M}yC} = 0.261$$

CORTE: 2 Carriles cargados

$$d_e = -0.246 \text{ ft}$$

$$e_{\text{corte}} := 0.6 + \frac{d_e}{10 \text{ ft}} = 0.575$$

$$g_{\text{exterior.C}} := e_{\text{corte}} \cdot g_{\text{interior.M}yC} = 0.202$$

RESUMEN FACTORES DE DISTRIBUCIÓN DE CARGA VIVA

	1 carril cargado	2 carriles cargados	
<i>Exterior</i>	$g_{MC} = 0.105$	$g_{\text{exterior.M}} = 0.261$	$g_{\text{exterior.C}} = 0.202$
<i>Interior</i>	$g_{mc} = 0.421$	$g_{\text{interior.M}yC} = 0.351$	

Fuente: Elaboración propia.

Integración de carga muerta y peatonal en vigas T

Conociendo el punto donde la carga viva genera el momento y el cortante crítico, se obtiene el momento y cortante máximo que generan las cargas muertas. Debe ser en la misma posición para poder sumar los momentos. Este procedimiento también se realizará para la carga viva de peatones. Luego de integrar las cargas se obtendrán los valores máximos con el software SAP2000. El cálculo se muestra a continuación:

Figura 60. Integración de cargas muertas y peatonal de vigas T.

Universidad del Valle de Guatemala
Trabajo de Graduación 2025

Josué Javier Méndez Alvarado
Carnet 21099

INTEGRACIÓN DE CARGAS

MATERIALES

1. Concreto

$f'_c := 4 \text{ ksi}$

$w_c := 145 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^3}$

$E_c := 120000 \cdot 1 \cdot \left(\frac{w_c}{\frac{\text{kip}}{\text{ft}^3}} \right)^2 \cdot \left(\frac{f'_c}{\text{ksi}} \right)^{0.33} \text{ ksi} = 3986.548 \text{ ksi}$

1. Acero

$E_s := 29000 \text{ ksi}$ $f_y := 60 \text{ ksi}$

ÁREA TRIBUTARIA (Macizo Compania, 2025)

$b := 0.35 \text{ m}$ $h := 0.7 \text{ m}$

$S_{vigas} := 0.75 \text{ m}$ Separación entre vigas de centro a centro

$L := 8 \text{ m}$ Longitud vigas $a := 7.1 \text{ m}$ Ancho total de puente

Viga de centro Viga exterior

$a_{t_vigas} := S_{vigas} = 0.75 \text{ m}$ $a_{t_vigas_ext} := \frac{S_{vigas}}{2} + 0.5 \cdot b = 0.55 \text{ m}$

$A_{T_vigas} := a_{t_vigas} \cdot L = 6 \text{ m}^2$ $A_{T_vigas_ext} := a_{t_vigas_ext} \cdot L = 4.4 \text{ m}^2$

I. CARGAS DC

1. Adoquin $a_{banqueta} := 1.5 \text{ m}$

$a_{ad} := 10 \text{ cm}$ $h_{ad} := 8 \text{ cm}$ $l_{ad} := 20 \text{ cm}$ $p_{ad} := 7.8 \text{ lbf}$ $V_{ad} := a_{ad} \cdot h_{ad} \cdot l_{ad} = 0.057 \text{ ft}^3$

$\gamma_{ad} := \frac{p_{ad}}{V_{ad}} = 0.138 \frac{\text{kip}}{\text{ft}^3}$ Peso específico adoquin

$\rho_{ad} := \frac{(\gamma_{ad} \cdot a_{banqueta} \cdot h_{ad})}{a} = 0.0077 \frac{\text{kip}}{\text{ft}^2}$ Carga del adoquin sobre todo el puente

2. Asfalto

$\gamma_{asf} := 0.14 \frac{\text{kip}}{\text{ft}^3}$ Peso del asfalto (AASHTO, 2020)

Fuente: Elaboración propia.

Figura 61. Integración de cargas muertas y peatonal de vigas T (Cont.)

3. Losa

$$a_l := 7.1 \text{ m} \quad h_l := 0.16 \text{ m} \quad l_l := 8 \text{ m} \quad V_l := a_l \cdot h_l \cdot l_l = 320.94 \text{ ft}^3$$

4. Diafragma

$$a_d := 0.3 \text{ m} \quad h_d := 0.49 \text{ m} \quad l_d := 0.75 \text{ m} - b = 0.4 \text{ m}$$

5. Barandas

Elemento 1 (Horizontal superior)

$$V_{b1} := (0.15 \cdot 0.30 \cdot 8) \text{ m}^3 = 0.36 \text{ m}^3$$

Elemento 2 (Horizontal inferior)

$$V_{b2} := (0.15 \cdot 0.20 \cdot 8) \text{ m}^3 = 0.24 \text{ m}^3$$

Elemento 3 (Bordillo)

$$V_{b3} := (0.2 \cdot 0.31 \cdot 8) \text{ m}^3 + (0.05 \cdot 0.31 \cdot 0.5 \cdot 8) \cdot \text{m}^3 = 0.558 \text{ m}^3 \quad \text{Nota: Rectángulo + triángulo}$$

Elemento 4 (Poste)

$$V_{b4} := ((0.15 \cdot 1.15 - (0.15 \cdot 0.15 + 0.1 \cdot 0.2 + 0.1 \cdot 0.23) + (0.15 \cdot 1 \cdot 0.5)) \cdot 9 \cdot 0.17) \text{ m}^3 = 0.278 \text{ m}^3$$

Rectángulo menos 3 cuadrados de elementos 1 y 2. Se le suma triángulo y se multiplica por la cantidad de postes por su ancho 0.17

$$V_b := V_{b1} + V_{b2} + V_{b3} + V_{b4} = 1.436 \text{ m}^3$$

$$W_b := \frac{V_b \cdot w_c}{L} = 0.28025 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

INTEGRACIÓN DE CARGAS

1. Viga exterior

$$A_{T_vigas_ext} = 4.4 \text{ m}^2 \quad a_{t_vigas_ext} = 0.55 \text{ m}$$

$$W_{losa} := (a_{t_vigas_ext} \cdot h_l) \cdot w_c = 0.137 \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad \text{Losa}$$

$$W_{pp_ext} := b \cdot h \cdot w_c = 0.382 \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad \text{Peso propio viga}$$

$$W_b = 0.2802 \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad \text{Baranda}$$

Fuente: Elaboración propia.

Figura 62. Integración de cargas muertas y peatonal de vigas T (Cont.)

$$W_{ad} := \rho_{ad} \cdot (a_{t_vigas_ext}) = 0.014 \frac{kip}{ft} \quad \text{Adoquín}$$

$$P_{diaf} := \left(a_d \cdot h_d \cdot \frac{l_d}{2} \right) \cdot w_c = 0.151 \text{ kip} \quad \text{Puntual de diafragma}$$

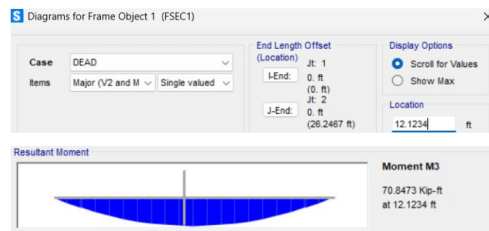
$$W_{total} := W_{losa} + W_{pp_ext} + W_b + W_{ad} = 0.814 \frac{kip}{ft} \quad \text{Carga distribuida sobre viga exterior}$$

$$P_{total} := P_{diaf} = 0.151 \text{ kip} \quad \text{Carga puntual sobre viga exterior}$$

Momento máximo en posición crítica del modelo HL-93:

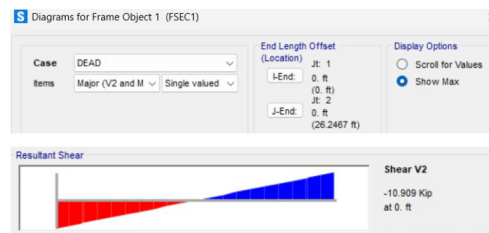
$$x := 4 \text{ m} - 1 \text{ ft} = 12.1234 \text{ ft}$$

$$M_{max_ext} := 70.8473 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$



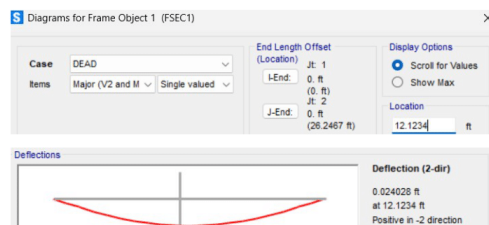
Corte máximo en posición crítica del modelo HL-93:

$$V_{max_ext} := 10.909 \text{ kip}$$



Deflexión máxima en posición crítica del modelo HL-93:

$$D_{ext} := 0.024028 \text{ ft}$$



Fuente: Elaboración propia.

Figura 63. Integración de cargas muertas y peatonal de vigas T (Cont.)

2. Viga interior

$$A_{T_vigas} = 6 \text{ m}^2$$

$$a_{t_vigas} = 0.75 \text{ m}$$

$$W_{losa.int} := (a_{t_vigas} \cdot h_l) \cdot w_c = 0.187 \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad \text{Losa}$$

$$W_{pp.int} := b \cdot h \cdot w_c = 0.382 \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad \text{Peso propio viga}$$

$$W_{ad.int} := \rho_{ad} \cdot (a_{t_vigas}) = 0.019 \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad \text{Adoquín}$$

$$P_{diaf.int} := (a_d \cdot h_d \cdot l_d) \cdot w_c = 0.30109 \text{ kip} \quad \text{Puntual de diafragma}$$

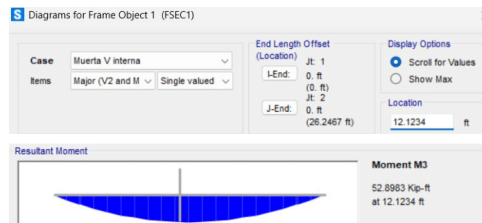
$$W_{total.int} := W_{losa.int} + W_{pp.int} + W_{ad.int} = 0.589 \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \quad \text{Carga distribuida sobre viga interior}$$

$$P_{total.int} := P_{diaf.int} = 0.301 \text{ kip} \quad \text{Carga puntual sobre viga interior}$$

Momento máximo en posición crítica del modelo HL-93:

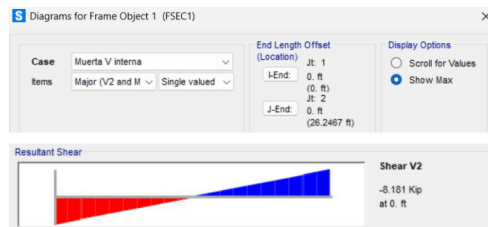
$$x = 12.1234 \text{ ft}$$

$$M_{max.int} := 52.8983 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$



Corte máximo en posición crítica del modelo HL-93:

$$V_{max.int} := 8.181 \text{ kip}$$

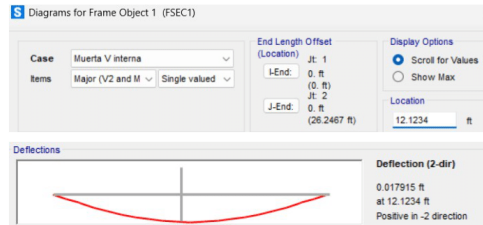


Fuente: Elaboración propia.

Figura 64. Integración de cargas muertas y peatonal de vigas T (Cont.)

Deflexión máxima en posición crítica del modelo HL-93:

$$D_{int} := 0.017915 \text{ ft}$$



RESUMEN DC

	Momentos máximos	Cortes máximos	Deflexión máxima
<i>Exterior</i>	$M_{max.ext} = 70.847 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	$V_{max.ext} = 10.909 \text{ kip}$	$D_{ext} = 0.02403 \text{ ft}$
<i>Interior</i>	$M_{max.int} = 52.898 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	$V_{max.int} = 8.181 \text{ kip}$	$D_{int} = 0.01792 \text{ ft}$

Fuente: Elaboración propia.

Figura 65. Integración de cargas muertas y peatonal de vigas T (Cont.)

II. CARGA DW

$\gamma_{asf} = 0.14 \frac{kip}{ft^3}$ Peso del asfalto (AASHTO, 2020) $a = 7.1 \text{ m}$ Ancho del puente

$a_{asf} := 5 \text{ m}$ Ancho de asfalto

$h_{asf} := 5 \text{ cm}$ Espesor del asfalto

$\rho_{asf} := \frac{(\gamma_{asf} \cdot a_{asf} \cdot h_{asf})}{a} = 0.0162 \frac{kip}{ft^2}$ Carga del asfalto sobre todo el puente

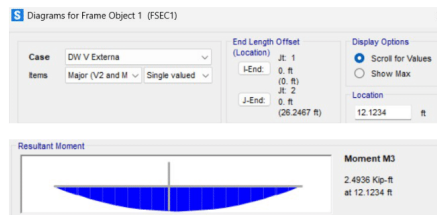
1. Viga exterior

$W_{asf} := \rho_{asf} \cdot (a_{t_{vigas_ext}}) = 0.02918 \frac{kip}{ft}$ Carga de Asfalto

Momento máximo en posición crítica del modelo HL-93:

$x = 12.1234 \text{ ft}$

$M_{max.ext.DW} := 2.4936 \text{ kip} \cdot \text{ft}$



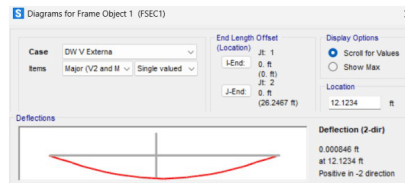
Corte máximo en posición crítica del modelo HL-93:

$V_{max.ext.DW} := 0.383 \text{ kip}$



Deflexión máxima en posición crítica del modelo HL-93:

$D_{ext.DW} := 0.000846 \text{ ft}$



Fuente: Elaboración propia.

Figura 66. Integración de cargas muertas y peatonal de vigas T (Cont.)

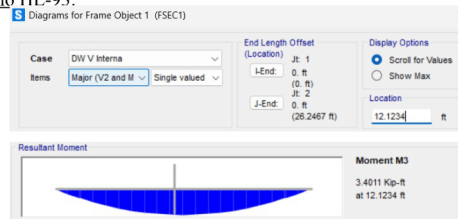
Viga interior

$$W_{asf.int} := \rho_{asf} \cdot (a_{t.vigas}) = 0.0398 \frac{kip}{ft}$$

Carga de Asfalto

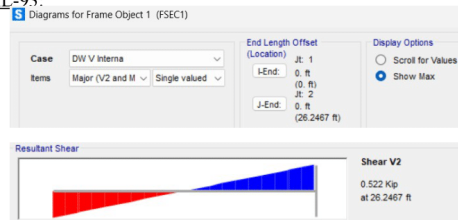
Momento máximo en posición crítica del modelo HL-93:

$$M_{max.int.DW} := 3.4011 \text{ kip} \cdot ft$$



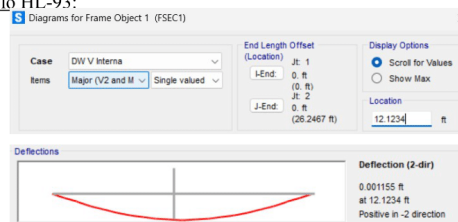
Corte máximo en posición crítica del modelo HL-93:

$$V_{max.int.DW} := 0.522 \text{ kip}$$



Deflexión máxima en posición crítica del modelo HL-93:

$$D_{int.DW} := 0.001155 \text{ ft}$$



RESUMEN DW

	Momentos máximos	Cortes máximos	Deflexión máxima
Exterior	$M_{max.ext.DW} = 2.494 \text{ kip} \cdot ft$	$V_{max.ext.DW} = 0.383 \text{ kip}$	$D_{ext.DW} = 0.00085 \text{ ft}$
Interior	$M_{max.int.DW} = 3.401 \text{ kip} \cdot ft$	$V_{max.int.DW} = 0.522 \text{ kip}$	$D_{int.DW} = 0.00116 \text{ ft}$

Fuente: Elaboración propia.

Figura 67. Integración de cargas muertas y peatonal de vigas T (Cont.)

III. CARGA PL

$$\rho_{peat} := 75 \frac{lb_f}{ft^2}$$

Carga peatonal por área

$$a_{banqueta} = 1.5 \text{ m}$$

Ancho de banqueta

1. Viga exterior

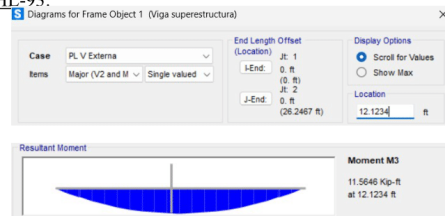
$$W_{peat} := \rho_{peat} \cdot (a_{t_vigas_ext}) = 0.13533 \frac{kip}{ft}$$

Carga de Asfalto

Momento máximo en posición crítica del modelo HL-93:

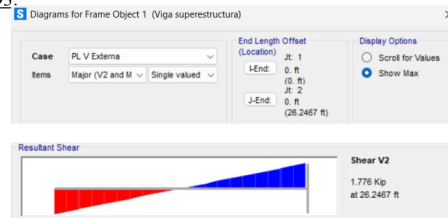
$$x = 12.1234 \text{ ft}$$

$$M_{max.ext.PL} := 11.5646 \text{ kip} \cdot ft$$



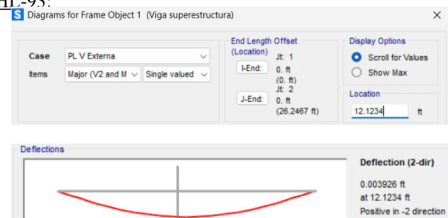
Corte máximo en posición crítica del modelo HL-93:

$$V_{max.ext.PL} := 1.776 \text{ kip}$$



Deflexión máxima en posición crítica del modelo HL-93:

$$D_{ext.PL} := 0.003926 \text{ ft}$$



Fuente: Elaboración propia.

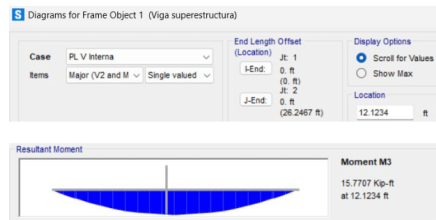
Figura 68. Integración de cargas muertas y peatonal de vigas T (Cont.)

Viga interior

$$W_{peat.int} := \rho_{peat} \cdot (a_{t_vigas}) = 0.18455 \frac{kip}{ft} \quad \text{Carga de Asfalto}$$

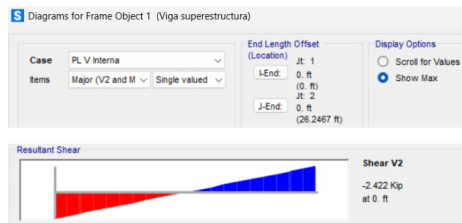
Momento máximo en posición crítica del modelo HL-93:

$$M_{max.int.PL} := 15.7707 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$



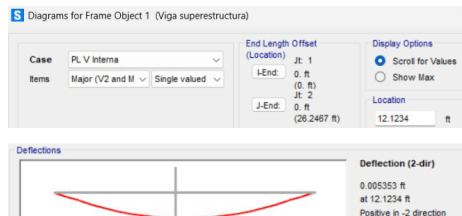
Corte máximo en posición crítica del modelo HL-93:

$$V_{max.int.PL} := 2.422 \text{ kip}$$



Deflexión máxima en posición crítica del modelo HL-93:

$$D_{int.PL} := 0.005353 \text{ ft}$$



RESUMEN PL

	Momentos máximos	Cortes máximos	Deflexión máxima
<i>Exterior</i>	$M_{max.ext.PL} = 11.565 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	$V_{max.ext.PL} = 1.776 \text{ kip}$	$D_{ext.PL} = 0.00393 \text{ ft}$
<i>Interior</i>	$M_{max.int.PL} = 15.771 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	$V_{max.int.PL} = 2.422 \text{ kip}$	$D_{int.PL} = 0.00535 \text{ ft}$


Fuente: Elaboración propia.

5.3.2 Integración de carga viva y muerta en losa

Como se realizó anteriormente se debe de encontrar el momento y cortante máximo de las cargas vivas y muertas en la losa. La losa se analiza transversalmente, por lo tanto, se analizará con una longitud de 3.25m y un ancho de 0.75m.

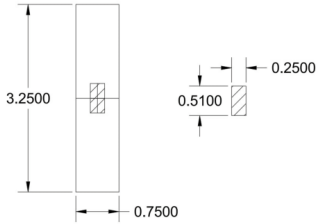
La carga muerta estará distribuida al igual que la carga viva peatonal. En cuanto a la carga viva vehicular se analizará el modelo HL-93: carga de camión y tándem, los dos con carga de pista, para analizar cuál de los dos sistemas le demanda más al elemento. Debido a que la losa se analizará simplemente apoyada se puede utilizar el método de Pigeaud para encontrar el momento máximo. En cuanto al cortante se utilizará la franja equivalente explicada en las especificaciones AASHTO. Para finalizar se calcularán las deflexiones con el objetivo de verificar que no superen la deflexión máxima permitida por las especificaciones.

Figura 69. Momento y corte máximo por HL-93

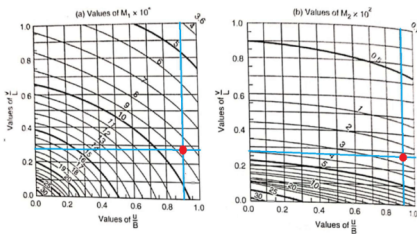
 <p>UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA</p>	<p>Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado</p> <p>Título: Momento y corte máximo por HL-93. Sección: Pigeaud's Method: Carga de camión.</p>	<p>Hojas totales 1 / 4</p> <p>Hojas de sección 1 / 1</p>
--	---	--

Pigeaud's Method: Carga de camión.
Implementación del método Pigeaud para obtener el momento que se genera por el camión.

P = 16 kip
a = 0.51 m = 1.673208 ft
b = 0.25 m = 0.8202 ft
Espesor = 0.21 m = 0.688968 ft
L = 3.25 m = 10.6626 ft
B = 0.75 m = 2.4606 ft
μ = 0.2
C = 1
I = 1
W = 2.385628 kip/ft²
P_{pista} = 6.8241 kip = 0.64*L
Continuidad = 0.8
Impacto = 1.33



Y = 0.645 m = 2.116116 ft
V = 3.051 ft
u = 2.198 ft
u/B = 0.893
v/L = 0.286
K = 0.231
m1 = 0.088 kN-m = 0.064905 kip-ft
m2 = 0.026 kN-m = 0.019177 kip-ft



Moment Coefficients m and m₂ for K = 0.2

Gráficas para los coeficientes adimensionales m1 y m2

Table 4.6.2.1.3-1—Equivalent Strips


Type of Deck	Direction of Primary Strip Relative to Traffic	Width of Primary Strip (in.)
Concrete:	Overhang	45.0 + 10.0X
	Either Parallel or Perpendicular	+M: 26.0 + 6.6S -M: 48.0 + 3.0S

Por Continuidad

MB = 1.255 kip - ft
ML = 0.587 kip - ft
1.255 kip - ft

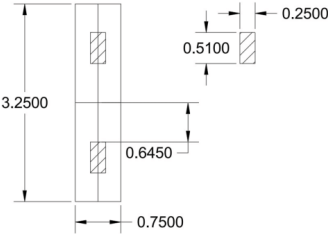
Fuente: Elaboración propia.

Figura 70. Momento y corte máximo por HL-93 (Cont.)

 <p>UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA</p>	<p>Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado</p> <p>Título: Momento y corte máximo por HL-93. Sección: Pigeaud's Method: Carga de tándem.</p>	<p>Hojas totales 2 / 4</p> <p>Hojas de sección 1 / 1</p>
--	---	--

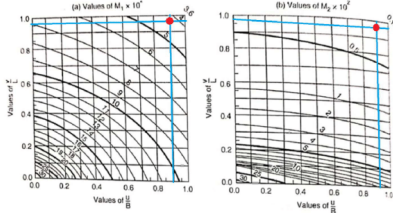
Pigeaud's Method: Carga de Tándem.
Implementación del método Pigeaud para obtener el momento que se genera por el tándem.

P = 12.5 kip
a = 0.51 m = 1.673208 ft
b = 0.25 m = 0.8202 ft
Espesor = 0.21 m = 0.688968 ft
L = 3.25 m = 10.6626 ft
B = 0.75 m = 2.4606 ft
μ = 0.2
C = 1
I = 1
W = 1.8638 kip/ft²
W_{pista} = 1.0175 kip/ft²
Continuidad = 0.8
Impacto = 1.33



Y = 0.645 m = 2.116116 ft
V = 3.051 ft
u = 2.198 ft
V1 = 10.335 ft
u/B = 0.893
v/L = 0.969
K = 0.231
m1 = 0.044 kN-m = 0.032453 kip-ft
m2 = 0.002 kN-m = 0.001523 kip-ft

MB = 2.144 kip - ft
ML = 0.339 kip - ft



Moment Coefficients m, and m, for K = 0.2

Gráficas para los coeficientes adimensionales m1 y m2

Por Continuidad


MB = 1.715 kip - ft
ML = 0.271 kip - ft
1.715 kip - ft

Table 4.6.2.1.3-1—Equivalent Strips

Type of Deck	Direction of Primary Strip Relative to Traffic	Width of Primary Strip (in.)
Concrete:	Overhang	45.0 + 10.0X
	Either Parallel or Perpendicular	+M: 26.0 + 6.6S -M: 48.0 + 3.0S


Fuente: Elaboración propia.

Figura 71. Momento y corte máximo por HL-93 (Cont.)

 <p>UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA</p>	<p>Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado</p> <p>Título: Momento y corte máximo por HL-93. Sección: Cortante por el método de franja.</p>	<p>Hojas totales 3 / 4</p> <p>Hojas de sección 1 / 1</p>												
<p>Método de franja <i>Implementación del método de franja para corte máximo generado por camión.</i></p> <div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: 45%;"> <p>P = 16 kip be = 18.407 ft W_{corte} = 0.869235 kip/ft W_{pista} = 0.64 kip/ft</p> </div> <div style="width: 50%;"> <p><small>Table 4.6.2.1.3-1—Equivalent Strips</small></p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; font-size: small;"> <thead> <tr> <th>Type of Deck</th> <th>Direction of Primary Strip Relative to Traffic</th> <th>Width of Primary Strip (in.)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="3">Concrete:</td> <td rowspan="3">• Cast-in-place</td> <td>Overhang</td> <td>45.0 + 10.0X</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">Either Parallel or Perpendicular</td> <td>+M:</td> <td>26.0 + 6.6S</td> </tr> <tr> <td>-M:</td> <td>48.0 + 3.0S</td> </tr> </tbody> </table> </div> </div> <p>Posición de corte máximo</p> <div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: 45%;"> <p>L = 2.461 ft V = 1.857 kip</p> </div> <div style="width: 50%;"> <p>Franja "be" según Tabla 4.6.2.1.3-1 de AASTHO 2020</p> </div> </div> <p><i>Implementación del método de franja para corte máximo generado por tandem.</i></p> <div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: 45%;"> <p>P = 25 kip be = 18.407 ft W_{corte} = 1.358179 kip/ft W_{pista} = 0.64 kip/ft</p> </div> </div> <p>Posición de corte máximo</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: 45%;"> <p>L = 2.461 ft V = 2.459 kip</p> </div>			Type of Deck	Direction of Primary Strip Relative to Traffic	Width of Primary Strip (in.)	Concrete:	• Cast-in-place	Overhang	45.0 + 10.0X	Either Parallel or Perpendicular	+M:	26.0 + 6.6S	-M:	48.0 + 3.0S
Type of Deck	Direction of Primary Strip Relative to Traffic	Width of Primary Strip (in.)												
Concrete:	• Cast-in-place	Overhang	45.0 + 10.0X											
		Either Parallel or Perpendicular	+M:	26.0 + 6.6S										
			-M:	48.0 + 3.0S										

Fuente: Elaboración propia.

Figura 72. Momento y corte máximo por HL-93 (Cont.)

 <p>UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA</p>	<p>Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado</p>	<p>Hojas totales 4 / 4</p>
	<p>Título: Momento y corte máximo por HL-93. Sección: Momentos, cortantes y deflexiones.</p>	<p>Hojas de sección 1 / 1</p>

Propiedades de la losa:	
E =	3986.548 ksi = 574062.9 ksf
A _T =	0.75 m = 2.4606 ft
I =	0.029659 ft ⁴
L =	3.25 m = 10.6626 ft

Momentos, cortes y deflexiones por cargas:													
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">DC</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>W =</td> <td>0.187 klf</td> </tr> <tr> <td>M =</td> <td>2.662 kip-ft</td> </tr> <tr> <td>V =</td> <td>0.998 kip</td> </tr> <tr> <td>Δ =</td> <td>0.002 ft</td> </tr> </tbody> </table>	DC		W =	0.187 klf	M =	2.662 kip-ft	V =	0.998 kip	Δ =	0.002 ft	= 0.022216 in		
DC													
W =	0.187 klf												
M =	2.662 kip-ft												
V =	0.998 kip												
Δ =	0.002 ft												
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">DW</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>w =</td> <td>0.040 klf</td> </tr> <tr> <td>M =</td> <td>0.566 kip-ft</td> </tr> <tr> <td>V =</td> <td>0.212 kip</td> </tr> <tr> <td>Δ =</td> <td>0.000393 ft</td> </tr> </tbody> </table>	DW		w =	0.040 klf	M =	0.566 kip-ft	V =	0.212 kip	Δ =	0.000393 ft	= 0.00472 in		
DW													
w =	0.040 klf												
M =	0.566 kip-ft												
V =	0.212 kip												
Δ =	0.000393 ft												
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">LL</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>P =</td> <td>16 kip</td> </tr> <tr> <td>W =</td> <td>0.157 kip/ft</td> </tr> <tr> <td>be =</td> <td>18.407 ft</td> </tr> <tr> <td>M =</td> <td>1.715 kip-ft</td> </tr> <tr> <td>V =</td> <td>2.459 kip</td> </tr> </tbody> </table>	LL		P =	16 kip	W =	0.157 kip/ft	be =	18.407 ft	M =	1.715 kip-ft	V =	2.459 kip	<p>Nota: Se obtuvo al partir del momento máximo.</p>
LL													
P =	16 kip												
W =	0.157 kip/ft												
be =	18.407 ft												
M =	1.715 kip-ft												
V =	2.459 kip												
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Mayoración por impacto IM.</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IM =</td> <td>0.33</td> </tr> <tr> <td>M =</td> <td>2.281 kip-ft</td> </tr> <tr> <td>V =</td> <td>3.270 kip</td> </tr> <tr> <td>Δ =</td> <td>0.0021 ft</td> </tr> </tbody> </table>	Mayoración por impacto IM.		IM =	0.33	M =	2.281 kip-ft	V =	3.270 kip	Δ =	0.0021 ft	= 0.024735 in		
Mayoración por impacto IM.													
IM =	0.33												
M =	2.281 kip-ft												
V =	3.270 kip												
Δ =	0.0021 ft												
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">PL: Carga peatonal.</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Carga =</td> <td>75 psf</td> </tr> <tr> <td>W =</td> <td>0.185 kip/ft</td> </tr> <tr> <td>M =</td> <td>2.623 kip-ft</td> </tr> <tr> <td>V =</td> <td>0.984 kip</td> </tr> <tr> <td>Δ =</td> <td>0.00182 ft</td> </tr> </tbody> </table>	PL: Carga peatonal.		Carga =	75 psf	W =	0.185 kip/ft	M =	2.623 kip-ft	V =	0.984 kip	Δ =	0.00182 ft	= 0.021891 in
PL: Carga peatonal.													
Carga =	75 psf												
W =	0.185 kip/ft												
M =	2.623 kip-ft												
V =	0.984 kip												
Δ =	0.00182 ft												

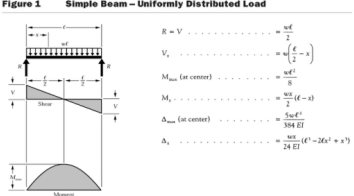


Figure 1 Simple Beam – Uniformly Distributed Load

$$R = V = \frac{wL}{2}$$

$$V_x = w \left(\frac{L}{2} - x \right)$$

$$M_{max} \text{ (at center)} = \frac{wL^2}{8}$$

$$M_x = \frac{wx}{2} (L - x)$$

$$\Delta_{max} \text{ (at center)} = \frac{5wL^4}{384 EI}$$

$$\Delta_x = \frac{wx}{24 EI} (L^3 - 2Lx^2 + x^3)$$

Fuente: Elaboración propia.

5.3.3 Determinando la capacidad de la viga T

Figura 73. Capacidad de vigas T

CAPACIDAD DE VIGA T DE CONCRETO REFORZADO DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE

Funciones para encontrar las dimensiones de las barras de acero:

Tabla A.2 Designaciones, áreas, perímetros y pesos de varillas estándar

Unidades usuales en EUA			
Varilla núm.	Diámetro (plg)	Área de sección transversal (plg ²)	Peso unitario (lb/pie)
3	0.375	0.11	0.376
4	0.500	0.20	0.668
5	0.625	0.31	1.043
6	0.750	0.44	1.502
7	0.875	0.60	2.044
8	1.000	0.79	2.670
9	1.128	1.00	3.400
10	1.270	1.27	4.303
11	1.410	1.56	5.313
14	1.693	2.25	7.650
18	2.257	4.00	13.600

Varilla núm.	Diámetro (in)	Área de sección transversal (in ²)	Peso unitario (lb/ft)
3	0.375	0.11045	0.376
4	0.5	0.19635	0.668
5	0.625	0.3068	1.043
6	0.75	0.44179	1.502

FUNCIONES ESPECÍFICAS PARA LAS PROPIEDADES:

$$\overline{D}(barra) := D_{match(barra, No.Barra)_0} \cdot in \quad \text{Función para el cálculo del diámetro de la barra.}$$

$$\overline{Área}_{st}(barra) := \overline{Área}_{st_{match(barra, No.Barra)_0}} \cdot in^2 \quad \text{Función para el cálculo del área de la barra.}$$

$$\overline{\gamma}_{acero}(barra) := \overline{\gamma}_{acero_{match(barra, No.Barra)_0}} \cdot \frac{lb}{in} \quad \text{Función para el cálculo del peso unitario.}$$

Materiales y Momento Último

Acero

$$f_y := 60 \text{ ksi} \quad \text{Esfuerzo de fluencia del acero} \quad E := 29000 \text{ ksi} \quad \text{Módulo E}$$

$$\epsilon_y := \frac{f_y}{E} = 0.00207$$

$$\overline{Estribos} := 3 \quad \text{No. de varillas a utilizar a cortante}$$

$$\overline{Refuerzo_transversal} := \text{"Estribo"} \quad \text{Estribo/Espiral}$$

$$\overline{S}_{st_v} := 1 \text{ in} \quad \text{Separación vertical entre filas de varillas en tensión}$$

$$\overline{A}_{sr_t} := 5 \cdot \overline{Área}_{st}(8) + 2 \cdot \overline{Área}_{st}(6) = 4.811 \text{ in}^2 \quad \text{Área de acero en tensión}$$

$$\overline{A}_{sr_c} := 2 \cdot \overline{Área}_{st}(6) = 0.884 \text{ in}^2 \quad \text{Área de acero en compresión}$$

Fuente: Elaboración propia.

Figura 74. Capacidad de vigas T (Cont.)

$A_{sr,t} := 5 \cdot \text{Área}_{st}(8) + 2 \cdot \text{Área}_{st}(6) = 4.811 \text{ in}^2$ Área de acero en tensión

$A_{sr,c} := 2 \cdot \text{Área}_{st}(6) = 0.884 \text{ in}^2$ Área de acero en compresión

$A_{tr} := 2 \cdot \text{Área}_{st}(\text{Estribos}) = 0.221 \text{ in}^2$ Área de acero transversal por cada separación S

$S_{estribos} := 0.10 \text{ m}$ Separación de estribos

Concreto

$f'_c := 4 \text{ ksi}$ Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días

$\gamma_c := 145 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^3}$ Peso del concreto

$\beta_1 := \text{if} \left(f'_c > 4 \text{ ksi}, 0.85 - \left(\frac{f'_c}{\text{ksi}} - 4 \right) \cdot 0.05, 0.85 \right) = 0.85$

$R := 5 \text{ cm} = 1.969 \text{ in}$ Recubrimiento $d_{agg} := 2 \text{ cm}$ Diámetro del agregado grueso

$\lambda := 1$ Gamma para peso normal

Sistema

$L := 8 \text{ m}$ Longitud de la viga

$h_{losa} := 0.16 \text{ m}$

Dimensiones de la viga

Chequeo de h mínimo

$\text{Apoyo} := \text{"Both ends continuos"}$ Simply supported/One end continuos/Both ends continuos/Cantilever

$b := 0.35 \text{ m} = 13.78 \text{ in}$ Ancho $h := 0.7 \text{ m} = 27.559 \text{ in}$ Peralte

$y_{varillas} := \frac{5 \cdot \text{Área}_{st}(8) \cdot 0.5 D(8) + 2 \cdot \text{Área}_{st}(6) \cdot (D(8) + S_{st,v} + 0.5 D(6))}{A_{sr,t}} = 0.844 \text{ in}$ Centroide de varillas en tensión

$d := h - R - D(\text{Estribos}) - y_{varillas} = 24.371 \text{ in}$ Peralte efectivo

$A_T := 0.75 \text{ m}$ Ancho tributario

Fuente: Elaboración propia.

Figura 75. Capacidad de vigas T (Cont.)

Análisis de cortante	
$\phi_c := 0.90$	
REFUERZO TRANSVERSAL	
$Estribos = 3$	No. de varilla
$A_v := 2 \cdot Area_{st}(Estribos) = 0.221 \text{ in}^2$	
CAPACIDAD A CORTANTE	
$Verif_{transversal} := \text{if} \left(A_v \geq 0.0316 \cdot \lambda \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{ksi}} \cdot \frac{b \cdot S_{estribos}}{f_y}, \text{"Cumple con refuerzo transversal"}, \text{"N.C."} \right) = \text{"Cumple con refuerzo transversal"}$	
<p>Nota: Dado que cumple con el refuerzo transversal entonces es necesario calcular los valores β y θ; sino se utiliza otra fórmula para β (Ecuación 5.7.3.4.2-2 de AASHTO LRFD 2020)</p>	
$\beta := \frac{4.8}{1 + 750 \cdot \epsilon_y} = 1.881 \quad \theta := (29 + 3500 \cdot \epsilon_y) \text{ deg} = 36.241 \text{ deg} \quad \epsilon_y = 0.002$	
$\alpha := 90 \text{ deg}$	Ángulo de inclinación entre estribos y acero longitudinal
$V_c := 0.0316 \cdot \lambda \cdot \beta \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{ksi}} \cdot ksi \cdot b \cdot d = 39.924 \text{ kip}$	Capacidad a cortante del concreto
$V_s := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d \cdot (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \cdot \sin(\alpha)}{S_{estribos}} = 111.928 \text{ kip}$	Capacidad a cortante del acero transversal
$V_p := 0 \text{ kip}$	Componente de la fuerza de presfuerzo en la dirección de la fuerza cortante; positivo si resiste el esfuerzo cortante aplicado
$V_{n1} := V_c + V_s + V_p = 151.852 \text{ kip}$	
$V_{n2} := 0.25 \cdot f'_c \cdot b \cdot d + V_p = 335.823 \text{ kip}$	
$V_n := \min(V_{n1}, V_{n2}) = 151.852 \text{ kip}$	
SEPARACIÓN MÁXIMA	
$v_u := \frac{V_n}{\phi_c \cdot b \cdot d} = 0.502 \text{ ksi}$	
$S_1 := \text{if}(0.8 \cdot d \leq 24 \text{ in}, 0.8 \cdot d, 24 \text{ in}) = 19.497 \text{ in}$	

Fuente: Elaboración propia.

Figura 76. Capacidad de vigas T (Cont.)

$$S_2 := \text{if}(0.4 \cdot d \leq 12 \text{ in}, 0.4 d, 12 \text{ in}) = 9.748 \text{ in}$$

$$S_{max} := \text{if}(v_u < 0.125 \cdot f'_c, S_1, S_2) = 9.748 \text{ in}$$

$$S_{estribos} = 0.1 \text{ m} \quad S_{max} = 0.248 \text{ m}$$

$$\text{Chequeo}_{sep.estribos} := \text{if}(S_{estribos} < S_{max}, \text{"O.K."}, \text{"N.C."}) = \text{"O.K."}$$

REQUISITOS DEL CÓDIGO

$$V_{max} := 8 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{psi}} \cdot psi \cdot b \cdot d = 169.915 \text{ kip}$$

$$\text{Chequeo}_{corte.max} := \text{if}(V_s > V_{max}, \text{"N.C."}, \text{"O.K."}) = \text{"O.K."}$$

CAPACIDAD A CORTE

$V_n = 151.852 \text{ kip}$	Capacidad a corte
$\phi_c \cdot V_n = 136.667 \text{ kip}$	Capacidad de diseño a corte

Diseño a flexión positiva

CUANTÍA DE ACERO

$\rho_{min} =$ <ul style="list-style-type: none"> if $f_y = 40 \text{ ksi}$ <ul style="list-style-type: none"> if $f'_c = 3 \text{ ksi}$ <ul style="list-style-type: none"> 0.005 if $f'_c = 4 \text{ ksi}$ <ul style="list-style-type: none"> 0.0050 if $f'_c = 5 \text{ ksi}$ <ul style="list-style-type: none"> 0.0053 if $f'_c = 6 \text{ ksi}$ <ul style="list-style-type: none"> 0.0058 if $f_y = 50 \text{ ksi}$ <ul style="list-style-type: none"> if $f'_c = 3 \text{ ksi}$ <ul style="list-style-type: none"> 0.004 if $f'_c = 4 \text{ ksi}$ <ul style="list-style-type: none"> 0.004 if $f'_c = 5 \text{ ksi}$ <ul style="list-style-type: none"> 0.0042 if $f'_c = 6 \text{ ksi}$ <ul style="list-style-type: none"> 0.0046 if $f_y = 60 \text{ ksi}$ <ul style="list-style-type: none"> if $f'_c = 3 \text{ ksi}$ <ul style="list-style-type: none"> 0.0033 if $f'_c = 4 \text{ ksi}$ <ul style="list-style-type: none"> 0.0033 if $f'_c = 5 \text{ ksi}$ <ul style="list-style-type: none"> 0.0035 if $f'_c = 6 \text{ ksi}$ <ul style="list-style-type: none"> 0.0039 if $f_y = 75 \text{ ksi}$ <ul style="list-style-type: none"> if $f'_c = 3 \text{ ksi}$ <ul style="list-style-type: none"> 0.0027 if $f'_c = 4 \text{ ksi}$ <ul style="list-style-type: none"> 0.0027 if $f'_c = 5 \text{ ksi}$ <ul style="list-style-type: none"> 0.0027 	$\rho_{min} = 0.0033$
--	-----------------------

Fuente: Elaboración propia.

Figura 77. Capacidad de vigas T (Cont.)

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.0028 \\ \text{if } f_c = 6 \text{ ksi} \\ 0.0031 \end{array} \right\}$$

$A_{s_min} := \rho_{min} \cdot b \cdot d = 1.108 \text{ in}^2$

ACERO A FLEXIÓN

$A_{s_real} := A_{sr_t} = 4.811 \text{ in}^2$

$Varillas := "2 \#6 \text{ y } 5 \#8"$

$S_{filas} := 1 \text{ in}$

$Chequeo_{sep.capas_verticales} := \text{if}(S_{filas} \geq 1 \text{ in}, "O.K.", "N.C.") = "O.K."$

$Chequeo_{Acero.mín.flexión.pos} := \text{if}(A_{s_real} > A_{s_min}, "O.K.", "N.C.") = "O.K."$

ANCHO MÍNIMO DEL ALMA

$b = 0.35 \text{ m}$

$b_{min} := 13.25 \text{ in} = 0.337 \text{ m}$

$Chequeo_{b.mín.flexión.pos} := \text{if}(b_{min} < b, "O.K.", "N.C.") = "O.K."$

SEPARACIÓN MÍNIMA Y MÁXIMA

$S_{long} := 2.58 \text{ cm} = 1.016 \text{ in}$

$S_{max.long} := \max(1.5 \cdot (h + h_{losa}), 18 \text{ in}) = 50.787 \text{ in}$

$Chequeo_{S_{max}.flexión.pos} := \text{if}(S_{long} \leq S_{max.long}, "O.K.", "N.C.") = "O.K."$

Capacidad a Flexión de la sección
Suposición No. 1: Eje neutro en losa

$$a_1 := \frac{A_{sr_t} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot A_T} = 2.875 \text{ in}$$

$$C_1 := 0.85 \cdot f'_c \cdot A_T \cdot a_1 = 288.634 \text{ kip}$$

$$T_1 := A_{sr_t} \cdot f_y = 288.634 \text{ kip}$$

Tabla A.5 Ancho mínimo del alma (palgadas) para múltiples vigas (Código ACI 318-14)^{a,b,c}

Tamaño de varillas	Estrijos con forma de U del # 3				Estrijos con forma de U del # 4				Adición por cada varilla adicional (kg)		
	2	3	4	5	2	3	4	5			
#4	6.75	8.25	9.75	11.25	12.75	7.50	9.00	10.50	12.00	13.50	1.50
#5	6.88	8.50	10.13	11.75	13.38	7.63	9.25	10.88	12.50	14.13	1.63
#6	7.00	8.75	10.50	12.25	14.00	7.75	9.50	11.25	13.00	14.75	1.75
#7	7.13	9.00	10.88	12.75	14.63	7.88	9.75	11.63	13.50	15.38	1.88
#8	7.25	9.25	11.25	13.25	15.25	8.00	10.00	12.00	14.00	16.00	2.00
#9	7.51	9.76	12.02	14.27	16.53	8.26	10.51	12.77	15.02	17.28	2.26
#10	7.79	10.33	12.87	15.41	17.95	8.54	11.08	13.62	16.16	18.70	2.54
#11	8.07	10.89	13.71	16.53	19.35	8.82	11.64	14.46	17.28	20.10	2.82
#14	8.83	12.22	15.60	18.99	22.37	9.39	12.77	16.16	19.54	22.93	3.39
#18	10.52	15.04	19.55	24.06	28.58	10.77	15.29	19.80	24.31	28.83	4.51

^a Separación mínima y radios de dobladura basados en ACI 318-2014, secciones 25.2.1 y 25.3.2 (tamaño mínimo del agregado 1/2").
^b Las varillas no tienen empalme; malapado si están en racimo.
^c Se supone un recubrimiento de los estrijos de 1 1/2" palgada (basado en la exposición interior).

Fuente: Elaboración propia.

Figura 78. Capacidad de vigas T (Cont.)

$$Y_{c1} := \frac{(a_1 \cdot A_T) \cdot (0.5 \cdot a_1)}{a_1 \cdot A_T} = 1.438 \text{ in} \quad \text{Centroide de área en compresión (desde el borde en compresión)}$$

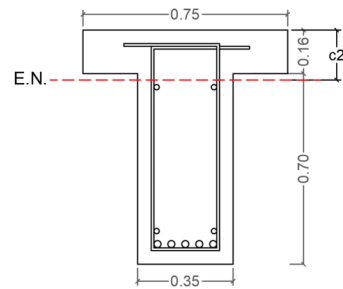
$$Y_{t1} := d + h_{losa} = 30.67 \text{ in} \quad \text{Centroide de área en tensión (desde el borde en compresión)}$$

$$\text{Sup}_1 := \text{if}(a_1 \leq h_{losa}, \text{"O.K."}, \text{"N.C."}) = \text{"O.K."}$$

Suposición No. 2: Eje neutro en viga sin acero a compresión

$$T_2 := A_{sr,t} \cdot f_y = 288.634 \text{ kip}$$

$$A_c := \frac{T_2}{0.85 \cdot f'_c} = 84.892 \text{ in}^2$$



$$A_{alma,c} := A_c - h_{losa} \cdot A_T = -101.108 \text{ in}^2 \quad \text{Área de alma a compresión}$$

$$a_2 := \frac{A_{alma,c}}{b} + h_{losa} = -1.038 \text{ in}$$

$$T_2 = 288.634 \text{ kip}$$

$$C_2 := 0.85 \cdot f'_c \cdot (h_{losa} \cdot A_T + b \cdot (a_2 - h_{losa})) = 288.634 \text{ kip}$$

$$Y_{c2} := \frac{(h_{losa} \cdot A_T) \cdot (0.5 \cdot h_{losa}) + (b \cdot (a_2 - h_{losa})) \cdot (0.5 \cdot (a_2 - h_{losa}) + h_{losa})}{h_{losa} \cdot A_T + b \cdot (a_2 - h_{losa})} = 3.768 \text{ in} \quad \text{Centroide de área en compresión (desde el borde en compresión)}$$

$$Y_{t2} := d + h_{losa} = 30.67 \text{ in} \quad \text{Centroide de área en tensión (desde el borde en compresión)}$$

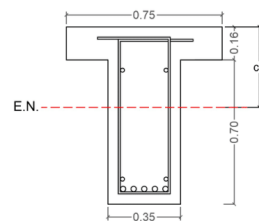
$$\text{Sup}_2 := \text{if}(A_c > h_{losa} \cdot A_T, \text{"O.K."}, \text{"N.C."}) = \text{"N.C."}$$

Suposición No. 3: Eje neutro en viga con acero a compresión

$$T_3 := A_{sr,t} \cdot f_y = 288.634 \text{ kip}$$

$$f'_{cn} := \frac{f'_c}{ksi} = 4 \quad h_{losan} := \frac{h_{losa}}{in} = 6.299 \quad A_{Tn} := \frac{A_T}{in} = 29.528$$

$$b_{n,t} := \frac{b}{in} = 13.78 \quad f_{yn} := \frac{f_y}{ksi} = 60 \quad A_{sr,tn} := \frac{A_{sr,t}}{in^2} = 4.811$$



Fuente: Elaboración propia.

Figura 79. Capacidad de vigas T (Cont.)

$$A_{sr_cn} := \frac{A_{sr_c}}{in^2} = 0.884$$

$$a_{3n} := (0.85 \cdot f'_{cn} \cdot (h_{losa} \cdot A_T + (a_{3n} - h_{losa}) \cdot b)) + (f_{ym} \cdot A_{sr_cn}) = A_{sr_in} \cdot f_{ym} \xrightarrow{\text{solve}, a_{3n}} -2.1699118729157236672$$

$$a_3 := a_{3n} \cdot in = -2.17 \text{ in}$$

$$T_3 = 288.634 \text{ kip}$$

$$C_3 := 0.85 \cdot f'_c \cdot (h_{losa} \cdot A_T + b \cdot (a_3 - h_{losa})) + f_y \cdot A_{sr_c} = 288.634 \text{ kip}$$

$$Y_{c3} := \frac{(h_{losa} \cdot A_T) \cdot (0.5 \cdot h_{losa}) + (b \cdot (a_3 - h_{losa})) \cdot (0.5 \cdot (a_3 - h_{losa}) + h_{losa})}{h_{losa} \cdot A_T + b \cdot (a_3 - h_{losa})} = 4.977 \text{ in} \quad \text{Centroide de área en compresión (desde el borde en compresión)}$$

$$Y_{t3} := d + h_{losa} = 30.67 \text{ in} \quad \text{Centroide de área en tensión (desde el borde en compresión)}$$

$$Sup_3 := \text{if}(a_3 > h_{losa} + R, \text{"O.K."}, \text{"N.C."}) = \text{"N.C."}$$

Eje neutro de la sección y chequeo de deformaciones.

$$a := \text{if}(Sup_1 = \text{"N.C."}, \text{if}(Sup_2 = \text{"N.C."}, a_3, a_2), a_1) = 2.875 \text{ in} \quad c_c := \frac{a}{\beta_1} = 3.382 \text{ in}$$

$$\varepsilon_t := \frac{0.003 \cdot d}{c_c} - 0.003 = 0.01862$$

$$Chequeo_{deformaci\acute{o}n.acero.pos} := \text{if}(\varepsilon_t < 0.005, \text{"N.C."}, \text{"O.K."}) = \text{"O.K."}$$

$$\phi_n := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_t \leq 0.005 \\ \left\| 0.75 + 0.15 \cdot \frac{\varepsilon_t - \varepsilon_y}{0.005 - \varepsilon_y} \right\| \\ \text{if } \varepsilon_t > 0.005 \\ 0.9 \end{array} \right\| = 0.9$$

Cálculo de Mn

$$C := \text{if}(Sup_1 = \text{"N.C."}, \text{if}(Sup_2 = \text{"N.C."}, C_3, C_2), C_1) = 288.634 \text{ kip}$$

$$T := \text{if}(Sup_1 = \text{"N.C."}, \text{if}(Sup_2 = \text{"N.C."}, T_3, T_2), T_1) = 288.634 \text{ kip}$$

Compresión:

$$C = 288.634 \text{ kip} \quad Y_c := \text{if}(Sup_1 = \text{"N.C."}, \text{if}(Sup_2 = \text{"N.C."}, Y_{c3}, Y_{c2}), Y_{c1})$$

Tensión:

$$T = 288.634 \text{ kip} \quad \text{Posición de la resultante de compresión}$$

$$Y_t := \text{if}(Sup_1 = \text{"N.C."}, \text{if}(Sup_2 = \text{"N.C."}, Y_{t3}, Y_{t2}), Y_{t1}) = 30.67 \text{ in} \quad \text{Posición de la resultante de tensión}$$

Fuente: Elaboración propia.

Figura 80. Capacidad de vigas T (Cont.)

$$M_n := C \cdot (Y_t - Y_c) = 703.133 \text{ kip} \cdot \text{ft} \quad \text{Capacidad a flexión}$$

$$\phi_{b_nuevo} := 0.9$$

$$\phi M_n := \phi_{b_nuevo} \cdot M_n = 632.82 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Resultados	
CHEQUEOS	
$Chequeo_{deformaci\acute{o}n.acero.pos} = \text{"O.K."}$	Chequeo de deformación mínima de acero a flexión positiva
$Chequeo_{Acero.mín.flexión.pos} = \text{"O.K."}$	Chequeo de Acero mínimo (flexión positiva)
$Chequeo_{b.mín.flexión.pos} = \text{"O.K."}$	Chequeo de ancho mínimo en acero a flexión positiva
$Chequeo_{sep.estribos} = \text{"O.K."}$	Chequeo de separación máxima de estribos
$Chequeo_{corte.max} = \text{"O.K."}$	Chequeo de corte máximo
$M_n = 703.133 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	Capacidad a flexión
$\phi M_n = 632.82 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	Capacidad de diseño a flexión
$V_n = 151.852 \text{ kip}$	Capacidad a corte
$\phi_c \cdot V_n = 136.667 \text{ kip}$	Capacidad de diseño a corte

Fuente: Elaboración propia.

5.3.4 Determinando la de capacidad de la losa

Figura 81. Capacidad de losa

Universidad del Valle de Guatemala
Trabajo de Graduación 2025

Josué Javier Méndez Alvarado
Camet 21099

CAPACIDAD DE LOSA DE CONCRETO REFORZADO DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE

Losa rectangular doblemente reforzada

Funciones para encontrar las dimensiones de las barras de acero:

Tabla A.2 Designaciones, áreas, perímetros y pesos de varillas estándar

Unidades usuales en EUA			
Varilla núm.	Diámetro (plg)	Área de sección transversal (plg ²)	Peso unitario (lb/pie)
3	0.375	0.11	0.376
4	0.500	0.20	0.668
5	0.625	0.31	1.043
6	0.750	0.44	1.502
7	0.875	0.60	2.044
8	1.000	0.79	2.670
9	1.128	1.00	3.400
10	1.270	1.27	4.303
11	1.410	1.56	5.313
14	1.693	2.25	7.650
18	2.257	4.00	13.600

Varilla núm.	Diámetro (in)	Área de sección transversal (in ²)	Peso unitario (lb/ft)
3	0.375	0.11045	0.376
4	0.5	0.19635	0.668
5	0.625	0.3068	1.043
6	0.75	0.44179	1.502

FUNCIONES ESPECÍFICAS PARA LAS PROPIEDADES:

$$\overline{D}(barra) := D_{match(barra, No.Barra)_0} \cdot in \quad \text{Función para el cálculo del diámetro de la barra.}$$

$$\overline{Area_{st}}(barra) := Area_{st, match(barra, No.Barra)_0} \cdot in^2 \quad \text{Función para el cálculo del área de la barra.}$$

$$\overline{\gamma_{acero}}(barra) := \gamma_{acero, match(barra, No.Barra)_0} \cdot \frac{lb}{ft} \quad \text{Función para el cálculo del peso unitario.}$$

Materiales y Momento Último

Acero

$$f_y := 60 \text{ ksi} \quad \text{Esfuerzo de fluencia del acero}$$

$$E := 29000 \text{ ksi} \quad \text{Módulo E}$$

$$\epsilon_y := \frac{f_y}{E} = 0.00207$$

$$\lambda := 1 \quad \text{Concreto de peso normal}$$

$$Barra := 4 \quad \text{No. de varillas a utilizar}$$

Concreto

$$f'_c := 4 \text{ ksi} \quad \text{Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días}$$

$$\gamma_c := 145 \frac{lb}{ft^3} \quad \text{Peso del concreto}$$

Fuente: Elaboración propia.

Figura 82. Capacidad de losa (Cont.)

$$\beta_1 := \text{if} \left(\frac{f'_c}{ksi} > 4, 0.85 - \left(\frac{f'_c}{ksi} - 4 \right) \cdot 0.05, 0.85 \right) = 0.85$$

$R := 5 \text{ cm}$ Recubrimiento $d_{agg} := 2 \text{ cm}$ Diámetro del agregado grueso

Sistema

$L := 3.25 \text{ m} = 10.663 \text{ ft}$ $h := 0.16 \text{ m}$ $L_{losa} := 3.25 \text{ m}$ $A_{losa} := 0.75 \text{ m}$

Dimensiones de la losa

Revisión losa en una o en dos direcciones

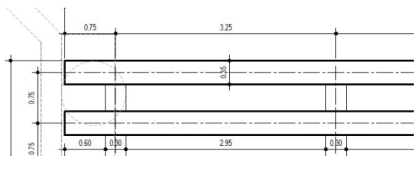
$L_{losa} = 3.25 \text{ m}$

$A_{losa} = 0.75 \text{ m}$

$Relación_{L,yA} := \frac{L_{losa}}{A_{losa}} = 4.333$

$Dirección_{losa} := \text{if} (Relación_{L,yA} \geq 2, \text{"Losa en 1 dirección"}, \text{"Losa en 2 direcciones"})$

$Dirección_{losa} = \text{"Losa en 1 dirección"}$



Cuantía de acero para fluencia

$\rho = 0.0181$

if $f_y = 40 \text{ ksi}$	$\rho = 0.0181$
if $f_c = 3 \text{ ksi}$	0.0203
if $f_c = 4 \text{ ksi}$	0.0271
if $f_c = 5 \text{ ksi}$	0.0319
if $f_c = 6 \text{ ksi}$	0.0359
if $f_y = 50 \text{ ksi}$	
if $f_c = 3 \text{ ksi}$	0.0163
if $f_c = 4 \text{ ksi}$	0.0217
if $f_c = 5 \text{ ksi}$	0.0255
if $f_c = 6 \text{ ksi}$	0.0287
if $f_y = 60 \text{ ksi}$	
if $f_c = 3 \text{ ksi}$	0.0136
if $f_c = 4 \text{ ksi}$	0.0181
if $f_c = 5 \text{ ksi}$	0.0212
if $f_c = 6 \text{ ksi}$	0.0239
if $f_y = 75 \text{ ksi}$	
if $f_c = 3 \text{ ksi}$	0.0108
if $f_c = 4 \text{ ksi}$	0.0141
if $f_c = 5 \text{ ksi}$	

Fuente: Elaboración propia.

Figura 84. Capacidad de losa (Cont.)

Análisis de flexión positiva

Área de acero teórica

$$\phi := 0.9 \quad f_{yn} := \frac{f_y}{ksi} = 60 \quad f'_{cn} := \frac{f'_c}{ksi} = 4 \quad b_n := \frac{b}{in} = 29.528 \quad d_n := \frac{d}{in} = 4.081$$

Cuantía de acero mínima

$$\rho_{min} := \begin{cases} \text{if } f_y = 40 \text{ ksi} & 0.0033 \\ \text{if } f_y = 50 \text{ ksi} & 0.0033 \\ \text{if } f_y = 60 \text{ ksi} & 0.0033 \\ \text{if } f_y = 75 \text{ ksi} & 0.0031 \end{cases}$$

$$\rho_{min} = 0.0033$$

$A_{s_min} := \rho_{min} \cdot b_n \cdot d_n \cdot in^2 = 0.398 \text{ in}^2$

Acero a flexión

Si se desea cambiar el acero cambiar estos valores:

$A_{s_real} := 0.39 \frac{in^2}{ft} \cdot b = 0.96 \text{ in}^2$

Varillas := "#4 @ 0.15 m"

S := 0.15 m

Chequeo $A_{s_real} > A_{s_min}$:= if ($A_{s_real} > A_{s_min}$, "O.K.", "N.C.") = "O.K."

Tabla A.6 Áreas de varillas por pie de ancho para losas y zapatas (plg²/pie).

Separación (plg)	Designación del tamaño de varilla										
	3	4	5	6	7	8	9	10	11		
3	0.44	0.79	1.23	1.77	2.41	3.14	4.00	5.08	6.24		
3 1/2	0.38	0.67	1.05	1.51	2.06	2.69	3.43	4.35	5.35		
4	0.33	0.59	0.92	1.33	1.80	2.36	3.00	3.81	4.68		
4 1/2	0.29	0.52	0.82	1.18	1.60	2.09	2.67	3.39	4.16		
5	0.27	0.47	0.74	1.06	1.44	1.88	2.40	3.05	3.74		
5 1/2	0.24	0.43	0.67	0.96	1.31	1.71	2.18	2.77	3.40		
6	0.22	0.39	0.61	0.88	1.20	1.57	2.00	2.54	3.12		
6 1/2	0.20	0.36	0.57	0.82	1.11	1.45	1.85	2.34	2.88		
7	0.19	0.34	0.53	0.76	1.03	1.35	1.71	2.18	2.67		
7 1/2	0.18	0.31	0.49	0.71	0.96	1.26	1.60	2.03	2.50		
8	0.17	0.29	0.46	0.66	0.90	1.18	1.50	1.91	2.34		
9	0.15	0.26	0.41	0.59	0.80	1.05	1.33	1.69	2.08		
10	0.13	0.24	0.37	0.53	0.72	0.94	1.20	1.52	1.87		
11	0.12	0.21	0.33	0.48	0.66	0.86	1.09	1.39	1.70		
12	0.11	0.20	0.31	0.44	0.60	0.79	1.00	1.27	1.56		
13	0.10	0.18	0.28	0.41	0.56	0.72	0.92	1.17	1.44		
14	0.09	0.17	0.26	0.38	0.52	0.67	0.86	1.09	1.34		
15	0.09	0.16	0.25	0.35	0.48	0.63	0.80	1.02	1.25		
16	0.08	0.15	0.23	0.33	0.45	0.59	0.75	0.95	1.17		
17	0.08	0.14	0.22	0.31	0.42	0.55	0.71	0.90	1.10		
18	0.07	0.13	0.20	0.29	0.40	0.52	0.67	0.85	1.04		

Fuente: Elaboración propia.

Figura 85. Capacidad de losa (Cont.)

Verificación de Separación máxima

$$S_{min.long} := \max(1.5 \cdot D(\text{Barra}), 1.5 \cdot d_{agg}, 1.5 \text{ in}) = 1.5 \text{ in}$$

$$\text{Chequeo}_{S_{min.flexión.pos}} := \text{if}(S \geq S_{min.long}, \text{"O.K."}, \text{"N.C."}) = \text{"O.K."}$$

$$S_{max.long} := \max(1.5 \cdot (h), 18 \text{ in}) = 18 \text{ in}$$

$$\text{Chequeo}_{S_{max.flexión.pos}} := \text{if}(S \leq S_{max.long}, \text{"O.K."}, \text{"N.C."}) = \text{"O.K."}$$

Momento Nominal

$$a := \frac{A_{s_real} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 0.574 \text{ in} \quad c := \frac{a}{\beta_1} = 0.675 \text{ in}$$

$$\varepsilon_t := \frac{0.003 \cdot d}{c} - 0.003 = 0.01514$$

$$\text{Chequeo}_{deformación.acero.pos} := \text{if}(\varepsilon_t < 0.005, \text{"N.C."}, \text{"O.K."}) = \text{"O.K."}$$

$$\phi_n := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon_t \leq 0.005 \\ \left\| \begin{array}{l} 0.75 + 0.15 \cdot \frac{\varepsilon_t - \varepsilon_y}{0.005 - \varepsilon_y} \\ \text{if } \varepsilon_t > 0.005 \\ 0.9 \end{array} \right\| \\ 0.9 \end{array} \right\| = 0.9$$

$$M_n := \left(A_{s_real} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \right) = 18.204 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Análisis de flexión negativa

Área de acero teórica

$$\phi_{n2} := 0.90 \quad f_{yn2} := \frac{f_y}{ksi} = 60 \quad f'_{cn2} := \frac{f'_c}{ksi} = 4 \quad b_{n2} := \frac{b}{in} = 29.528 \quad d_{n2} := \frac{d}{in} = 4.081$$

Cuantía de acero mínima

$$\rho_{min} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } f_y = 40 \text{ ksi} \\ \left\| \begin{array}{l} \text{if } f'_c = 3 \text{ ksi} \\ 0.005 \\ \text{if } f'_c = 4 \text{ ksi} \\ 0.0050 \\ \text{if } f'_c = 5 \text{ ksi} \\ 0.0053 \\ \text{if } f'_c = 6 \text{ ksi} \\ 0.0058 \end{array} \right\| \\ 0.0033 \end{array} \right\| = 0.0033$$

$$\rho_{min} = 0.0033$$

Fuente: Elaboración propia.

Figura 86. Capacidad de losa (Cont.)

```

if fy = 50 ksi
  if fc = 3 ksi
    0.0041
  if fc = 4 ksi
    0.0041
  if fc = 5 ksi
    0.0042
  if fc = 6 ksi
    0.0046
if fy = 60 ksi
  if fc = 3 ksi
    0.0033
  if fc = 4 ksi
    0.0033
  if fc = 5 ksi
    0.0035
  if fc = 6 ksi
    0.0039
if fy = 75 ksi
  if fc = 3 ksi
    0.0027
  if fc = 4 ksi
    0.0027
  if fc = 5 ksi
    0.0028
  if fc = 6 ksi
    0.0031
  
```

Tabla A.6 Áreas de varillas por pie de ancho para losas y zapatas (pi²/pie)

Separación (ft)	Designación del tamaño de varilla										
	3	4	5	6	7	8	9	10	11		
3	0.44	0.79	1.23	1.77	2.41	3.14	4.00	5.08	6.24		
3 1/2	0.38	0.67	1.05	1.51	2.06	2.69	3.43	4.35	5.35		
4	0.33	0.59	0.92	1.33	1.80	2.36	3.00	3.81	4.68		
4 1/2	0.29	0.52	0.82	1.18	1.60	2.09	2.67	3.39	4.16		
5	0.27	0.47	0.74	1.06	1.44	1.88	2.40	3.05	3.74		
5 1/2	0.24	0.43	0.67	0.96	1.31	1.71	2.18	2.77	3.40		
6	0.22	0.39	0.61	0.88	1.20	1.57	2.00	2.54	3.12		
6 1/2	0.20	0.36	0.57	0.82	1.11	1.45	1.85	2.34	2.88		
7	0.19	0.34	0.53	0.76	1.03	1.35	1.71	2.18	2.67		
7 1/2	0.18	0.31	0.49	0.71	0.96	1.26	1.60	2.03	2.50		
8	0.17	0.29	0.46	0.66	0.90	1.18	1.50	1.91	2.34		
9	0.15	0.26	0.41	0.59	0.80	1.05	1.33	1.69	2.08		
10	0.13	0.24	0.37	0.53	0.72	0.94	1.20	1.52	1.87		
11	0.12	0.21	0.33	0.48	0.66	0.86	1.09	1.39	1.70		
12	0.11	0.20	0.31	0.44	0.60	0.79	1.00	1.27	1.56		
13	0.10	0.18	0.28	0.41	0.56	0.72	0.92	1.17	1.44		
14	0.09	0.17	0.26	0.38	0.52	0.67	0.86	1.09	1.34		
15	0.09	0.16	0.25	0.35	0.48	0.63	0.80	1.02	1.25		
16	0.08	0.15	0.23	0.33	0.45	0.59	0.75	0.95	1.17		
17	0.08	0.14	0.22	0.31	0.42	0.55	0.71	0.90	1.10		
18	0.07	0.13	0.20	0.29	0.40	0.52	0.67	0.85	1.04		

$$A'_{s_min} := \rho_{min} \cdot b \cdot d = 0.398 \text{ in}^2$$

Acero a flexión

Si se desea cambiar el acero cambiar estos valores:

$$A'_{s_real} := 0.39 \frac{\text{in}^2}{\text{ft}} \cdot b \quad \text{Varillas}' := \text{"\#4 @ 0.15 m"} \quad S' := 0.15 \text{ m}$$

$$\text{Chequeo}_{Acero.mín.flexión.neg} := \text{if}(A'_{s_real} > A'_{s_min}, \text{"O.K."}, \text{"N.C."}) = \text{"O.K."}$$

Verificación de Separación máxima

$$S_{min.long.neg} := \max(1.5 \cdot D(\text{Barra}), 1.5 \cdot d_{agg}, 1.5 \text{ in}) = 1.5 \text{ in}$$

$$\text{Chequeo}_{Smin.flexión.neg} := \text{if}(S' \geq S_{min.long.neg}, \text{"O.K."}, \text{"N.C."}) = \text{"O.K."}$$

$$S_{max.long} = 18 \text{ in}$$

$$\text{Chequeo}_{Smax.flexión.neg} := \text{if}(S' \leq S_{max.long}, \text{"O.K."}, \text{"N.C."}) = \text{"O.K."}$$

Fuente: Elaboración propia.

Figura 87. Capacidad de losa (Cont.)

Momento Nominal

$$a' := \frac{A'_{s_real} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 0.574 \text{ in} \quad c' := \frac{a'}{\beta_1} = 0.675 \text{ in}$$

$$\varepsilon'_t := \frac{0.003 \cdot d}{c'} - 0.003 = 0.015143$$

Chequeo_{deformació.acero.neg} := if ($\varepsilon'_t < 0.005$, "N.C.", "O.K.") = "O.K."

$$\phi'_n := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \varepsilon'_t \leq 0.005 \\ \left\| 0.75 + 0.15 \cdot \frac{\varepsilon'_t - \varepsilon_y}{0.005 - \varepsilon_y} \right\| \\ \text{if } \varepsilon'_t > 0.005 \\ \left\| 0.9 \right\| \end{array} \right\| = 0.9$$

$$M'_n := \left(A'_{s_real} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a'}{2} \right) \right) = 18.204 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Análisis de cortante

Resistencia a cortante

$$\phi_c := 0.90 \quad \beta := \frac{4.8}{1 + 750 \cdot \varepsilon_y} = 1.881 \quad \theta := (29 + 3500 \cdot \varepsilon_y) \text{ deg} = 36.241 \text{ deg}$$

$$V_c := 0.0316 \cdot \lambda \cdot \beta \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\text{ksi}}} \text{ ksi} \cdot b \cdot d = 14.325 \text{ kip}$$

$$V_n := V_c = 14.325 \text{ kip}$$

$$\phi_c \cdot V_n = 12.892 \text{ kip}$$

Acero por fraguado y temperatura

El acero diseñado aplica para ambas camas (flexión positiva y negativa), ya que este acero depende del área gruesa.

$$\rho_{min_f} := \max \left(\frac{0.0018 \cdot 60000}{\frac{f_y}{\text{psi}}}, 0.0014 \right) = 0.0018$$

Fuente: Elaboración propia.

Figura 88. Capacidad de losa (Cont.)

$A_{s_f} := \rho_{min_f} \cdot b \cdot h = 0.335 \text{ in}^2$

	#3	#4	#5	#6	#7	#8
3	0.44	0.79	1.23	1.77	2.41	3.14
3 1/2	0.38	0.67	1.05	1.51	2.06	2.69
4	0.33	0.59	0.92	1.33	1.8	2.36

Valor más cercano recomendado de Tabla A.4 de McCormac:

$A_{s_teorico_f} = 0.34 \text{ in}^2$ $Varillas_{f_teorico} = \text{"\#4 @7 in"}$ $S_{f_teorico} = 7 \text{ in}$

Valor real del acero por fraguado y temperatura, utilizando el refuerzo longitudinal:

$A_{s_real_f} := 0.39 \text{ in}^2 \cdot \frac{b}{ft} = 0.96 \text{ in}^2$ $Varillas_f := \text{"\#4 @ 0.15 m"}$ $S_f := 0.15 \text{ m}$

Verificación de Separación máxima de acero por fraguado

$S_{1_f} := 5 \cdot h = 31.496 \text{ in}$
 $S_{2_f} := 18 \text{ in}$ $S_{max_f} := \max(S_{1_f}, S_{2_f}) = 31.496 \text{ in}$

$Separación_{acero,fraguado} := \text{if}(S_f \leq S_{max_f}, \text{"O.K."}, \text{"N.C."}) = \text{"O.K."}$

Verificación de acero mínimo por fraguado y temperatura

$Chequeo_{acero,min,frag} := \text{if}(A_{s_teorico_f} \leq A_{s_real_f}, \text{"O.K."}, \text{"N.C."}) = \text{"O.K."}$

Fuente: Elaboración propia.

Figura 89. Capacidad de losa (Cont.)

Resultados	
CHEQUEOS	
$Dirsección_losa = \text{“Losa en 1 dirección”}$	Dirección de losa
$Chequeo_{deformaci\acute{o}n.acero.pos} = \text{“O.K.”}$	Chequeo de deformación mínima de acero a flexión positiva
$Chequeo_{Acero.mín.flexión.pos} = \text{“O.K.”}$	Chequeo de Acero mínimo (flexión positiva)
$Chequeo_{Smin.flexión.pos} = \text{“O.K.”}$	Chequeo de separación mínima en acero a flexión positiva
$Chequeo_{Smax.flexión.pos} = \text{“O.K.”}$	Chequeo de separación máxima en acero a flexión positiva
$Chequeo_{deformaci\acute{o}n.acero.neg} = \text{“O.K.”}$	Chequeo de deformación mínima de acero a flexión negativa
$Chequeo_{Acero.mín.flexión.neg} = \text{“O.K.”}$	Chequeo de Acero mínimo (flexión negativa)
$Chequeo_{Smin.flexión.neg} = \text{“O.K.”}$	Chequeo de separación mínima en acero a flexión negativa
$Chequeo_{Smax.flexión.neg} = \text{“O.K.”}$	Chequeo de separación máxima en acero a flexión negativa
$Chequeo_{acero.mín.frag} = \text{“O.K.”}$	Chequeo de acero mínimo por fraguado y temperatura
$Separaci\acute{o}n_{acero.fraguado} = \text{“O.K.”}$	Chequeo de separación máxima en acero de fraguado y temperatura
CAPACIDAD A FLEXIÓN Y CORTANTE	
$M_n = 18.204 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	Capacidad a flexión positiva
$\phi_n \cdot M_n = 16.384 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	Capacidad de diseño a flexión positiva
$M'_n = 18.204 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	Capacidad a flexión negativa
$\phi'_n \cdot M'_n = 16.384 \text{ kip} \cdot \text{ft}$	Capacidad de diseño a flexión negativa
$V_n = 14.325 \text{ kip}$	Capacidad a cortante
$\phi_c \cdot V_n = 12.892 \text{ kip}$	Capacidad de diseño a cortante

Fuente: Elaboración propia.

5.3.5 Estados límites del tablero

En el análisis de un puente isostático de concreto reforzado, el tablero debe cumplir con varios estados límite establecidos por las especificaciones AASHTO LRFD, con el objetivo de garantizar la seguridad estructural.

Ahora que se tiene la capacidad a momento y cortante de la losa y las vigas T se puede utilizar la fórmula general de LRFD en la que se nos indica que la sumatoria de la demanda mayorada no puede ser mayor que el 90% de la capacidad de los elementos.

Los estados límites que se analizarán serán los siguientes:

- Estado límite de resistencia.
- Estado límite de servicio I y deflexiones.

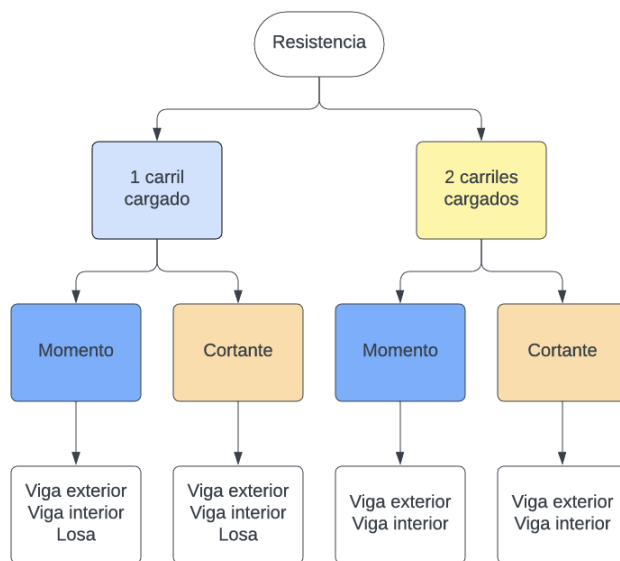
Estado límite de resistencia

El estado límite de resistencia se analizan para evitar fallos estructurales. En las figuras que se presentan a continuación se realizan las combinaciones de los cinco estados límites de resistencia. Se deja indicado si el cálculo es por 1 carril cargado o por 2 carriles cargados. 1 carril cargado hace referencia al análisis con un solo camión o tándem en el puente, 2 carriles cargados se refieren al análisis con dos camiones o dos tándems.

Por cada carga en el elemento (DC, DW, LL y PL) se definen los modificadores de carga “ η ”, el factor de carga “ γ ” y el efecto de la fuerza. Las unidades de las fuerzas dependen de cuál se esté analizando: momento o cortante, estará en kip-ft o kip respectivamente. Se realiza la sumatoria por elemento, en las figuras se estará trabajando los chequeos por viga exterior, viga interior y losa.

A continuación, se presenta una figura que ilustra el orden de la hoja de cálculo:


Figura 90. Diagrama de estado límite de resistencia.



Fuente: Elaboración propia.


Al final de cada estado límite de resistencia se procede a verificar que se cumpla la fórmula general LRFD. La verificación del estado límite de resistencia se presenta en las figuras siguientes:

Figura 91. Verificación estado límite de resistencia I

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado		Hojas totales 1 / 30						
	Título: Verificación estado límite de resistencia I. Sección: 1 carril cargado.		Hojas de sección 1 / 6						
Estado límite de resistencia I									
1 carril cargado									
Chequeo de momento en viga interior Cargas aplicadas al estado límite de resistencia I.									
Cargas	η_D	η_R	η_i	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i (kip-ft)	$\eta_i \gamma_i Q_i$	
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.25	52.898	62.816	
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	3.401	4.846	
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.75	179.843	298.989	
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.75	15.771	26.2193	
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	366.651	kip-ft
Chequeo de momento en viga exterior Cargas aplicadas al estado límite de resistencia I.									
Cargas	η_D	η_R	η_i	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$	
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.25	70.847	84.131	
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	2.494	3.554	
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.75	44.854	74.570	
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.75	11.565	19.2268	
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	181.481	kip-ft
Chequeo de momento en losa Cargas aplicadas al estado límite de resistencia I.									
Cargas	η_D	η_R	η_i	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$	
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.25	2.66161	3.161	
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	0.56554	0.806	
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.75	2.281	3.793	
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.75	2.623	4.36014	
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	12.119	kip-ft


Fuente: Elaboración propia.

Figura 92. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado		Hojas totales 2 / 30					
	Título: Verificación estado límite de resistencia I. Sección: 1 carril cargado.		Hojas de sección 2 / 6					
Chequeo de cortante en viga interior Cargas aplicadas al estado límite de resistencia I.								
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.25	8.181	9.715
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	0.522	0.744
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.75	30.468	50.653
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.75	2.422	4.02658
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	65.138 kip
Chequeo de cortante en viga exterior Cargas aplicadas al estado límite de resistencia I.								
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.25	10.909	12.954
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	0.383	0.546
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.75	7.599	12.633
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.75	1.779	2.95759
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	29.0909 kip
Chequeo de cortante en losa Cargas aplicadas al estado límite de resistencia I.								
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.25	0.99849	1.186
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	0.21216	0.302
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.75	3.270	5.437
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.75	0.984	1.63568
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	8.56032 kip


Fuente: Elaboración propia.

Figura 93. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado		Hojas totales 3 / 30						
	Título: Verificación estado límite de resistencia I. Sección: 2 carriles cargados.		Hojas de sección 3 / 6						
Estado límite de resistencia I									
2 carril cargado									
Chequeo de momento en viga interior Cargas aplicadas al estado límite de resistencia I.									
Cargas	η_D	η_R	η_i	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i (kip-ft)	$\eta_i \gamma_i Q_i$	
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.25	52.898	62.816	
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	3.401	4.846	
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.75	149.940	249.276	
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.75	15.771	26.2193	
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	316.938	kip-ft
Chequeo de momento en viga exterior Cargas aplicadas al estado límite de resistencia I.									
Cargas	η_D	η_R	η_i	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$	
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.25	70.847	84.131	
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	2.494	3.554	
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.75	111.494	185.359	
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.75	11.565	19.2268	
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	292.270	kip-ft


Fuente: Elaboración propia.

Figura 94. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado		Hojas totales 4 / 30					
	Título: Verificación estado límite de resistencia I. Sección: 2 carriles cargados.		Hojas de sección 4 / 6					
Chequeo de cortante en viga interior Cargas aplicadas al estado límite de resistencia I.								
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.25	8.181	9.715
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	0.522	0.744
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.75	25.402	42.231
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.75	2.422	4.02658
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	56.716 kip
Chequeo de cortante en viga exterior Cargas aplicadas al estado límite de resistencia I.								
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.25	10.909	12.954
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	0.383	0.546
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.75	14.619	24.304
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.75	1.776	2.9526
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	40.7565 kip

Fuente: Elaboración propia.

Figura 95. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado Título: Verificación estado límite de resistencia I. Sección: Verificación de estado límite de resistencia I.	Hojas totales 5 / 30 Hojas de sección 5 / 6
---	---	--

Chequeo de vigas T

Resumen de cargas en elementos	Resistencia de vigas T
---------------------------------------	-------------------------------

1 carril	V interior	V exterior	Máximos	
Momento	366.651	181.481	366.651	kip-ft
Corte	65.138	29.0909	65.138	kip

2 carriles	V interior	V exterior	Máximos	
Momento	316.938	292.270	316.938	kip-ft
Corte	56.716	40.756	56.716	kip

Chequeo de estado límite de resistencia I para vigas T $\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_c$ (1.3.2.1-1)

Resistance factor ϕ shall be taken as:

• For tension-controlled reinforced concrete sections as specified in Article 5.6.2.1: normal weight concrete 0.90 lightweight concrete 0.90	• For shear and torsion in reinforced concrete sections: normal weight concrete 0.90 lightweight concrete 0.90
--	--

Chequeo de momento


1 carril cargado $\sum \eta_i \gamma_i Q_i$ 366.651 kip-ft $\leq \phi R_n$ 632.82 kip-ft Chequeo O.K.	2 carriles cargados $\sum \eta_i \gamma_i Q_i$ 316.938 kip-ft $\leq \phi R_n$ 632.82 kip-ft Chequeo O.K.
---	--

Chequeo de corte

1 carril cargado $\sum \eta_i \gamma_i Q_i$ 65.138 kip $\leq \phi R_n$ 136.667 kip Chequeo O.K.	2 carriles cargados $\sum \eta_i \gamma_i Q_i$ 56.716 kip $\leq \phi R_n$ 136.667 kip Chequeo O.K.
---	--

Fuente: Elaboración propia.


Figura 96. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado		Hojas totales 6 / 30	
	Título: Verificación estado límite de resistencia I. Sección: Verificación de estado límite de resistencia I.		Hojas de sección 6 / 6	

Chequeo de losa				
Factores de resistencia ϕ				
ϕ_M		0.9		
ϕ_V		0.9		
Chequeo de losa				
Losa			Resistencia de losa	
Momento	12.119	kip-ft	Mn	18.204 kip-ft
Corte	8.560	kip	Vn	14.325 kip
Chequeo de momento				
$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	12.119	kip-ft	$\leq \phi R_n$	16.3836 kip-ft
			Chequeo	O.K.
Chequeo de Corte				
$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	8.560	kip-ft	$\leq \phi R_n$	12.8925 kip-ft
			Chequeo	O.K.


Fuente: Elaboración propia.

Figura 97. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado		Hojas totales 7 / 30						
	Título: Verificación estado límite de resistencia II. Sección: 1 carril cargado.		Hojas de sección 1 / 6						
Estado límite de resistencia II									
1 carril cargado									
Chequeo de momento en viga interior Cargas aplicadas al estado límite de resistencia II.									
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_I	γ_I	Q_i (kip-ft)	$\eta_I \gamma_I Q_i$	
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.25	52.898	62.816	
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	3.401	4.846	
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.35	179.843	230.648	
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.35	15.771	20.2263	
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_I \gamma_I Q_i$	298.311	kip-ft
Chequeo de momento en viga exterior Cargas aplicadas al estado límite de resistencia II.									
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_I	γ_I	Q_i	$\eta_I \gamma_I Q_i$	
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.25	70.847	84.131	
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	2.494	3.554	
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.35	44.854	57.525	
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.35	11.565	14.8321	
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_I \gamma_I Q_i$	160.042	kip-ft
Chequeo de momento en losa Cargas aplicadas al estado límite de resistencia II.									
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_I	γ_I	Q_i	$\eta_I \gamma_I Q_i$	
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.25	2.66161	3.161	
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	0.56554	0.806	
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.35	2.281	2.926	
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.35	2.623	3.36353	
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_I \gamma_I Q_i$	10.256	kip-ft


Fuente: Elaboración propia.

Figura 98. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado		Hojas totales 8 / 30					
	Título: Verificación estado límite de resistencia II. Sección: 1 carril cargado.		Hojas de sección 2 / 6					
Chequeo de cortante en viga interior Cargas aplicadas al estado límite de resistencia II.								
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.25	8.181	9.715
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	0.522	0.744
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.35	30.468	39.075
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.35	2.422	3.10622
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	52.6399 kip
Chequeo de cortante en viga exterior Cargas aplicadas al estado límite de resistencia II.								
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.25	10.909	12.954
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	0.383	0.546
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.35	7.599	9.746
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.35	1.779	2.28157
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	25.5273 kip
Chequeo de cortante en losa Cargas aplicadas al estado límite de resistencia II.								
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.25	0.99849	1.186
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	0.21216	0.302
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.35	3.270	4.194
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.35	0.984	1.26181
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	6.9438 kip


Fuente: Elaboración propia.

Figura 99. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado		Hojas totales 9 / 30					
	Título: Verificación estado límite de resistencia II. Sección: 2 carriles cargados.		Hojas de sección 3 / 6					
Estado límite de resistencia II								
2 carril cargado								
Chequeo de momento en viga interior Cargas aplicadas al estado límite de resistencia II.								
Cargas	η_D	η_R	η_i	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i (kip-ft)	$\eta_i \gamma_i Q_i$
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.25	52.898	62.816
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	3.401	4.846
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.35	149.940	192.298
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.35	15.771	20.2263
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	259.961 kip-ft
Chequeo de momento en viga exterior Cargas aplicadas al estado límite de resistencia II.								
Cargas	η_D	η_R	η_i	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.25	70.847	84.131
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	2.494	3.554
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.35	111.494	142.991
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.35	11.565	14.8321
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	245.508 kip-ft


Fuente: Elaboración propia.

Figura 100. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado		Hojas totales 10 / 30																																																																																																													
	Título: Verificación estado límite de resistencia II. Sección: 2 carriles cargados.		Hojas de sección 4 / 6																																																																																																													
<p align="center">Chequeo de cortante en viga interior Cargas aplicadas al estado límite de resistencia II.</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Cargas</th> <th>η_D</th> <th>η_R</th> <th>η_I</th> <th>Chequeo</th> <th>η_i</th> <th>γ_i</th> <th>Q_i</th> <th>$\eta_i \gamma_i Q_i$</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>DC</td> <td>1</td> <td>1</td> <td>0.95</td> <td>O.K.</td> <td>0.95</td> <td>1.25</td> <td>8.181</td> <td>9.715</td> </tr> <tr> <td>DW</td> <td>1</td> <td>1</td> <td>0.95</td> <td>O.K.</td> <td>0.95</td> <td>1.5</td> <td>0.522</td> <td>0.744</td> </tr> <tr> <td>LL</td> <td>1</td> <td>1</td> <td>0.95</td> <td>O.K.</td> <td>0.95</td> <td>1.35</td> <td>25.402</td> <td>32.578</td> </tr> <tr> <td>PL</td> <td>1</td> <td>1</td> <td>0.95</td> <td>O.K.</td> <td>0.95</td> <td>1.35</td> <td>2.422</td> <td>3.10622</td> </tr> <tr> <td colspan="7">Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.</td> <td>$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$</td> <td>46.1429 kip</td> </tr> </tbody> </table> <p align="center">Chequeo de cortante en viga exterior Cargas aplicadas al estado límite de resistencia II.</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Cargas</th> <th>η_D</th> <th>η_R</th> <th>η_I</th> <th>Chequeo</th> <th>η_i</th> <th>γ_i</th> <th>Q_i</th> <th>$\eta_i \gamma_i Q_i$</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>DC</td> <td>1</td> <td>1</td> <td>0.95</td> <td>O.K.</td> <td>0.95</td> <td>1.25</td> <td>10.909</td> <td>12.954</td> </tr> <tr> <td>DW</td> <td>1</td> <td>1</td> <td>0.95</td> <td>O.K.</td> <td>0.95</td> <td>1.5</td> <td>0.383</td> <td>0.546</td> </tr> <tr> <td>LL</td> <td>1</td> <td>1</td> <td>0.95</td> <td>O.K.</td> <td>0.95</td> <td>1.35</td> <td>14.619</td> <td>18.749</td> </tr> <tr> <td>PL</td> <td>1</td> <td>1</td> <td>0.95</td> <td>O.K.</td> <td>0.95</td> <td>1.35</td> <td>1.776</td> <td>2.27772</td> </tr> <tr> <td colspan="7">Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.</td> <td>$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$</td> <td>34.5265 kip</td> </tr> </tbody> </table>					Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$	DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.25	8.181	9.715	DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	0.522	0.744	LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.35	25.402	32.578	PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.35	2.422	3.10622	Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	46.1429 kip	Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$	DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.25	10.909	12.954	DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	0.383	0.546	LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.35	14.619	18.749	PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.35	1.776	2.27772	Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	34.5265 kip
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$																																																																																																								
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.25	8.181	9.715																																																																																																								
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	0.522	0.744																																																																																																								
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.35	25.402	32.578																																																																																																								
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.35	2.422	3.10622																																																																																																								
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	46.1429 kip																																																																																																								
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$																																																																																																								
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.25	10.909	12.954																																																																																																								
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	0.383	0.546																																																																																																								
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.35	14.619	18.749																																																																																																								
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.35	1.776	2.27772																																																																																																								
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	34.5265 kip																																																																																																								

Fuente: Elaboración propia.

Figura 101. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado Título: Verificación estado límite de resistencia II. Sección: Verificación de estado límite de resistencia II.	Hojas totales 11 / 30 Hojas de sección 5 / 6
---	---	---

Chequeo de vigas T

Resumen de cargas en elementos	Resistencia de vigas T
---------------------------------------	-------------------------------

1 carril	V interior	V exterior	Máximos	
Momento	298.311	160.042	298.311	kip-ft
Corte	52.6399	25.5273	52.640	kip

2 carriles	V interior	V exterior	Máximos	
Momento	259.961	245.508	259.961	kip-ft
Corte	46.143	34.526	46.143	kip

Mn	703.133 kip-ft
Vn	151.852 kip

Chequeo de estado límite de resistencia I para vigas T $\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_c$ (1.3.2.1-1)

Factores de resistencia ϕ

ϕ_M	0.9	Resistance factor ϕ shall be taken as: • For tension-controlled reinforced concrete sections as specified in Article 5.6.2.1: normal weight concrete 0.90 lightweight concrete 0.90 • For shear and torsion in reinforced concrete sections: normal weight concrete 0.90 lightweight concrete 0.90
ϕ_V	0.9	

Chequeo de momento


1 carril cargado	2 carriles cargados
$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	298.311 kip-ft
$\leq \phi R_n$	632.82 kip-ft
Chequeo	Chequeo
O.K.	O.K.

Chequeo de corte

1 carril cargado	2 carriles cargados
$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	52.640 kip
$\leq \phi R_n$	136.667 kip
Chequeo	Chequeo
O.K.	O.K.

Fuente: Elaboración propia.


Figura 102. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado		Hojas totales 12 / 30	
	Título: Verificación estado límite de resistencia II. Sección: Verificación de estado límite de resistencia II.		Hojas de sección 6 / 6	

Chequeo de losa				
Factores de resistencia ϕ				
ϕ_M		0.9		
ϕ_V		0.9		
Chequeo de losa				
Losa			Resistencia de losa	
Momento	10.256	kip-ft	Mn	18.204 kip-ft
Corte	6.944	kip	Vn	14.325 kip
Chequeo de momento				
$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	10.256	kip-ft	$\leq \phi R_n$	16.3836 kip-ft
			Chequeo	O.K.
Chequeo de Corte				
$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	6.944	kip-ft	$\leq \phi R_n$	12.8925 kip-ft
			Chequeo	O.K.


Fuente: Elaboración propia.

Figura 103. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado		Hojas totales 13 / 30						
	Título: Verificación estado límite de resistencia III. Sección: 1 carril cargado.		Hojas de sección 1 / 6						
Estado límite de resistencia III									
1 carril cargado									
Chequeo de momento en viga interior Cargas aplicadas al estado límite de resistencia III.									
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i (kip-ft)	$\eta_i \gamma_i Q_i$	
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.25	52.898	62.816	
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	3.401	4.846	
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	0	179.843	0.000	
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	0	15.771	0	
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	67.663	kip-ft
Chequeo de momento en viga exterior Cargas aplicadas al estado límite de resistencia III.									
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$	
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.25	70.847	84.131	
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	2.494	3.554	
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	0	44.854	0.000	
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	0	11.565	0	
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	87.685	kip-ft
Chequeo de momento en losa Cargas aplicadas al estado límite de resistencia III.									
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$	
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.25	2.66161	3.161	
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	0.56554	0.806	
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	0	2.281	0.000	
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	0	2.623	0	
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	3.967	kip-ft


Fuente: Elaboración propia.

Figura 104. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado		Hojas totales 14 / 30					
	Título: Verificación estado límite de resistencia III. Sección: 1 carril cargado.		Hojas de sección 2 / 6					
Chequeo de cortante en viga interior Cargas aplicadas al estado límite de resistencia III.								
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.25	8.181	9.715
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	0.522	0.744
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	0	30.468	0.000
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	0	2.422	0
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	10.4588 kip
Chequeo de cortante en viga exterior Cargas aplicadas al estado límite de resistencia III.								
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.25	10.909	12.954
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	0.383	0.546
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	0	7.599	0.000
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	0	1.779	0
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	13.5002 kip
Chequeo de cortante en losa Cargas aplicadas al estado límite de resistencia III.								
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.25	0.99849	1.186
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	0.21216	0.302
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	0	3.270	0.000
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	0	0.984	0
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	1.48803 kip


Fuente: Elaboración propia.

Figura 105. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado		Hojas totales 15 / 30					
	Título: Verificación estado límite de resistencia III. Sección: 2 carriles cargados.		Hojas de sección 3 / 6					
Estado límite de resistencia III								
2 carril cargado								
Chequeo de momento en viga interior Cargas aplicadas al estado límite de resistencia III.								
Cargas	η_D	η_R	η_i	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i (kip-ft)	$\eta_i \gamma_i Q_i$
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.25	52.898	62.816
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	3.401	4.846
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	0	149.940	0.000
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	0	15.771	0
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	67.663 kip-ft
Chequeo de momento en viga exterior Cargas aplicadas al estado límite de resistencia III.								
Cargas	η_D	η_R	η_i	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.25	70.847	84.131
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	2.494	3.554
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	0	111.494	0.000
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	0	11.565	0
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	87.685 kip-ft


Fuente: Elaboración propia.

Figura 106. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado		Hojas totales 16 / 30					
	Título: Verificación estado límite de resistencia III. Sección: 2 carriles cargados.		Hojas de sección 4 / 6					
Chequeo de cortante en viga interior Cargas aplicadas al estado límite de resistencia III.								
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.25	8.181	9.715
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	0.522	0.744
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	0	25.402	0.000
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	0	2.422	0
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	10.4588 kip
Chequeo de cortante en viga exterior Cargas aplicadas al estado límite de resistencia III.								
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.25	10.909	12.954
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	0.383	0.546
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	0	14.619	0.000
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	0	1.776	0
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	13.5002 kip

Fuente: Elaboración propia.

Figura 107. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado Título: Verificación estado límite de resistencia III. Sección: Verificación de estado límite de resistencia III.	Hojas totales 17 / 30 Hojas de sección 5 / 6
---	---	---

Chequeo de vigas T

Resumen de cargas en elementos	Resistencia de vigas T
---------------------------------------	-------------------------------

1 carril	V interior	V exterior	Máximos	
Momento	67.663	87.6848	87.685	kip-ft
Corte	10.4588	13.5002	13.500	kip

2 carriles	V interior	V exterior	Máximos	
Momento	67.663	87.685	87.685	kip-ft
Corte	10.459	13.500	13.500	kip

	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%; text-align: center;">Mn</td> <td style="width: 50%; text-align: center;">703.133 kip-ft</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Vn</td> <td style="text-align: center;">151.852 kip</td> </tr> </table>	Mn	703.133 kip-ft	Vn	151.852 kip
Mn	703.133 kip-ft				
Vn	151.852 kip				

Chequeo de estado límite de resistencia I para vigas T $\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_u$ (1.3.2.1-1)

Resistance factor ϕ shall be taken as:

ϕ_M	0.9	• For tension-controlled reinforced concrete sections as specified in Article 5.6.2.1: normal weight concrete 0.90 lightweight concrete 0.90	• For shear and torsion in reinforced concrete sections: normal weight concrete 0.90 lightweight concrete 0.90
ϕ_V	0.9		

Chequeo de momento


1 carril cargado	2 carriles cargados
$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$ 87.685 kip-ft $\leq \phi R_n$ 632.82 kip-ft Chequeo O.K.	$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$ 87.685 kip-ft $\leq \phi R_n$ 632.82 kip-ft Chequeo O.K.

Chequeo de corte

1 carril cargado	2 carriles cargados
$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$ 13.500 kip $\leq \phi R_n$ 136.667 kip Chequeo O.K.	$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$ 13.500 kip $\leq \phi R_n$ 136.667 kip Chequeo O.K.

Fuente: Elaboración propia.


Figura 108. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado		Hojas totales 18 / 30	
	Título: Verificación estado límite de resistencia III. Sección: Verificación de estado límite de resistencia III.		Hojas de sección 6 / 6	

Chequeo de losa				
Factores de resistencia ϕ				
ϕ_M		0.9		
ϕ_V		0.9		
Chequeo de losa				
Losa			Resistencia de losa	
Momento	3.967	kip-ft	Mn	18.204 kip-ft
Corte	1.488	kip	Vn	14.325 kip
Chequeo de momento				
$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	3.967	kip-ft	$\leq \phi R_n$	16.3836 kip-ft
			Chequeo	O.K.
Chequeo de Corte				
$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	1.488	kip-ft	$\leq \phi R_n$	12.8925 kip-ft
			Chequeo	O.K.


Fuente: Elaboración propia.

Figura 109. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado		Hojas totales 19 / 30						
	Título: Verificación estado límite de resistencia IV. Sección: 1 carril cargado.		Hojas de sección 1 / 6						
Estado límite de resistencia IV									
1 carril cargado									
Chequeo de momento en viga interior Cargas aplicadas al estado límite de resistencia IV.									
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i (kip-ft)	$\eta_i \gamma_i Q_i$	
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	52.898	75.380	
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	3.401	4.846	
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	0	179.843	0.000	
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	0	15.771	0	
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	80.226	kip-ft
Chequeo de momento en viga exterior Cargas aplicadas al estado límite de resistencia IV.									
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$	
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	70.847	100.957	
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	2.494	3.554	
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	0	44.854	0.000	
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	0	11.565	0	
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	104.511	kip-ft
Chequeo de momento en losa Cargas aplicadas al estado límite de resistencia IV.									
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$	
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	2.66161	3.793	
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	0.56554	0.806	
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	0	2.281	0.000	
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	0	2.623	0	
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	4.599	kip-ft


Fuente: Elaboración propia.

Figura 110. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado		Hojas totales 20 / 30					
	Título: Verificación estado límite de resistencia IV. Sección: 1 carril cargado.		Hojas de sección 2 / 6					
Chequeo de cortante en viga interior Cargas aplicadas al estado límite de resistencia IV.								
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	8.181	11.658
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	0.522	0.744
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	0	30.468	0.000
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	0	2.422	0
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	12.4018 kip
Chequeo de cortante en viga exterior Cargas aplicadas al estado límite de resistencia IV.								
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	10.909	15.545
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	0.383	0.546
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	0	7.599	0.000
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	0	1.779	0
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	16.0911 kip
Chequeo de cortante en losa Cargas aplicadas al estado límite de resistencia IV.								
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	0.99849	1.423
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	0.21216	0.302
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	0	3.270	0.000
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	0	0.984	0
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	1.72517 kip


Fuente: Elaboración propia.

Figura 111. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado		Hojas totales 21 / 30						
	Título: Verificación estado límite de resistencia IV. Sección: 2 carriles cargados.		Hojas de sección 3 / 6						
Estado límite de resistencia IV									
2 carril cargado									
Chequeo de momento en viga interior Cargas aplicadas al estado límite de resistencia IV.									
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_I	γ_I	Q_i (kip-ft)	$\eta_i \gamma_i Q_i$	
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	52.898	75.380	
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	3.401	4.846	
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	0	149.940	0.000	
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	0	15.771	0	
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	80.226	kip-ft
Chequeo de momento en viga exterior Cargas aplicadas al estado límite de resistencia IV.									
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_I	γ_I	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$	
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	70.847	100.957	
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	2.494	3.554	
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	0	111.494	0.000	
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	0	11.565	0	
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	104.511	kip-ft


Fuente: Elaboración propia.

Figura 112. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado		Hojas totales 22 / 30					
	Título: Verificación estado límite de resistencia IV. Sección: 2 carriles cargados.		Hojas de sección 4 / 6					
Chequeo de cortante en viga interior Cargas aplicadas al estado límite de resistencia IV.								
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	8.181	11.658
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	0.522	0.744
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	0	25.402	0.000
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	0	2.422	0
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	12.4018 kip
Chequeo de cortante en viga exterior Cargas aplicadas al estado límite de resistencia IV.								
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	10.909	15.545
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	0.383	0.546
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	0	14.619	0.000
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	0	1.776	0
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	16.0911 kip

Fuente: Elaboración propia.


Figura 113. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado Título: Verificación estado límite de resistencia IV. Sección: Verificación de estado límite de resistencia IV.	Hojas totales 23 / 30 Hojas de sección 5 / 6
---	---	---

Chequeo de vigas T																
Resumen de cargas en elementos			Resistencia de vigas T													
1 carril	V interior	V exterior	Máximos													
Momento	80.226	104.511	104.511	kip-ft												
Corte	12.4018	16.0911	16.091	kip												
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: center;">Mn</td> <td style="text-align: center;">703.133</td> <td style="text-align: center;">kip-ft</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Vn</td> <td style="text-align: center;">151.852</td> <td style="text-align: center;">kip</td> </tr> </table>					Mn	703.133	kip-ft	Vn	151.852	kip						
Mn	703.133	kip-ft														
Vn	151.852	kip														
2 carriles	V interior	V exterior	Máximos													
Momento	80.226	104.511	104.511	kip-ft												
Corte	12.402	16.091	16.091	kip												
<p>Chequeo de estado límite de resistencia I para vigas T $\sum \eta_i Q_i \leq \phi R_n = R_u$ (1.3.2.1-1)</p> <p>Factores de resistencia ϕ</p> <table border="1" style="width: 50%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: center;">ϕ_M</td> <td style="text-align: center;">0.9</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">ϕ_V</td> <td style="text-align: center;">0.9</td> </tr> </table> <p style="font-size: small;">Resistance factor ϕ shall be taken as:</p> <ul style="list-style-type: none"> • For tension-controlled reinforced concrete sections as specified in Article 5.6.2.1: <table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td style="width: 50%;">normal weight concrete 0.90</td> <td style="width: 50%;">normal weight concrete 0.90</td> </tr> <tr> <td>lightweight concrete 0.90</td> <td>lightweight concrete 0.90</td> </tr> </table> • For shear and torsion in reinforced concrete sections: <table style="width: 100%; border: none;"> <tr> <td style="width: 50%;">normal weight concrete 0.90</td> <td style="width: 50%;">normal weight concrete 0.90</td> </tr> <tr> <td>lightweight concrete 0.90</td> <td>lightweight concrete 0.90</td> </tr> </table> 					ϕ_M	0.9	ϕ_V	0.9	normal weight concrete 0.90	normal weight concrete 0.90	lightweight concrete 0.90	lightweight concrete 0.90	normal weight concrete 0.90	normal weight concrete 0.90	lightweight concrete 0.90	lightweight concrete 0.90
ϕ_M	0.9															
ϕ_V	0.9															
normal weight concrete 0.90	normal weight concrete 0.90															
lightweight concrete 0.90	lightweight concrete 0.90															
normal weight concrete 0.90	normal weight concrete 0.90															
lightweight concrete 0.90	lightweight concrete 0.90															
<p>Chequeo de momento</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%; text-align: center;">1 carril cargado</td> <td style="width: 50%; text-align: center;">2 carriles cargados</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$</td> <td style="text-align: center;">$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">104.511 kip-ft</td> <td style="text-align: center;">104.511 kip-ft</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">$\leq \phi R_n$</td> <td style="text-align: center;">$\leq \phi R_n$</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">632.82 kip-ft</td> <td style="text-align: center;">632.82 kip-ft</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Chequeo O.K.</td> <td style="text-align: center;">Chequeo O.K.</td> </tr> </table>					1 carril cargado	2 carriles cargados	$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	104.511 kip-ft	104.511 kip-ft	$\leq \phi R_n$	$\leq \phi R_n$	632.82 kip-ft	632.82 kip-ft	Chequeo O.K.	Chequeo O.K.
1 carril cargado	2 carriles cargados															
$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$															
104.511 kip-ft	104.511 kip-ft															
$\leq \phi R_n$	$\leq \phi R_n$															
632.82 kip-ft	632.82 kip-ft															
Chequeo O.K.	Chequeo O.K.															
<p>Chequeo de corte</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%; text-align: center;">1 carril cargado</td> <td style="width: 50%; text-align: center;">2 carriles cargados</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$</td> <td style="text-align: center;">$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">16.091 kip</td> <td style="text-align: center;">16.091 kip</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">$\leq \phi R_n$</td> <td style="text-align: center;">$\leq \phi R_n$</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">136.667 kip</td> <td style="text-align: center;">136.667 kip</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Chequeo O.K.</td> <td style="text-align: center;">Chequeo O.K.</td> </tr> </table>					1 carril cargado	2 carriles cargados	$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	16.091 kip	16.091 kip	$\leq \phi R_n$	$\leq \phi R_n$	136.667 kip	136.667 kip	Chequeo O.K.	Chequeo O.K.
1 carril cargado	2 carriles cargados															
$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$															
16.091 kip	16.091 kip															
$\leq \phi R_n$	$\leq \phi R_n$															
136.667 kip	136.667 kip															
Chequeo O.K.	Chequeo O.K.															

Fuente: Elaboración propia.


Figura 114. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado		Hojas totales 24 / 30	
	Título: Verificación estado límite de resistencia IV. Sección: Verificación de estado límite de resistencia IV.		Hojas de sección 6 / 6	

Chequeo de losa				
Factores de resistencia ϕ				
ϕ_M		0.9		
ϕ_V		0.9		
Chequeo de losa				
Losa			Resistencia de losa	
Momento	4.599	kip-ft	Mn	18.204 kip-ft
Corte	1.725	kip	Vn	14.325 kip
Chequeo de momento				
$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	4.599	kip-ft	$\leq \phi R_n$	16.3836 kip-ft
			Chequeo	O.K.
Chequeo de Corte				
$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	1.725	kip-ft	$\leq \phi R_n$	12.8925 kip-ft
			Chequeo	O.K.


Fuente: Elaboración propia.

Figura 115. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado		Hojas totales 25 / 30						
	Título: Verificación estado límite de resistencia V. Sección: 1 carril cargado.		Hojas de sección 1 / 6						
Estado límite de resistencia V									
1 carril cargado									
Chequeo de momento en viga interior Cargas aplicadas al estado límite de resistencia V.									
Cargas	η_D	η_R	η_i	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i (kip-ft)	$\eta_i \gamma_i Q_i$	
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.25	52.898	62.816	
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	3.401	4.846	
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.35	179.843	230.648	
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.35	15.771	20.2263	
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	298.311	kip-ft
Chequeo de momento en viga exterior Cargas aplicadas al estado límite de resistencia V.									
Cargas	η_D	η_R	η_i	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$	
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.25	70.847	84.131	
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	2.494	3.554	
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.35	44.854	57.525	
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.35	11.565	14.8321	
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	160.042	kip-ft
Chequeo de momento en losa Cargas aplicadas al estado límite de resistencia V.									
Cargas	η_D	η_R	η_i	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$	
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.25	2.66161	3.161	
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	0.56554	0.806	
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.35	2.281	2.926	
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.35	2.623	3.36353	
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	10.256	kip-ft


Fuente: Elaboración propia.

Figura 116. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado		Hojas totales 26 / 30					
	Título: Verificación estado límite de resistencia V. Sección: 1 carril cargado.		Hojas de sección 2 / 6					
Chequeo de cortante en viga interior Cargas aplicadas al estado límite de resistencia V.								
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.25	8.181	9.715
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	0.522	0.744
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.35	30.468	39.075
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.35	2.422	3.10622
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	52.6399 kip
Chequeo de cortante en viga exterior Cargas aplicadas al estado límite de resistencia V.								
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.25	10.909	12.954
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	0.383	0.546
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.35	7.599	9.746
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.35	1.779	2.28157
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	25.5273 kip
Chequeo de cortante en losa Cargas aplicadas al estado límite de resistencia V.								
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.25	0.99849	1.186
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	0.21216	0.302
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.35	3.270	4.194
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.35	0.984	1.26181
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	6.9438 kip


Fuente: Elaboración propia.

Figura 117. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado		Hojas totales 27 / 30						
	Título: Verificación estado límite de resistencia V. Sección: 2 carriles cargados.		Hojas de sección 3 / 6						
Estado límite de resistencia V									
2 carril cargado									
Chequeo de momento en viga interior Cargas aplicadas al estado límite de resistencia V.									
Cargas	η_D	η_R	η_i	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i (kip-ft)	$\eta_i \gamma_i Q_i$	
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.25	52.898	62.816	
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	3.401	4.846	
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.35	149.940	192.298	
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.35	15.771	20.2263	
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	259.961	kip-ft
Chequeo de momento en viga exterior Cargas aplicadas al estado límite de resistencia V.									
Cargas	η_D	η_R	η_i	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$	
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.25	70.847	84.131	
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	2.494	3.554	
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.35	111.494	142.991	
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.35	11.565	14.8321	
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	245.508	kip-ft


Fuente: Elaboración propia.

Figura 118. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado		Hojas totales 28 / 30																																																																																											
	Título: Verificación estado límite de resistencia V. Sección: 2 carriles cargados.		Hojas de sección 4 / 6																																																																																											
<p>Chequeo de cortante en viga interior Cargas aplicadas al estado límite de resistencia V.</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Cargas</th> <th>η_D</th> <th>η_R</th> <th>η_I</th> <th>Chequeo</th> <th>η_i</th> <th>γ_i</th> <th>Q_i</th> <th>$\eta_i \gamma_i Q_i$</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>DC</td> <td>1</td> <td>1</td> <td>0.95</td> <td>O.K.</td> <td>0.95</td> <td>1.25</td> <td>8.181</td> <td>9.715</td> </tr> <tr> <td>DW</td> <td>1</td> <td>1</td> <td>0.95</td> <td>O.K.</td> <td>0.95</td> <td>1.5</td> <td>0.522</td> <td>0.744</td> </tr> <tr> <td>LL</td> <td>1</td> <td>1</td> <td>0.95</td> <td>O.K.</td> <td>0.95</td> <td>1.35</td> <td>25.402</td> <td>32.578</td> </tr> <tr> <td>PL</td> <td>1</td> <td>1</td> <td>0.95</td> <td>O.K.</td> <td>0.95</td> <td>1.35</td> <td>2.422</td> <td>3.10622</td> </tr> </tbody> </table> <p>Nota: IM ya se encuentra incluida en LL. $\sum \eta_i \gamma_i Q_i$ 46.1429 kip</p> <p>Chequeo de cortante en viga exterior Cargas aplicadas al estado límite de resistencia V.</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Cargas</th> <th>η_D</th> <th>η_R</th> <th>η_I</th> <th>Chequeo</th> <th>η_i</th> <th>γ_i</th> <th>Q_i</th> <th>$\eta_i \gamma_i Q_i$</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>DC</td> <td>1</td> <td>1</td> <td>0.95</td> <td>O.K.</td> <td>0.95</td> <td>1.25</td> <td>10.909</td> <td>12.954</td> </tr> <tr> <td>DW</td> <td>1</td> <td>1</td> <td>0.95</td> <td>O.K.</td> <td>0.95</td> <td>1.5</td> <td>0.383</td> <td>0.546</td> </tr> <tr> <td>LL</td> <td>1</td> <td>1</td> <td>0.95</td> <td>O.K.</td> <td>0.95</td> <td>1.35</td> <td>14.619</td> <td>18.749</td> </tr> <tr> <td>PL</td> <td>1</td> <td>1</td> <td>0.95</td> <td>O.K.</td> <td>0.95</td> <td>1.35</td> <td>1.776</td> <td>2.27772</td> </tr> </tbody> </table> <p>Nota: IM ya se encuentra incluida en LL. $\sum \eta_i \gamma_i Q_i$ 34.5265 kip</p>					Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$	DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.25	8.181	9.715	DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	0.522	0.744	LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.35	25.402	32.578	PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.35	2.422	3.10622	Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$	DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.25	10.909	12.954	DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	0.383	0.546	LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.35	14.619	18.749	PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.35	1.776	2.27772
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$																																																																																						
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.25	8.181	9.715																																																																																						
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	0.522	0.744																																																																																						
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.35	25.402	32.578																																																																																						
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.35	2.422	3.10622																																																																																						
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$																																																																																						
DC	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.25	10.909	12.954																																																																																						
DW	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.5	0.383	0.546																																																																																						
LL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.35	14.619	18.749																																																																																						
PL	1	1	0.95	O.K.	0.95	1.35	1.776	2.27772																																																																																						

Fuente: Elaboración propia.

Figura 119. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado	Hojas totales 29 / 30
	Título: Verificación estado límite de resistencia V. Sección: Verificación de estado límite de resistencia V.	Hojas de sección 5 / 6

Chequeo de vigas T										
Resumen de cargas en elementos			Resistencia de vigas T							
1 carril	V interior	V exterior	Máximos							
Momento	298.311	160.042	298.311	kip-ft						
Corte	52.6399	25.5273	52.640	kip						
<table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td>Mn</td> <td>703.133</td> <td>kip-ft</td> </tr> <tr> <td>Vn</td> <td>151.852</td> <td>kip</td> </tr> </table>					Mn	703.133	kip-ft	Vn	151.852	kip
Mn	703.133	kip-ft								
Vn	151.852	kip								
2 carriles	V interior	V exterior	Máximos							
Momento	259.961	245.508	259.961	kip-ft						
Corte	46.143	34.526	46.143	kip						

Chequeo de estado límite de resistencia I para vigas T $\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_u$ (1.3.2.1-1)

Factores de resistencia ϕ

ϕ_M	0.9
ϕ_V	0.9

Resistance factor ϕ shall be taken as:

- For tension-controlled reinforced concrete sections as specified in Article 5.6.2.1:

normal weight concrete	0.90
lightweight concrete	0.90
- For shear and torsion in reinforced concrete sections:


normal weight concrete	0.90
lightweight concrete	0.90

Chequeo de momento			
1 carril cargado		2 carriles cargados	
$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	298.311 kip-ft	$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	259.961 kip-ft
$\leq \phi R_n$	632.82 kip-ft	$\leq \phi R_n$	632.82 kip-ft
Chequeo	O.K.	Chequeo	O.K.

Chequeo de corte			
1 carril cargado		2 carriles cargados	
$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	52.640 kip	$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	46.143 kip
$\leq \phi R_n$	136.667 kip	$\leq \phi R_n$	136.667 kip
Chequeo	O.K.	Chequeo	O.K.

Fuente: Elaboración propia.

Figura 120. Verificación estado límite de resistencia I (Cont.)

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado		Hojas totales 30 / 30	
	Título: Verificación estado límite de resistencia V. Sección: Verificación de estado límite de resistencia V.		Hojas de sección 6 / 6	

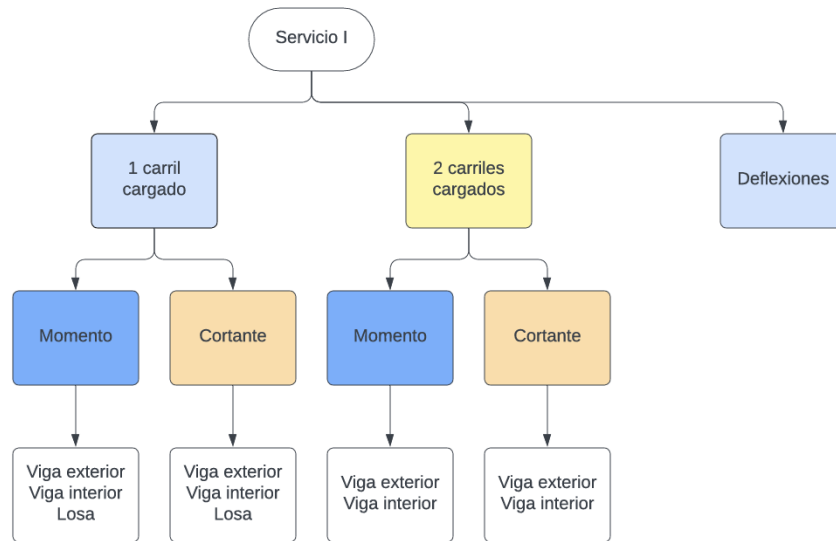
Chequeo de losa				
Factores de resistencia ϕ				
ϕ_M		0.9		
ϕ_V		0.9		
Chequeo de losa				
Losa			Resistencia de losa	
Momento	10.256	kip-ft	Mn	18.204 kip-ft
Corte	6.944	kip	Vn	14.325 kip
Chequeo de momento				
$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	10.256	kip-ft	$\leq \phi R_n$	16.3836 kip-ft
			Chequeo	O.K.
Chequeo de Corte				
$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	6.944	kip-ft	$\leq \phi R_n$	12.8925 kip-ft
			Chequeo	O.K.

Fuente: Elaboración propia.

Estado límite de servicio I y límites por deflexiones

El estado límite de servicio controla las deformaciones, preservando la comodidad del usuario y la durabilidad del concreto. A continuación, se presentan las combinaciones de dicho estado límite por viga interior, exterior y losa. Al finalizar se encuentra el chequeo de deflexiones y el chequeo final del estado límite. En la siguiente figura se encuentra un diagrama que ilustra el orden de la hoja de cálculo:


Figura 121. Diagrama de estado límite de servicio I.



Fuente: Elaboración propia.


La verificación por estado límite de servicio I se encuentra a continuación:

Figura 122. Verificación estado límite de servicio I y deflexiones

 UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado		Hojas totales 1 / 7						
	Título: Verificación estado límite de servicio I y deflexiones. Sección: 1 carril cargado.		Hojas de sección 1 / 4						
Estado límite de servicio I									
1 carril cargado									
Chequeo de momento en viga interior Cargas aplicadas al estado límite de servicio I.									
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i (kip-ft)	$\eta_i \gamma_i Q_i$	
DC	1	1	1	O.K.	1	1	52.898	52.898	
DW	1	1	1	O.K.	1	1	3.401	3.401	
LL	1	1	1	O.K.	1	1	179.843	179.843	
PL	1	1	1	O.K.	1	1	15.771	15.771	
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	236.142	kip-ft
Chequeo de momento en viga exterior Cargas aplicadas al estado límite de servicio I.									
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$	
DC	1	1	1	O.K.	1	1	70.847	70.847	
DW	1	1	1	O.K.	1	1	2.494	2.494	
LL	1	1	1	O.K.	1	1	44.854	44.854	
PL	1	1	1	O.K.	1	1	11.565	11.565	
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	129.760	kip-ft
Chequeo de momento en losa Cargas aplicadas al estado límite de servicio I.									
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$	
DC	1	1	1	O.K.	1	1	2.66161	2.662	
DW	1	1	1	O.K.	1	1	0.56554	0.566	
LL	1	1	1	O.K.	1	1	2.281	2.281	
PL	1	1	1	O.K.	1	1	2.623	2.62264	
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	8.131	kip-ft


Fuente: Elaboración propia.

Figura 123. Verificación estado límite de servicio I y deflexiones (Cont.)

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado		Hojas totales 2 / 7					
	Título: Verificación estado límite de servicio I y deflexiones. Sección: 1 carril cargado.		Hojas de sección 2 / 4					
Chequeo de cortante en viga interior Cargas aplicadas al estado límite de servicio I.								
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$
DC	1	1	1	O.K.	1	1	8.181	8.181
DW	1	1	1	O.K.	1	1	0.522	0.522
LL	1	1	1	O.K.	1	1	30.468	30.468
PL	1	1	1	O.K.	1	1	2.422	2.422
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	41.5928 kip
Chequeo de cortante en viga exterior Cargas aplicadas al estado límite de servicio I.								
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$
DC	1	1	1	O.K.	1	1	10.909	10.909
DW	1	1	1	O.K.	1	1	0.383	0.383
LL	1	1	1	O.K.	1	1	7.599	7.599
PL	1	1	1	O.K.	1	1	1.776	1.776
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	20.6669 kip
Chequeo de cortante en losa Cargas aplicadas al estado límite de servicio I.								
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$
DC	1	1	1	O.K.	1	1	0.99849	0.998
DW	1	1	1	O.K.	1	1	0.21216	0.212
LL	1	1	1	O.K.	1	1	3.270	3.270
PL	1	1	1	O.K.	1	1	0.984	0.98386
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	5.46466 kip


Fuente: Elaboración propia.

Figura 124. Verificación estado límite de servicio I y deflexiones (Cont.)

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado		Hojas totales 3 / 7					
	Título: Verificación estado límite de servicio I y deflexiones. Sección: 2 carriles cargados.		Hojas de sección 3 / 4					
Estado límite de servicio I								
2 carril cargado								
Chequeo de momento en viga interior Cargas aplicadas al estado límite de servicio I.								
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i (kip-ft)	$\eta_i \gamma_i Q_i$
DC	1	1	1	O.K.	1	1	52.898	52.898
DW	1	1	1	O.K.	1	1	3.401	3.401
LL	1	1	1	O.K.	1	1	149.940	149.940
PL	1	1	1	O.K.	1	1	15.771	15.771
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	206.239 kip-ft
Chequeo de momento en viga exterior Cargas aplicadas al estado límite de servicio I.								
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$
DC	1	1	1	O.K.	1	1	70.847	70.847
DW	1	1	1	O.K.	1	1	2.494	2.494
LL	1	1	1	O.K.	1	1	111.494	111.494
PL	1	1	1	O.K.	1	1	11.565	11.565
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	196.400 kip-ft


Fuente: Elaboración propia.

Figura 125. Verificación estado límite de servicio I y deflexiones (Cont.)

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado		Hojas totales 4 / 7					
	Título: Verificación estado límite de servicio I y deflexiones. Sección: 2 carriles cargados.		Hojas de sección 4 / 4					
Chequeo de cortante en viga interior Cargas aplicadas al estado límite de servicio I.								
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_i	V_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$
DC	1	1	1	O.K.	1	1	8.181	8.181
DW	1	1	1	O.K.	1	1	0.522	0.522
LL	1	1	1	O.K.	1	1	25.402	25.402
PL	1	1	1	O.K.	1	1	2.422	2.422
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	36.5269 kip
Chequeo de cortante en viga exterior Cargas aplicadas al estado límite de servicio I.								
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_i	V_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$
DC	1	1	1	O.K.	1	1	10.909	10.909
DW	1	1	1	O.K.	1	1	0.383	0.383
LL	1	1	1	O.K.	1	1	14.619	14.619
PL	1	1	1	O.K.	1	1	1.776	1.776
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	27.6867 kip


Fuente: Elaboración propia.

Figura 126. Verificación estado límite de servicio I y deflexiones (Cont.)

 UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado		Hojas totales 5 / 7																									
	Título: Verificación estado límite de servicio I y deflexiones. Sección: Chequeo de deflexiones.		Hojas de sección 1 / 1																									
Chequeo de deflexiones en viga interior Cargas aplicadas al estado límite de servicio I.																												
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$																				
DC	1	1	1	O.K.	1	1	0.01792	0.018																				
DW	1	1	1	O.K.	1	1	0.00116	0.001																				
LL	1	1	1	O.K.	1	1	0.136	0.136																				
PL	1	1	1	O.K.	1	1	0.005	0.00535																				
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	0.16057 ft 0.408 cm																				
Chequeo de deflexiones en viga exterior Cargas aplicadas al estado límite de servicio I.																												
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$																				
DC	1	1	1	O.K.	1	1	0.02403	0.024																				
DW	1	1	1	O.K.	1	1	0.00085	0.001																				
LL	1	1	1	O.K.	1	1	0.136	0.136																				
PL	1	1	1	O.K.	1	1	0.004	0.00393																				
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	0.16495 ft 0.419 cm																				
Chequeo de deflexiones en losa Cargas aplicadas al estado límite de servicio I.																												
Cargas	η_D	η_R	η_I	Chequeo	η_i	γ_i	Q_i	$\eta_i \gamma_i Q_i$																				
DC	1	1	1	O.K.	1	1	0.02222	0.022																				
DW	1	1	1	O.K.	1	1	0.00472	0.005																				
LL	1	1	1	O.K.	1	1	0.025	0.025																				
PL	1	1	1	O.K.	1	1	0.0219	0.02189																				
Nota: IM ya se encuentra incluida en LL.							$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	0.07356 in 0.187 cm																				
Chequeo de deflexiones																												
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Chequeo deflexiones</th> <th>Chequeo</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>V interior</td> <td>0.408 cm O.K.</td> </tr> <tr> <td>V exterior</td> <td>0.419 cm O.K.</td> </tr> <tr> <td>Losa</td> <td>0.187 cm O.K.</td> </tr> </tbody> </table>				Chequeo deflexiones	Chequeo	V interior	0.408 cm O.K.	V exterior	0.419 cm O.K.	Losa	0.187 cm O.K.	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Límite</th> <th>0.8 cm</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td colspan="2"> In the absence of other criteria, the following deflection limits may be considered for steel, aluminum, and/or concrete vehicular bridges: </td> </tr> <tr> <td>• Vehicular load, general</td> <td>Span/800,</td> </tr> <tr> <td>• Vehicular and pedestrian loads</td> <td>Span/1,000,</td> </tr> <tr> <td>• Vehicular load on cantilever arms</td> <td>Span/300, and</td> </tr> <tr> <td>• Vehicular and pedestrian loads on cantilever arms</td> <td>Span/375.</td> </tr> </tbody> </table>					Límite	0.8 cm	In the absence of other criteria, the following deflection limits may be considered for steel, aluminum, and/or concrete vehicular bridges:		• Vehicular load, general	Span/800,	• Vehicular and pedestrian loads	Span/1,000,	• Vehicular load on cantilever arms	Span/300, and	• Vehicular and pedestrian loads on cantilever arms	Span/375.
Chequeo deflexiones	Chequeo																											
V interior	0.408 cm O.K.																											
V exterior	0.419 cm O.K.																											
Losa	0.187 cm O.K.																											
Límite	0.8 cm																											
In the absence of other criteria, the following deflection limits may be considered for steel, aluminum, and/or concrete vehicular bridges:																												
• Vehicular load, general	Span/800,																											
• Vehicular and pedestrian loads	Span/1,000,																											
• Vehicular load on cantilever arms	Span/300, and																											
• Vehicular and pedestrian loads on cantilever arms	Span/375.																											

Fuente: Elaboración propia.

Figura 127. Verificación estado límite de servicio I y deflexiones (Cont.)

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado	Hojas totales 6 / 7 Hojas de sección 1 / 2
Título: Verificación estado límite de servicio I y deflexiones. Sección: Verificación de estado límite de servicio I.		

Chequeo de vigas T

Resumen de cargas en elementos	Resistencia de vigas T
--------------------------------	------------------------

	1 carril	V interior	V exterior	Máximos		
Momento	236.142	129.76	236.142	kip-ft	Mn	703.133 kip-ft
Corte	41.5928	20.6669	41.593	kip	Vn	151.852 kip

	2 carriles	V interior	V exterior	Máximos		
Momento	206.239	196.400	206.239	kip-ft		
Corte	36.527	27.687	36.527	kip		

Chequeo de estado límite de servicio I para vigas T $\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_s$ (1.3.2.1-1)

Factores de resistencia ϕ	Resistance factor ϕ shall be taken as:
--------------------------------	---

ϕ_M	0.9				
ϕ_V	0.9				

- For tension-controlled reinforced concrete sections as specified in Article 5.6.2.1:

normal weight concrete	0.90
lightweight concrete	0.90
- For shear and torsion in reinforced concrete sections:

normal weight concrete	0.90
lightweight concrete	0.90

Chequeo de momento


1 carril cargado	2 carriles cargados
$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$ 236.142 kip-ft	$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$ 206.239 kip-ft
$\leq \phi R_n$ 632.82 kip-ft	$\leq \phi R_n$ 632.82 kip-ft
Chequeo O.K.	Chequeo O.K.

Chequeo de corte

1 carril cargado	2 carriles cargados
$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$ 41.593 kip	$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$ 36.527 kip
$\leq \phi R_n$ 136.667 kip	$\leq \phi R_n$ 136.667 kip
Chequeo O.K.	Chequeo O.K.

Fuente: Elaboración propia.

Figura 128. Verificación estado límite de servicio I y deflexiones (Cont.)

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado		Hojas totales 7 / 7	
	Título: Verificación estado límite de servicio I y deflexiones. Sección: Verificación de estado límite de servicio I.		Hojas de sección 2 / 2	
Chequeo de losa				
Factores de resistencia ϕ				
ϕ_M	0.9			
ϕ_V	0.9			
Chequeo de estado límite de servicio I para losa				
Resumen de cargas en losa			Resistencia de losa	
Momento	8.131	kip-ft	Mn	18.204 kip-ft
Corte	5.465	kip	Vn	14.325 kip
Chequeo de momento				
$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	8.131 kip-ft	\leq	ϕR_n	16.3836 kip-ft
Chequeo O.K.				
Chequeo de Corte				
$\sum \eta_i \gamma_i Q_i$	5.465 kip-ft	\leq	ϕR_n	12.8925 kip-ft
Chequeo O.K.				

Fuente: Elaboración propia.

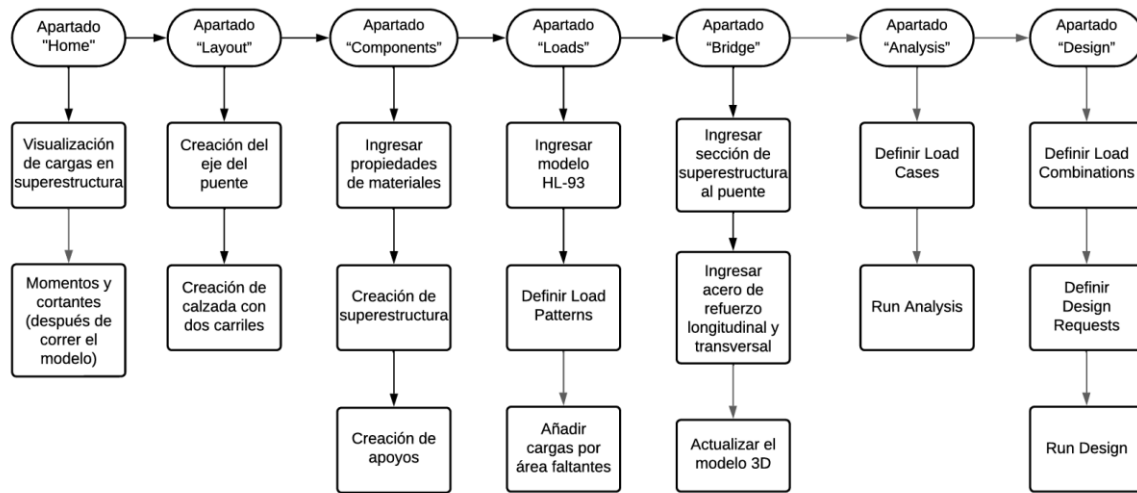
5.4 Realizar un modelo en CSiBridge

5.4.1 Realización del modelo en CSiBridge

El modelo se llevará a cabo en software CSiBridge, el cual es un programa de diseño especializado para el diseño de puentes. Cuenta con una interfaz agradable que permite personalizar la magnitud y dirección de las cargas, además del área donde estas se colocan. Proporciona opciones que permiten personalizar los materiales a utilizar en cada elemento del tablero.

En el siguiente diagrama de flujo se presenta el proceso que se siguió para realizar la superestructura (Cabanies, 2025):

Figura 129. Proceso creación de modelo CSiBridge

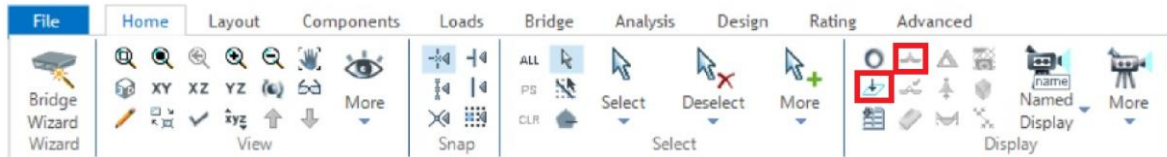


Fuente: Elaboración propia.

A continuación, se presentan las acciones realizadas en cada apartado:

Apartado “Home”

Figura 130. Apartado "Home"



Fuente: Elaboración propia.

En el apartado “Home” permite ajustar la visualización del modelo en 3D. Principalmente se utilizaron las opciones de visualización de cargas sobre la superestructura. También se utiliza la opción para conocer el momento y cortante realizados por dicha carga (esta función solo está habilitada cuando se corre el modelo con “Run Analysis”). Cabe recalcar que los momentos obtenidos en este apartado no son los finales, son los momentos realizados por las cargas individuales. Se puede obtener el momento y cortante en todo el puente o por viga exterior o interior.

Apartado “Layout”

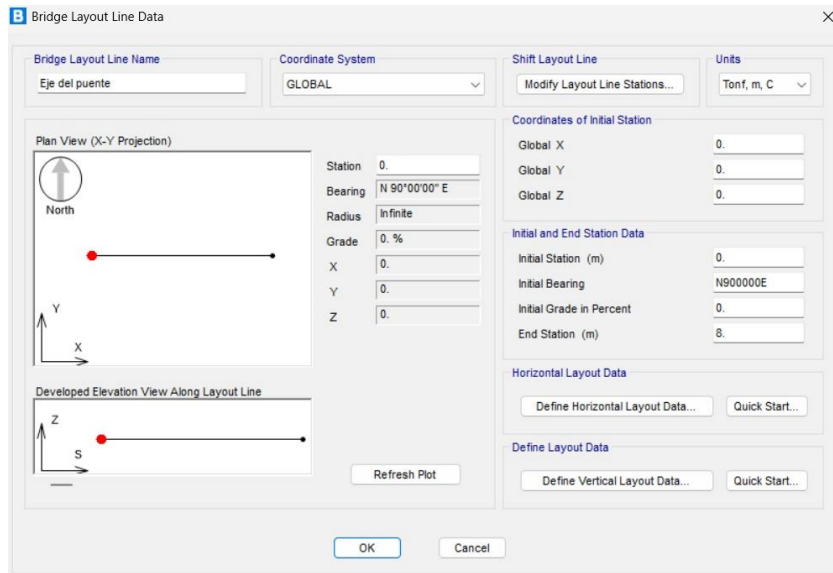
Figura 131. Apartado "Layout"



Fuente: Elaboración propia.

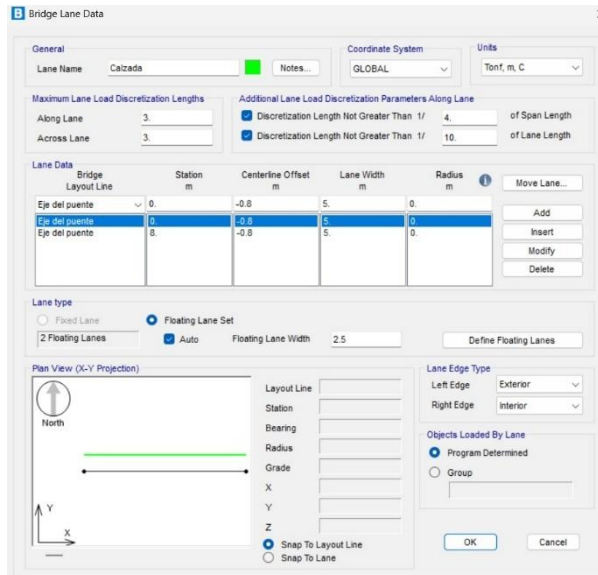
En el apartado “Layout” se definió el eje del puente y la calzada. El eje del puente es una línea que atraviesa el puente longitudinalmente en el centro. Debido a que el puente a ser analizado no es simétrico (del lado derecho se dispone de un paso peatonal, en tanto que en el lado izquierdo se carece de dicho elemento) se puede definir el paso vehicular independiente. Se define una calzada y dentro de ella se definen dos carriles, el proceso se puede ver a continuación en las siguientes figuras:

Figura 132. Eje del puente



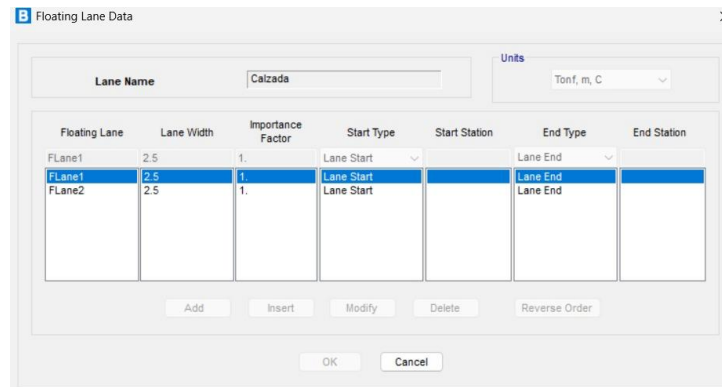
Fuente: Elaboración propia.

Figura 133. Calzada del puente



Fuente: Elaboración propia.

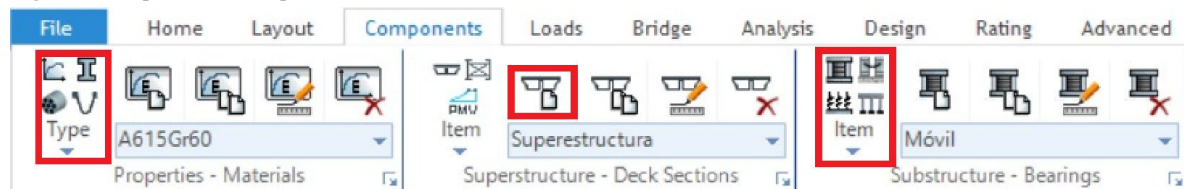
Figura 134. Carriles del puente



Fuente: Elaboración propia.

Apartado “Components”

Figura 135. Apartado "Components"



Fuente: Elaboración propia.

En el siguiente apartado “Components” se definen los materiales a utilizar (concreto y acero). Luego se define la superestructura y los diafragmas.

Es importante mencionar que al momento en que se cree la superestructura también se crea un listado de cargas ligado a ella. En otras palabras, en este paso ya se ingresan algunas de las cargas al puente (el resto de las cargas se ingresará más adelante). El listado de cargas que se ingresa en este paso es el siguiente:

- Carga longitudinal de barreras.
- Adoquín del paso peatonal.

Por último, se define el tipo de apoyos que se le asignarán al puente, en este caso el extremo izquierdo es “Móvil” y el extremo derecho “Fijo”.

El proceso correspondiente a los materiales, componentes y apoyos se presenta en las siguientes figuras:

Figura 136. Propiedades del concreto

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for concrete. It is organized into several sections:

- General Data:** Material Name and Display Color is 'C_280' with a yellow color swatch. Material Type is 'Concrete'. Material Grade is 'fc 4000 psi'. Material Notes has a 'Modify/Show Notes...' button.
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume is '8.391E-05'. Mass per Unit Volume is '2.173E-07'. Units are set to 'Kip, in, F'.
- Isotropic Property Data:** Modulus Of Elasticity, E is '3986.548'. Poisson, U is '0.2'. Coefficient Of Thermal Expansion, A is '5.500E-06'. Shear Modulus, G is '1661.0617'.
- Other Properties For Concrete Materials:** Specified Concrete Compressive Strength, fc is '3.9825'. Expected Concrete Compressive Strength is '3.9825'. There is an unchecked checkbox for 'Lightweight Concrete' and a 'Shear Strength Reduction Factor' field.
- At the bottom, there is an unchecked checkbox for 'Switch To Advanced Property Display' and 'OK' and 'Cancel' buttons.

Fuente: Elaboración propia.

Figura 137. Propiedades del acero

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for steel. It is organized into several sections:

- General Data:** Material Name and Display Color is 'A615Gr60' with a purple color swatch. Material Type is 'Rebar'. Material Grade is 'Grade 60'. Material Notes has a 'Modify/Show Notes...' button.
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume is '2.836E-04'. Mass per Unit Volume is '7.345E-07'. Units are set to 'Kip, in, F'.
- Uniaxial Property Data:** Modulus Of Elasticity, E is '29000.'. Poisson, U is '0.3'. Coefficient Of Thermal Expansion, A is '6.500E-06'. Shear Modulus, G is empty.
- Other Properties For Rebar Materials:** Minimum Yield Stress, Fy is '60.'. Minimum Tensile Stress, Fu is '90.'. Expected Yield Stress, Fye is '66.'. Expected Tensile Stress, Fue is '99'.
- At the bottom, there is an unchecked checkbox for 'Switch To Advanced Property Display' and 'OK' and 'Cancel' buttons.

Fuente: Elaboración propia.

Figura 138. Sección de superestructura

Define Bridge Section Data - Concrete Tee Beam

Section Data

Item	Value
General Data	
Bridge Section Name	Superestructura
Slab Material Property	C_280
Girder Material Property	C_280
Number of Interior Girders	5
Total Width	7.1
Total Depth	0.86
Keep Girders Vertical When Superelevate? (Area & Solid Mod...)	Yes
Top Slab Profile	Flat
Slab Thickness	
Top Slab Thickness (t1)	0.16
Fillet Horizontal Dimension Data	
f1 Horizontal Dimension	0.
f2 Horizontal Dimension	0.
f3 Horizontal Dimension	0.
f4 Horizontal Dimension	0.
Fillet Vertical Dimension Data	
f1 Vertical Dimension	0.

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia.

Figura 139. Sección de superestructura (Cont.)

Define Bridge Section Data - Concrete Tee Beam

Section Data

Item	Value
Fillet Vertical Dimension Data	
f1 Vertical Dimension	0.
f2 Vertical Dimension	0.
f3 Vertical Dimension	0.
f4 Vertical Dimension	0.
Exterior Girder Data	
Exterior Girder Depth Above Flare (L3)	0.7
Exterior Girder Flare Depth (L4)	0.
Exterior Girder Thickness Above Flare (t3)	0.35
Exterior Girder Thickness Below Flare (t10)	0.35
Interior Girder Data	
Interior Girder Depth Above Flare (L5)	0.7
Interior Girder Flare Depth (L8)	0.
Interior Girder Thickness Above Flare (t4)	0.35
Interior Girder Thickness Below Flare (t11)	0.35
Left Overhang Data	
Left Overhang Length (L1)	0.
Left Overhang Outer Thickness (t5)	0.16

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia.

Figura 140. Sección de superestructura (Cont.)

Define Bridge Section Data - Concrete Tee Beam

Width

Depth

Ref Pt

Section Data

Item	Value
Exterior Girder Data	
Exterior Girder Depth Above Flare (L3)	0.7
Exterior Girder Flare Depth (L4)	0
Exterior Girder Thickness Above Flare (t13)	0.35
Exterior Girder Thickness Below Flare (t10)	0.35
Interior Girder Data	
Interior Girder Depth Above Flare (L5)	0.7
Interior Girder Flare Depth (L6)	0
Interior Girder Thickness Above Flare (t14)	0.35
Interior Girder Thickness Below Flare (t11)	0.35
Left Overhang Data	
Left Overhang Length (L1)	0
Left Overhang Outer Thickness (t5)	0.16
Right Overhang Data	
Right Overhang Length (L2)	0
Right Overhang Outer Thickness (t6)	0.16
Insertion Point Location	
Offset X From Reference Point To Insertion Point	0
Offset Y From Reference Point To Insertion Point	0

Girder Output

Modify/Show Girder Force Output Locations...

Modify/Show Properties

Materials... Frame Sects... Units: Tonf, m, C

Modify/Show Load Patterns

Load Patterns...

Convert To User Bridge Section

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia.

Figura 141. Sección de superestructura (Cont.)

Section Data

Definition Loads

Item	Value
Barriers	
Load Pattern	Barrier
Number of Barriers	2
Barrier 1	
Measure from	Left Edge of Deck
Distance to Outer Edge	0
Width	0.25
Height	1.31
Weight Eccentricity	-0.065
Weight per Length	0.417
Barrier 2	
Measure from	Right Edge of Deck
Distance to Outer Edge	0
Width	0.25
Height	1.31
Weight Eccentricity	-0.065
Weight per Length	0.417
Sidewalks	

Fuente: Elaboración propia.

Figura 142. Sección de superestructura (Cont.)

Section Data

Definition Loads

Item	Value
Weight Eccentricity	-0.065
Weight per Length	0.417
Sidewalks	
Load Pattern	Sidewalk
Number of Sidewalks	1
Sidewalk 1	
Measure from	Right Edge of Deck
Distance to Outer Edge	0.25
Width	1.5
Weight per Area	0.0374
Live Load Curb Locations	
Method	User Defined
Distance to Inside Edge of Left Live Load Curb	0.25
Distance to Inside Edge of Right Live Load Curb	0.25
Distance to Centerline of Median Live Load Curb	0.
Width of Median Live Load Curb	0.
Wearing Surface Loads	
Load Pattern	None

Fuente: Elaboración propia.

Figura 143. Apoyo móvil

Bridge Bearing Data

Bridge Bearing Name: Móvil

Units: Tonf, m, C

Bridge Bearing Is Defined By:

Link/Support Property

User Definition

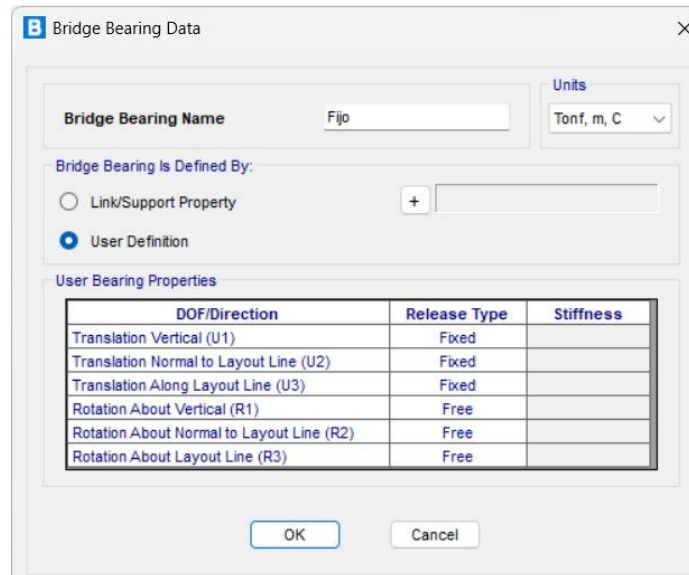
User Bearing Properties

DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Normal to Layout Line (U2)	Fixed	
Translation Along Layout Line (U3)	Free	
Rotation About Vertical (R1)	Free	
Rotation About Normal to Layout Line (R2)	Free	
Rotation About Layout Line (R3)	Free	

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia.

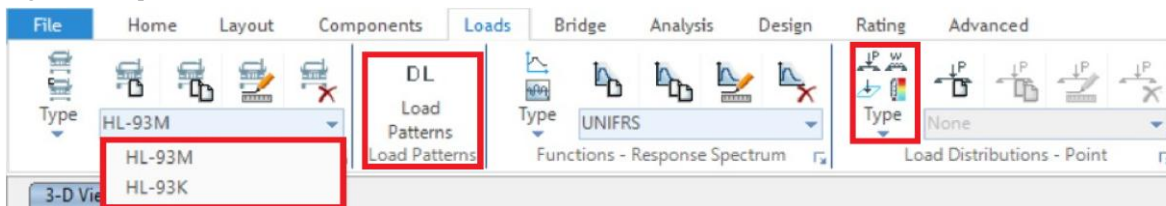
Figura 144. Apoyo fijo



Fuente: Elaboración propia.

Apartado “Loads”

Figura 145. Apartado "Loads"



Fuente: Elaboración propia.

En el presente apartado se añaden las cargas vehiculares, se busca en la base de datos del programa el modelo HL-93 que consiste en un camión con carga de pista (en el programa aparece bajo el nombre de “HL-93K”) y un tándem con carga de pista (en el programa “HL-93M”). También se menciona que se debe de crear una combinación de vehículos, en los que se decide si se tiene 1 camión en la calzada o 2 camiones en la calzada. Es esta parte donde también se ingresa el factor de múltiple presencia, en este caso el factor será de $m=1$ y se trabajará solamente con 1 camión (Luego en los factores de distribución de carga se toma en cuenta si se tendrán más carriles cargados). Luego se utiliza la opción “Load Patterns” y se ingresa las cargas que se considerarán en el análisis.

Por último, se ingresan las cargas faltantes, dichas cargas se enlistan a continuación:

- Asfalto
- Peatonal

Dicho proceso se presenta en las siguientes figuras:

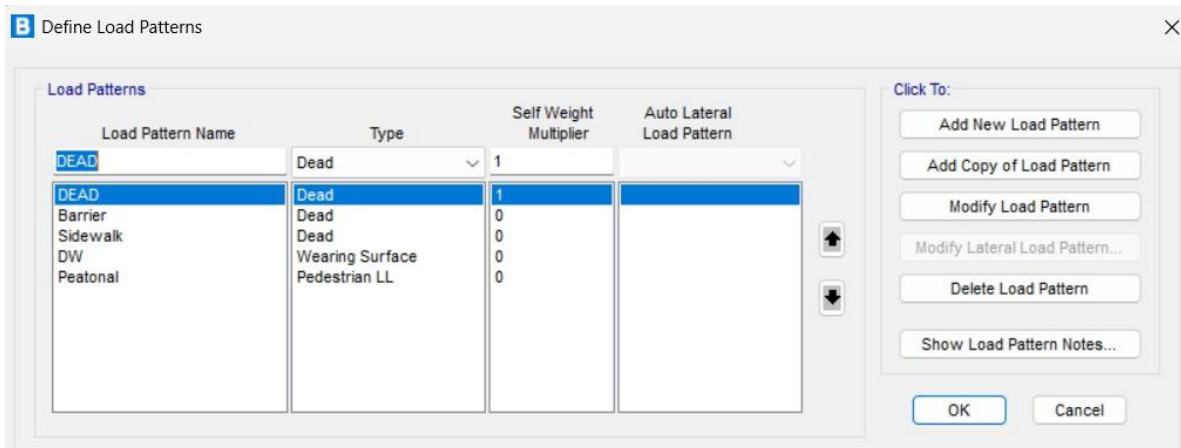
Figura 146. HL-93K

Fuente: Elaboración propia.

Figura 147. HL-93M

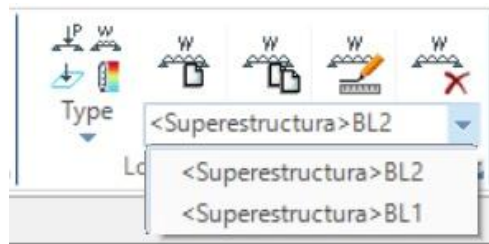
Fuente: Elaboración propia.

Figura 148. Load Patterns



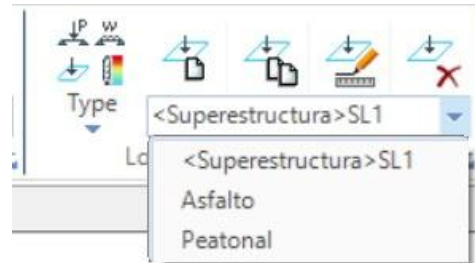
Fuente: Elaboración propia.

Figura 149. Cargas lineales



Fuente: Elaboración propia.

Figura 150. Cargas por área



Fuente: Elaboración propia.

Figura 151. Carga asfáltica

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

- Load Name:** Asfalto
- Units:** Kip, ft, F
- Load Direction:**
 - Load Type: Force
 - Coordinate System: GLOBAL
 - Direction: Gravity
- Load Value:**
 - Left Edge Value: 0.023
 - Right Edge Value: 0.023
- Load Transverse Location:**
 - Left Reference Location: Left Edge of Deck
 - Left Load Distance from Left Ref. Location: 0.8202
 - Right Reference Location: Right Edge of Deck
 - Right Load Distance from Right Ref. Location: 5.7415
- Load Vertical Location:** Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

Buttons: OK, Cancel

Fuente: Elaboración propia.

Figura 152. Carga peatonal

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

- Load Name:** Peatonal
- Units:** Tonf, m, C
- Load Direction:**
 - Load Type: Force
 - Coordinate System: GLOBAL
 - Direction: Gravity
- Load Value:**
 - Left Edge Value: 0.3662
 - Right Edge Value: 0.3662
- Load Transverse Location:**
 - Left Reference Location: Right Edge of Deck
 - Left Load Distance from Left Ref. Location: 1.75
 - Right Reference Location: Right Edge of Deck
 - Right Load Distance from Right Ref. Location: 0.25
- Load Vertical Location:** Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

Buttons: OK, Cancel

Fuente: Elaboración propia.

Apartado “Bridge”

Figura 153. Apartado "Bridge"



Fuente: Elaboración propia.

Se procede a ingresar la sección de tablero que se creó al puente. Se ingresa la longitud (8 metros) y en la parte inferior derecha se ingresan los siguientes parámetros:

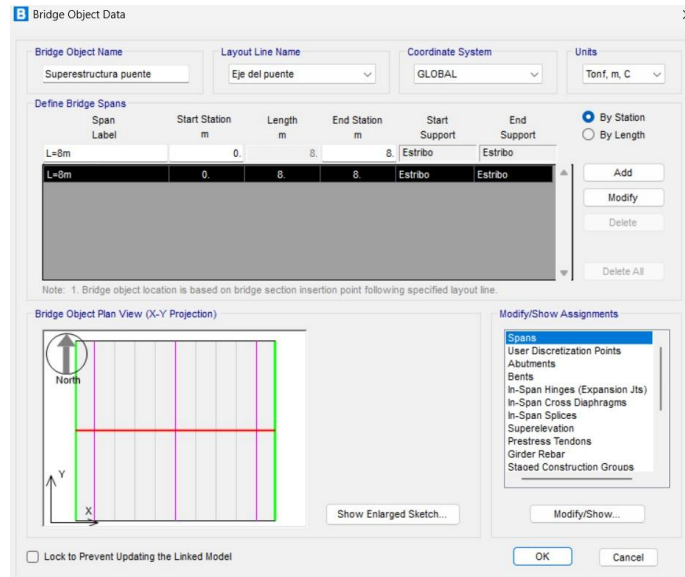
- Spans
- Abutments
- In-Span Cross Diaphragms
- Area load assignments

En “Spans” se define que solamente tendrá un tramo que no varía en sección. “Abutments” se definen los apoyos y la elevación de la subestructura. En “Area load assignments” se ligan las cargas creadas a la superestructura (Asfalto y peatonal).

En “Girder Rebar” se establece el acero longitudinal y transversal de las vigas T. Para finalizar este apartado se utiliza la opción “Update” para actualizar el modelo 3D.

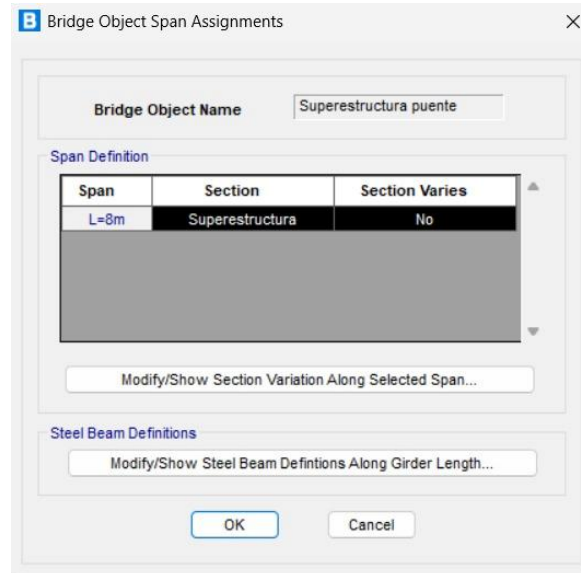
En las siguientes figuras se muestra el proceso:

Figura 154. Información del puente



Fuente: Elaboración propia.

Figura 155. Tramos del puente



Fuente: Elaboración propia.

Figura 156. Start abutment

The screenshot shows the 'Bridge Object Abutment Assignments' dialog box for a 'Start Abutment'. The 'Bridge Object Name' is 'Superestructura puente' and the 'Units' are 'Tonf, m, C'. The 'Start Abutment' tab is selected. The 'Superstructure Assignment' section includes 'Support Name' (Start Abutment), 'Abutment Direction (Bearing Angle)' (Default), and 'Diaphragm Property' (None). The 'Substructure Assignment' section has 'None' selected. The 'Substructure Location' section shows 'Elevation (Global Z)' as -0.86 and 'Horizontal Offset' as 0. The 'Bearing Assignment' section is set to 'Girder-by-Girder' with 'Bearing Property' as 'Móvil', 'Restrainer Property at Bearing' as 'None', and 'Elevation at Layout Line (Global Z)' as -0.86. The 'Girder-by-Girder Overwrites' section shows 'No Overwrites Exist'.

Fuente: Elaboración propia.

Figura 157. End abutment

The screenshot shows the 'Bridge Object Abutment Assignments' dialog box for an 'End Abutment'. The 'Bridge Object Name' is 'Superestructura puente' and the 'Units' are 'Tonf, m, C'. The 'End Abutment' tab is selected. The 'Superstructure Assignment' section includes 'Support Name' (End Abutment), 'Abutment Direction (Bearing Angle)' (Default), and 'Diaphragm Property' (None). The 'Substructure Assignment' section has 'Abutment Property' selected. The 'Substructure Location' section shows 'Elevation (Global Z)' as -0.86 and 'Horizontal Offset' as 0. The 'Bearing Assignment' section is set to 'Girder-by-Girder' with 'Bearing Property' as 'Fijo', 'Restrainer Property at Bearing' as 'None', and 'Elevation at Layout Line (Global Z)' as -0.86. The 'Girder-by-Girder Overwrites for End Abutment' section shows 'No Overwrites Exist'.

Fuente: Elaboración propia.

Figura 158. In-span cross diaphragms

Bridge Diaphragm Property

Diaphragm Name: Units:

Select Diaphragm Type

- Solid (Applies to Concrete Bridges and User Bridge Section Only)
- Chord and Brace (Applies to Steel and Precast Concrete I-Girder Bridges Only)
- Single Beam (Applies to Steel and Precast Concrete I-Girder Bridges Only)
- Steel Plate (Applies to Steel U-Girder Internal Only)
- Closure Pour (Applies to Concrete Precast I-Girder, Precast Box Girder and Super-T Bridges Only)

Solid Diaphragm Parameters

Diaphragm Thickness:

Diaphragm Depth (For Solid Girder, PC I-Girder and Super-T Bridge Section):

Use Girder Depth (except Solid Girder Bridge Sections)

Diaphragm Material:

Use Slab Material (except User Bridge Sections)

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia.

Figura 159. Area load assignments

Area Load Assignments - Superestructura puente

Area Load Data

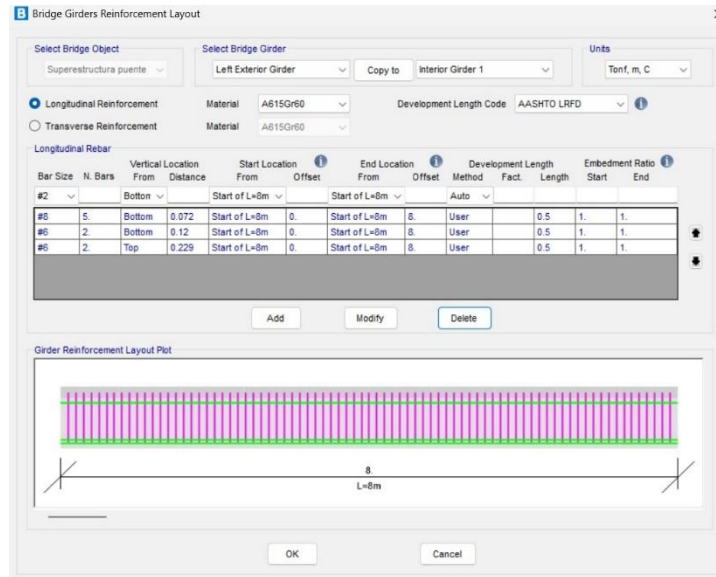
Load Pattern	Load Distribution	Start Station	End Station	Left Edge Variation	Right Edge Variation
		m	m		
DW	Asfalto	0.	8.	None	None
Peatonal	Peatonal	0.	8.	None	None
Sidewalk	<Superestructura>S...	0.	8.	None	None

Units:

OK Cancel

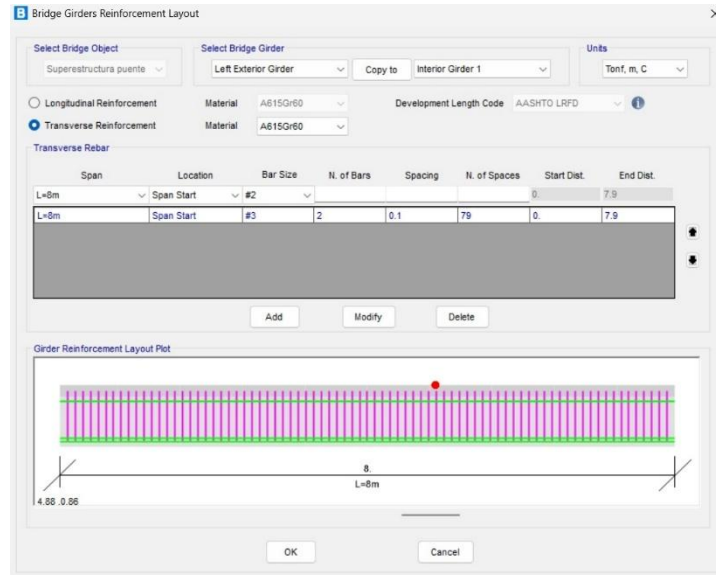
Fuente: Elaboración propia.

Figura 160. Longitudinal reinforcement



Fuente: Elaboración propia.

Figura 161. Transverse reinforcement



Fuente: Elaboración propia.

Apartado “Analysis”

Figura 162. Apartado "Analysis"

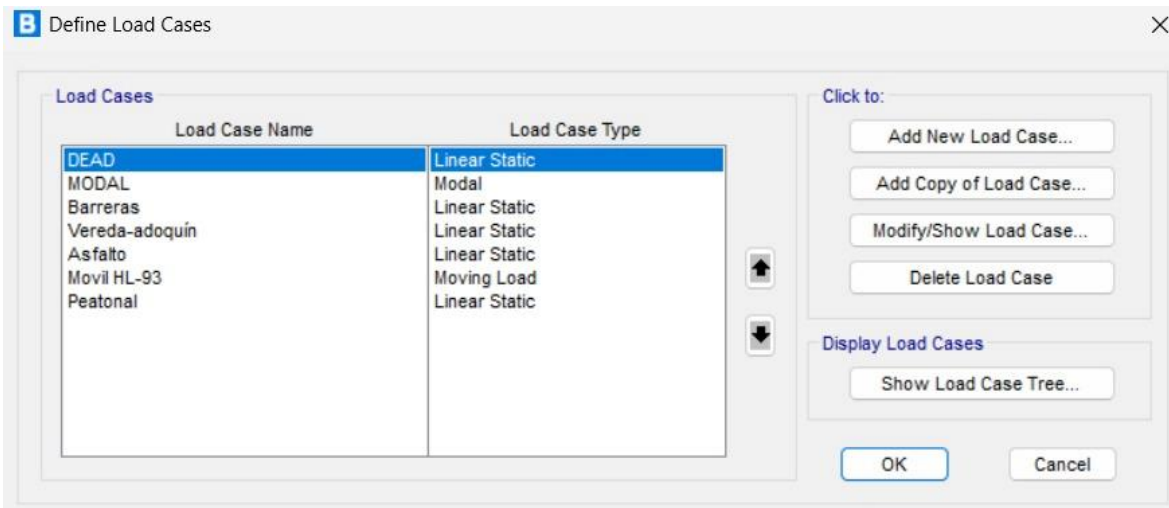


Fuente: Elaboración propia.

Se definen “Load cases”, a cada una de las fuerzas que se crearon previamente se indica qué tipo de fuerza es, por ejemplo, para la modelo de carga móvil HL-93 se ingresa como “Moving Load” y las demás como “Linear Static”.

Para finalizar en este apartado se utiliza la opción “Run Analysis”.

Figura 163. Load cases



Fuente: Elaboración propia.

Apartado “Design”

Figura 164. Apartado "Design"



Fuente: Elaboración propia.

Para obtener los momentos y cortes finales de las combinaciones de los estados límites de resistencia y servicio I se utiliza este apartado. Se ingresan los estados límites que se analizarán en la opción “Load Combinations”.

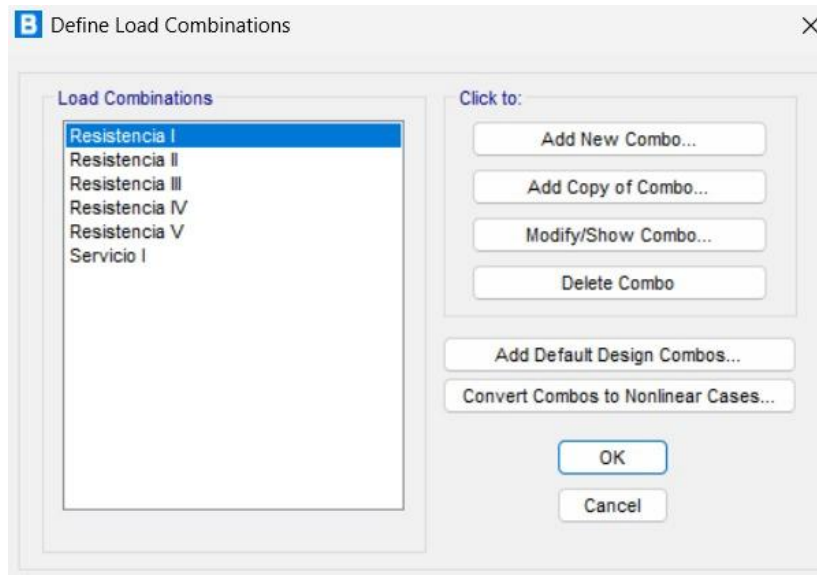
En la opción “Design Requests” se crean las condiciones en la que se quiere analizar los estados límites. En esta opción se le puede solicitar al programa que utilice las tablas de AASHTO para encontrar los factores de distribución de carga viva para las vigas exteriores e interiores. Como se mencionó anteriormente el presente puente no cumple con la separación mínima de vigas para utilizar dichas tablas, por lo tanto, se optó por ingresarlas manualmente.

En “Run Design” se realiza la mayoración de cargas y distribución de carga viva vehicular para todas las vigas. Todas las gráficas obtenidas con en este apartado se encuentran en anexos.

Para finalizar se puede exportar un informe con toda la información de un estado límite. Para ejemplificar esta opción en anexos se puede encontrar el informe generado para el caso: 1 carril cargado, flexión, resistencia I.

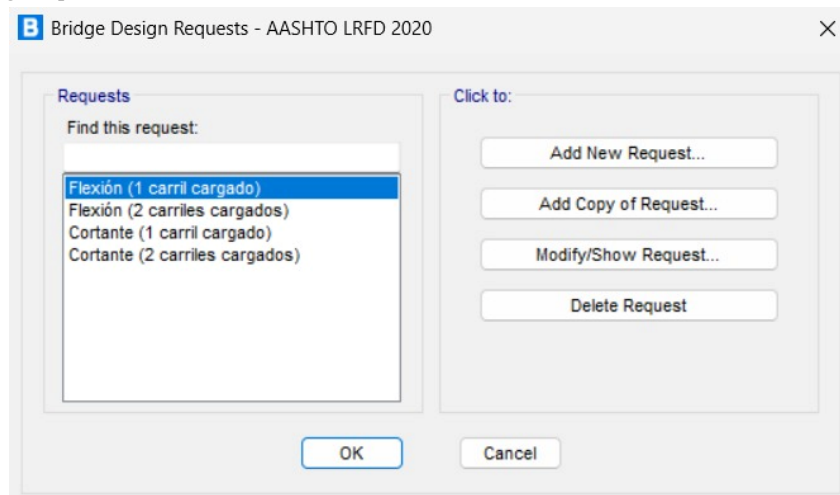
En las siguientes figuras se muestra el proceso:

Figura 165. Load combinations



Fuente: Elaboración propia.

Figura 166. Design requests



Fuente: Elaboración propia.

Figura 167. Flexión (1 carril cargado)

Bridge Design Request - Superstructure - AASHTO LRFD 2020

Name: Flexión (1 carril cargado)
Notes: Modify/Show...

Bridge Object: Superestructura puente
Check Type: Conc TBeam Flexure

Station Ranges

	Location	Start Type	Start Station	End Type	End Station	
1.	Both	Bridge Start		Bridge End		Add Delete

Design Request Parameters: Modify/Show...

Demand Sets

Name	Combo	Parameters	
DSet2	Resistencia I	Modify/Show	Add Delete

Live Load Distribution (LLD) to Girders

Method: Use Factors Specified by User

Location	Moment	Shear
Interior Girder	0.421	0.421
Exterior Girder	0.105	0.105

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia.

Figura 168. Flexión (2 carriles cargados)

Bridge Design Request - Superstructure - AASHTO LRFD 2020

Name: Flexión (2 carriles cargados)
Notes: Modify/Show...

Bridge Object: Superestructura puente
Check Type: Conc TBeam Flexure

Station Ranges

	Location	Start Type	Start Station	End Type	End Station	
1.	Both	Bridge Start		Bridge End		Add Delete

Design Request Parameters: Modify/Show...

Demand Sets

Name	Combo	Parameters	
DSet1	Resistencia I	Modify/Show	Add Delete

Live Load Distribution (LLD) to Girders

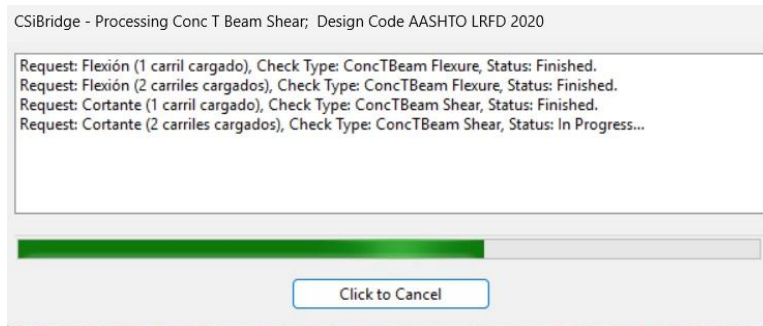
Method: Use Factors Specified by User

Location	Moment	Shear
Interior Girder	0.351	0.351
Exterior Girder	0.261	0.202

OK Cancel

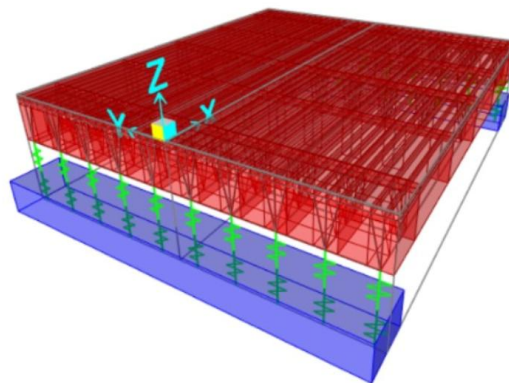
Fuente: Elaboración propia.

Figura 169. Calculando "Design requests"



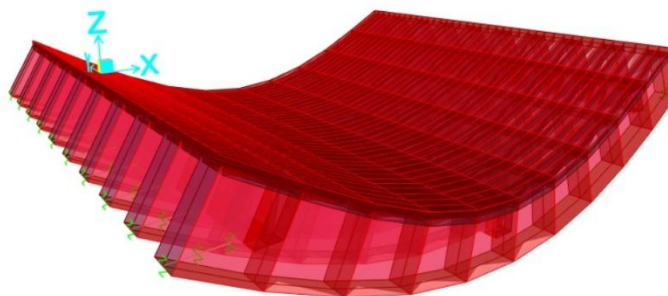
Fuente: Elaboración propia.

Figura 170. Modelo 3D



Elaboración propia.

Figura 171. Superestructura deformada



Fuente: Elaboración propia.

5.4.2 Simulación de estados límites

Media vez este completado el modelo, con las cargas y elementos correspondientes colocados, se procede a analizar la superestructura. Este análisis se hará en metodología LRFD, como se mencionó anteriormente. A partir de estos resultados se puede concluir acerca de la capacidad del puente.

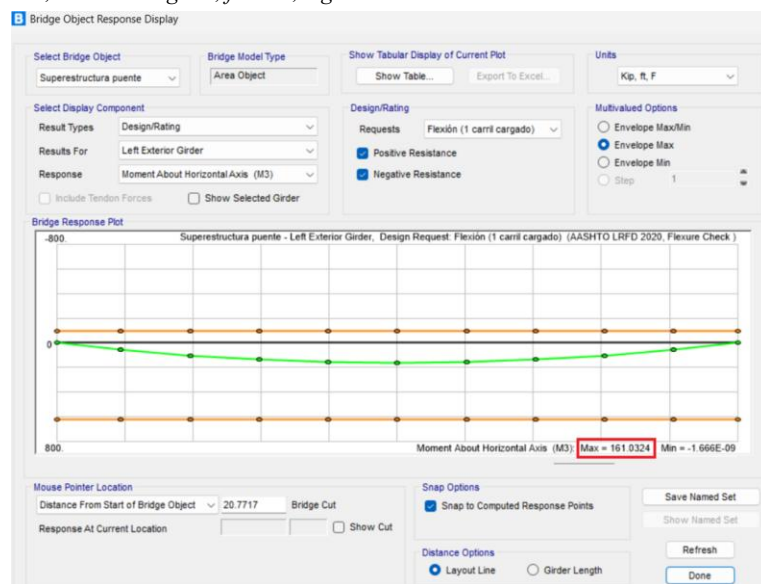
Momentos críticos

Para obtener los momentos finales se recurrió a la opción “Design”. Donde se permite ingresar el estado límite a diseñar para generar la gráfica del momento. A partir de la gráfica, en la parte inferior a la derecha, se obtiene el momento máximo de la combinación de cargas analizada. Las demás gráficas se pueden encontrar en anexos.

Refuerzo longitudinal

En la gráfica proporcionada por el software CSiBridge se puede observar dos líneas anaranjadas que representan el refuerzo. En las gráficas se representa como el momento se encuentra dentro de dichas líneas, esto significa que la viga posee la suficiente capacidad para soportar la demanda. En la siguiente figura se presenta la gráfica de la viga exterior en la que se analiza la flexión con el estado límite de resistencia I con 1 carril cargado:

Figura 172. Resistencia I, 1 carril cargado, flexión, viga exterior



Fuente: Elaboración propia.

Cortantes críticos

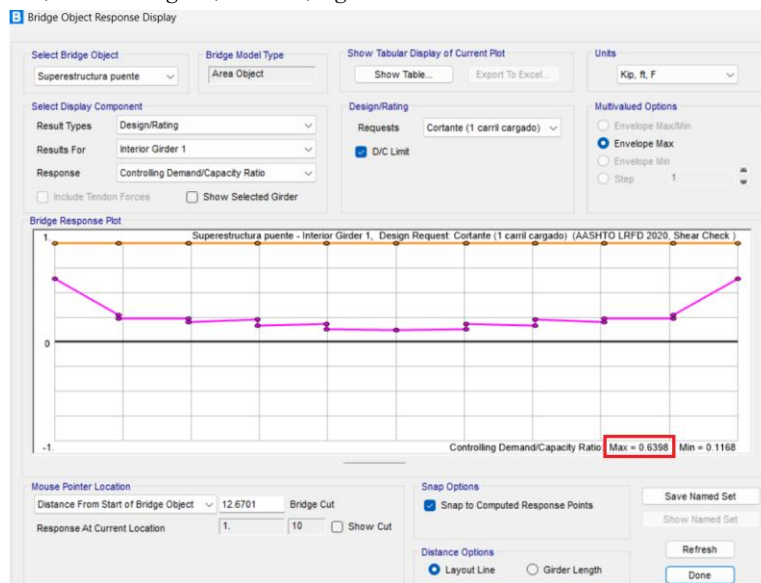
Para obtener los cortes finales se utilizó la opción “Design” pero no es posible obtener directamente el corte crítico. Para obtenerlo se calculó mediante el D/C de las diferentes combinaciones. En la siguiente gráfica se muestra cómo se determinó el D/C de la viga interior siendo analizada con el caso de resistencia I, con 1 carril cargado. Las demás gráficas se pueden encontrar en anexos.

Una vez que se tiene el D/C se puede despejar de la ecuación el cortante crítico. En las siguientes figuras de la hoja de cálculo llama “D/C de corte para resultados” se presenta dicho despeje y los cortantes obtenidos de todas las vigas T.

Refuerzo transversal


Como se mencionó anteriormente, en las gráficas de CSiBridge el refuerzo se representa con líneas anaranjadas.

Figura 173. Resistencia I, 1 carril cargado, cortante, viga interior




Fuente: Elaboración propia.

Figura 174. D/C de corte para resultados

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado	Hojas totales 1 / 4																																																																		
	Título: D/C de corte para resultados. Sección: 1 carril cargado.	Hojas de sección 1 / 2																																																																		
<p>Datos de cortante último con 1 carril cargado</p> <p>Los datos de D/C se extrajeron de Csi Bridge, y se multiplicaron por la resistencia de diseño de la viga T calculada anteriormente.</p> <p>Dado que: $\frac{D}{C} = \frac{V_u}{\phi V_n}$ entonces: $V_u = \frac{D}{C} * \phi V_n$</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; display: inline-block;"> $\phi V_n = 136.6668 \text{ kip}$ </div>																																																																				
<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="width: 45%;"> <p>RESISTENCIA I</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Tipo</th> <th>D/C</th> <th>Vu kip</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>Exterior Izquierda</td><td>0.1806</td><td>24.68202408</td></tr> <tr><td>Interior 1</td><td>0.6398</td><td>87.43941864</td></tr> <tr><td>Interior 2</td><td>0.6398</td><td>87.43941864</td></tr> <tr><td>Interior 3</td><td>0.6398</td><td>87.43941864</td></tr> <tr><td>Interior 4</td><td>0.6398</td><td>87.43941864</td></tr> <tr><td>Interior 5</td><td>0.6398</td><td>87.43941864</td></tr> <tr><td>Interior 6</td><td>0.6398</td><td>87.43941864</td></tr> <tr><td>Interior 7</td><td>0.6398</td><td>87.43941864</td></tr> <tr><td>Interior 8</td><td>0.6398</td><td>87.43941864</td></tr> <tr><td>Exterior Derecha</td><td>0.1806</td><td>24.68202408</td></tr> </tbody> </table> </div> <div style="width: 45%;"> <p>RESISTENCIA II</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Tipo</th> <th>D/C</th> <th>Vu kip</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>Exterior Izquierda</td><td>0.1562</td><td>21.34735416</td></tr> <tr><td>Interior 1</td><td>0.504</td><td>68.8800672</td></tr> <tr><td>Interior 2</td><td>0.504</td><td>68.8800672</td></tr> <tr><td>Interior 3</td><td>0.504</td><td>68.8800672</td></tr> <tr><td>Interior 4</td><td>0.504</td><td>68.8800672</td></tr> <tr><td>Interior 5</td><td>0.504</td><td>68.8800672</td></tr> <tr><td>Interior 6</td><td>0.504</td><td>68.8800672</td></tr> <tr><td>Interior 7</td><td>0.504</td><td>68.8800672</td></tr> <tr><td>Interior 8</td><td>0.504</td><td>68.8800672</td></tr> <tr><td>Exterior Derecha</td><td>0.1562</td><td>21.34735416</td></tr> </tbody> </table> </div> </div>			Tipo	D/C	Vu kip	Exterior Izquierda	0.1806	24.68202408	Interior 1	0.6398	87.43941864	Interior 2	0.6398	87.43941864	Interior 3	0.6398	87.43941864	Interior 4	0.6398	87.43941864	Interior 5	0.6398	87.43941864	Interior 6	0.6398	87.43941864	Interior 7	0.6398	87.43941864	Interior 8	0.6398	87.43941864	Exterior Derecha	0.1806	24.68202408	Tipo	D/C	Vu kip	Exterior Izquierda	0.1562	21.34735416	Interior 1	0.504	68.8800672	Interior 2	0.504	68.8800672	Interior 3	0.504	68.8800672	Interior 4	0.504	68.8800672	Interior 5	0.504	68.8800672	Interior 6	0.504	68.8800672	Interior 7	0.504	68.8800672	Interior 8	0.504	68.8800672	Exterior Derecha	0.1562	21.34735416
Tipo	D/C	Vu kip																																																																		
Exterior Izquierda	0.1806	24.68202408																																																																		
Interior 1	0.6398	87.43941864																																																																		
Interior 2	0.6398	87.43941864																																																																		
Interior 3	0.6398	87.43941864																																																																		
Interior 4	0.6398	87.43941864																																																																		
Interior 5	0.6398	87.43941864																																																																		
Interior 6	0.6398	87.43941864																																																																		
Interior 7	0.6398	87.43941864																																																																		
Interior 8	0.6398	87.43941864																																																																		
Exterior Derecha	0.1806	24.68202408																																																																		
Tipo	D/C	Vu kip																																																																		
Exterior Izquierda	0.1562	21.34735416																																																																		
Interior 1	0.504	68.8800672																																																																		
Interior 2	0.504	68.8800672																																																																		
Interior 3	0.504	68.8800672																																																																		
Interior 4	0.504	68.8800672																																																																		
Interior 5	0.504	68.8800672																																																																		
Interior 6	0.504	68.8800672																																																																		
Interior 7	0.504	68.8800672																																																																		
Interior 8	0.504	68.8800672																																																																		
Exterior Derecha	0.1562	21.34735416																																																																		

Fuente: Elaboración propia.

Figura 175. D/C de corte para resultados. (Cont.)


 UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado	Hojas totales 2 / 4
	Título: Resultados de estados límites en CSiBridge. Sección: 1 carril cargado.	Hojas de sección 2 / 2

RESISTENCIA III			RESISTENCIA IV		
Tipo	D/C	Vu kip	Tipo	D/C	Vu kip
Exterior Izquierda	0.0785	10.7283438	Exterior Izquierda	0.0957	13.07901276
Interior 1	0.0785	10.7283438	Interior 1	0.0957	13.07901276
Interior 2	0.0785	10.7283438	Interior 2	0.0957	13.07901276
Interior 3	0.0785	10.7283438	Interior 3	0.0957	13.07901276
Interior 4	0.0785	10.7283438	Interior 4	0.0957	13.07901276
Interior 5	0.0785	10.7283438	Interior 5	0.0957	13.07901276
Interior 6	0.0785	10.7283438	Interior 6	0.0957	13.07901276
Interior 7	0.0785	10.7283438	Interior 7	0.0957	13.07901276
Interior 8	0.0785	10.7283438	Interior 8	0.0957	13.07901276
Exterior Derecha	0.0785	10.7283438	Exterior Derecha	0.0957	13.07901276

RESISTENCIA V			SERVICIO I		
Tipo	D/C	Vu kip	Tipo	D/C	Vu kip
Exterior Izquierda	0.1562	21.34735416	Exterior Izquierda	0.115	15.716682
Interior 1	0.504	68.8800672	Interior 1	0.3595	49.1317146
Interior 2	0.504	68.8800672	Interior 2	0.3595	49.1317146
Interior 3	0.504	68.8800672	Interior 3	0.3595	49.1317146
Interior 4	0.504	68.8800672	Interior 4	0.3595	49.1317146
Interior 5	0.504	68.8800672	Interior 5	0.3595	49.1317146
Interior 6	0.504	68.8800672	Interior 6	0.3595	49.1317146
Interior 7	0.504	68.8800672	Interior 7	0.3595	49.1317146
Interior 8	0.504	68.8800672	Interior 8	0.3595	49.1317146
Exterior Derecha	0.1562	21.34735416	Exterior Derecha	0.115	15.716682


Fuente: Elaboración propia.

Figura 176. D/C de corte para resultados. (Cont.)

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado	Hojas totales 3 / 4																																																																		
	Título: D/C de corte para resultados. Sección: 2 carriles cargados.	Hojas de sección 1 / 2																																																																		
<p>Datos de cortante último con 2 carriles cargados</p> <p>Los datos de D/C se extrajeron de Csi Bridge, y se multiplicaron por la resistencia de diseño de la viga T calculada anteriormente.</p> <p>Dado que: $\frac{D}{C} = \frac{V_u}{\phi V_n}$ entonces: $V_u = \frac{D}{C} * \phi V_n$</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; display: inline-block;"> $\phi V_n = 136.6668 \text{ kip}$ </div>																																																																				
<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="width: 45%;"> <p>RESISTENCIA I</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Tipo</th> <th>D/C</th> <th>Vu kip</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>Exterior Izquierda</td><td>0.342</td><td>46.7400456</td></tr> <tr><td>Interior 1</td><td>0.5423</td><td>74.11440564</td></tr> <tr><td>Interior 2</td><td>0.5423</td><td>74.11440564</td></tr> <tr><td>Interior 3</td><td>0.5423</td><td>74.11440564</td></tr> <tr><td>Interior 4</td><td>0.5423</td><td>74.11440564</td></tr> <tr><td>Interior 5</td><td>0.5423</td><td>74.11440564</td></tr> <tr><td>Interior 6</td><td>0.5423</td><td>74.11440564</td></tr> <tr><td>Interior 7</td><td>0.5423</td><td>74.11440564</td></tr> <tr><td>Interior 8</td><td>0.5423</td><td>74.11440564</td></tr> <tr><td>Exterior Derecha</td><td>0.342</td><td>46.7400456</td></tr> </tbody> </table> </div> <div style="width: 45%;"> <p>RESISTENCIA II</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Tipo</th> <th>D/C</th> <th>Vu kip</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>Exterior Izquierda</td><td>0.2289</td><td>31.28303052</td></tr> <tr><td>Interior 1</td><td>0.4308</td><td>58.87605744</td></tr> <tr><td>Interior 2</td><td>0.4308</td><td>58.87605744</td></tr> <tr><td>Interior 3</td><td>0.4308</td><td>58.87605744</td></tr> <tr><td>Interior 4</td><td>0.4308</td><td>58.87605744</td></tr> <tr><td>Interior 5</td><td>0.4308</td><td>58.87605744</td></tr> <tr><td>Interior 6</td><td>0.4308</td><td>58.87605744</td></tr> <tr><td>Interior 7</td><td>0.4308</td><td>58.87605744</td></tr> <tr><td>Interior 8</td><td>0.4308</td><td>58.87605744</td></tr> <tr><td>Exterior Derecha</td><td>0.2289</td><td>31.28303052</td></tr> </tbody> </table> </div> </div>			Tipo	D/C	Vu kip	Exterior Izquierda	0.342	46.7400456	Interior 1	0.5423	74.11440564	Interior 2	0.5423	74.11440564	Interior 3	0.5423	74.11440564	Interior 4	0.5423	74.11440564	Interior 5	0.5423	74.11440564	Interior 6	0.5423	74.11440564	Interior 7	0.5423	74.11440564	Interior 8	0.5423	74.11440564	Exterior Derecha	0.342	46.7400456	Tipo	D/C	Vu kip	Exterior Izquierda	0.2289	31.28303052	Interior 1	0.4308	58.87605744	Interior 2	0.4308	58.87605744	Interior 3	0.4308	58.87605744	Interior 4	0.4308	58.87605744	Interior 5	0.4308	58.87605744	Interior 6	0.4308	58.87605744	Interior 7	0.4308	58.87605744	Interior 8	0.4308	58.87605744	Exterior Derecha	0.2289	31.28303052
Tipo	D/C	Vu kip																																																																		
Exterior Izquierda	0.342	46.7400456																																																																		
Interior 1	0.5423	74.11440564																																																																		
Interior 2	0.5423	74.11440564																																																																		
Interior 3	0.5423	74.11440564																																																																		
Interior 4	0.5423	74.11440564																																																																		
Interior 5	0.5423	74.11440564																																																																		
Interior 6	0.5423	74.11440564																																																																		
Interior 7	0.5423	74.11440564																																																																		
Interior 8	0.5423	74.11440564																																																																		
Exterior Derecha	0.342	46.7400456																																																																		
Tipo	D/C	Vu kip																																																																		
Exterior Izquierda	0.2289	31.28303052																																																																		
Interior 1	0.4308	58.87605744																																																																		
Interior 2	0.4308	58.87605744																																																																		
Interior 3	0.4308	58.87605744																																																																		
Interior 4	0.4308	58.87605744																																																																		
Interior 5	0.4308	58.87605744																																																																		
Interior 6	0.4308	58.87605744																																																																		
Interior 7	0.4308	58.87605744																																																																		
Interior 8	0.4308	58.87605744																																																																		
Exterior Derecha	0.2289	31.28303052																																																																		

Fuente: Elaboración propia.

Figura 177. D/C de corte para resultados. (Cont.)


	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado		Hojas totales 4 / 4																																	
	Título: Resultados de estados límites en CSiBridge. Sección: 2 carriles cargados.		Hojas de sección 2 / 2																																	
<p>RESISTENCIA III</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Tipo</th> <th>D/C</th> <th>Vu kip</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>Exterior Izquierda</td><td>0.0785</td><td>10.7283438</td></tr> <tr><td>Interior 1</td><td>0.0785</td><td>10.7283438</td></tr> <tr><td>Interior 2</td><td>0.0785</td><td>10.7283438</td></tr> <tr><td>Interior 3</td><td>0.0785</td><td>10.7283438</td></tr> <tr><td>Interior 4</td><td>0.0785</td><td>10.7283438</td></tr> <tr><td>Interior 5</td><td>0.0785</td><td>10.7283438</td></tr> <tr><td>Interior 6</td><td>0.0785</td><td>10.7283438</td></tr> <tr><td>Interior 7</td><td>0.0785</td><td>10.7283438</td></tr> <tr><td>Interior 8</td><td>0.0785</td><td>10.7283438</td></tr> <tr><td>Exterior Derecha</td><td>0.0785</td><td>10.7283438</td></tr> </tbody> </table>				Tipo	D/C	Vu kip	Exterior Izquierda	0.0785	10.7283438	Interior 1	0.0785	10.7283438	Interior 2	0.0785	10.7283438	Interior 3	0.0785	10.7283438	Interior 4	0.0785	10.7283438	Interior 5	0.0785	10.7283438	Interior 6	0.0785	10.7283438	Interior 7	0.0785	10.7283438	Interior 8	0.0785	10.7283438	Exterior Derecha	0.0785	10.7283438
Tipo	D/C	Vu kip																																		
Exterior Izquierda	0.0785	10.7283438																																		
Interior 1	0.0785	10.7283438																																		
Interior 2	0.0785	10.7283438																																		
Interior 3	0.0785	10.7283438																																		
Interior 4	0.0785	10.7283438																																		
Interior 5	0.0785	10.7283438																																		
Interior 6	0.0785	10.7283438																																		
Interior 7	0.0785	10.7283438																																		
Interior 8	0.0785	10.7283438																																		
Exterior Derecha	0.0785	10.7283438																																		
<p>RESISTENCIA IV</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Tipo</th> <th>D/C</th> <th>Vu kip</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>Exterior Izquierda</td><td>0.0957</td><td>13.07901276</td></tr> <tr><td>Interior 1</td><td>0.0957</td><td>13.07901276</td></tr> <tr><td>Interior 2</td><td>0.0957</td><td>13.07901276</td></tr> <tr><td>Interior 3</td><td>0.0957</td><td>13.07901276</td></tr> <tr><td>Interior 4</td><td>0.0957</td><td>13.07901276</td></tr> <tr><td>Interior 5</td><td>0.0957</td><td>13.07901276</td></tr> <tr><td>Interior 6</td><td>0.0957</td><td>13.07901276</td></tr> <tr><td>Interior 7</td><td>0.0957</td><td>13.07901276</td></tr> <tr><td>Interior 8</td><td>0.0957</td><td>13.07901276</td></tr> <tr><td>Exterior Derecha</td><td>0.0957</td><td>13.07901276</td></tr> </tbody> </table>				Tipo	D/C	Vu kip	Exterior Izquierda	0.0957	13.07901276	Interior 1	0.0957	13.07901276	Interior 2	0.0957	13.07901276	Interior 3	0.0957	13.07901276	Interior 4	0.0957	13.07901276	Interior 5	0.0957	13.07901276	Interior 6	0.0957	13.07901276	Interior 7	0.0957	13.07901276	Interior 8	0.0957	13.07901276	Exterior Derecha	0.0957	13.07901276
Tipo	D/C	Vu kip																																		
Exterior Izquierda	0.0957	13.07901276																																		
Interior 1	0.0957	13.07901276																																		
Interior 2	0.0957	13.07901276																																		
Interior 3	0.0957	13.07901276																																		
Interior 4	0.0957	13.07901276																																		
Interior 5	0.0957	13.07901276																																		
Interior 6	0.0957	13.07901276																																		
Interior 7	0.0957	13.07901276																																		
Interior 8	0.0957	13.07901276																																		
Exterior Derecha	0.0957	13.07901276																																		
<p>RESISTENCIA V</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Tipo</th> <th>D/C</th> <th>Vu kip</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>Exterior Izquierda</td><td>0.2289</td><td>31.28303052</td></tr> <tr><td>Interior 1</td><td>0.4308</td><td>58.87605744</td></tr> <tr><td>Interior 2</td><td>0.4308</td><td>58.87605744</td></tr> <tr><td>Interior 3</td><td>0.4308</td><td>58.87605744</td></tr> <tr><td>Interior 4</td><td>0.4308</td><td>58.87605744</td></tr> <tr><td>Interior 5</td><td>0.4308</td><td>58.87605744</td></tr> <tr><td>Interior 6</td><td>0.4308</td><td>58.87605744</td></tr> <tr><td>Interior 7</td><td>0.4308</td><td>58.87605744</td></tr> <tr><td>Interior 8</td><td>0.4308</td><td>58.87605744</td></tr> <tr><td>Exterior Derecha</td><td>0.2289</td><td>31.28303052</td></tr> </tbody> </table>				Tipo	D/C	Vu kip	Exterior Izquierda	0.2289	31.28303052	Interior 1	0.4308	58.87605744	Interior 2	0.4308	58.87605744	Interior 3	0.4308	58.87605744	Interior 4	0.4308	58.87605744	Interior 5	0.4308	58.87605744	Interior 6	0.4308	58.87605744	Interior 7	0.4308	58.87605744	Interior 8	0.4308	58.87605744	Exterior Derecha	0.2289	31.28303052
Tipo	D/C	Vu kip																																		
Exterior Izquierda	0.2289	31.28303052																																		
Interior 1	0.4308	58.87605744																																		
Interior 2	0.4308	58.87605744																																		
Interior 3	0.4308	58.87605744																																		
Interior 4	0.4308	58.87605744																																		
Interior 5	0.4308	58.87605744																																		
Interior 6	0.4308	58.87605744																																		
Interior 7	0.4308	58.87605744																																		
Interior 8	0.4308	58.87605744																																		
Exterior Derecha	0.2289	31.28303052																																		
<p>SERVICIO I</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Tipo</th> <th>D/C</th> <th>Vu kip</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>Exterior Izquierda</td><td>0.1665</td><td>22.7550222</td></tr> <tr><td>Interior 1</td><td>0.2501</td><td>34.18036668</td></tr> <tr><td>Interior 2</td><td>0.2501</td><td>34.18036668</td></tr> <tr><td>Interior 3</td><td>0.2501</td><td>34.18036668</td></tr> <tr><td>Interior 4</td><td>0.2501</td><td>34.18036668</td></tr> <tr><td>Interior 5</td><td>0.2501</td><td>34.18036668</td></tr> <tr><td>Interior 6</td><td>0.2501</td><td>34.18036668</td></tr> <tr><td>Interior 7</td><td>0.2501</td><td>34.18036668</td></tr> <tr><td>Interior 8</td><td>0.2501</td><td>34.18036668</td></tr> <tr><td>Exterior Derecha</td><td>0.1665</td><td>22.7550222</td></tr> </tbody> </table>				Tipo	D/C	Vu kip	Exterior Izquierda	0.1665	22.7550222	Interior 1	0.2501	34.18036668	Interior 2	0.2501	34.18036668	Interior 3	0.2501	34.18036668	Interior 4	0.2501	34.18036668	Interior 5	0.2501	34.18036668	Interior 6	0.2501	34.18036668	Interior 7	0.2501	34.18036668	Interior 8	0.2501	34.18036668	Exterior Derecha	0.1665	22.7550222
Tipo	D/C	Vu kip																																		
Exterior Izquierda	0.1665	22.7550222																																		
Interior 1	0.2501	34.18036668																																		
Interior 2	0.2501	34.18036668																																		
Interior 3	0.2501	34.18036668																																		
Interior 4	0.2501	34.18036668																																		
Interior 5	0.2501	34.18036668																																		
Interior 6	0.2501	34.18036668																																		
Interior 7	0.2501	34.18036668																																		
Interior 8	0.2501	34.18036668																																		
Exterior Derecha	0.1665	22.7550222																																		

Fuente: Elaboración propia.

VI. Resultados


6.1 Resultados de estados límites de hojas de cálculo

Figura 178. Resultados de estados límites

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado Título: Resultados de estados límites. Sección: Estado límite de resistencia.	Hojas totales 1 / 2 Hojas de sección 1 / 1						
Estado límite de resistencia								
Estado límite de resistencia I								
	Capacidad máxima		Demanda máxima		D/C		Chequeo	
Elemento	ϕM kip-ft	ϕV kip	M_u kip-ft	V_u kip	Momento	Cortante	Momento	Cortante
Viga	632.820	136.667	366.651	65.138	57.94%	47.66%	O.K.	O.K.
Losa	16.384	12.893	12.119	8.560	73.97%	66.40%	O.K.	O.K.
Estado límite de resistencia II								
	Capacidad máxima		Demanda máxima		D/C		Chequeo	
Elemento	ϕM kip-ft	ϕV kip	M_u kip-ft	V_u kip	Momento	Cortante	Momento	Cortante
Viga	632.820	136.667	298.311	52.640	47.14%	38.52%	O.K.	O.K.
Losa	16.384	12.893	10.256	6.944	62.60%	53.86%	O.K.	O.K.
Estado límite de resistencia III								
	Capacidad máxima		Demanda máxima		D/C		Chequeo	
Elemento	ϕM kip-ft	ϕV kip	M_u kip-ft	V_u kip	Momento	Cortante	Momento	Cortante
Viga	632.820	136.667	87.685	13.500	13.86%	9.88%	O.K.	O.K.
Losa	16.384	12.893	3.967	1.488	24.21%	11.54%	O.K.	O.K.
Estado límite de resistencia IV								
	Capacidad máxima		Demanda máxima		D/C		Chequeo	
Elemento	ϕM kip-ft	ϕV kip	M_u kip-ft	V_u kip	Momento	Cortante	Momento	Cortante
Viga	632.820	136.667	104.511	16.091	16.52%	11.77%	O.K.	O.K.
Losa	16.384	12.893	4.599	1.725	28.07%	13.38%	O.K.	O.K.
Estado límite de resistencia V								
	Capacidad máxima		Demanda máxima		D/C		Chequeo	
Elemento	ϕM kip-ft	ϕV kip	M_u kip-ft	V_u kip	Momento	Cortante	Momento	Cortante
Viga	632.820	136.667	298.311	52.640	47.14%	38.52%	O.K.	O.K.
Losa	16.384	12.893	10.256	6.944	62.60%	53.86%	O.K.	O.K.

Fuente: Elaboración propia.


Figura 179. Resultados de estados límites (Cont.)

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado						Hojas totales 2 / 2	
	Título: Resultados de estados límites. Sección: Estado límite de servicio I y deflexiones.						Hojas de sección 1 / 1	
Estado límite de servicio								
Estado límite de resistencia I								
	Capacidad máxima		Demanda máxima		D/C		Chequeo	
Elemento	ϕM kip-ft	ϕV kip	M_u kip-ft	V_u kip	Momento	Cortante	Momento	Cortante
Viga	632.820	136.667	236.142	41.593	37.32%	30.43%	O.K.	O.K.
Losa	16.384	12.893	8.131	5.465	49.63%	42.39%	O.K.	O.K.
Deflexiones								
	Límite de AASHTO		Deflexión máxima		Chequeo			
Elemento	Δ	Unidad	Δ	Unidad				
V Interior	0.8	cm	0.408	cm	O.K.			
V exterior	0.8	cm	0.419	cm	O.K.			
Losa	0.8	cm	0.187	cm	O.K.			

Fuente: Elaboración propia.

6.2 Resultados de estados límites de CSiBridge y cálculo de error porcentual

Figura 180. Resultados de estados límites en CSiBridge y cálculo de error porcentual

 UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado	Hojas totales 1 / 12
	Título: Resultados de estados límites en CSiBridge. Sección: 1 carril cargado.	Hojas de sección 1 / 6

RESISTENCIA I

CSi Bridge: Estado de Resistencia		
Tipo	Momento Máximo kip - ft	Corte Máximo kip
Exterior Izquierda	161.0324	24.68202408
Interior 1	396.0369	87.43941864
Interior 2	396.0369	87.43941864
Interior 3	396.0369	87.43941864
Interior 4	396.0369	87.43941864
Interior 5	396.0369	87.43941864
Interior 6	396.0369	87.43941864
Interior 7	396.0369	87.43941864
Interior 8	396.0369	87.43941864
Exterior Derecha	161.0324	24.68202408
Viga exterior:	161.0324	24.68202408
Viga interior:	396.0369	87.43941864

Viga exterior


Momento (kip - ft)		%error
Csi Bridge	Memoria	
161.0324	181.481	12.70%
Corte (kip)		%error
Csi Bridge	Memoria	
24.68202408	29.0909	17.86%

Viga interior

Momento (kip - ft)		%error
Csi Bridge	Memoria	
396.0369	366.651	7.42%
Corte (kip)		%error
Csi Bridge	Memoria	
87.43941864	65.138	25.50%

Fuente: Elaboración propia.

Figura 181. Resultados de estados límites en CSiBridge y cálculo de error porcentual. (Cont.)

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado	Hojas totales 2 / 12
	Título: Resultados de estados límites en CSiBridge. Sección: 1 carril cargado.	Hojas de sección 2 / 6
<h2>RESISTENCIA II</h2>		
CSi Bridge: Estado de Resistencia		
Tipo	Momento Máximo kip - ft	Corte Máximo kip
Exterior Izquierda	141.9126	21.34735416
Interior 1	323.2018	68.8800672
Interior 2	323.2018	68.8800672
Interior 3	323.2018	68.8800672
Interior 4	323.2018	68.8800672
Interior 5	323.2018	68.8800672
Interior 6	323.2018	68.8800672
Interior 7	323.2018	68.8800672
Interior 8	323.2018	68.8800672
Exterior Derecha	141.9126	21.34735416
<i>Viga exterior:</i>	141.9126	21.34735416
<i>Viga interior:</i>	323.2018	68.8800672
Viga exterior		
Momento (kip - ft)		%error
Csi Bridge	Memoria	
141.9126	160.042	12.78%
Corte (kip)		%error
Csi Bridge	Memoria	
21.34735416	25.5273	19.58%
Viga interior		
Momento (kip - ft)		%error
Csi Bridge	Memoria	
323.2018	298.311	7.70%
Corte (kip)		%error
Csi Bridge	Memoria	
68.8800672	52.6399	23.58%

Fuente: Elaboración propia.

Figura 182. Resultados de estados límites en CSiBridge y cálculo de error porcentual. (Cont.)

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado	Hojas totales 3 / 12
	Título: Resultados de estados límites en CSiBridge. Sección: 1 carril cargado.	Hojas de sección 3 / 6

RESISTENCIA III

CSi Bridge: Estado de Resistencia		
Tipo	Momento Máximo kip - ft	Corte Máximo kip
Exterior Izquierda	77.3834	10.7283438
Interior 1	77.3834	10.7283438
Interior 2	77.3834	10.7283438
Interior 3	77.3834	10.7283438
Interior 4	77.3834	10.7283438
Interior 5	77.3834	10.7283438
Interior 6	77.3834	10.7283438
Interior 7	77.3834	10.7283438
Interior 8	77.3834	10.7283438
Exterior Derecha	77.3834	10.7283438
<i>Viga exterior:</i>	77.3834	10.7283438
<i>Viga interior:</i>	77.3834	10.7283438

Viga exterior


Momento (kip - ft)		%error
Csi Bridge	Memoria	
77.3834	87.6848	13.31%
Corte (kip)		%error
Csi Bridge	Memoria	
10.7283438	13.5002	25.84%

Viga interior

Momento (kip - ft)		%error
Csi Bridge	Memoria	
77.3834	67.663	12.56%
Corte (kip)		%error
Csi Bridge	Memoria	
10.7283438	10.4588	2.51%

Fuente: Elaboración propia.

Figura 183. Resultados de estados límites en CSiBridge y cálculo de error porcentual. (Cont.)

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado	Hojas totales 4 / 12
	Título: Resultados de estados límites en CSiBridge. Sección: 1 carril cargado.	Hojas de sección 4 / 6

RESISTENCIA IV

CSi Bridge: Estado de Resistencia		
Tipo	Momento Máximo kip - ft	Corte Máximo kip
Exterior Izquierda	91.8659	13.07901276
Interior 1	91.8659	13.07901276
Interior 2	91.8659	13.07901276
Interior 3	91.8659	13.07901276
Interior 4	91.8659	13.07901276
Interior 5	91.8659	13.07901276
Interior 6	91.8659	13.07901276
Interior 7	91.8659	13.07901276
Interior 8	91.8659	13.07901276
Exterior Derecha	91.8659	13.07901276
<i>Viga exterior:</i>	91.8659	13.07901276
<i>Viga interior:</i>	91.8659	13.07901276

Viga exterior

Momento (kip - ft)		%error
Csi Bridge	Memoria	
91.8659	104.511	13.76%

Corte (kip)		%error
Csi Bridge	Memoria	
13.07901276	16.0911	23.03%


Viga interior

Momento (kip - ft)		%error
Csi Bridge	Memoria	
91.8659	80.226	12.67%

Corte (kip)		%error
Csi Bridge	Memoria	
13.07901276	12.4018	5.18%

Fuente: Elaboración propia.

Figura 184. Resultados de estados límites en CSiBridge y cálculo de error porcentual. (Cont.)

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado	Hojas totales 5 / 12
	Título: Resultados de estados límites en CSiBridge. Sección: 1 carril cargado.	Hojas de sección 5 / 6

RESISTENCIA V

CSi Bridge: Estado de Resistencia		
Tipo	Momento Máximo kip - ft	Corte Máximo kip
Exterior Izquierda	141.9126	21.34735416
Interior 1	323.2018	68.8800672
Interior 2	323.2018	68.8800672
Interior 3	323.2018	68.8800672
Interior 4	323.2018	68.8800672
Interior 5	323.2018	68.8800672
Interior 6	323.2018	68.8800672
Interior 7	323.2018	68.8800672
Interior 8	323.2018	68.8800672
Exterior Derecha	141.9126	21.34735416
<i>Viga exterior:</i>	141.9126	21.34735416
<i>Viga interior:</i>	323.2018	68.8800672

Viga exterior


Momento (kip - ft)		%error
Csi Bridge	Memoria	
141.9126	160.042	12.78%
Corte (kip)		%error
Csi Bridge	Memoria	
21.34735416	25.5273	19.58%

Viga interior

Momento (kip - ft)		%error
Csi Bridge	Memoria	
323.2018	298.311	7.70%
Corte (kip)		%error
Csi Bridge	Memoria	
68.8800672	52.6399	23.58%

Fuente: Elaboración propia.

Figura 185. Resultados de estados límites en CSiBridge y cálculo de error porcentual. (Cont.)

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado	Hojas totales 6 / 12
	Título: Resultados de estados límites en CSiBridge. Sección: 1 carril cargado.	Hojas de sección 6 / 6

SERVICIO I

CSi Bridge: Estado de Servicio I		
Tipo	Momento Máximo kip - ft	Corte Máximo
Exterior Izquierda	109.0433	15.716682
Interior 1	243.3316	49.1317146
Interior 2	243.3316	49.1317146
Interior 3	243.3316	49.1317146
Interior 4	243.3316	49.1317146
Interior 5	243.3316	49.1317146
Interior 6	243.3316	49.1317146
Interior 7	243.3316	49.1317146
Interior 8	243.3316	49.1317146
Exterior Derecha	109.0433	15.716682
<i>Viga exterior:</i>	109.0433	15.716682
<i>Viga interior:</i>	243.3316	49.1317146

Viga exterior


Momento (kip - ft)		%error
Csi Bridge	Memoria	
109.0433	129.76	19.00%
Corte (kip)		%error
Csi Bridge	Memoria	
15.716682	20.6669	31.50%

Viga interior

Momento (kip - ft)		%error
Csi Bridge	Memoria	
243.3316	236.142	2.95%
Corte (kip)		%error
Csi Bridge	Memoria	
49.1317146	41.5928	15.34%

Fuente: Elaboración propia.

Figura 186. Resultados de estados límites en CSiBridge y cálculo de error porcentual. (Cont.)

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado	Hojas totales 7 / 12
	Título: Resultados de estados límites en CSiBridge. Sección: 2 carriles cargados.	Hojas de sección 1 / 6

RESISTENCIA I

CSi Bridge: Estado de Resistencia		
Tipo	Momento Máximo kip - ft	Corte Máximo kip
Exterior Izquierda	277.0472	46.7400456
Interior 1	343.9789	74.11440564
Interior 2	343.9789	74.11440564
Interior 3	343.9789	74.11440564
Interior 4	343.9789	74.11440564
Interior 5	343.9789	74.11440564
Interior 6	343.9789	74.11440564
Interior 7	343.9789	74.11440564
Interior 8	343.9789	74.11440564
Exterior Derecha	277.0472	46.7400456
Viga exterior:	277.0472	46.7400456
Viga interior:	343.9789	74.11440564

Viga exterior


Momento (kip - ft)		%error
Csi Bridge	Memoria	
277.0472	292.27	5.49%
Corte (kip)		%error
Csi Bridge	Memoria	
46.7400456	40.7565	12.80%

Viga interior

Momento (kip - ft)		%error
Csi Bridge	Memoria	
343.9789	316.938	7.86%
Corte (kip)		%error
Csi Bridge	Memoria	
74.11440564	56.716	23.48%

Fuente: Elaboración propia.

Figura 187. Resultados de estados límites en CSiBridge y cálculo de error porcentual. (Cont.)

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado	Hojas totales 8 / 12
	Título: Resultados de estados límites en CSiBridge. Sección: 2 carriles cargados.	Hojas de sección 2 / 6
<h2>RESISTENCIA II</h2>		
CSi Bridge: Estado de Resistencia		
Tipo	Momento Máximo kip - ft	Corte Máximo kip
Exterior Izquierda	231.4098	31.28303052
Interior 1	283.0428	58.87605744
Interior 2	283.0428	58.87605744
Interior 3	283.0428	58.87605744
Interior 4	283.0428	58.87605744
Interior 5	283.0428	58.87605744
Interior 6	283.0428	58.87605744
Interior 7	283.0428	58.87605744
Interior 8	283.0428	58.87605744
Exterior Derecha	231.4098	31.28303052
<i>Viga exterior:</i>	231.4098	31.28303052
<i>Viga interior:</i>	283.0428	58.87605744
Viga exterior		
Momento (kip - ft)		
Csi Bridge	Memoria	%error
231.4098	245.508	6.09%
Corte (kip)		
Csi Bridge	Memoria	%error
31.28303052	34.5265	10.37%
Viga interior		
Momento (kip - ft)		
Csi Bridge	Memoria	%error
283.0428	259.961	8.15%
Corte (kip)		
Csi Bridge	Memoria	%error
58.87605744	46.1429	21.63%

Fuente: Elaboración propia.

Figura 188. Resultados de estados límites en CSiBridge y cálculo de error porcentual. (Cont.)

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado	Hojas totales 9 / 12
	Título: Resultados de estados límites en CSiBridge. Sección: 2 carriles cargados.	Hojas de sección 3 / 6

RESISTENCIA III

CSi Bridge: Estado de Resistencia		
Tipo	Momento Máximo kip - ft	Corte Máximo kip
Exterior Izquierda	77.3834	10.7283438
Interior 1	77.3834	10.7283438
Interior 2	77.3834	10.7283438
Interior 3	77.3834	10.7283438
Interior 4	77.3834	10.7283438
Interior 5	77.3834	10.7283438
Interior 6	77.3834	10.7283438
Interior 7	77.3834	10.7283438
Interior 8	77.3834	10.7283438
Exterior Derecha	77.3834	10.7283438
Viga exterior:	77.3834	10.7283438
Viga interior:	77.3834	10.7283438

Viga exterior


Momento (kip - ft)		%error
Csi Bridge	Memoria	
77.3834	87.6848	13.31%
Corte (kip)		%error
Csi Bridge	Memoria	
10.7283438	13.5002	25.84%

Viga interior

Momento (kip - ft)		%error
Csi Bridge	Memoria	
77.3834	67.663	12.56%
Corte (kip)		%error
Csi Bridge	Memoria	
10.7283438	10.4588	2.51%

Fuente: Elaboración propia.

Figura 189. Resultados de estados límites en CSiBridge y cálculo de error porcentual. (Cont.)

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado	Hojas totales 10 / 12
	Título: Resultados de estados límites en CSiBridge. Sección: 2 carriles cargados.	Hojas de sección 4 / 6

RESISTENCIA IV

CSi Bridge: Estado de Resistencia		
Tipo	Momento Máximo kip - ft	Corte Máximo kip
Exterior Izquierda	91.8659	13.07901276
Interior 1	91.8659	13.07901276
Interior 2	91.8659	13.07901276
Interior 3	91.8659	13.07901276
Interior 4	91.8659	13.07901276
Interior 5	91.8659	13.07901276
Interior 6	91.8659	13.07901276
Interior 7	91.8659	13.07901276
Interior 8	91.8659	13.07901276
Exterior Derecha	91.8659	13.07901276
<i>Viga exterior:</i>	91.8659	13.07901276
<i>Viga interior:</i>	91.8659	13.07901276

Viga exterior


Momento (kip - ft)		%error
Csi Bridge	Memoria	
91.8659	104.511	13.76%
Corte (kip)		%error
Csi Bridge	Memoria	
13.07901276	16.0911	23.03%

Viga interior

Momento (kip - ft)		%error
Csi Bridge	Memoria	
91.8659	80.226	12.67%
Corte (kip)		%error
Csi Bridge	Memoria	
13.07901276	12.4018	5.18%

Fuente: Elaboración propia.

Figura 190. Resultados de estados límites en CSiBridge y cálculo de error porcentual. (Cont.)

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado	Hojas totales 11 / 12
	Título: Resultados de estados límites en CSiBridge. Sección: 2 carriles cargados.	Hojas de sección 5 / 6

RESISTENCIA V

CSi Bridge: Estado de Resistencia		
Tipo	Momento Máximo kip - ft	Corte Máximo kip
Exterior Izquierda	231.4098	31.28303052
Interior 1	283.0428	58.87605744
Interior 2	283.0428	58.87605744
Interior 3	283.0428	58.87605744
Interior 4	283.0428	58.87605744
Interior 5	283.0428	58.87605744
Interior 6	283.0428	58.87605744
Interior 7	283.0428	58.87605744
Interior 8	283.0428	58.87605744
Exterior Derecha	231.4098	31.28303052
<i>Viga exterior:</i>	231.4098	31.28303052
<i>Viga interior:</i>	283.0428	58.87605744

Viga exterior


Momento (kip - ft)		%error
Csi Bridge	Memoria	
231.4098	245.508	6.09%
Corte (kip)		%error
Csi Bridge	Memoria	
31.28303052	34.5265	10.37%

Viga interior

Momento (kip - ft)		%error
Csi Bridge	Memoria	
283.0428	259.961	8.15%
Corte (kip)		%error
Csi Bridge	Memoria	
58.87605744	46.1429	21.63%

Fuente: Elaboración propia.

Figura 191. Resultados de estados límites en CSiBridge y cálculo de error porcentual. (Cont.)

	Trabajo de graduación Ingeniería Civil Josué Javier Méndez Alvarado	Hojas totales 12 / 12
	Título: Resultados de estados límites en CSiBridge. Sección: 2 carriles cargados.	Hojas de sección 6 / 6

SERVICIO I

CSi Bridge: Estado de Servicio I		
Tipo	Momento Máximo kip - ft	Corte Máximo kip
Exterior Izquierda	175.3375	22.7550222
Interior 1	213.5842	34.18036668
Interior 2	213.5842	34.18036668
Interior 3	213.5842	34.18036668
Interior 4	213.5842	34.18036668
Interior 5	213.5842	34.18036668
Interior 6	213.5842	34.18036668
Interior 7	213.5842	34.18036668
Interior 8	213.5842	34.18036668
Exterior Derecha	175.3375	22.7550222
<i>Viga exterior:</i>	175.3375	22.7550222
<i>Viga interior:</i>	213.5842	34.18036668

Viga exterior

Momento (kip - ft)		
Csi Bridge	Memoria	%error
175.3375	196.4	12.01%

Corte (kip)		
Csi Bridge	Memoria	%error
22.7550222	27.6867	21.67%

Viga interior

Momento (kip - ft)		
Csi Bridge	Memoria	%error
213.5842	206.239	3.44%

Corte (kip)		
Csi Bridge	Memoria	%error
34.18036668	36.5269	6.87%

Fuente: Elaboración propia

VII. Discusión de resultados

7.1 Cargas utilizadas

Las cargas que se tomaron en cuenta fueron las que afectan directamente a la superestructura. Entre ellas está el peso propio, el peso de la carpeta asfáltica, carga viva de peatones y carga viva vehicular. No se incluyó carga de frenado porque es soportado por los estribos, no por la superestructura. Lo mismo ocurre con el sismo y el viento. Las cargas de temperatura se excluyeron debido a que no gobiernan en la estructura.

7.2 Cargas muertas

Las cargas que afectan a la viga exterior incluyen el peso propio de los elementos estructurales, el peso de las barandas como carga distribuida a lo largo de las vigas exteriores y el peso de la carpeta asfáltica de 5cm de espesor. En la viga exterior derecha en lugar de la carpeta asfáltica se cuenta con adoquín. La carpeta asfáltica no se encontraba en los planos, pero se decidió añadirla por la posibilidad que se coloque una en un futuro. Al costado derecho del puente se cuenta con un paso peatonal hecho de adoquín, dicho adoquín no solamente es soportado por las vigas de la derecha, la losa de concreto reforzado ayuda a distribuir la carga muerta a todas las vigas del puente. Por lo tanto, las vigas interiores cuentan con su peso propio, peso propio de la losa, carpeta asfáltica y un porcentaje del peso del adoquín. Las cargas muertas sobre la losa son: el peso propio y la carpeta asfáltica.

7.3 Carga viva en hojas de cálculo

Para determinar la carga viva en las vigas T se recurrió al teorema de Barre, en el cual se obtuvo un momento y cortante crítico mayorado por la carga de impacto de 427.18 kip-ft y 70.82 kip respectivamente. El momento máximo es causado por el sistema tándem y no por el camión porque al ser un puente corto, las cargas cercanas de 25 kip afectan más a la estructura que las cargas alejadas del camión, de 32 kip cada una.

Que el camión tenga una longitud mayor que la del puente en análisis ocasiona que sus ejes no afecten a la estructura al mismo tiempo. Antes que entre el tercer eje del camión al puente, el primero ya ha salido. A pesar de esto se encontró que el cortante crítico es causado por los dos ejes de 32 kips que se encuentran dentro de la luz y no por los dos ejes de 25 kips del tándem, aunque su separación sea menor.

El momento crítico en la losa fue calculado con el teorema de Pigeaud. Dicho teorema considera que la losa se encuentra simplemente apoyada. Al tomar la carga viva del camión y del tándem como distribuida en la huella del neumático se obtienen momentos significativamente más bajos y realistas según las especificaciones AASHTO en el comentario C4.6.2.1.6.

Se encontró que el mayor momento lo ocasionó el tándem, se encuentra en sentido transversal con un valor de 1.715 kip-ft. El mayor momento longitudinal fue producido por el camión con un valor de 0.587 kip-ft. Por esta razón es que se analizó transversalmente la losa.

7.4 Factores de distribución

El mayor momento y cortante producido por el modelo HL-93 fue distribuido de forma diferente a las vigas exteriores e interiores. Para encontrar el porcentaje de este momento y cortante que debe de resistir la viga T se utilizaron las tablas de las especificaciones AASHTO: tabla 4.6.2.2.2b-1 para el momento en vigas interiores, tabla 4.6.2.2.2d-1 para momentos en vigas exteriores, table 4.6.2.2.3a-1 para cortante interior y por último la tabla 4.6.2.2.3b-1 para cortante en vigas exteriores.

En el caso de la viga interior el puente no cumplía con el rango de aplicabilidad de la tabla. Esto es debido a que la separación de las vigas debe de estar entre 3.5ft y 26ft, el puente se encuentra por debajo con 2.4ft. Lo mismo ocurrió con el cortante. Se tuvo que implementar el método “Lever rule” para encontrar los factores de distribución. Para el caso de un carril cargado, se obtuvo un factor de distribución de 0.105 tanto para momento como para cortante. En el caso de dos carriles cargados, el factor de distribución para momento fue de 0.261, mientras que para cortante correspondió a 0.202.

La viga exterior cumplió con el rango de aplicabilidad tanto para momento como para cortante, obteniéndose valores de 0.421 para un carril cargado y 0.351 para dos carriles cargados, respectivamente.

Como se puede observar el factor más crítico fue de 0.421, lo que nos indica que las vigas deben de tener una capacidad mínima del 42.1% del momento y cortante total. La magnitud del valor es debido a la cercanía de las vigas, de tan solo 0.75m. Al utilizar el método de “Lever rule” se encontró que nunca se presentan dos ejes dentro de la separación $S=0.75m$.

7.5 Resistencia de viga T y losa

Para encontrar la resistencia a cortante y a momento de las vigas T se utilizaron las ecuaciones indicadas en capítulo 5, en especial el artículo 5.7.3.3 para cortante de las especificaciones AASHTO. Se encontró que la capacidad a cortante de 0.221 in^2 cumple con el refuerzo transversal mínimo.

Utilizando la fórmula 5.7.3.3-1 se indica que la capacidad a cortante antes de presentar condiciones de falla es de 151.852 kip.

Para encontrar la capacidad a flexión de la viga T fue necesario comprobar 3 suposiciones de la ubicación del eje neutro: en el patín, en el alma sin acero a compresión y en el alma con acero a compresión. Se encontró que la primera suposición fue la correcta. Se procedió a calcular la posición de “a” en la sección, que fue de 2.875 in y “C” de 3.382 in.

También se comprobó que la deformación en el acero de flexión positiva es mayor a 0.005, por lo tanto, se alcanza la suficiente deformación antes de presentar condiciones de falla. No se chequeó acero por flexión negativa debido a que se considera simplemente apoyada. También se comprobó que $\phi=0.9$.

Para finalizar se encontró que la capacidad a flexión es de 703.133 kip-ft antes de presentar condiciones de falla.

Al analizar la capacidad de la losa, se indica que la ubicación de los apoyos hace que se comporte en una dirección. De la integración de cargas se determinó que el elemento se analizará transversalmente. La losa cuenta con 0.96 in^2 , esto hace que cumpla con el acero

mínimo de 0.398 in^2 . La separación es de $S=0.15\text{m}$, cumpliendo con la separación mínima y máxima, siendo la menor 1.5 in y la mayor 18 in .

El acero en el elemento tendrá una deformación de 0.01514 antes de presentar fallas, cumpliendo con la deformación mínima de 0.005 . También se comprobó que $\phi=0.9$.

La capacidad máxima a flexión es de 18.204 kip-ft antes de presentar condiciones de falla.

Debido a que se cuenta con el mismo acero en la parte superior e inferior del elemento, los valores son los mismos para flexión negativa.

Se obtuvo la capacidad a cortante del elemento con las ecuaciones del artículo antes mencionado, resultando en 14.325 kip antes de presentar condiciones de falla.

Con relación al acero por fraguado y temperatura, debido al área gruesa del elemento se exigía que tuviese 0.335 in^2 , debido a que cuenta con 0.96 in^2 cumple este aspecto. Del mismo modo cumple con la separación máxima de 31.496 in por parte del acero por fraguado.

7.6 Estados límites

Cada estado límite tiene la finalidad de analizar los elementos a las diferentes exigencias que se les puede presentar a lo largo de su vida útil. Se consideraron los estados límites de resistencia y el estado límite de servicio I debido a que son los que aplican para las demandas estructurales de la superestructura.

Estado límite de resistencia I: este caso se concentra en un uso normal del puente, enfatiza en mayorar la carga viva con un factor de 1.75 , tanto para la carga vehicular como para la carga peatonal. La demanda máxima para la viga T fue de 366.651 kip-ft y 65.138 kip . El porcentaje D/C para momento es de 57.94% y para cortante de 47.66% .

La demanda en la losa fue de 12.119 kip-ft por flexión y 8.56 kip por cortante. Obteniendo un D/C de 73.97% y 66.4% respectivamente.

Estado límite de resistencia II: en este estado al comprobar la estructura con relación a vehículos solicitados por el dueño del proyecto. No gobernó la demanda debido a que solamente se analizó el modelo HL-93.

Estado límite de resistencia III: se analiza el Puente exponiéndolo a la velocidad del viento de diseño. Como no se incluía viento, la pequeña magnitud de los valores es congruente. En vigas un D/C de flexión de 13.56% y 9.88% para cortante. En losa 24.21% y 11.54% respectivamente.

Estado límite de resistencia IV: este estado límite se concentra en los efectos de la carga muerta en la superestructura. Es importante destacar el contraste entre las demandas de cargas vivas y muertas. En este caso no se tomaba en cuenta las cargas vivas porque tenían un factor de carga de “0”. Su D/C a flexión es de 16.52% y 11.77% a cortante, comparándolos con los D/C obtenidos en el estado límite de resistencia I nos indican que lo más crítico en la superestructura son las cargas vivas. En cuanto a la losa se obtuvo 28.07% y 13.38%, reflejando el mismo comportamiento que las vigas T.

Estado límite de resistencia V: como este caso está relacionado al uso normal vehicular con vientos de 80 mph. Es previsible que los valores en este estado límite sean cercanos a los de resistencia I, se obtuvo un D/C a flexión de 47.14% y a cortante 38.52%. Para la losa fue de 62.6% y 53.86%. El estado límite de resistencia I fue mayor, indicando que el presente estado límite le exige menos a la estructura en este caso en particular.

Estado límite de servicio I: la finalidad del presente estado límite es de evaluar deflexiones en la superestructura. Todos los factores de carga son iguales a “1”. Los porcentajes de D/C para vigas T fueron de 37.32% para flexión y 30.43% para cortante. En el caso de la losa se obtuvo 49.63% y 42.39%.

La demanda máxima de cada elemento por estado límite se encuentra en la Figura 178. Comparando todos los valores de D/C se puede concluir que el caso crítico es el del estado límite de resistencia I con un porcentaje de 57.94% a flexión en vigas T. La misma situación se presenta en el cortante con un porcentaje de 47.66%. Por otro lado, la demanda capacidad máxima de la losa a flexión es de 73.97% y a cortante 66.40%.

7.7 Deflexiones

El límite de deflexiones presentado es de 0.8 cm del artículo 2.5.2.6.2 para el caso de puentes con pasos peatonales. Como se mencionó anteriormente el estado límite de servicio I es utilizado para comprobar si se cumple con las deflexiones. Por lo tanto, luego de obtener las deflexiones se realizaron las combinaciones en dicho estado límite. Como se puede ver en la Figura 179, todos los elementos cumplen con el límite máximo. Siendo el caso más crítico el de la viga exterior con una deflexión de 0.419 cm, seguido de la viga interior con 0.408 cm y por último la losa con 0.187 cm.

7.8 Modelo en CSiBridge

Al finalizar el modelo e ingresar todos los estados límites se procedió a generar los “Design requests”. En ellos se define cuántos carriles cargados se quiere analizar y si se analizará por flexión o corte. Para la selección de los factores de distribución de la carga viva, el programa permite la opción de calcularlos. Al seleccionar esta opción el software indica que no es posible debido a que no se cumple con el rango de aplicación de la separación de vigas, dicho rango de aplicación se ilustró en la Figura 56. Es por esto por lo que se decidió ingresar manualmente la distribución de la carga viva.

7.9 Comparativa entre hojas de cálculo y software CSiBridge

Al obtener los momentos y cortantes de las vigas exteriores e interiores se realizó una comparación de los obtenidos con las hojas de cálculo y los obtenidos con el software CSiBridge. Los porcentajes de error permiten conocer que tan alejados están los datos de las hojas de cálculo de lo obtenido en CSiBridge.

En la Figura 180 se observa la tabla comparativa para el estado de resistencia I con 1 carril cargado. Para la viga exterior, en el software se obtuvo un momento de 161.0324 kip-ft y con las hojas de cálculo 181.481 kip-ft. Presentando un porcentaje de error del 12.70%. El cortante del software fue de 24.68 kip y el de las hojas de cálculo 29.09 kip, presenta un porcentaje de error del 17.86%.

Para la viga interior la flexión de software fue de 396.0369 kip-ft y con hojas de cálculo de 366.651 kip-ft. El porcentaje de error es del 7.42%. En cuanto al cortante, por medio del software se indica 87.4394 kip y con memorias de cálculo 65.138%. Un porcentaje de error del 25.5%.

A continuación, se presentan cuatro tablas en las que por cantidad de carriles cargados y por elemento (viga exterior o interior) se muestran los porcentajes de error máximos y mínimos con su respectivo promedio:

Tabla 2. Porcentaje de error, 1 carril, viga exterior

1 carril cargado	Viga exterior		
% de error	Mayor	Menor	Promedio
Momento	19.00%	12.70%	14.05%
Cortante	31.50%	17.86%	22.90%

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3. Porcentaje de error, 1 carril, viga interior

1 carril cargado	Viga interior		
% de error	Mayor	Menor	Promedio
Momento	12.67%	2.95%	8.50%
Cortante	25.50%	2.51%	15.95%

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 4. Porcentaje de error, 2 carriles, viga exterior

2 carril cargado	Viga exterior		
% de error	Mayor	Menor	Promedio
Momento	13.76%	5.49%	9.46%
Cortante	25.84%	10.37%	17.35%

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 5. Porcentaje de error, 2 carriles, viga interior

2 carril cargado	Viga interior		
% de error	Mayor	Menor	Promedio
Momento	12.67%	3.44%	8.81%
Cortante	23.48%	2.51%	13.55%

Fuente: Elaboración propia.

Siendo el dato menor 2.51%, el mayor 31.50% y el promedio mayor de 22.90% se concluye que los datos de las hojas de cálculo son lo suficientemente cercanos a los del software CSiBridge. Los porcentajes se deben a la discrepancia que existe entre la integración de cargas. Esto se debe a que, como se mencionó anteriormente, en las hojas de cálculo se asumió que la losa distribuye la carga del asfalto y del adoquín a toda el área. También cuando se procedió a integrar la carga muerta de las barandas en las hojas de cálculo se colocaba longitudinalmente sobre la viga exterior, en cambio en CSiBridge se coloca tomando en cuenta la posición del centroide de la sección de la baranda.

7.10 Acero en software CSiBridge

Se pudo comprobar que la superestructura tiene la suficiente cantidad de refuerzo longitudinal y transversal gracias a las gráficas proporcionadas por el programa. En las gráficas que se encuentran en anexos, se puede ver como el acero graficado en color anaranjado cubre por completo la gráfica del momento o del cortante. Indicando que tiene suficiente capacidad para soportar las demandas del estado límite analizado.

VIII. Conclusiones

- Se determinó que la superestructura presenta la capacidad necesaria para resistir las demandas generadas por el modelo HL-93, carga peatonal, peso propio y sobrecarga muerta. En la viga T se obtuvo una relación D/C del 57.94% a flexión y 47.66% a cortante. En la losa, los valores correspondientes fueron de 73.97% a flexión y 66.40% a cortante.
- La viga T presenta una capacidad última a flexión de 703.133 kip-ft y una capacidad última a cortante de 151.852 kip. Por su parte, la losa posee una capacidad última a flexión de 18.204 kip-ft y una capacidad última a cortante de 14.325 kip.
- Se aplicó la metodología de análisis estructural basada en las especificaciones AASHTO LRFD 2020 en las hojas de cálculo, garantizando que la estructura cumple con los estados límites de resistencia y servicio I.
- Se desarrolló un modelo analítico tridimensional de la superestructura utilizando el software CSiBridge. Se simuló el comportamiento y se demostró que cumple los estados límites de resistencia y servicio I.

IX. Recomendaciones

- Utilizar otros métodos o teoremas de análisis estructural para la determinación del momento flector máximo y los esfuerzos cortantes máximos en la losa, con el fin de validar la precisión del modelo adoptado.
- Realizar el análisis estructural de la subestructura, considerando las cargas adicionales que actúan sobre ella, tales como las debidas al frenado vehicular, acción sísmica y efectos del viento.
- Comparar diferentes modelos de carga viva, incorporando especialmente los vehículos utilizados en Guatemala, con el fin de evaluar el impacto de las condiciones locales del tránsito sobre el comportamiento estructural y la capacidad de carga del puente.
- Se recomienda emplear un modelo computacional alternativo para analizar el comportamiento estructural del puente bajo los diferentes estados límites. Con la finalidad de contrastar los resultados obtenidos.

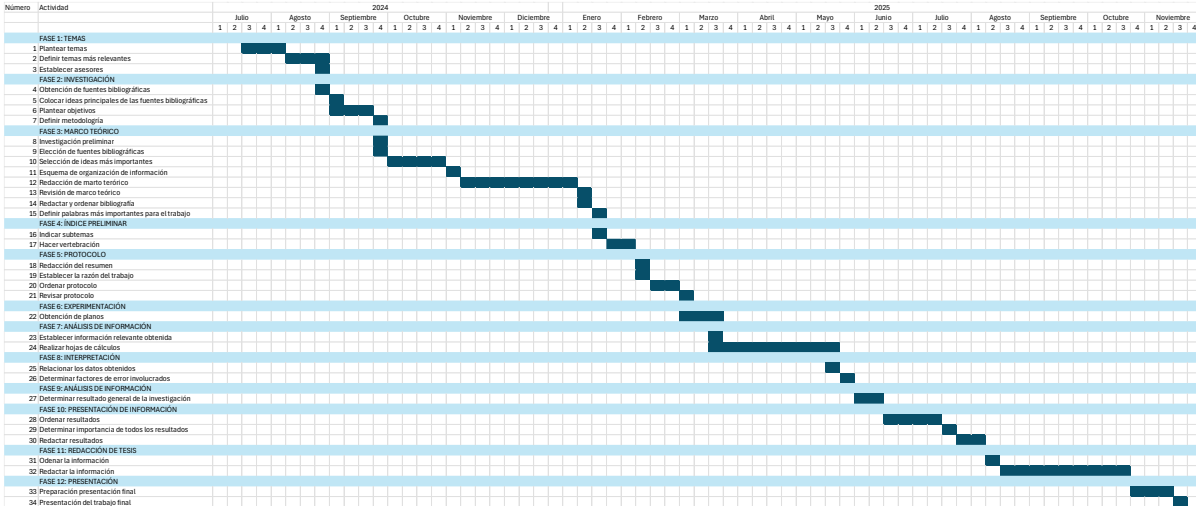
X. Bibliografía

- AASHTO. (2020). *LRFD Bridge design specifications*. AASHTO.
- Becosan. (19 de junio de 2020). *Concreto reforzado*. Obtenido de Becosan: <https://www.becosan.com/es/concreto-reforzado/#:~:text=El%20concreto%20reforzado%2C%20tambi%C3%A9n%20denominado,cuenta%20con%20armadura%20met%C3%A1lica%20interna>
- Cabanies, I. J. (18 de 3 de 2015). *Youtube*. Obtenido de Diseño de Proyectos en Ingeniería y Biaxial SAC: <https://www.youtube.com/watch?v=SFoBUgOWlxw&t=5469s>
- Caminos. (Febrero de 2024). *Ubicación puentes 2024*. Obtenido de Caminos: <https://www.caminos.gob.gt/ubicacion-puentes-2024.html>
- Carigliano, S. (1 de Noviembre de 2024). *Types of Supports in Structural Analysis*. Obtenido de SkyCiv: <https://skyciv.com/docs/tutorials/beam-tutorials/types-of-supports-in-structural-analysis/>
- Chryso. (28 de octubre de 2024). *Tipos de cementos y morteros*. Obtenido de Chryso: <https://www.chryso.es/blog/tipos-de-cementos-y-morteros/>
- Cid, Á. (28 de abril de 2023). *¿Qué son y para qué sirven los apoyos en los puentes?* Obtenido de emesa30: <https://www.emesa-m30.es/apoyos-en-los-puentes/>
- Csi Spain. (s.f.). *CSi Spain*. Obtenido de CSiBridge: <https://www.csiespana.com/software/4/csi-bridge#>
- Erzilla, A. (17 de enero de 2024). *Partes de un puente: Cimentación, subestructura y superestructura*. Obtenido de ULMA Construction: <https://www.ulmaconstruction.es/es-es/ulma/blog/partes-puente>
- Ethelbert, M. (29 de 5 de 2023). *Estimation of bridge deck design moments*. Obtenido de CIVILIS IPSUM: <https://mycivillinks.com/estimation-of-deck-design-moments/>
- Ing. Eduardo torres C., M. (2013). *Diseño de puentes*. Ecuador: Editorial Universitaria Abya-Yala.
- Ing. Pablo Agüero Barrantes, M. (23 de marzo de 2018). *PUENTES TIPO CAJÓN: UN CLÁSICO VIGENTE QUE SURGIÓ DE UNA GRAN NECESIDAD*. Obtenido de Blog LanammeUCR: <https://bloglanammeucr.blogspot.com/2018/03/puentes-tipo-cajon-un-clasico-vigente.html>
- JM. (1). *1*. Obtenido de 1: rryrtyrty.com
- MACIZO. (20 de 8 de 2025). *Adoquín Decorativo*. Obtenido de Productos Macizo: <https://macizo.com.gt/productos/>
- McCormac, J. C. (2011). *Diseño de concreto reforzado*. Alfaomega.
- Pallais, H. (2024). *Planos de puente isostático*. Guatemala.

- Serquén, A. R. (2022). *Puentes con AASHTO LRFD 2020* (9th Edition ed.). Peru.
- Shraddha. (2016). *Design of Slab and Girder Bridges (With Diagram)*. Obtenido de Your article library: <https://www.yourarticlelibrary.com/bridge-construction/design-of-slab-and-girder-bridges-with-diagram/93648>
- Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia. (2007). *DISEÑO SIMPLIFICADO DE PUENTES*. Colombia.
- Zavala segura, J. W., Nauca Cabrera, J., Delgado Vallejos, S., & Mejia Burga, E. (2018). *Estribos de puentes*. Perú: Universidad Cesar Vallejo.

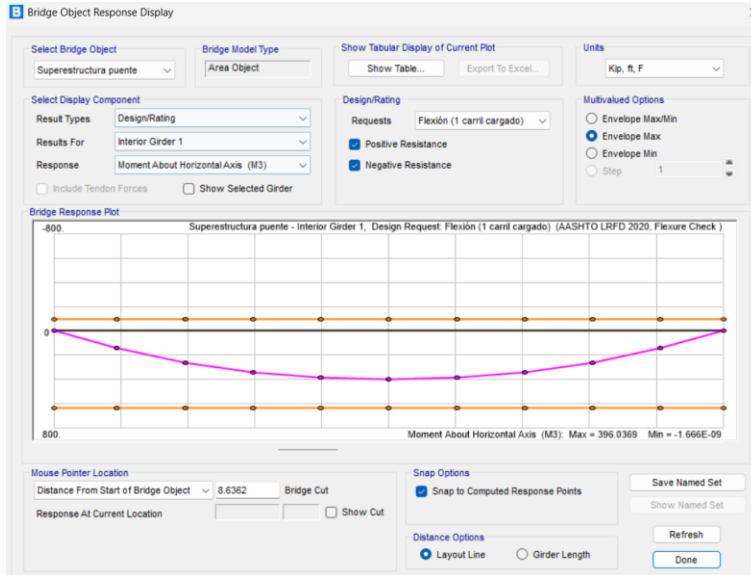
XI. Anexos

Anexo 1. Cronograma de actividades



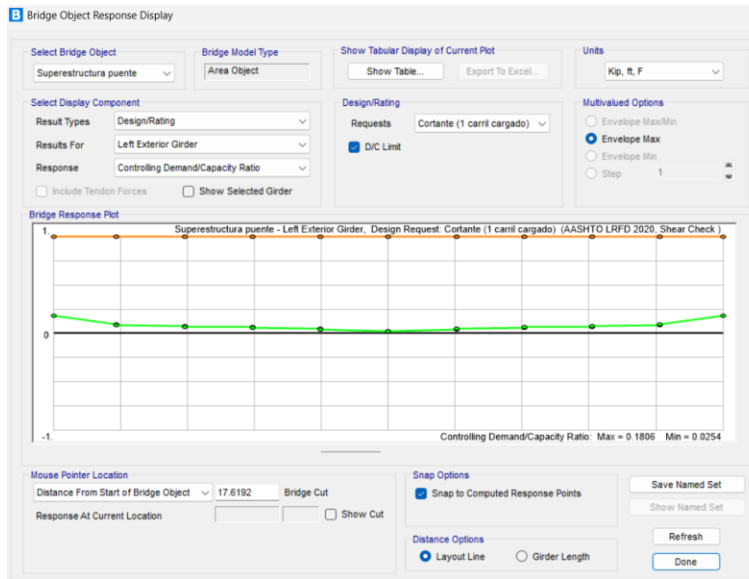
Fuente: Elaboración propia.

Anexo 2. Resistencia I, 1 carril cargado, flexión, viga interior



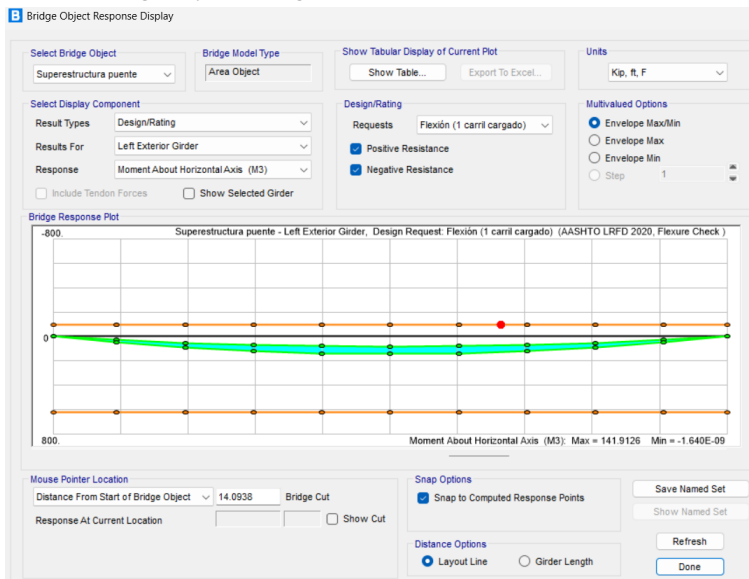
Fuente: Elaboración propia.

Anexo 3. Resistencia I, 1 carril cargado, cortante, viga exterior



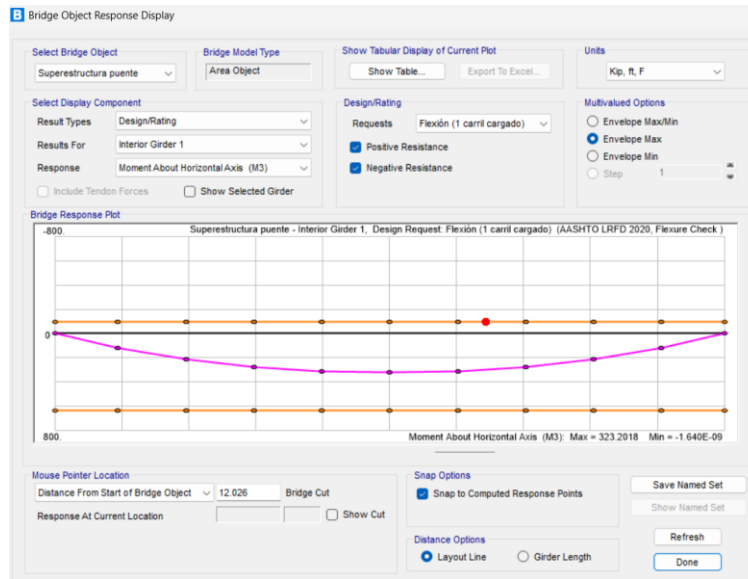
Fuente: Elaboración propia.

Anexo 4. Resistencia II, 1 carril cargado, flexión, viga exterior



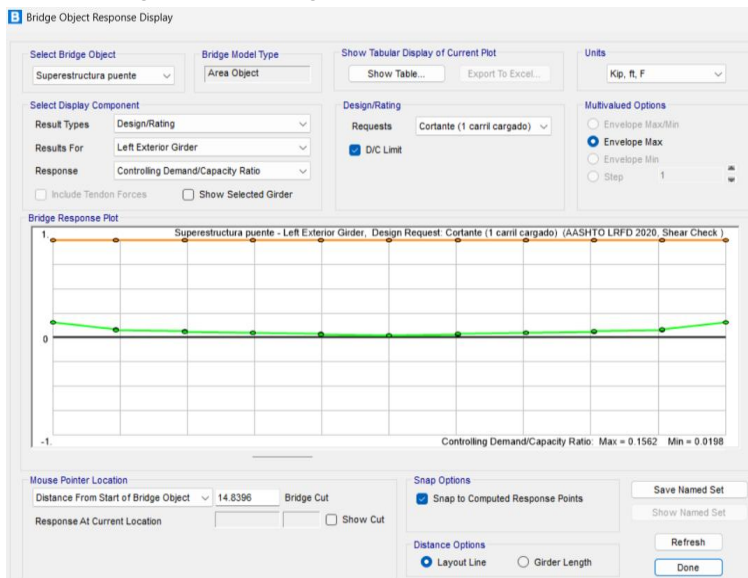
Fuente: Elaboración propia.

Anexo 5. Resistencia II, 1 carril cargado, flexión, viga interior



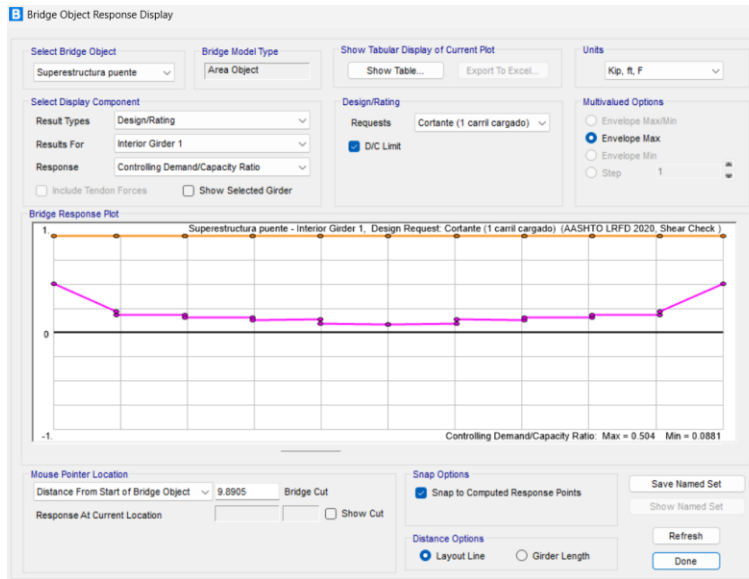
Fuente: Elaboración propia.

Anexo 6. Resistencia II, 1 carril cargado, cortante, viga exterior



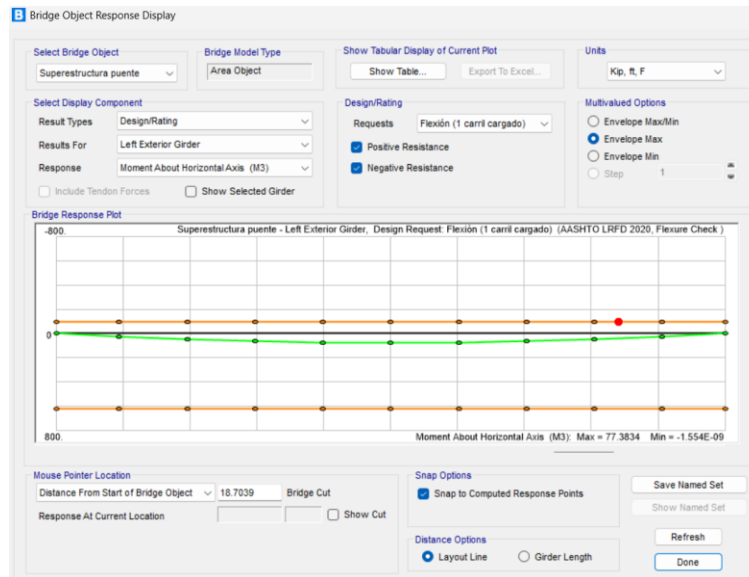
Fuente: Elaboración propia.

Anexo 7. Resistencia II, 1 carril cargado, cortante, viga interior



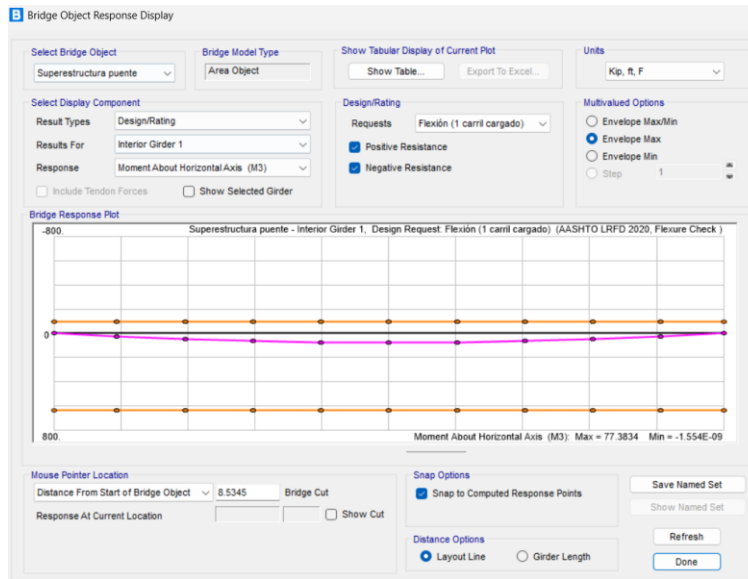
Fuente: Elaboración propia.

Anexo 8. Resistencia III, 1 carril cargado, flexión, viga exterior



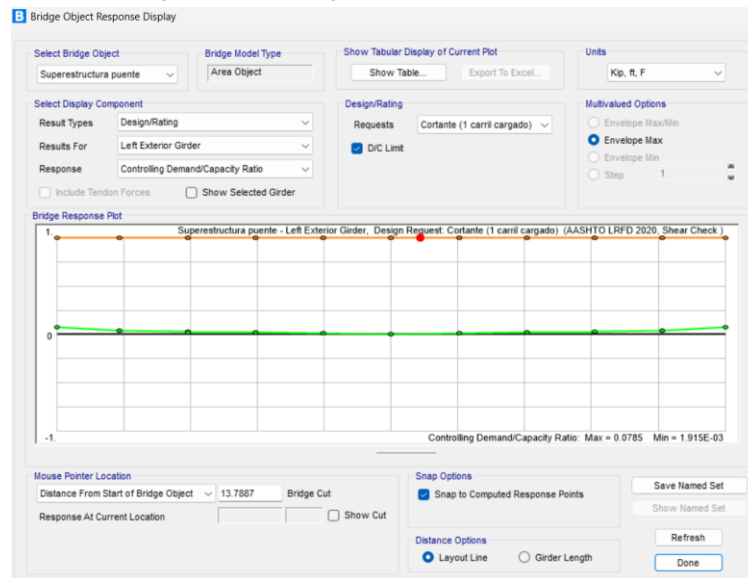
Fuente: Elaboración propia.

Anexo 9. Resistencia III, 1 carril cargado, flexión, viga interior



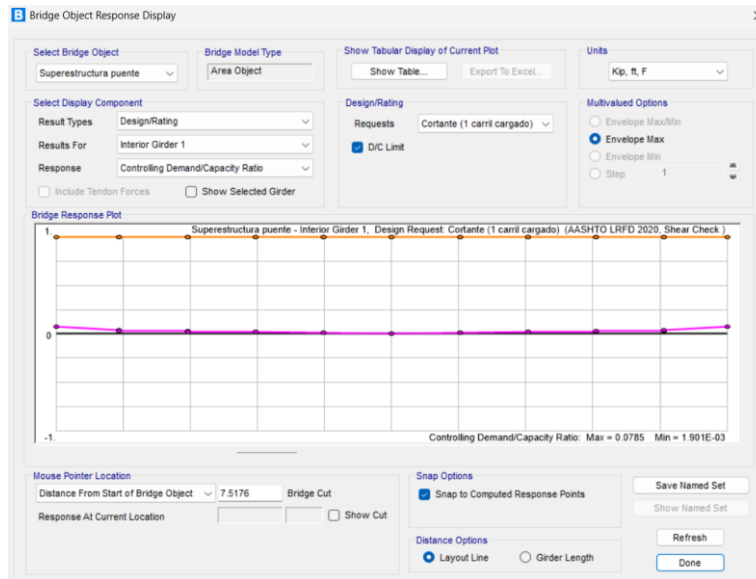
Fuente: Elaboración propia.

Anexo 10. Resistencia III, 1 carril cargado, cortante, viga exterior



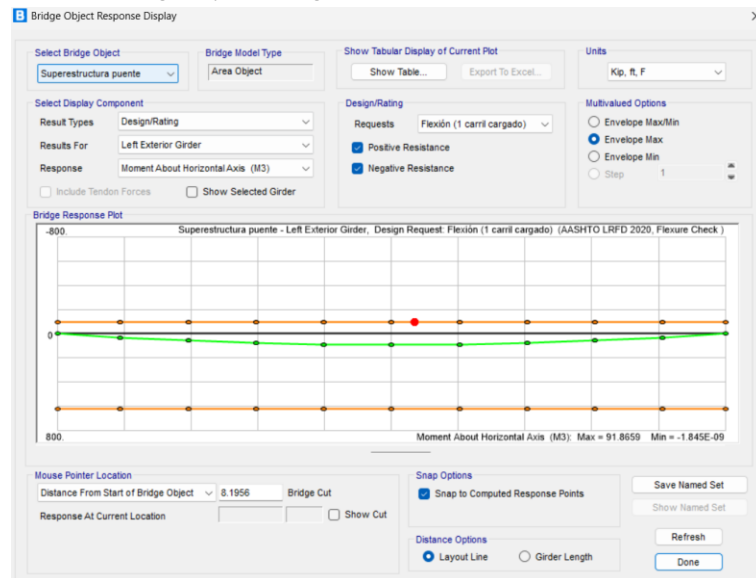
Fuente: Elaboración propia.

Anexo 11. Resistencia III, 1 carril cargado, cortante, viga interior



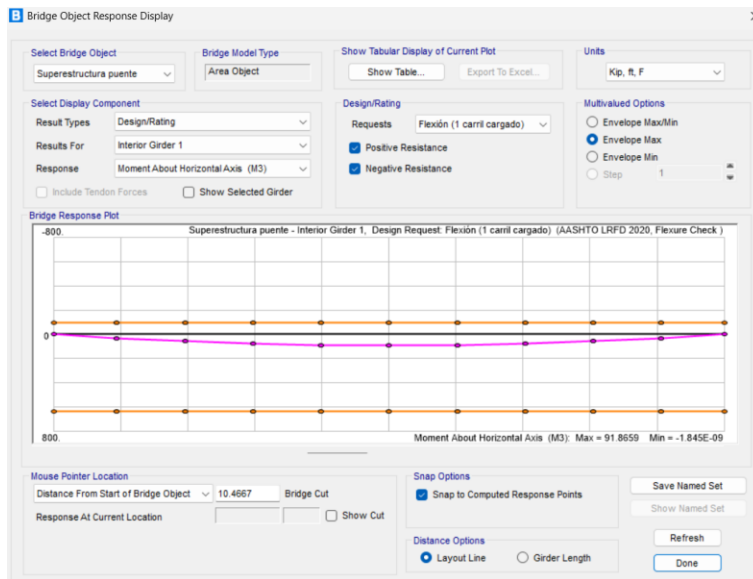
Fuente: Elaboración propia.

Anexo 12. Resistencia IV, 1 carril cargado, flexión, viga exterior



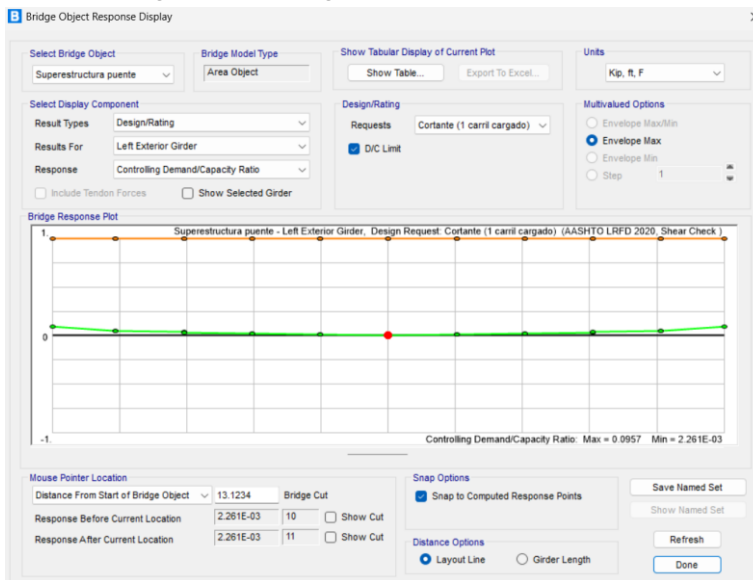
Fuente: Elaboración propia.

Anexo 13. Resistencia IV, 1 carril cargado, flexión, viga interior



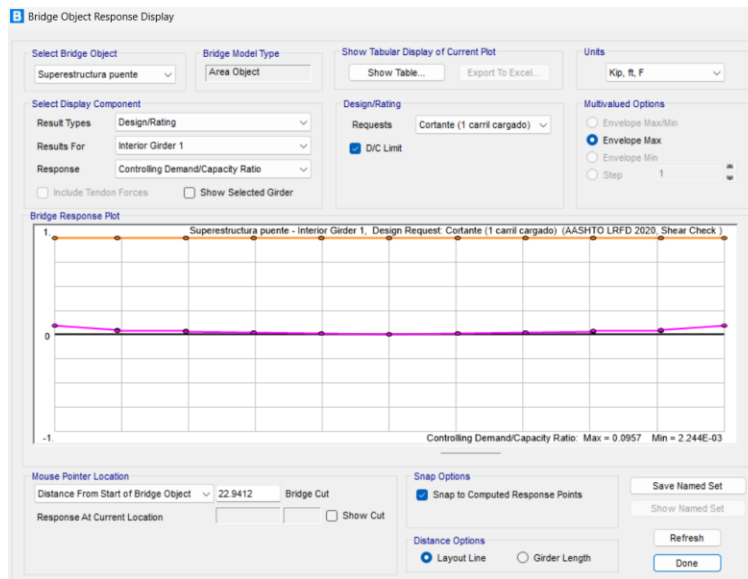
Fuente: Elaboración propia.

Anexo 14. Resistencia IV, 1 carril cargado, cortante, viga exterior



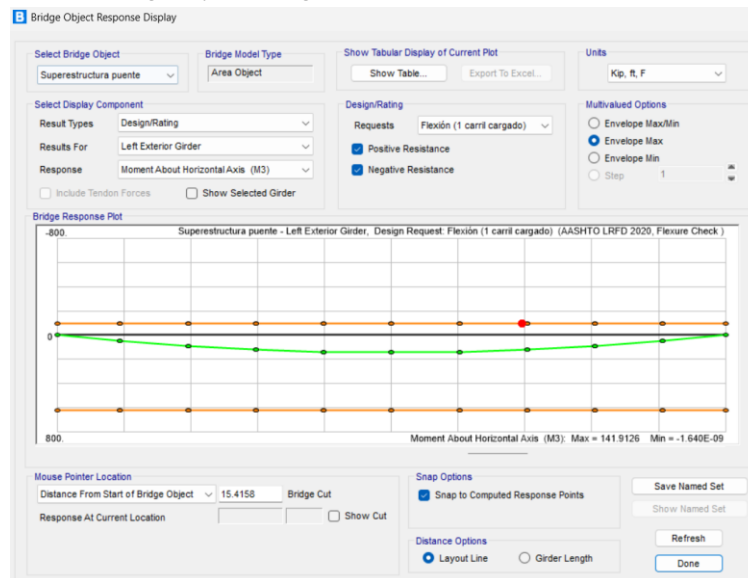
Fuente: Elaboración propia.

Anexo 15. Resistencia IV, 1 carril cargado, cortante, viga interior



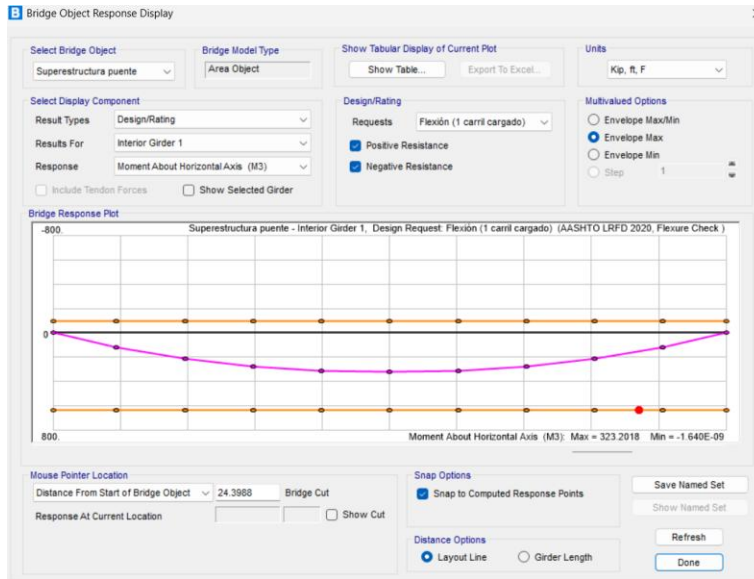
Fuente: Elaboración propia.

Anexo 16. Resistencia V, 1 carril cargado, flexión, viga exterior



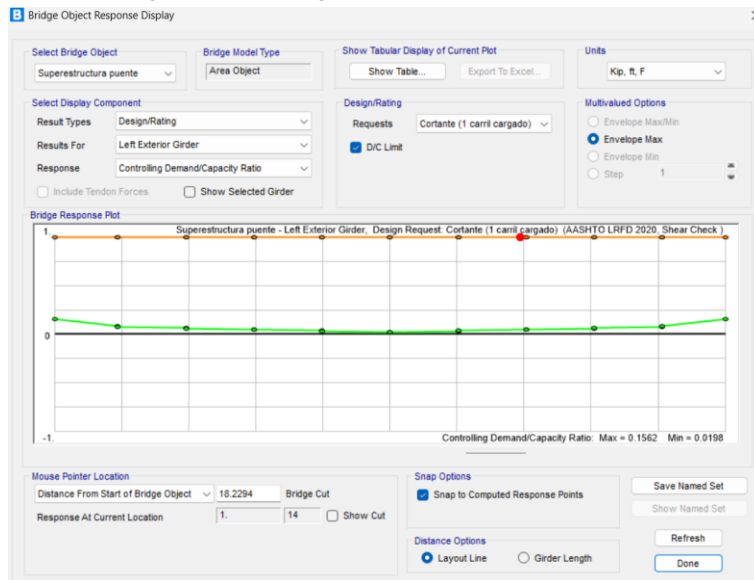
Fuente: Elaboración propia.

Anexo 17. Resistencia V, 1 carril cargado, flexión, viga interior



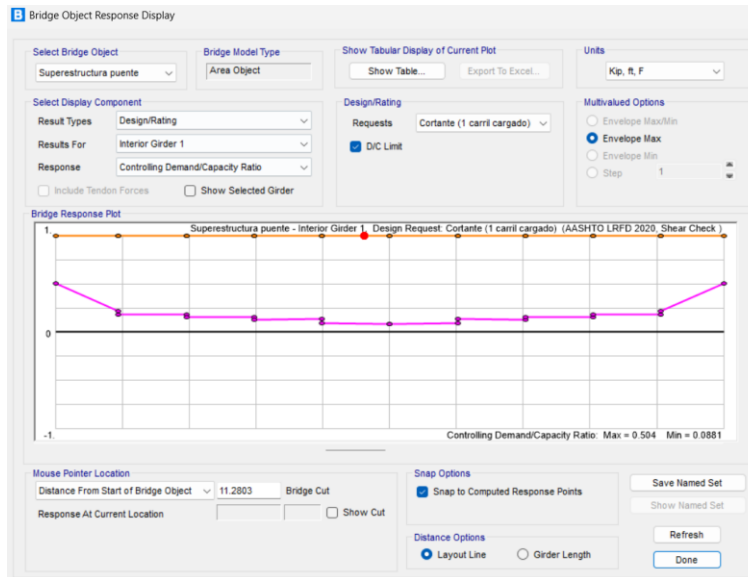
Fuente: Elaboración propia.

Anexo 18. Resistencia V, 1 carril cargado, cortante, viga exterior



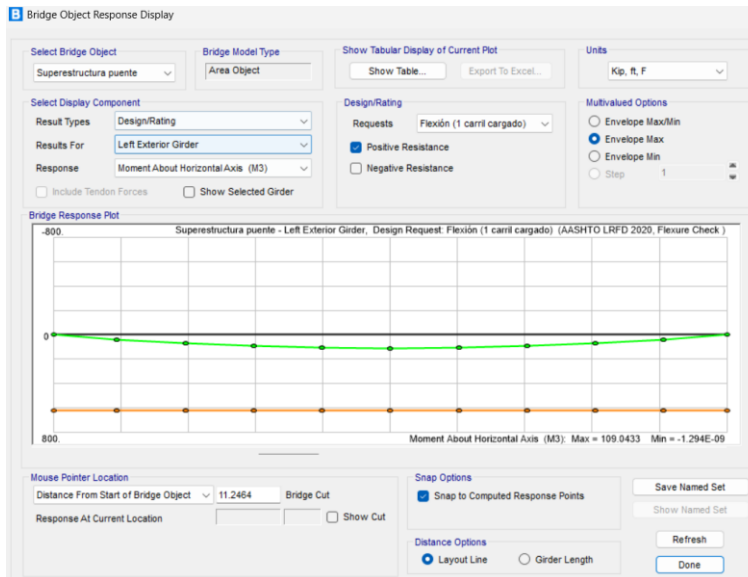
Fuente: Elaboración propia.

Anexo 19. Resistencia V, 1 carril cargado, cortante, viga interior



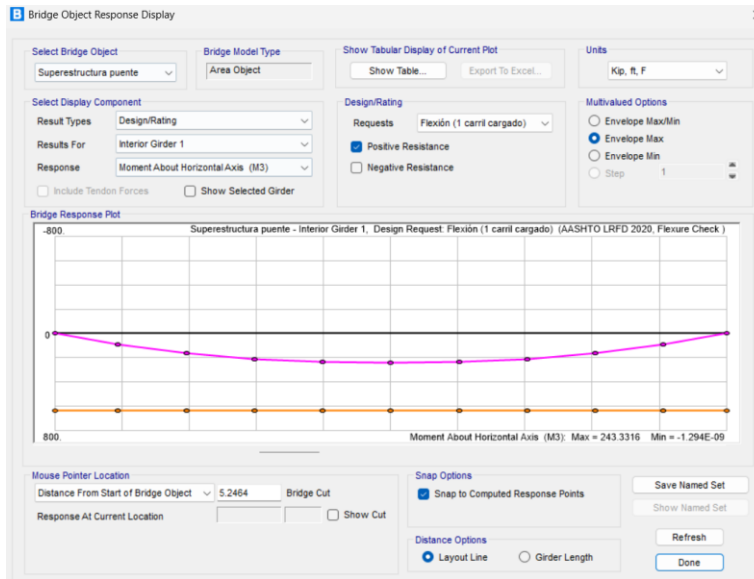
Fuente: Elaboración propia.

Anexo 20. Servicio I, 1 carril cargado, flexión, viga exterior



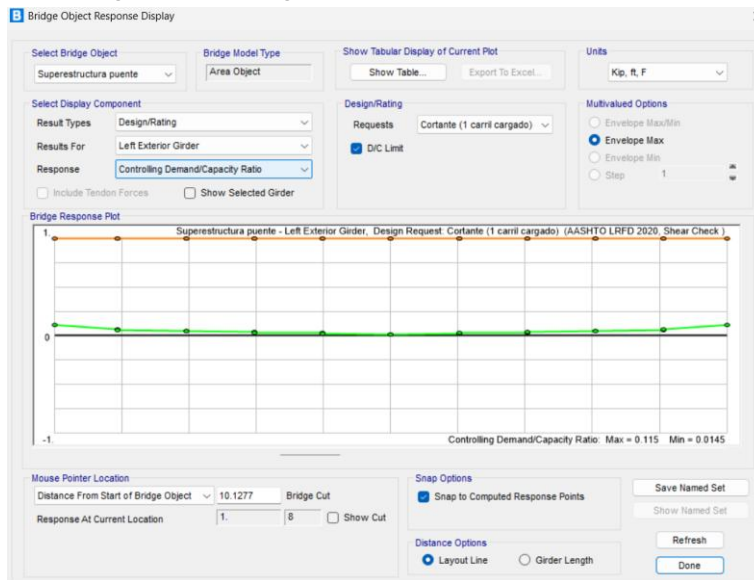
Fuente: Elaboración propia.

Anexo 21. Servicio I, 1 carril cargado, flexión, viga interior



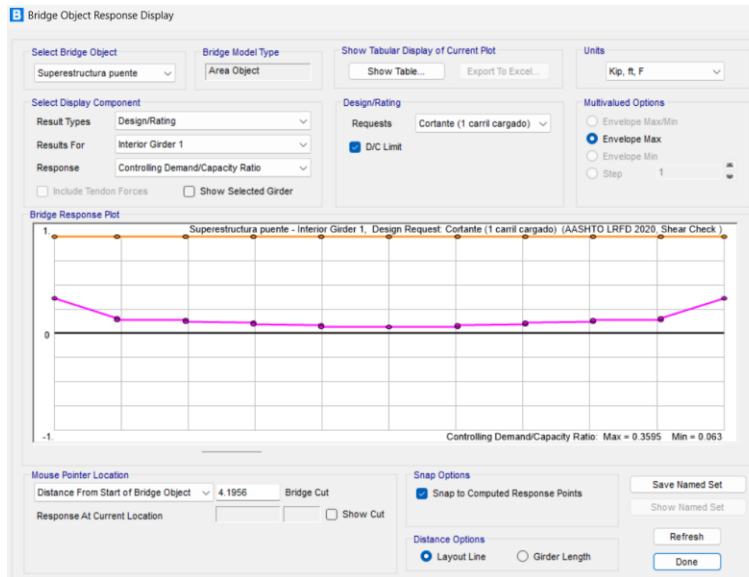
Fuente: Elaboración propia.

Anexo 22. Servicio I, 1 carril cargado, cortante, viga exterior



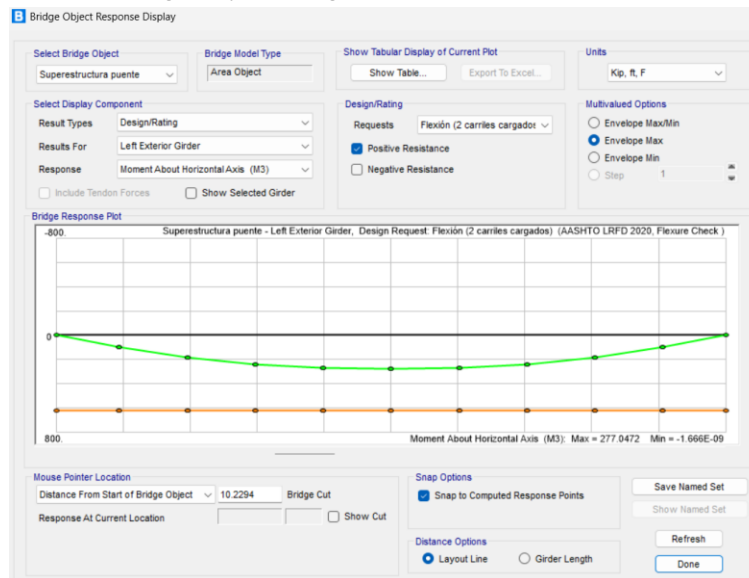
Fuente: Elaboración propia.

Anexo 23. Servicio I, 1 carril cargado, cortante, viga interior



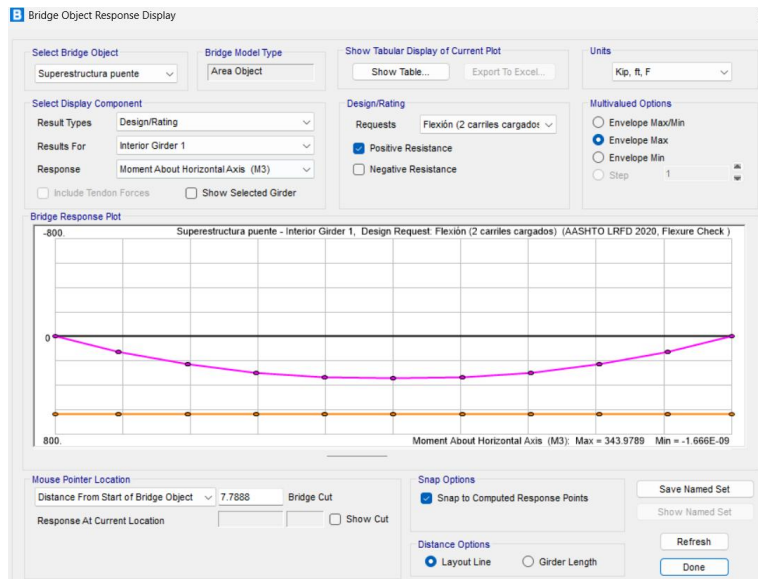
Fuente: Elaboración propia.

Anexo 24. Resistencia I, 2 carriles cargados, flexión, viga exterior



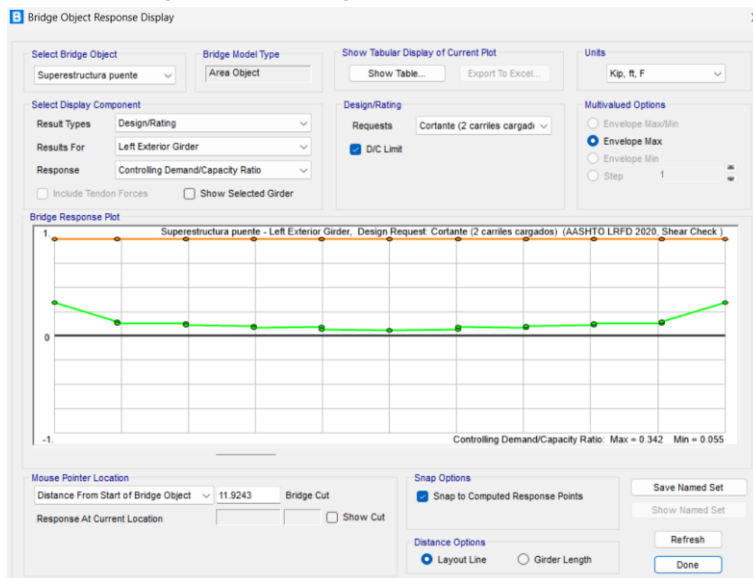
Fuente: Elaboración propia.

Anexo 25. Resistencia I, 2 carriles cargados, flexión, viga interior



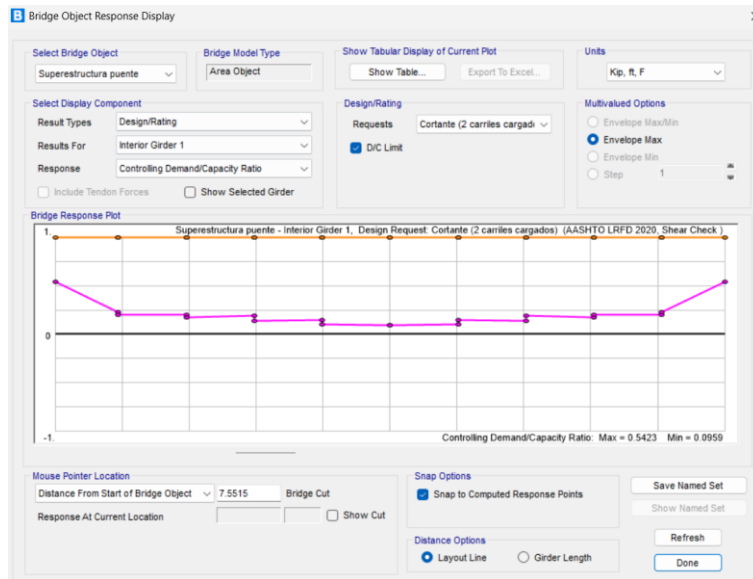
Fuente: Elaboración propia.

Anexo 26. Resistencia I, 2 carriles cargados, cortante, viga exterior



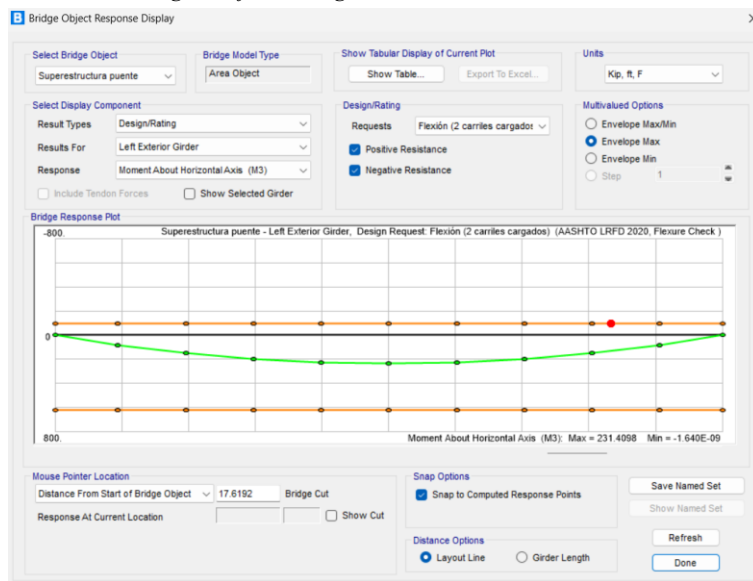
Fuente: Elaboración propia.

Anexo 27. Resistencia I, 2 carriles cargados, cortante, viga interior



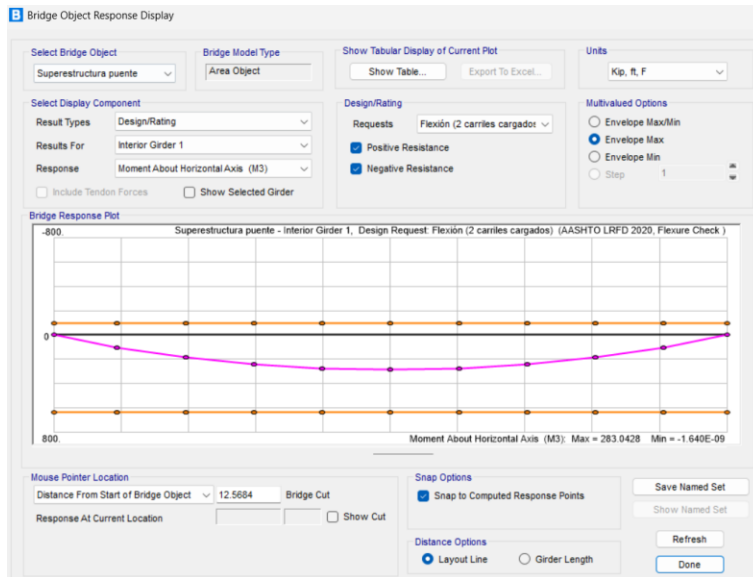
Fuente: Elaboración propia.

Anexo 28. Resistencia II, 2 carriles cargados, flexión, viga exterior



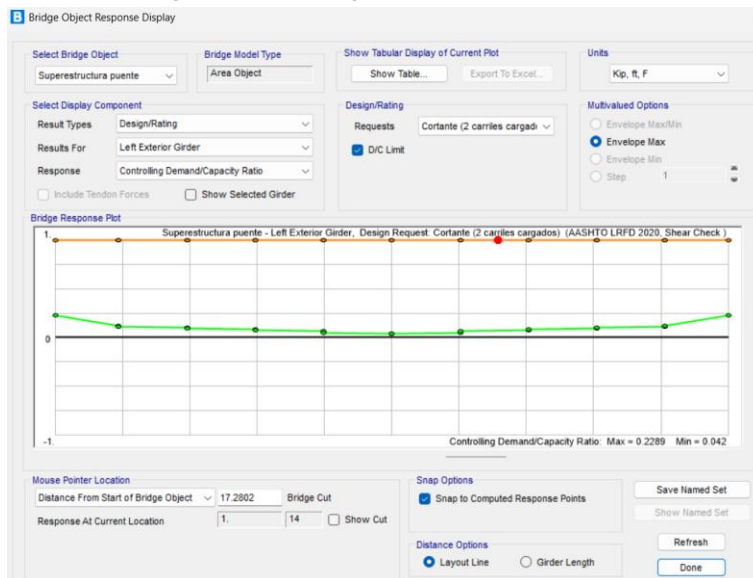
Fuente: Elaboración propia.

Anexo 29. Resistencia II, 2 carriles cargados, flexión, viga interior



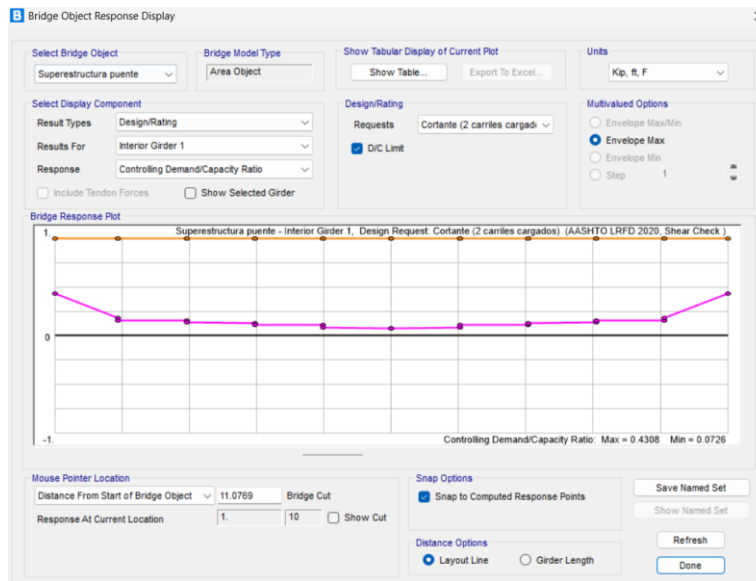
Fuente: Elaboración propia.

Anexo 30. Resistencia II, 2 carriles cargados, cortante, viga exterior



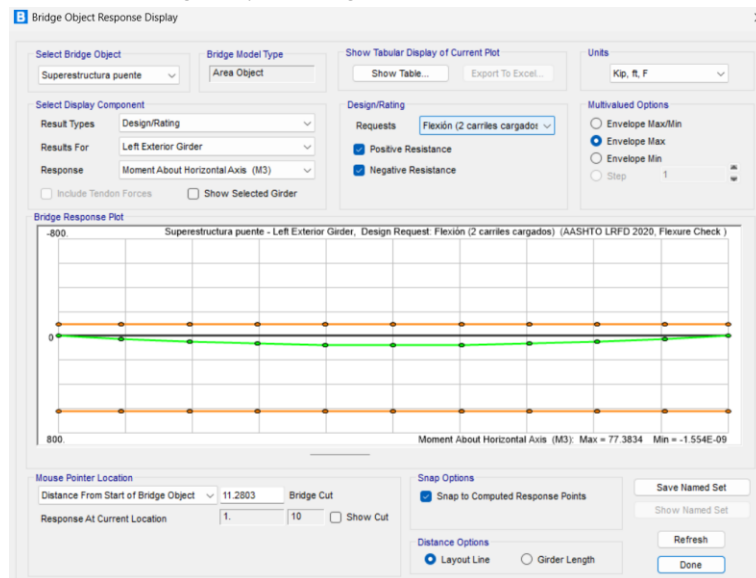
Fuente: Elaboración propia.

Anexo 31. Resistencia II, 2 carriles cargados, cortante, viga interior



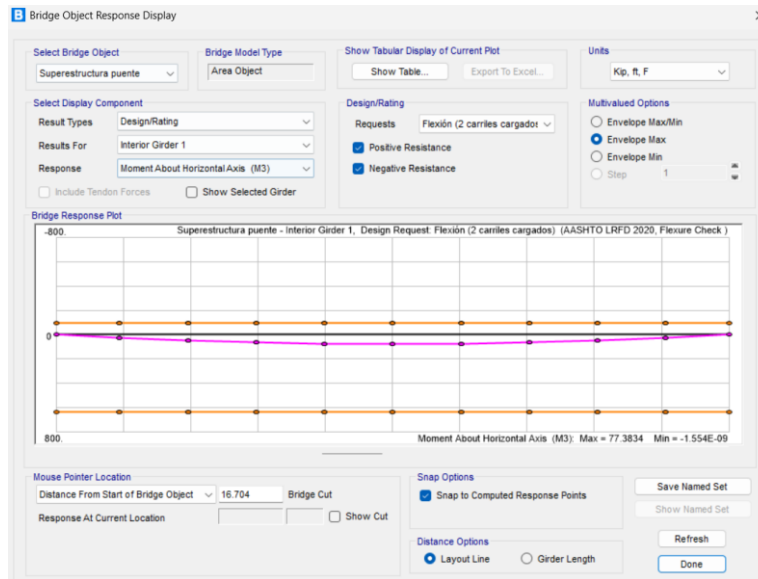
Fuente: Elaboración propia.

Anexo 32. Resistencia III, 2 carriles cargados, flexión, viga exterior



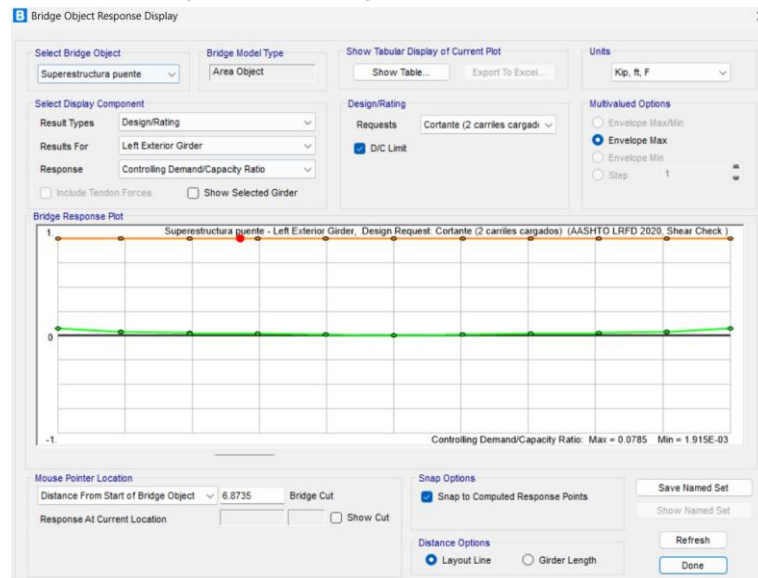
Fuente: Elaboración propia.

Anexo 33. Resistencia III, 2 carriles cargados, flexión, viga interior



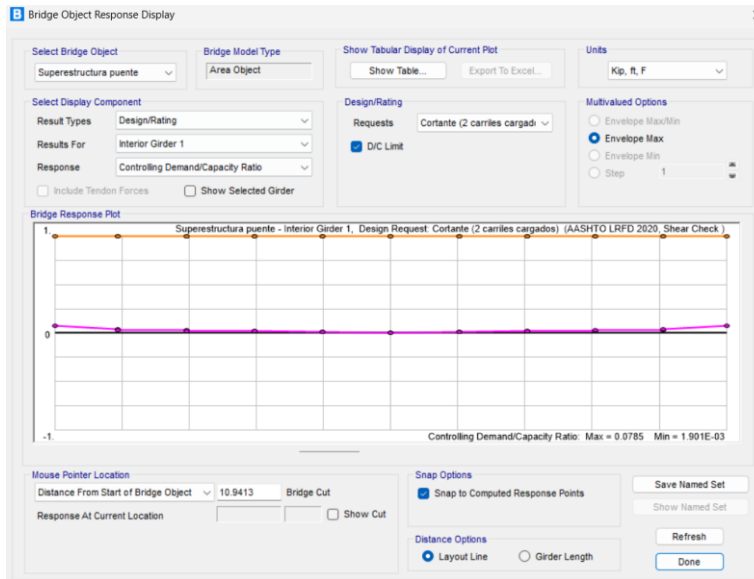
Fuente: Elaboración propia.

Anexo 34. Resistencia III, 2 carriles cargados, cortante, viga exterior



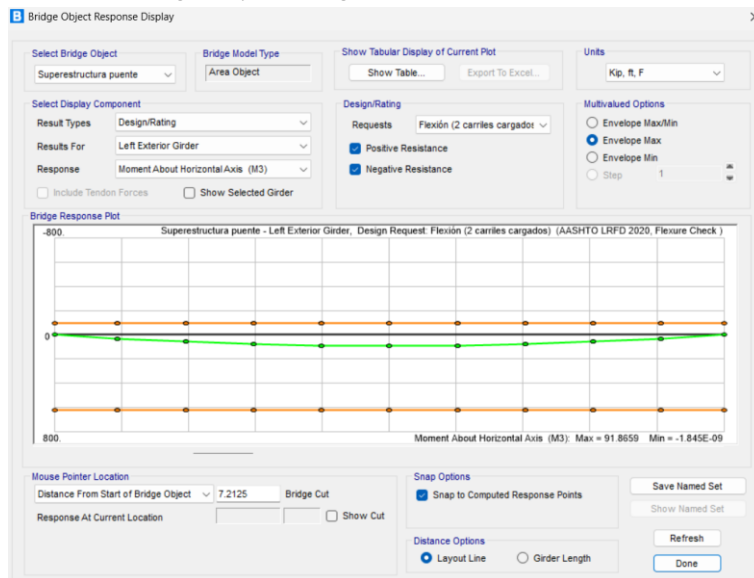
Fuente: Elaboración propia.

Anexo 35. Resistencia III, 2 carriles cargados, cortante, viga interior



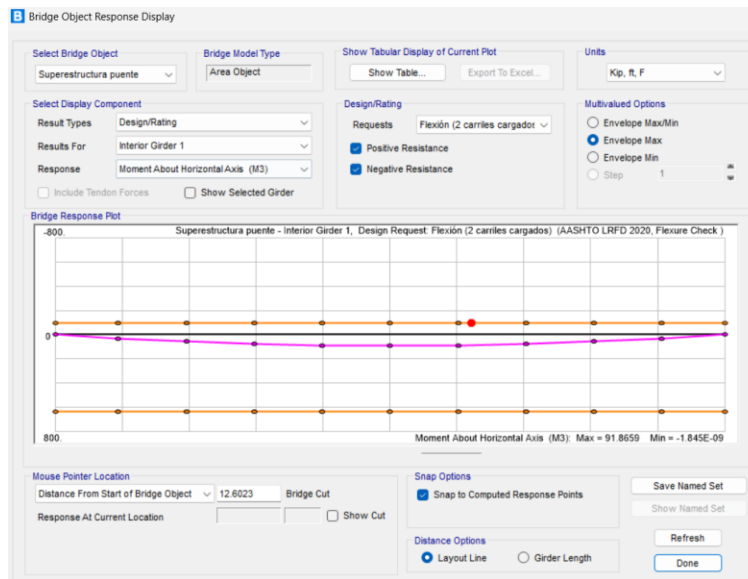
Fuente: Elaboración propia.

Anexo 36. Resistencia IV, 2 carriles cargados, flexión, viga exterior



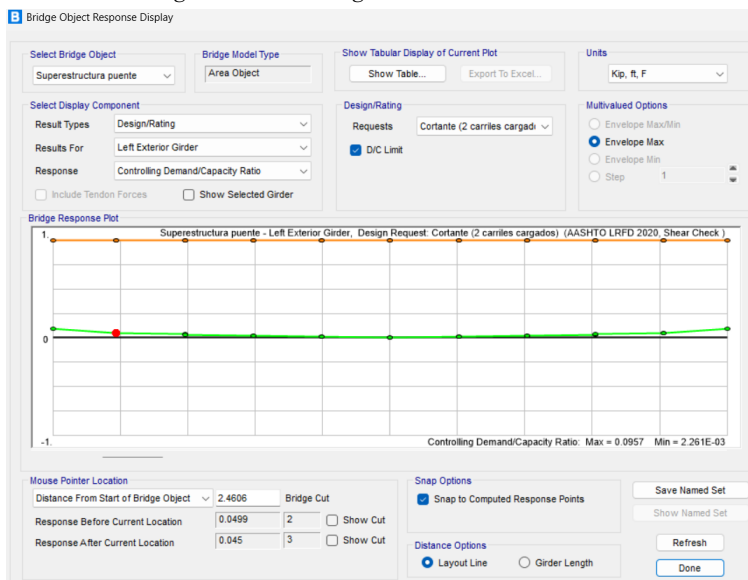
Fuente: Elaboración propia.

Anexo 37. Resistencia IV, 2 carriles cargados, flexión, viga interior



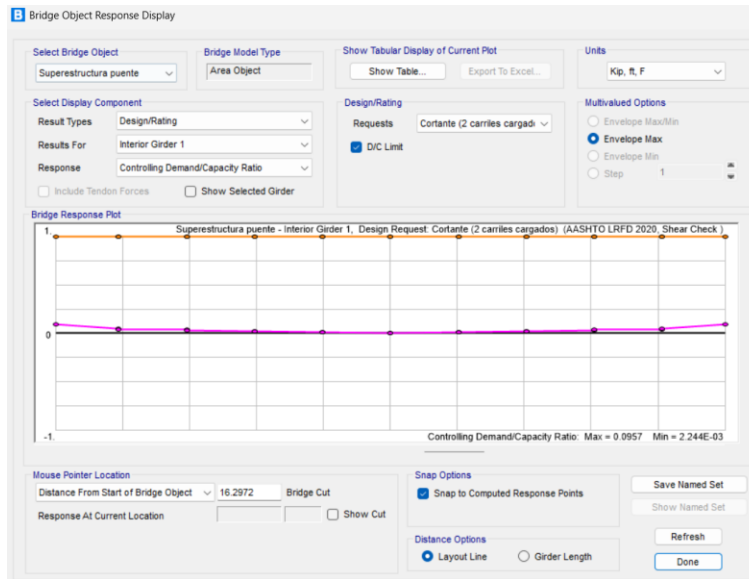
Fuente: Elaboración propia.

Anexo 38. Resistencia IV, 2 carriles cargados, cortante, viga exterior



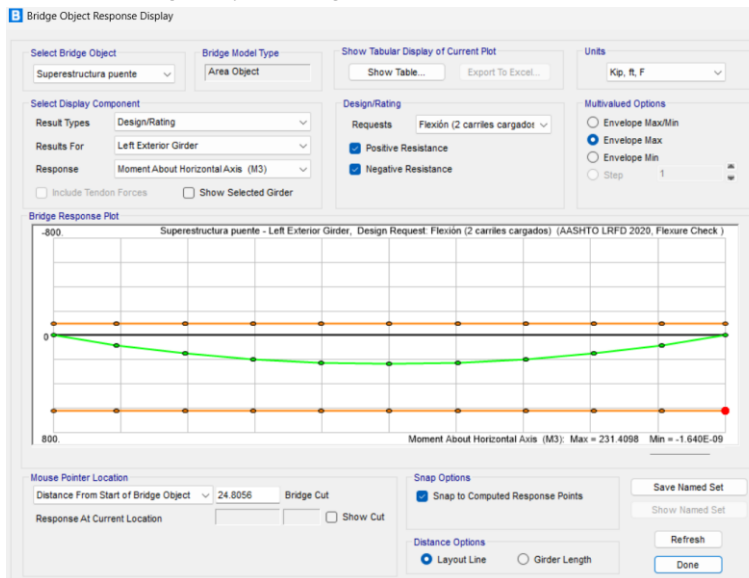
Fuente: Elaboración propia.

Anexo 39. Resistencia IV, 2 carriles cargados, cortante, viga interior



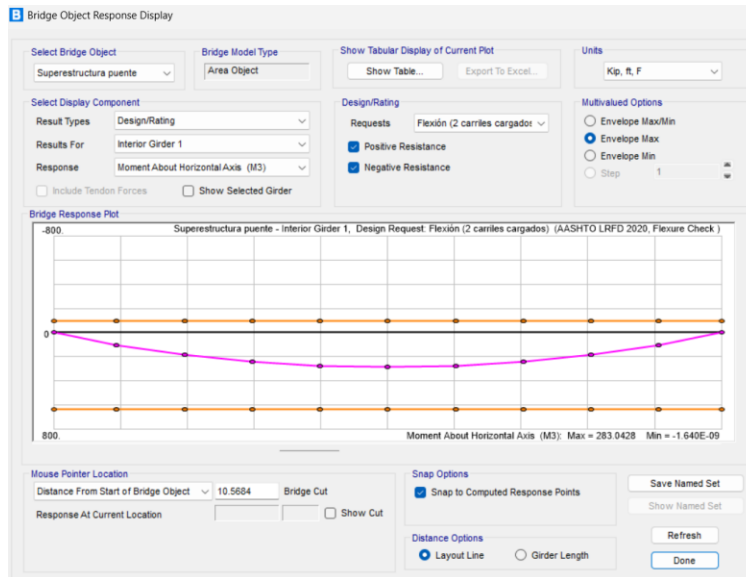
Fuente: Elaboración propia.

Anexo 40. Resistencia V, 2 carriles cargados, flexión, viga exterior



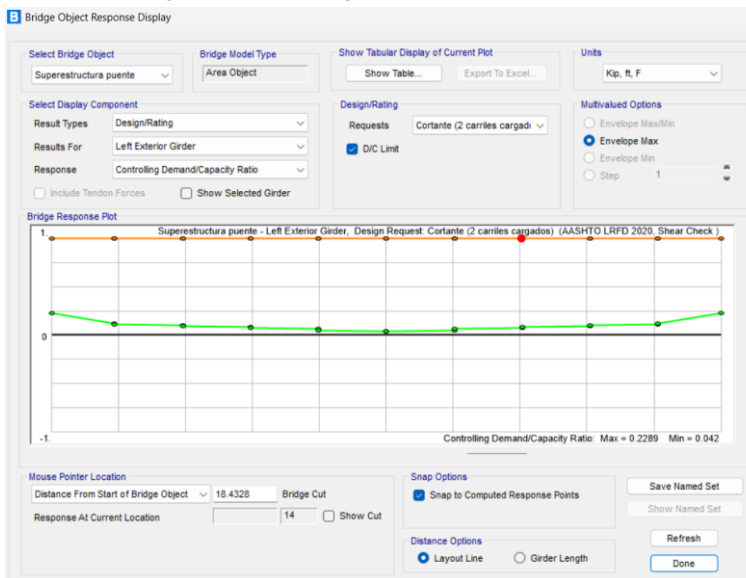
Fuente: Elaboración propia.

Anexo 41. Resistencia V, 2 carriles cargados, flexión, viga interior



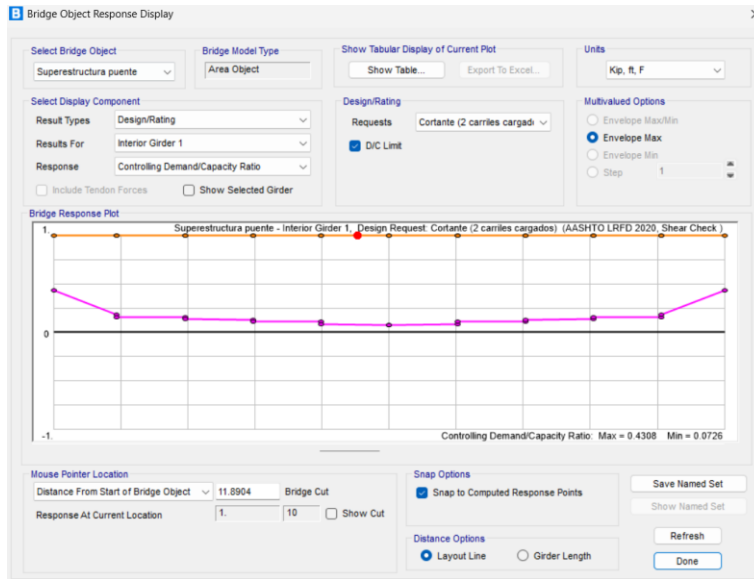
Fuente: Elaboración propia.

Anexo 42. Resistencia V, 2 carriles cargados, cortante, viga exterior



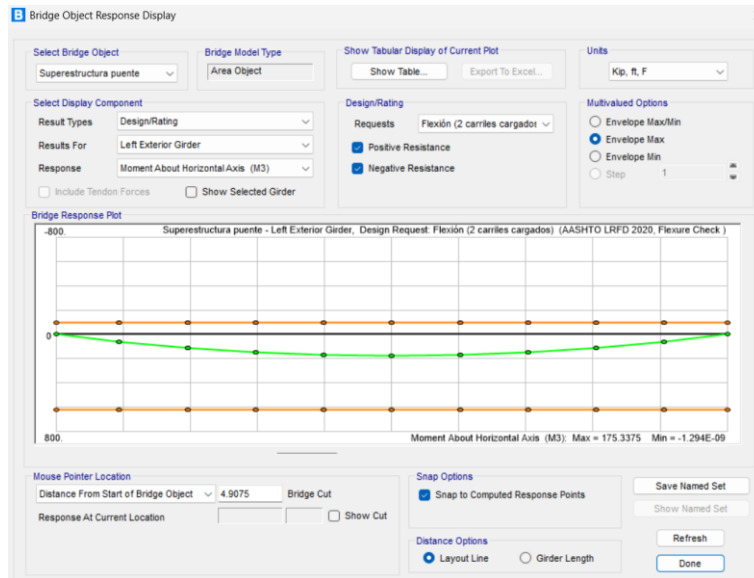
Fuente: Elaboración propia.

Anexo 43. Resistencia V, 2 carriles cargados, cortante, viga interior



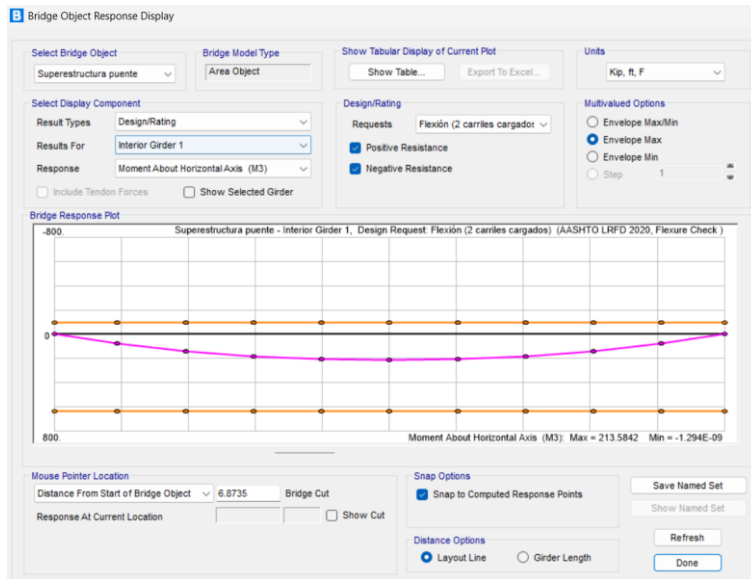
Fuente: Elaboración propia.

Anexo 44. Servicio I, 2 carriles cargados, flexión, viga exterior



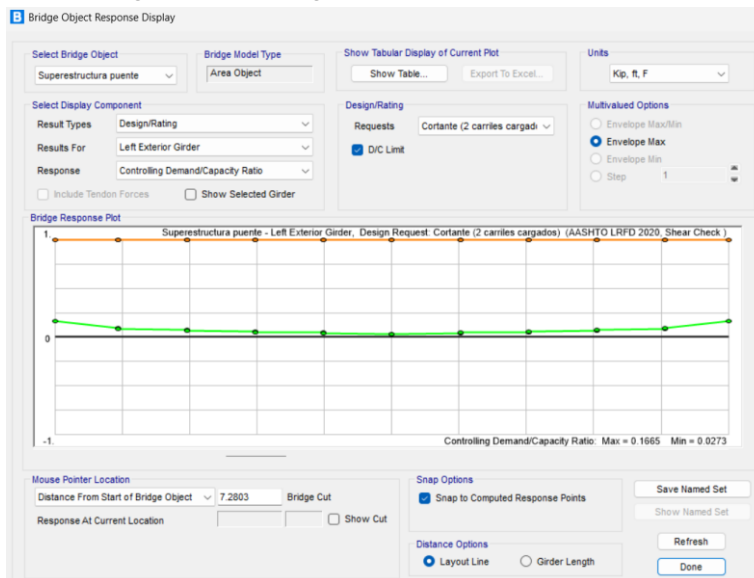
Fuente: Elaboración propia.

Anexo 45. Servicio I, 2 carriles cargados, flexión, viga interior



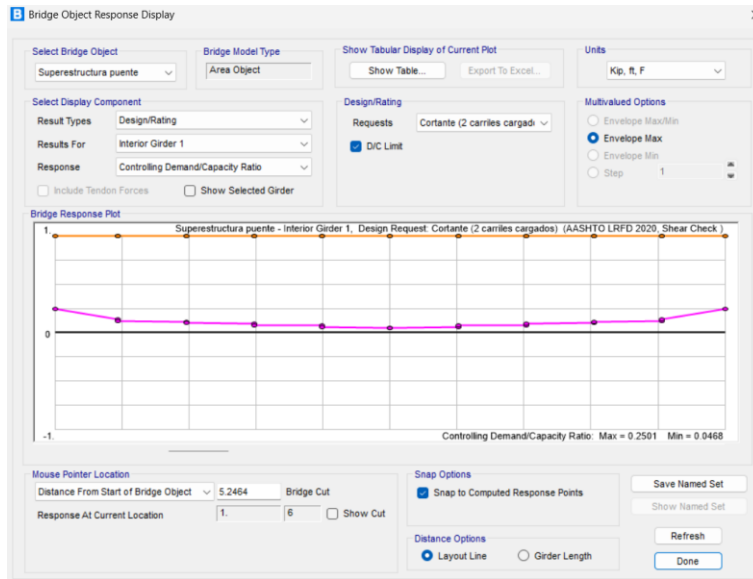
Fuente: Elaboración propia.

Anexo 46. Servicio I, 2 carriles cargados, cortante, viga exterior



Fuente: Elaboración propia.

Anexo 47. Servicio I, 2 carriles cargados, cortante, viga interior



Fuente: Elaboración propia.

Designer: Javier Méndez; Date: oct 06 2025
Project: Trabajo de graduación Checker: Javier Méndez; Date: oct 06 2025
Item: Superstructure Ultimate Flexure Design; Request Name: Flexión (1 carril cargado)
Section Cut No. 10; Station: 13.123ft; Location: Before; Interior girder 1

Concrete T Beam

Ultimate Flexure

1. Live Load Distribution Factors

Design Standard:
AASHTO LRFD 9th Edition, 2020
No Interim Revisions

Anexo 49. Informe de CSiBridge de estado límite de resistencia I, 1 carril, viga interior 1 (Cont.)

Project: Trabajo de graduación Designer: Javier Méndez; Date: oct 06 2025
Item: Superstructure Ultimate Flexure Design; Request Name: Flexión (1 carril cargado) Checker: Javier Méndez; Date: oct 06 2025
Section Cut No. 10; Station: 13.123ft; Location: Before; Interior girder 1

Live Load Distribution Factors were not calculated since the option was not selected in the design request.

Project: _Trabajo de graduación____ Designer: Javier Méndez; Date: oct 06 2025
Checker: Javier Méndez; Date: oct 06 2025
Item: Superstructure Ultimate Flexure Design; Request Name: Flexión (1 carril cargado)
Section Cut No. 10; Station: 13.123ft; Location: Before; Interior girder 1

Concrete T Beam

Ultimate Flexure

2. Demands

Design Standard:
AASHTO LRFD 9th Edition, 2020
No Interim Revisions

Anexo 51. Informe de CSiBridge de estado límite de resistencia I, 1 carril, viga interior 1 (Cont.)

Designer: Javier Méndez; Date: oct 06 2025
 Project: Trabajo de graduación Checker: Javier Méndez; Date: oct 06 2025
 Item: Superstructure Ultimate Flexure Design; Request Name: Flexión (1 carril cargado)
 Section Cut No. 10; Station: 13.123ft; Location: Before; Interior girder 1

Virtual Combinations

AASHTO LRFD Section 4.6.2.2.1 calls for permanent loads of and on the deck to be distributed evenly among the girders, while live load to be distributed based on live load distribution (LLD) factors. To capture the distribution of various types of loads into the individual girders the program generates virtual combination for each combination present in the design request. First the program splits all Load Cases present in the combination into two groups -nonmoving and moving - depending on their Design Load Types. In next step it multiplies the user defined scale factor of Load Cases contained within the non-moving group by $1/n$ (where $n=10$ is the number of girders). Next it multiplies the user defined scale factor of Load Cases contained within the moving group by the section cut values of the LLD factors (exterior moment, exterior shear, interior moment and interior shear LLD factors).

At the Section Cut being analyzed, the entire section cut forces are read from CSiBridge for every virtual combination generated. The forces are assigned to individual girders based on their designation. (Forces from virtual combinations generated for exterior beam are assigned to both exterior beams, and similarly, virtual combinations for interior beams are assigned to interior beams.)

User Defined Combinations

Note: For combinations that contain nested (child) combinations or combinations of envelope type only the final child load cases with their final child factor are listed in the tables below, while the demands shown in the successive summary tables reflect the product of all the factors propagated from the parent combinations to the child loadcase.

Combination	Load Case Name	Design Load Type	Group	Design Load Action	Scale Factor
Resistencia I	DEAD	Dead	Non-moving	Non-Composite	1.25
Resistencia I	Asfalto	Wearing Surface	Non-moving	Long-Term Composite	1.5
Resistencia I	Vereda-adoquín	Dead	Non-moving	Non-Composite	1.25
Resistencia I	Barreras	Dead	Non-moving	Non-Composite	1.25
Resistencia I	Movil HL-93	Vehicle Live	Moving	Short-Term Composite	1.75
Resistencia I	Peatonal	Pedestrian Live	Non-moving	Short-Term	1.75

Anexo 52. Informe de CSiBridge de estado límite de resistencia I, 1 carril, viga interior 1 (Cont.)

Project: Trabajo de graduación Designer: Javier Méndez; Date: oct 06 2025
 Item: Superstructure Ultimate Flexure Design; Request Name: Flexión (1 carril cargado) Checker: Javier Méndez; Date: oct 06 2025
 Section Cut No. 10; Station: 13.123ft; Location: Before; Interior girder 1

Composite

Virtual Combinations for Moment at Internal Girder. The scale factor of non-moving load cases is multiplied by 1/10 and scale factor of moving load cases is multiplied by $DF_{mi}=0.421$.

Combination	Load Case Name	Group	Scale Factor
Resistencia I Virtual	DEAD	Non-moving	0.1250
Resistencia I Virtual	Asfalto	Non-moving	0.1500
Resistencia I Virtual	Vereda-adoquín	Non-moving	0.1250
Resistencia I Virtual	Barreras	Non-moving	0.1250
Resistencia I Virtual	Movil HL-93	Moving	0.7368
Resistencia I Virtual	Peatonal	Non-moving	0.1750

Virtual Combinations for Moment at External Girder. The scale factor of non-moving load cases is multiplied by 1/10 and scale factor of moving load cases is multiplied by $DF_{me}=0.105$.

Combination	Load Case Name	Group	Scale Factor
Resistencia I Virtual	DEAD	Non-moving	0.1250
Resistencia I Virtual	Asfalto	Non-moving	0.1500
Resistencia I Virtual	Vereda-adoquín	Non-moving	0.1250

Anexo 53. Informe de CSiBridge de estado límite de resistencia I, 1 carril, viga interior 1 (Cont.)

Designer: Javier Méndez; Date: oct 06 2025
 Project: Trabajo de graduación Checker: Javier Méndez; Date: oct 06 2025
 Item: Superstructure Ultimate Flexure Design; Request Name: Flexión (1 carril cargado)
 Section Cut No. 10; Station: 13.123ft; Location: Before; Interior girder 1

Virtual			
Resistencia I Virtual	Barreras	Non-moving	0.1250
Resistencia I Virtual	Movil HL-93	Moving	0.1838
Resistencia I Virtual	Peatonal	Non-moving	0.1750

Summary of Moment Demands

Location	Combination Max	Combination Min	Moment Mu Max	Moment Mu Min
Left Exterior Girder	Resistencia I Virtual	Resistencia I Virtual	161kip-ft	83kip-ft
Interior girder 1	Resistencia I Virtual	Resistencia I Virtual	396kip-ft	83kip-ft
Interior girder 2	Resistencia I Virtual	Resistencia I Virtual	396kip-ft	83kip-ft
Interior girder 3	Resistencia I Virtual	Resistencia I Virtual	396kip-ft	83kip-ft
Interior girder 4	Resistencia I Virtual	Resistencia I Virtual	396kip-ft	83kip-ft
Interior girder 5	Resistencia I Virtual	Resistencia I Virtual	396kip-ft	83kip-ft
Interior girder 6	Resistencia I Virtual	Resistencia I Virtual	396kip-ft	83kip-ft
Interior girder 7	Resistencia I Virtual	Resistencia I Virtual	396kip-ft	83kip-ft
Interior girder 8	Resistencia I Virtual	Resistencia I Virtual	396kip-ft	83kip-ft

Anexo 54. Informe de CSiBridge de estado límite de resistencia I, 1 carril, viga interior 1 (Cont.)

Project: Trabajo de graduación Designer: Javier Méndez; Date: oct 06 2025
Item: Superstructure Ultimate Flexure Design; Request Name: Flexión (1 carril cargado) Checker: Javier Méndez; Date: oct 06 2025
Section Cut No. 10; Station: 13.123ft; Location: Before; Interior girder 1

Right Exterior Girder	Resistencia I Virtual	Resistencia I Virtual	161kip-ft	83kip-ft
-----------------------	--------------------------	--------------------------	-----------	----------

Designer: Javier Méndez; Date: oct 06 2025
Project: Trabajo de graduación Checker: Javier Méndez; Date: oct 06 2025
Item: Superstructure Ultimate Flexure Design; Request Name: Flexión (1 carril cargado)
Section Cut No. 10; Station: 13.123ft; Location: Before; Interior girder 1

Concrete T Beam

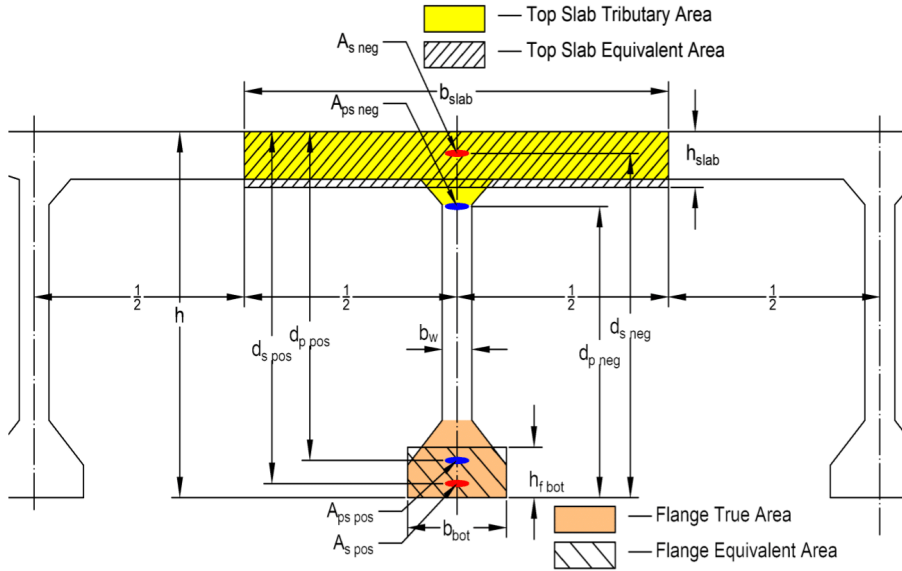
Ultimate Flexure

3. Resistance

Design Standard:
AASHTO LRFD 9th Edition, 2020
No Interim Revisions

Project: Trabajo de graduación Designer: Javier Méndez; Date: oct 06 2025
 Item: Superstructure Ultimate Flexure Design; Request Name: Flexión (1 carril cargado) Checker: Javier Méndez; Date: oct 06 2025
 Section Cut No. 10; Station: 13.123ft; Location: Before; Interior girder 1

Flexural Capacity Interior girder 1



Girder Capacity in Positive Flexure

$\phi = 0.9$	$h = 2.82 \text{ ft} = 33.9 \text{ in}$
$b_{slab} = 2.46 \text{ ft} = 29.5 \text{ in}$	$h_{slab} = 0.52 \text{ ft} = 6.3 \text{ in}$
$b_{bot} = 1.15 \text{ ft} = 13.8 \text{ in}$	$h_{fbot} = 0.00 \text{ ft} = 0.0 \text{ in}$
$b_w = 1.15 \text{ ft} = 13.8 \text{ in}$	$d_{p, pos} = 0.00 \text{ ft} = 0.0 \text{ in}$
$A_{ps, pos} = 0.000 \text{ sq in}$	$d_{s, pos} = 2.56 \text{ ft} = 30.7 \text{ in}$
$A_{s, pos} = 4.830 \text{ sq in}$	$f'_{cslab} = 4.0 \text{ ksi}$
$f'_{beam} = 4.0 \text{ ksi}$	$f_{pu} = 0.0 \text{ ksi}$
$f_y = 60.0 \text{ ksi}$	

Concrete stress block factors

$$\beta_1 = 0.85 - (f'_c - 4.0) \times 0.05 = 0.85 - (4.0 - 4.0) \times 0.05 = 0.28 \quad \text{LRFD sec 5.6.2.2}$$

Since $f'_c = 4.0 \text{ ksi} \leq 10 \text{ ksi}$ stress factor $\alpha_1 = 0.85$. LRFD sec 5.6.2.2

Anexo 57. Informe de CSiBridge de estado límite de resistencia I, 1 carril, viga interior 1 (Cont.)

Project: Trabajo de graduación Designer: Javier Méndez; Date: oct 06 2025
 Item: Superstructure Ultimate Flexure Design; Request Name: Flexión (1 carril cargado) Checker: Javier Méndez; Date: oct 06 2025
 Section Cut No. 10; Station: 13.123ft; Location: Before; Interior girder 1

Assume rectangular section behavior and yielding of tension reinforcement; the compression reinforcement is ignored. Calculate distance between neutral axis and the compressive face

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_s}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} = \frac{0.000 \times f_{pu} + 4.830 \times 60.0}{0.85 \times 4.0 \times 0.28 \times 29.5 + k \times 0.000 \times \frac{f_{pu}}{d_p}} = 3.4 \text{ in}$$

LRFD eq. 5.6.3.1.1-4

- interpolate the compression controlled mild steel strain limit ϵ_{cl} :

$$\epsilon_{cl} = 0.002 + \frac{0.004 - 0.002}{100.0 - 60.0} (f_y - 60.0) = 0.002 + \frac{0.004 - 0.002}{100.0 - 60.0} (60.0 - 60.0) = 0.002$$

LRFD sec 5.6.2.1

- verify assumption for stress in mild steel:

$$\frac{c}{d_s} = \frac{3.4}{30.7} = 0.11 \leq \frac{0.003}{0.003 + \epsilon_{cl}} = \frac{0.003}{0.003 + 0.002} = 0.60$$

O.K.

- verify assumption for rectangular section behavior $0 < a \leq h_f$, where $a = c \times \beta_1$

$$a = c \times \beta_1 = 3.4 \times 0.28 = 1.0 \text{ in} \leq h_f = 6.3 \text{ in}$$

O.K.

Average stress in prestressing steel

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p}\right) = 0 \times \left(1 - 573.485 \times \frac{3.4}{0.0}\right) = 0.0 \text{ ksi}$$

LRFD eq. 5.6.3.1.1-1

Flexural resistance

$$M_r = \phi \left(A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{c \beta_1}{2} \right) + A_s f_s \left(d_s - \frac{c \beta_1}{2} \right) \right) =$$

$$0.9 \times \left(0.000 \times 0.0 \times \left(0.0 - \frac{3.4 \times 0.28}{2} \right) + 4.830 \times 60.0 \times \left(30.7 - \frac{3.4 \times 0.28}{2} \right) \right) = 7624 \text{ kip} \times \text{in} =$$

$$635 \text{ kip} \times \text{ft}$$

LRFD eq. 5.6.3.2.2-1

Interior girder 1 Demand over Capacity Ratio for Positive Flexure

$$\frac{D}{C} = \frac{M_u}{M_r} = \frac{396}{635} = 0.623$$

O.K.

Project: Trabajo de graduación Designer: Javier Méndez; Date: oct 06 2025
 Item: Superstructure Ultimate Flexure Design; Request Name: Flexión (1 carril cargado) Checker: Javier Méndez; Date: oct 06 2025
 Section Cut No. 10; Station: 13.123ft; Location: Before; Interior girder 1

Girder Capacity in Negative Flexure

$\phi = 0.9$	$b_{bot} = 1.15 \text{ ft} = 13.8 \text{ in}$
$h_{tot} = 0.00 \text{ ft} = 0.0 \text{ in}$	$b_w = 1.15 \text{ ft} = 13.8 \text{ in}$
$d_{p,neg} = 0.00 \text{ ft} = 0.0 \text{ in}$	$A_{ps,neg} = 0.000 \text{ sq in}$
$d_{s,neg} = 2.07 \text{ ft} = 24.8 \text{ in}$	$A_{s,neg} = 0.880 \text{ sq in}$
$f'_{cbeam} = 4.0 \text{ ksi}$	$f_{pu} = 0.0 \text{ ksi}$
$f_y = 60.0 \text{ ksi}$	

Concrete stress block factors

$$\beta_1 = 0.85 - (f'_c - 4.0) \times 0.05 = 0.85 - (4.0 - 4.0) \times 0.05 = 0.85 \quad \text{LRFD sec 5.6.2.2}$$

Since $f'_c = 4.0 \text{ ksi} \leq 10 \text{ ksi}$ stress factor $\alpha_1 = 0.85$. LRFD sec 5.6.2.2

Assume rectangular section behavior and yielding of tension reinforcement; the compression reinforcement is ignored. Calculate distance between neutral axis and the compressive face

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_s}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} = \frac{0.000 \times f_{pu} + 0.880 \times 60.0}{0.85 \times 4.0 \times 0.85 \times 13.8 + k \times 0.000 \times \frac{f_{pu}}{d_p}} = 1.3 \text{ in}$$

LRFD eq. 5.6.3.1.1-4

- verify assumption for stress in mild steel:

$$\frac{c}{d_s} = \frac{1.3}{24.8} = 0.05 \leq \frac{0.003}{0.003 + \epsilon_{cl}} = \frac{0.003}{0.003 + 0.002} = 0.60$$

O.K.

- verify assumption for rectangular section behavior $0 < a \leq h_f$, where $a = c \times \beta_1$

$$a = c \times \beta_1 = 1.3 \times 0.85 = 1.1 \text{ in} > h_f = 0.0 \text{ in}$$

N.G.

Recalculate c based on T section behavior

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_s - \alpha_1 f'_c (b - b_w) h_f}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} = \frac{0.000 \times 0 + 0.880 \times 60.0 - 0.85 \times 4.0 \times (13.8 - 13.8) \times 0.0}{0.85 \times 4.0 \times 0.85 \times 13.8 + k \times 0.000 \times \frac{0}{d_p}} = 1.3 \text{ in}$$

LRFD eq. 5.6.3.1.2-3

Anexo 59. Informe de CSiBridge de estado límite de resistencia I, 1 carril, viga interior 1 (Cont.)

Designer: Javier Méndez; Date: oct 06 2025
Project: Trabajo de graduación Checker: Javier Méndez; Date: oct 06 2025
Item: Superstructure Ultimate Flexure Design; Request Name: Flexión (1 carril cargado)
Section Cut No. 10; Station: 13.123ft; Location: Before; Interior girder 1

Average stress in prestressing steel

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p}\right) = 0.0 \times \left(1 - 0.00 \times \frac{1.3}{0.0}\right) = 0.0 \text{ ksi} \quad \text{LRFD eq. 5.6.3.1.1-1}$$

Flexural resistance

$$M_r = \phi \left(A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{c\beta_1}{2} \right) + A_s f_s \left(d_s - \frac{c\beta_1}{2} \right) + \alpha_1 f'_c (b - b_w) h_f \left(\frac{c\beta_1}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \right) =$$
$$0.9 \times \left(0.000 \times 0.0 \times \left(0.0 - \frac{1.3 \times 0.85}{2} \right) + 0.880 \times 60.00 \times \left(24.8 - \frac{1.3 \times 0.85}{2} \right) + 0.85 \times 4.0 \times \left(13.8 - \right. \right.$$
$$\left. 13.8 \right) \times 0.0 \times \left(\frac{1.3 \times 0.85}{2} - \frac{0.0}{2} \right) = 1154 \text{ kip} \times \text{in} = 96 \text{ kip} \times \text{ft}$$

LRFD eq. 5.6.3.2.2-1

Interior girder 1 Demand over Capacity Ratio for Negative Flexure

$$\frac{D}{C} = \frac{M_u}{M_r} = \frac{83}{-96} < 0 \Rightarrow \mathbf{0.000}$$

O.K

Designer: Javier Méndez; Date: oct 06 2025
Project: Trabajo de graduación Checker: Javier Méndez; Date: oct 06 2025
Item: Superstructure Ultimate Flexure Design; Request Name: Flexión (1 carril cargado)
Section Cut No. 10; Station: 13.123ft; Location: Before; Interior girder 1

Concrete T Beam

Ultimate Flexure

4. Summary Tables

Design Standard:
AASHTO LRFD 9th Edition, 2020
No Interim Revisions

Anexo 61. Informe de CSiBridge de estado límite de resistencia I, 1 carril, viga interior 1 (Cont.)

Designer: Javier Méndez; Date: oct 06 2025
 Project: Trabajo de graduación Checker: Javier Méndez; Date: oct 06 2025
 Item: Superstructure Ultimate Flexure Design; Request Name: Flexión (1 carril cargado)
 Section Cut No. 10; Station: 13.123ft; Location: Before; Interior girder 1

Section Cut Summary Tables

Concrete Geometry	b Slab	h Slab	bw	bf Bot	hf Bot	h Girder	CG Top	CG Bot	f'c Slab	f'c Beam
Units	in	in	in	in	in	in	in	in	ksi	ksi
Left Exterior Girder	21.7	6.3	13.8	13.8	0.0	33.9	15.6	18.3	4.0	4.0
Interior girder 1	29.5	6.3	13.8	13.8	0.0	33.9	14.5	19.3	4.0	4.0
Interior girder 2	29.5	6.3	13.8	13.8	0.0	33.9	14.5	19.3	4.0	4.0
Interior girder 3	29.5	6.3	13.8	13.8	-0.0	33.9	14.5	19.3	4.0	4.0
Interior girder 4	29.5	6.3	13.8	13.8	0.0	33.9	14.5	19.3	4.0	4.0
Interior girder 5	29.5	6.3	13.8	13.8	-0.0	33.9	14.5	19.3	4.0	4.0
Interior girder 6	29.5	6.3	13.8	13.8	-0.0	33.9	14.5	19.3	4.0	4.0
Interior girder 7	29.5	6.3	13.8	13.8	-0.0	33.9	14.5	19.3	4.0	4.0
Interior girder 8	29.5	6.3	13.8	13.8	0.0	33.9	14.5	19.3	4.0	4.0
Right Exterior Girder	21.7	6.3	13.8	13.8	0.0	33.9	15.6	18.3	4.0	4.0

Legend:

- b Slab - Tributary width of the top slab.
- h Slab - Equivalent thickness of the top slab.
- bw - Beam web width.
- bf Bot - Beam bottom flange width.
- hf Bot - Beam bottom flange thickness.
- h Girder - Depth of the girder (beam plus slab).
- CG Top - Distance from centroid of section to the topmost point of the bridge section.
- CG Bot - Distance from centroid of section to the bottommost point of the bridge section.
- f'c Slab - Top slab concrete strength.
- f'c Beam - Beam concrete strength.

Anexo 62. Informe de CSiBridge de estado límite de resistencia I, 1 carril, viga interior 1 (Cont.)

Designer: Javier Méndez; Date: oct 06 2025

Project: Trabajo de graduación

Checker: Javier Méndez; Date: oct 06 2025

Item: Superstructure Ultimate Flexure Design; Request Name: Flexión (1 carril cargado)

Section Cut No. 10; Station: 13.123ft; Location: Before; Interior girder 1

PT and Rebar	Aps Neg	Aps Pos	dp Neg	dp Pos	As Neg	As Pos	ds Neg	ds Pos	fpu Neg	fpu Pos	fys	fs Neg	fs Pos	k Neg	k Pos
Units	in^2	in^2	in	in	in^2	in^2	in	in	ksi	ksi	ksi	ksi	ksi	-	-
Left Exterior Girder	0.0	0.0	0.0	0.0	0.9	4.8	24.8	30.7	0.0	0.0	60.0	60.0	60.0	0.000	0.000
Interior girder 1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.9	4.8	24.8	30.7	0.0	0.0	60.0	60.0	60.0	0.000	0.000
Interior girder 2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.9	4.8	24.8	30.7	0.0	0.0	60.0	60.0	60.0	0.000	0.000
Interior girder 3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.9	4.8	24.8	30.7	0.0	0.0	60.0	60.0	60.0	0.000	0.000
Interior girder 4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.9	4.8	24.8	30.7	0.0	0.0	60.0	60.0	60.0	0.000	0.000
Interior girder 5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.9	4.8	24.8	30.7	0.0	0.0	60.0	60.0	60.0	0.000	0.000
Interior girder 6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.9	4.8	24.8	30.7	0.0	0.0	60.0	60.0	60.0	0.000	0.000
Interior girder 7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.9	4.8	24.8	30.7	0.0	0.0	60.0	60.0	60.0	0.000	0.000
Interior girder 8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.9	4.8	24.8	30.7	0.0	0.0	60.0	60.0	60.0	0.000	0.000
Right Exterior Girder	0.0	0.0	0.0	0.0	0.9	4.8	24.8	30.7	0.0	0.0	60.0	60.0	60.0	0.000	0.000

Legend:

Aps Neg - Area of top prestress tendons.

Aps Pos - Area of bottom prestress tendons.

dp Neg - Distance from the bottom fiber to the centroid of those tendons that are located above the bottom compression zone.

dp Pos - Distance from the top fiber to the centroid of those tendons that are located below the top compression zone.

As Neg - Area of top reinforcement.

As Pos - Area of bottom reinforcement.

ds Neg - Distance from the bottom fiber to the centroid of those rebars that are located above the bottom compression zone.

ds Pos - Distance from the top fiber to the centroid of those rebars that are located below the top compression zone.

fpu Neg - Specified tensile strength of top prestress tendons (weighted average).

fpu Pos - Specified tensile strength of bottom prestress tendons (weighted average).

Anexo 63. Informe de CSiBridge de estado límite de resistencia I, 1 carril, viga interior 1 (Cont.)

Project: Trabajo de graduación Designer: Javier Méndez; Date: oct 06 2025
Item: Superstructure Ultimate Flexure Design; Request Name: Flexión (1 carril cargado) Checker: Javier Méndez; Date: oct 06 2025
Section Cut No. 10; Station: 13.123ft; Location: Before; Interior girder 1

fys - Yield strength of longitudinal rebar.
fs Neg - Stress in longitudinal rebar located in tensile zone for negative moment.
fs Pos - Stress in longitudinal rebar located in tensile zone for positive moment.
k Neg - Factor k per eq. 5.6.3.1.1-2 top.
k Pos - Factor k per eq. 5.6.3.1.1-2 bottom.

Anexo 64. Informe de CSiBridge de estado límite de resistencia I, 1 carril, viga interior 1 (Cont.)

Designer: Javier Méndez; Date: oct 06 2025

Project: Trabajo de graduación

Checker: Javier Méndez; Date: oct 06 2025

Item: Superstructure Ultimate Flexure Design; Request Name: Flexión (1 carril cargado)

Section Cut No. 10; Station: 13.123ft; Location: Before; Interior girder 1

Compression Block	T Sect Pos	T Sect Neg	Beta1 Pos	Beta1 Neg	c Pos	c Neg	a Pos	a Neg	a Loc Pos	a Loc Neg	fps Pos	fps Neg
Units	-	-	-	-	in	in	in	in	-	-	ksi	ksi
Left Exterior Girder	No	Yes	0.85	0.85	4.7	1.3	4.0	1.1	In top slab	Into web	0.0	0.0
Interior girder 1	No	Yes	0.85	0.85	3.4	1.3	2.9	1.1	In top slab	Into web	0.0	0.0
Interior girder 2	No	Yes	0.85	0.85	3.4	1.3	2.9	1.1	In top slab	Into web	0.0	0.0
Interior girder 3	No	Yes	0.85	0.85	3.4	1.3	2.9	1.1	In top slab	Into web	0.0	0.0
Interior girder 4	No	Yes	0.85	0.85	3.4	1.3	2.9	1.1	In top slab	Into web	0.0	0.0
Interior girder 5	No	Yes	0.85	0.85	3.4	1.3	2.9	1.1	In top slab	Into web	0.0	0.0
Interior girder 6	No	Yes	0.85	0.85	3.4	1.3	2.9	1.1	In top slab	Into web	0.0	0.0
Interior girder 7	No	Yes	0.85	0.85	3.4	1.3	2.9	1.1	In top slab	Into web	0.0	0.0
Interior girder 8	No	Yes	0.85	0.85	3.4	1.3	2.9	1.1	In top slab	Into web	0.0	0.0
Right Exterior Girder	No	Yes	0.85	0.85	4.7	1.3	4.0	1.1	In top slab	Into web	0.0	0.0

Legend:

T Sect Pos - Is section T section for positive moment?

T Sect Neg - Is section T section for negative moment?

Beta1 Pos - Stress block factor per 5.6.2.2 for positive moment.

Beta1 Neg - Stress block factor per 5.6.2.2 for negative moment.

c Pos - Distance from the extreme compression fiber to the neutral axis for positive moment.

c Neg - Distance from the extreme compression fiber to the neutral axis for negative moment.

a Pos - Depth of the equivalent compression stress block for positive moment.

a Neg - Depth of the equivalent compression stress block for negative moment.

a Loc Pos - Extend of equivalent compression stress block for positive moment

a Loc Neg - Extend of equivalent compression stress block for positive moment

fps Pos - Average stress in the prestressing steel at nominal bending resistance for positive moment (eq. 5.6.3.1.1-1).

fps Neg - Average stress in the prestressing steel at nominal bending resistance for negative moment (eq. 5.6.3.1.1-1).

Anexo 65. Informe de CSiBridge de estado límite de resistencia I, 1 carril, viga interior 1 (Cont.)

Designer: Javier Méndez; Date: oct 06 2025
 Project: Trabajo de graduación Checker: Javier Méndez; Date: oct 06 2025
 Item: Superstructure Ultimate Flexure Design; Request Name: Flexión (1 carril cargado)
 Section Cut No. 10; Station: 13.123ft; Location: Before; Interior girder 1

Moment Resistance	LLDF Mom	ϕ	Mr Pos	Mu Pos	Combo Pos	Dem Set Pos	Mr Neg	Mu Neg	Combo Neg	Dem Set Neg
Units	-	-	kip-ft	kip-ft	-	-	kip-ft	kip-ft	-	-
Left Exterior Girder	0.105	0.90	623.8	161.0	Resistencia I	DSet2	96.1	82.9	Resistencia I	DSet2
Interior girder 1	0.421	0.90	635.3	396.0	Resistencia I	DSet2	96.1	82.9	Resistencia I	DSet2
Interior girder 2	0.421	0.90	635.3	396.0	Resistencia I	DSet2	96.1	82.9	Resistencia I	DSet2
Interior girder 3	0.421	0.90	635.3	396.0	Resistencia I	DSet2	96.1	82.9	Resistencia I	DSet2
Interior girder 4	0.421	0.90	635.3	396.0	Resistencia I	DSet2	96.1	82.9	Resistencia I	DSet2
Interior girder 5	0.421	0.90	635.3	396.0	Resistencia I	DSet2	96.1	82.9	Resistencia I	DSet2
Interior girder 6	0.421	0.90	635.3	396.0	Resistencia I	DSet2	96.1	82.9	Resistencia I	DSet2
Interior girder 7	0.421	0.90	635.3	396.0	Resistencia I	DSet2	96.1	82.9	Resistencia I	DSet2
Interior girder 8	0.421	0.90	635.3	396.0	Resistencia I	DSet2	96.1	82.9	Resistencia I	DSet2
Right Exterior Girder	0.105	0.90	623.8	161.0	Resistencia I	DSet2	96.1	82.9	Resistencia I	DSet2

Legend:

- LLDF Mom - Live load distribution factor for moment.
- ϕ - Resistance factor.
- Mr Pos - Factored resistance for positive bending.
- Mu Pos - Controlling positive bending demand moment.
- Combo Pos - Name of combination that controls positive moment demand.
- Dem Set Pos - Name of demand set that controls positive moment demand.
- Mr Neg - Factored resistance for negative bending.
- Mu Neg - Controlling negative bending demand moment.
- Combo Neg - Name of combination that controls negative moment demand.
- Dem Set Neg - Name of demand set that controls negative moment demand.

XII. Glosario

Apoyo: elemento que transmite las reacciones de la superestructura hacia la subestructura o cimentación.

Carga muerta (DL): peso propio permanente de los elementos estructurales del puente, como vigas y losas.

Carga muerta de superficie (DW): peso permanente de la carpeta asfáltica o recubrimiento colocado sobre la losa del puente.

Carga por frenado (BR): fuerza longitudinal producida por la desaceleración de los vehículos sobre el puente.

Carga viva (LL): cargas móviles que actúan sobre la estructura, producidas por el paso de vehículos o peatones.

Concreto reforzado: material compuesto formado por concreto y acero de refuerzo.

Cortante (V): fuerza interna que actúa paralelamente a la sección transversal del elemento estructural.

Criterio de Lever Rule: método utilizado para determinar los factores de distribución en vigas exteriores que no cumplen con las condiciones de aplicabilidad de las fórmulas simplificadas.

Deflexión: desplazamiento vertical de un elemento estructural bajo cargas aplicadas.

Estado límite de servicio (Service limit state): condición que garantiza la funcionalidad, confort y durabilidad del puente sin daños excesivos.

Estado límite último (Strength limit state): condición que asegura que la estructura posea suficiente capacidad para resistir las cargas máximas previstas sin colapsar.

Factor de distribución (FD): coeficiente que determina la proporción de carga viva que se transfiere a cada viga o elemento principal del puente.

Factor de impacto (IM): aumento aplicado a la carga viva para considerar los efectos dinámicos del tránsito sobre el puente.

Factor de resistencia (ϕ): coeficiente que reduce la capacidad nominal del material para asegurar un diseño seguro.

Losa: elemento estructural plano utilizado para soportar cargas y transmitir las a las vigas o apoyos.

Método de Pigeaud: procedimiento analítico desarrollado por M. Pigeaud para determinar los momentos flectores y esfuerzos cortantes en losas apoyadas sobre vigas principales, bajo la acción de cargas concentradas o distribuidas.

Módulo de elasticidad (E): relación entre el esfuerzo y la deformación de un material dentro del rango elástico.

Momento flector (M): efecto interno que tiende a doblar un elemento estructural por la acción de cargas externas.

Puente isostático: estructura en la que las reacciones pueden determinarse únicamente mediante las ecuaciones de equilibrio estático.

Relación de Poisson (ν): proporción entre la deformación lateral y la longitudinal en un material sometido a carga axial.

Subestructura: conjunto de elementos estructurales que sostienen la superestructura, como estribos, pilas y cimentaciones.

Superestructura: parte superior del puente que recibe directamente las cargas de tránsito, incluyendo losas, vigas y diafragmas.

Viga T (Tee Beam): elemento estructural de sección transversal en forma de “T”, conformado por una losa superior y un alma inferior de concreto reforzado.