



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

Facultad de Tecnología de la Construcción

MONOGRAFÍA

**EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO ESTRUCTURAL DEL
PUENTE SANTA FE, UBICADO EN EL MUNICIPIO DE SAN CARLOS,
DEPARTAMENTO DE RÍO SAN JUAN, 2015.**

Para optar al Título de Ingeniero Civil

Elaborado por

Br. Jackel Javier Dávila Gómez.

Br. Ricardo Enoc Hernández García.

Br. Yaoska del Socorro Zapata Santamaría.

Tutor

Msc. Ing. Yader Jarquín Montalván

Managua, Septiembre de 2016

DEDICATORIA

A Dios por darnos la sabiduría, paciencia e inteligencia necesaria para culminar con éxito nuestra carrera universitaria.

A mis padres, Milagros Gómez y Ramón Dávila por el apoyo incondicional, sin ellos nada de esto fuese posible.

A todos los retos futuros de nuestra carrera profesional, pues este es solo el primero de muchos.

Jackel Dávila Gómez

A Dios por darme sabiduría y fuerzas cada día para la realización de este trabajo.

A mis padres, Alejandra García y Ramón Hernández porque nunca se rindieron conmigo para que llegara hasta aquí.

Ricardo Hernández García

DEDICATORIA

A mis padres,

María Auxiliadora Santamaría Zúniga y Manuel Rafael Zapata Arteaga, por su paciencia y por apoyarme incondicionalmente durante todos estos años, principalmente en la preparación de esta tesis, en especial a mi mamá, que siempre me ha motivado a seguir adelante superando cualquier obstáculo que se presente en el camino hacia mis metas. ¡Mamá! Eres fundamental en mi vida y la razón por la que he logrado esta meta.

A mis compañeros de trabajo monográfico,

Por brindarnos apoyo entre sí a pesar de las diversas dificultades que tuvimos durante el proceso de elaboración de este documento.

A las nuevas generaciones que se están abriendo camino en esta carrera, en especial en el campo de las estructuras,

Que se esfuercen al máximo en lo que de verdad les gusta, les atrae y apasiona. Tengan presente que “El delito no es ignorar las cosas, sino quedarte conforme con no descubrirlas”.

Y por último, pero el más importante en mi vida, a Dios,

Porque él nos dio salud, inteligencia, perseverancia y nos guio durante todo el camino para que los tres lográramos nuestra meta. Pero en especial, por enseñarme que todo en la vida parte de él y por hacerme entender con amor y cariño que solo él sabe cuál es el momento justo para que ocurran las cosas y la razón por la que éstas suceden.

Yaoska del Socorro Zapata Santamaría

AGRADECIMIENTOS

Nuestro más sincero agradecimiento a nuestro tutor, el Ing. Yader Jarquín Montalván, por los conocimientos transferidos y el tiempo brindado para la realización de este trabajo.

Agradecemos la valiosa colaboración del Lic. Gilbert Andino, por obsequiarnos los planos para el desarrollo de esta tesis y creer que el apoyo a los jóvenes constituye parte importante del desarrollo de nuestro país.

Al Ing. Jorge Cabanillas porque a pesar de la distancia, no dudó en brindarnos su ayuda en el desarrollo del modelo de este puente con el software CSIBridge.

Al Ing. José Manzanarez por tener siempre la buena voluntad de apoyarnos en la realización de esta investigación.

Al Ing. Lupdones Cortéz por brindarnos su tiempo en un par de ocasiones y proporcionar información necesaria para el desarrollo del tema.

A todos los amigos y compañeros que de una u otra forma con sus palabras, información y recursos brindados, hicieron posible la culminación del programa de estudio y la realización de este proyecto de tesis.

RESUMEN

Este documento presenta la evaluación sísmica estructural del puente Santa Fe, ubicado en el departamento de Rio San Juan. El puente en estudio posee una longitud total de 362 m con un total de 10 claros desde 20 hasta 60 m y está clasificado como puente de viga, con viga T y vigas cajón de canto variable.

Esta evaluación está constituida por la revisión de las consideraciones de diseño que brinda la normativa AASHTO LRFD Bridge Design en conjunto con AASHTO Seismic Bridge Design Specifications para la revisión estructural de la superestructura y subestructura (solamente estribos y pilas del puente).

La superestructura fue evaluada bajo cargas de servicio; se revisó la flexión y el cortante en todas las secciones de viga utilizando hojas de cálculo para determinar si las secciones establecidas son eficientes.

La evaluación sísmica está enfocada en las pilas del puente que forman parte de la subestructura, mediante la revisión de deformaciones, ductilidades y resistencias; en esta investigación se omitió el diseño de la cimentación.

El diseño de las pilas requirió la aplicación del análisis estático no lineal "Pushover", el cual fue realizado con el software CSIBridge V18.1.0; pues la normativa exige este tipo de análisis para una estructura como el puente Santa Fe. El análisis estructural del puente también fue ejecutado con el software CSIBridge, mediante la realización de un modelo tridimensional.

El primer capítulo presenta las generalidades de la investigación y las principales características del puente en estudio, en el capítulo II se presentan los criterios básicos para el diseño sísmico recomendados, en el capítulo III se presenta el diseño convencional de la superestructura y en el capítulo IV se realizan las verificaciones sísmicas en las pilas del puente según lo establecido por la norma AASHTO Seismic Bridge Design Specifications.

ÍNDICE DE CONTENIDO

| | |
|---|-----------|
| CAPÍTULO I..... | 1 |
| GENERALIDADES..... | 1 |
| 1.1 INTRODUCCIÓN | 2 |
| 1.2 ANTECEDENTES | 3 |
| 1.3 JUSTIFICACIÓN..... | 4 |
| 1.4 OBJETIVOS..... | 5 |
| 1.4.1 Objetivo general..... | 5 |
| 1.4.2 Objetivos específicos | 5 |
| 1.5 Características generales del Puente Santa Fe..... | 6 |
| CAPÍTULO II | 11 |
| CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO | 11 |
| 2.1 INTRODUCCIÓN | 12 |
| 2.2 Estados límites..... | 13 |
| 2.2.1 Estado Límite de Servicio..... | 13 |
| 2.2.2 Estado Límite de Fatiga y Fractura..... | 13 |
| 2.2.3 Estado Límite de Resistencia..... | 13 |
| 2.2.4 Estados Límites correspondientes a Eventos Extremos..... | 13 |
| 2.3 Cargas de diseño..... | 13 |
| 2.4 Categoría de Diseño Sísmico (SCD)..... | 16 |
| 2.4.1 Selección de la categoría de Diseño sísmico (SCD)..... | 17 |
| 2.4.2 Sistemas resistentes a sismos..... | 18 |
| 2.4.3 Procedimiento de análisis para determinar la demanda sísmica..... | 19 |
| 2.4.4 Procedimientos de análisis..... | 20 |
| 2.5 Análisis y Diseño para puentes en la categoría SDC D | 21 |
| 2.5.1 Determinar la Demanda-Capacidad de desplazamiento | 21 |
| 2.5.2 Capacidad de desplazamiento local para SDC D | 21 |
| 2.5.3 Rótulas Plásticas | 24 |
| CAPÍTULO III..... | 25 |
| DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA | 25 |
| 3.1 INTRODUCCIÓN | 26 |
| 3.2 Datos generales | 27 |

| | |
|--|------------|
| 3.3 Diseño de superestructura A1P3-P8A2 (Vigas T) | 28 |
| 3.3.1 Propiedades de la sección | 28 |
| 3.3.2 Ubicación de los cables de pos tensado | 30 |
| 3.3.3 Determinación de las cargas actuantes | 31 |
| 3.3.4 Diseño por Flexión | 32 |
| 3.3.5 Revisiones por cortante | 57 |
| 3.4 Diseño de superestructura P3-P8 (Vigas Cajón) | 64 |
| 3.4.1 Desarrollo de la sección típica | 64 |
| 3.4.2 Requisitos complementarios para la Construcción por segmentos..... | 66 |
| 3.4.3 Estructura del peralte | 68 |
| 3.4.4 Espaciamiento entre vigas | 68 |
| 3.4.5 Anchos de ala efectivos | 68 |
| 3.4.6 Selección de los factores de resistencia | 75 |
| 3.4.7 Combinaciones de carga y los factores de carga | 76 |
| 3.4.8 Efectos de la fuerza por carga viva y carga permanente | 76 |
| 3.4.9 Análisis estructural | 76 |
| 3.4.10 Cálculo de los esfuerzos de diseño | 82 |
| 3.4.11 Desarrollo del perfil preliminar del tendón | 83 |
| 3.4.12 Pérdidas del presforzado..... | 86 |
| 3.4.13 Revisión de los esfuerzos límites..... | 97 |
| 3.4.14 Diseño por flexión – Estado límite de resistencia I | 99 |
| 3.4.15 Cortante y Torsión para vigas cajón | 104 |
| CAPÍTULO IV | 107 |
| DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA Y REQUERIMIENTOS SISMICOS..... | 107 |
| 4.1 INTRODUCCIÓN | 108 |
| 4.2 Materiales y Propiedades | 109 |
| 4.3 Diseño del Estribo A1 | 110 |
| 4.3.1 Dimensiones preliminares | 110 |
| 4.3.2 Cálculo de los efectos de carga muerta..... | 111 |
| 4.3.3 Cálculo de los efectos de carga viva..... | 112 |
| 4.3.4 Cargas debidas al empuje lateral del suelo | 112 |
| 4.3.5 Cargas debidas a sobrecarga viva | 114 |
| 4.3.6 Cargas debidas a la deformación del elastómero..... | 115 |

| | |
|--|-----|
| 4.3.7 Combinación y análisis de fuerzas | 116 |
| 4.3.8 Verificación de la estabilidad y requisitos de seguridad | 118 |
| 4.3.9 Diseño del muro de respaldo | 122 |
| 4.3.10 Diseño de Cuerpo del estribo..... | 124 |
| 4.4 Diseño de la viga Cabezal | 127 |
| 4.4.1 Diseño por flexión | 127 |
| 4.4.2 Chequeos por servicio..... | 129 |
| 4.4.3 Chequeo por fatiga..... | 131 |
| 4.4.4 Diseño por cortante de bent cap No integrales | 132 |
| 4.4.5 Refuerzo por cortante | 136 |
| 4.5 Diseño de Junta Pila – Superestructura (BENT CAP INTEGRAL) | 138 |
| 4.5.1 Proporcionamiento..... | 138 |
| 4.5.2 Refuerzo cortante mínimo en la junta..... | 140 |
| 4.5.3 Diseño por cortante de juntas de bent cap integrales..... | 141 |
| 4.5.4 Longitud de desarrollo mínima del acero de refuerzo | 146 |
| 4.6. Chequeos sísmicos y diseño de las Columnas del puente | 147 |
| 4.6.1 Determinación de la categoría sísmica del Puente Santa Fe..... | 147 |
| 4.6.2 Sistema resistente a sismos | 147 |
| 4.6.3 Determinación del espectro de diseño | 148 |
| 4.6.4 Análisis y procedimiento de Diseño | 149 |
| 4.6.5 Longitud mínima de soporte | 151 |
| 4.6.6 Chequeo de la rigidez balanceada..... | 152 |
| 4.6.7 Geometría de marco balanceada..... | 154 |
| 4.6.8 Demanda sísmica | 155 |
| 4.6.9 Requerimientos de ductilidad en los miembros para SDC D | 157 |
| 4.6.10 Relación demanda vs capacidad | 161 |
| 4.6.11 Revisión de los efectos $P - \Delta$ | 163 |
| 4.6.12 Capacidad lateral mínima a flexión | 164 |
| 4.6.13 Revisiones por cortante | 165 |
| CONCLUSIONES | 174 |
| RECOMENDACIONES | 178 |
| REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 180 |
| ANEXOS | |

ÍNDICE DE TABLAS

| | |
|---|----|
| Tabla 1. Descripción resumida de la obra..... | 10 |
| Tabla 2. Cargas a considerar según AASHTO LRFD | 14 |
| Tabla 3. Requerimientos de diseño para SDC A, B, C y D | 17 |
| Tabla 4. Valores de SD1 según la categoría | 17 |
| Tabla 5. Procedimientos de análisis..... | 19 |
| Tabla 6. Descripción de los procedimientos de análisis | 19 |
| Tabla 7. Propiedades de los materiales utilizados..... | 27 |
| Tabla 8. Propiedades de la sección T | 30 |
| Tabla 9. Factores de ductilidad, redundancia e importancia | 33 |
| Tabla 10. Pérdidas Totales A1P1..... | 43 |
| Tabla 11. Pérdidas Totales P1P2 | 44 |
| Tabla 12. Pérdidas Totales P2P3 | 44 |
| Tabla 13. Pérdidas Totales P8P9 | 44 |
| Tabla 14. Pérdidas Totales P9A2..... | 45 |
| Tabla 15. Límites de esfuerzos en el concreto después de las pérdidas | 46 |
| Tabla 16. Momentos factorados A1P1..... | 51 |
| Tabla 17. Momentos factorados P1P2..... | 51 |
| Tabla 18. Momentos factorados P2P3..... | 52 |
| Tabla 19. Momentos factorados P8P9..... | 52 |
| Tabla 20. Momentos factorados P9A2..... | 53 |
| Tabla 21. Resistencia nominal a flexión A1P1..... | 54 |
| Tabla 23. Resistencia nominal a flexión P2P3..... | 55 |
| Tabla 25. Resistencia nominal a flexión P9A2..... | 56 |
| Tabla 26. Revisiones por cortante A1P1 | 62 |
| Tabla 27. Revisiones por cortante P1P2 | 62 |
| Tabla 28. Revisiones por cortante P2P3 | 63 |
| Tabla 29. Revisiones por cortante P8P9 | 63 |
| Tabla 30. Revisiones por cortante P9A2 | 64 |
| Tabla 31. Dimensiones efectivas para las pilas P3 (P8) | 70 |
| Tabla 32. Dimensiones efectivas para las pilas P4 y P5 | 71 |
| Tabla 33. Dimensiones efectivas para las pilas P6 y P7 | 72 |
| Tabla 34. Dimensiones efectivas para la sección estándar con L= 35 m | 73 |
| Tabla 35. Dimensiones efectivas para la sección estándar con L= 60 m | 74 |
| Tabla 36. Momentos debidos a las cargas para el claro P3-P4..... | 77 |
| Tabla 37. Momentos debidos a las cargas para el claro P4-P5..... | 78 |
| Tabla 38. Momentos debidos a las cargas para el claro P5-P6..... | 79 |
| Tabla 39. Momentos debidos a las cargas para el claro P6-P7..... | 80 |
| Tabla 40. Momentos debidos a las cargas para el claro P7-P8..... | 81 |
| Tabla 41. Límite de esfuerzo para los tendones | 82 |

| | |
|---|-----|
| Tabla 42. Propiedades de la sección cajón | 84 |
| Tabla 43. Excentricidad por tramo M (-)..... | 85 |
| Tabla 44. Excentricidad por tramo M (+) | 86 |
| Tabla 45. Pérdidas debidas al flujo plástico (fluencia lenta) del concreto (M-) | 93 |
| Tabla 46. Pérdidas para el momento máximo positivo (M+) | 93 |
| Tabla 47. Coeficientes para las pérdidas en el tiempo | 94 |
| Tabla 48. Pérdidas debidas al flujo plástico (fluencia lenta) del concreto (M+) | 94 |
| Tabla 49. Pérdidas totales dependientes del tiempo para cada claro M (-)..... | 95 |
| Tabla 50. Pérdidas totales dependientes del tiempo para cada claro M (+)..... | 95 |
| Tabla 51. Fuerza efectiva de presforzado para cada claro M (-) | 96 |
| Tabla 52. Fuerza efectiva de presforzado M (+) | 96 |
| Tabla 53. Resumen de las pérdidas totales M (-)..... | 96 |
| Tabla 54. Resumen de las pérdidas totales M (+)..... | 97 |
| Tabla 55. Límites de esfuerzos en el concreto después de las pérdidas M (-) | 98 |
| Tabla 56. Límites de esfuerzos en el concreto después de las pérdidas M (+) | 99 |
| Tabla 57. Momento de fisuración para el momento máximo negativo..... | 99 |
| Tabla 58. Momento de fisuración para el momento máximo positivo | 100 |
| Tabla 59. Momento nominal P3P4 | 100 |
| Tabla 60. Momento nominal P4P5 | 101 |
| Tabla 61. Momento nominal P5P6 | 101 |
| Tabla 62. Momento nominal P6P7 | 102 |
| Tabla 63. Momento nominal P7P8 | 102 |
| Tabla 64. Resistencia a Cortante P3P4..... | 104 |
| Tabla 65. Resistencia a Cortante P4P5..... | 105 |
| Tabla 66. Resistencia a Cortante P5P6..... | 105 |
| Tabla 67. Resistencia a Cortante P6P7..... | 105 |
| Tabla 68. Resistencia a Cortante P7P8..... | 106 |
| Tabla 69. Propiedades del acero de refuerzo | 109 |
| Tabla 70. Dimensiones preliminares del estribo | 110 |
| Tabla 71. Propiedades usadas en el diseño del estribo | 110 |
| Tabla 72. Cortantes máximos en CSIbridge | 112 |
| Tabla 73. Datos para el cálculo del empuje lateral..... | 112 |
| Tabla 74. Fuerza activa Total | 113 |
| Tabla 75. Altura de suelo equivalente | 114 |
| Tabla 76. Cargas debidas a sobre carga viva..... | 115 |
| Tabla 77. Propiedades usadas para el cálculo de cargas por temperatura | 115 |
| Tabla 78. Propiedades del asiento | 116 |
| Tabla 79. Cargas por temperatura | 116 |
| Tabla 80. Efectos de fuerza en el muro de respaldo | 117 |
| Tabla 81. Efectos de Fuerza factoradas en el muro de respaldo..... | 117 |
| Tabla 82. Efectos de fuerza en el Cuerpo del Estribo | 118 |

| | |
|--|-----|
| Tabla 83. Efectos de fuerza factorada en el cuerpo del estribo | 118 |
| Tabla 84. Fuerza Cortante en cada parte del estribo | 122 |
| Tabla 85. Momento máximo factorado BENT CAP 1 | 128 |
| Tabla 86. Momento nominal BENT CAP1, BENT CAP 2, BENT CAP 9..... | 129 |
| Tabla 87. Momento nominal BENT CAP3, BENT CAP 8..... | 129 |
| Tabla 88. Separación máxima por agrietamiento..... | 131 |
| Tabla 89. Chequeos por fatiga | 132 |
| Tabla 90. Capacidad por cortante BENT CAP 1 | 133 |
| Tabla 91. Capacidad por cortante BENT CAP 2 | 134 |
| Tabla 92. Capacidad por cortante BENT CAP 3 | 134 |
| Tabla 93. Capacidad por cortante BENT CAP 8..... | 135 |
| Tabla 94. Capacidad por cortante BENT CAP 9..... | 135 |
| Tabla 95. Refuerzo vertical fuera de la región de la junta | 136 |
| Tabla 96. Refuerzo vertical dentro de la región de la junta | 136 |
| Tabla 97. Refuerzo longitudinal adicional de la junta..... | 137 |
| Tabla 98. Esfuerzos en las juntas | 139 |
| Tabla 99. Refuerzo cortante de la columna mínimo en la junta..... | 141 |
| Tabla 100. Acero vertical mínimo T-Joint | 142 |
| Tabla 101. Área mínima de refuerzo horizontal T-joint..... | 142 |
| Tabla 102. Acero lateral en la junta P4-P7..... | 143 |
| Tabla 103. Acero horizontal mínimo Knee-Joint..... | 144 |
| Tabla 104. Fórmulas para el cálculo de Vs..... | 147 |
| Tabla 105. Aceros máximos y mínimos en las columnas..... | 149 |
| Tabla 106. Fuerza axial debido a carga muerta | 153 |
| Tabla 107. Chequeo de la rigidez balanceada | 154 |
| Tabla 108. Demanda de desplazamiento..... | 157 |
| Tabla 109. Demanda de ductilidad longitudinal | 160 |
| Tabla 110. Demanda de ductilidad Transversal..... | 160 |
| Tabla 111. Relación Demanda – Capacidad (D/C) | 162 |
| Tabla 112. Efectos P- Δ en la dirección transversal | 163 |
| Tabla 113. Efectos P- Δ en la dirección longitudinal..... | 164 |
| Tabla 114. Capacidad mínima a flexión | 165 |
| Tabla 115. Demanda de cortante | 166 |
| Tabla 116. Elemento columna o pila tipo muro..... | 167 |
| Tabla 117. Resistencia al corte del concreto en la dirección longitudinal..... | 169 |
| Tabla 118. Resistencia al corte del concreto en la dirección transversal..... | 170 |
| Tabla 119. Resistencia al corte del acero en la dirección longitudinal..... | 171 |
| Tabla 120. Resistencia al corte del acero en la dirección transversal | 171 |
| Tabla 121. Revisiones por cortante longitudinal | 172 |
| Tabla 122. Revisiones por cortante Transversal (columna)..... | 172 |
| Tabla 123. Revisiones por cortante Transversal (Pila tipo muro)..... | 173 |

LISTA DE FIGURAS

| | |
|--|-----|
| Figura 1. Sección Cajón del puente Santa Fe | 7 |
| Figura 2. Utilización del carro de avance en la construcción del puente Santa Fe | 9 |
| Figura 3. Camión de diseño HL-93 | 15 |
| Figura 4. Representación esquemática del método FEMA 356..... | 24 |
| Figura 5. Sección transversal viga T | 29 |
| Figura 6. Configuración de los cables de PC A1P1 | 30 |
| Figura 7. Distribución de carga en CSIBridge | 31 |
| Figura 8. Efecto de carga viva CSIBridge | 32 |
| Figura 9. Cortantes Totales DC según CSIBridge..... | 49 |
| Figura 10. Momentos DC según CSIBridge | 49 |
| Figura 11. Chequeo por Flexión CSIBridge Tramo A1P3 | 56 |
| Figura 12. Chequeo por Cortante CSIBridge Tramo A1P3 | 57 |
| Figura 13. Diagrama del ancho de ala efectivo para el claro interior..... | 70 |
| Figura 14. Sección efectiva P3-P8 | 70 |
| Figura 15. Diagrama del ancho de ala efectivo interior..... | 71 |
| Figura 16. Sección Efectiva P4 y P5 | 72 |
| Figura 17. Sección efectiva P6 y P7 | 73 |
| Figura 18. Sección efectiva Estándar 35 m | 74 |
| Figura 19. Sección efectiva Estándar 60 m | 75 |
| Figura 20. Sección transversal de viga cajón exterior..... | 83 |
| Figura 21. Configuración de los cables para PC de P3-P4..... | 84 |
| Figura 22. Modelo de pérdidas por acuñaamiento del anclaje | 87 |
| Figura 23. Chequeo por flexión positiva Tramo P3P8..... | 103 |
| Figura 24. Chequeo por flexión negativa Tramo P3P8 | 103 |
| Figura 25. Dimensiones del estribo A1 | 111 |
| Figura 26. Sección transversal viga Cabezal..... | 127 |
| Figura 27. Vista lateral de la viga cabezal | 127 |
| Figura 28. Ancho efectivo de la junta | 140 |
| Figura 29. Refuerzo vertical por cortante en la Knee-Joint | 145 |
| Figura 30. Refuerzo por cortante en la knee-joint..... | 146 |
| Figura 31. Sistema resistente a sismos usado en el Puente Santa FE | 148 |
| Figura 32. Espectro de Diseño para Nicaragua (Suelo Tipo III)..... | 148 |
| Figura 33. Longitud de soporte proporcionada | 152 |
| Figura 34. Modelo Momento Curvatura..... | 158 |
| Figura 35. Diagrama Momento-Curvatura usando CSIBridge | 159 |
| Figura 36. Pushover longitudinal y transversal de la PILA 1 | 161 |
| Figura 37. Curva Pushover Transversal PILA 1 | 162 |

SIMBOLOGÍA

- A = Área de la sección (m^2)
- A_g = Área gruesa de la sección (m^2)
- A_p = Área de la punta del pilote (m^2)
- A_{ps} = Área del acero de presfuerzo (mm^2)
- A_s = Área del reforzamiento no presforzado en tensión (m^2)
- A'_s = Área del reforzamiento a compresión (m^2)
- A_{st} = Área total del reforzamiento de la columna anclado en la junta (m^2)
- A_{sp} = Área del reforzamiento de la espiral o aro (m^2)
- A_v = Área del reforzamiento transversal encerrada dentro de una distancia S (m^2)
- a = Profundidad del bloque rectangular equivalente esforzado (m)
- b_e = Ancho de ala efectivo correspondiente a la posición particular de la sección (m)
- B_{eff} = Ancho efectivo de la superestructura o bent cap (m)
- b_v = Ancho del alma ajustado para la presencia de ductos (m)
- b_w = Ancho del alma (m)
- c = Distancia desde la fibra extrema de compresión hasta el eje neutro (m)
- c' = Cohesión del suelo que soporta la punta del pilote (kN/m^2)
- CR = Efectos de la fuerza debidos a la fluencia lenta
- DC = Carga muerta de componentes estructurales y accesorios no estructurales
- D_c = Diámetro o altura de la columna en la dirección de la carga (m)
- d_e = Altura efectiva de la fibra extrema de compresión al centroide de la fuerza de tensión en el reforzamiento no presforzado a tensión (m)
- d_o = Altura de la viga (m)
- d_p = Distancia de la fibra extrema de compresión al centroide de los tendones de presforzado (m)
- D_s = Altura de la viga sobre la sección de apoyo (m)
- D_s = Altura de la superestructura en el bent cap o altura de la viga cabezal (m)

d_s = Distancia de la fibra extrema de compresión al centroide del reforzamiento a tensión (m)

d'_s = Distancia de la fibra extrema de compresión al centroide del reforzamiento no presforzado a compresión (m)

d_v = Profundidad efectiva de cortante (m)

DW = Carga muerta de la superficie de desgaste y utilidades

E_c = Módulo de elasticidad del concreto (MPa)

E_{ci} = Módulo de elasticidad del concreto en el momento de la transferencia (MPa)

E_p = Módulo de elasticidad de los tendones de presforzado (MPa)

E_s = Módulo de elasticidad de las barras de acero (MPa)

e = Distancia entre los tendones de presforzado al centro de gravedad de la viga (m)

e_{pg} = Excentricidad de la fuerza pretensora con respecto al centroide de la viga (m)

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto a utilizar en el diseño (MPa)

f'_{ci} = Resistencia especificada a la compresión del concreto en el momento del presforzado para elementos pretensados (MPa)

f_{cgp} = Suma de esfuerzos en el concreto en el centro de gravedad de los tendones de presforzado debidos a la fuerza de presforzado después del tensado y al peso propio del miembro en las secciones de máximo momento (MPa)

f_{cpe} = Esfuerzo de compresión en el concreto debido solamente a las fuerzas de presforzado efectivas (después de ocurridas todas las pérdidas de presforzado) en la fibra extrema de la sección donde el esfuerzo de tensión es causado por las cargas aplicadas

f_{pj} = Esfuerzo en el acero de presforzado en el momento del tensado (MPa)

f_{po} = Parámetro tomado como el módulo de elasticidad de los tendones de presforzado multiplicado por la diferencia en el esfuerzo entre los tendones de presforzado y el concreto que lo rodea (MPa)

f_{ps} = Esfuerzo promedio en el acero presforzado en el momento para el cual la resistencia nominal del miembro es requerida (MPa)

f_{pu} = Resistencia a la tracción del acero de presforzado (MPa)

- f_{py} = Resistencia de fluencia del acero de presforzado (MPa)
- f_r = Módulo de ruptura en el concreto (MPa)
- f_y = Esfuerzo de fluencia mínima especificada de las barras de acero (MPa)
- f_{ye} = Resistencia a fluencia esperada (MPa)
- f_{yh} = Esfuerzo de fluencia del reforzamiento del estribo (MPa)
- G = Módulo de cizalladura (MPa)
- H = Altura total del estribo (m)
- H_h = Altura de la parte superior de la zapata a la parte superior de la columna o la altura de la columna equivalente (m)
- H_u = Fuerza total debido a la deformación del elastómero (kN/m)
- h_c = Altura del cuerpo del estribo (m)
- h_{eq} = Altura de suelo equivalente para carga vehicular (m)
- h_f = Altura del ala a compresión (m)
- I_c = Momento de inercia del núcleo de concreto (m^4)
- i = Ángulo de la pendiente del relleno (grados)
- k = Coeficiente de fricción por desviación de la vaina de presforzado (por mm del tendón)
- k_{AE} = Coeficiente de la presión de tierra activa sísmica (adimensional)
- K_f = Factor por el efecto de resistencia del concreto
- K_{hc} = Factor de humedad para fluencia
- K_{hs} = Factor de humedad por contracción
- K_{pe} = Coeficiente de presión pasiva
- K_s = Factor por el efecto de la relación volumen-superficie del componente
- k_h = Coeficiente de aceleración sísmica horizontal (adimensional)
- k_i^e = Rigidez de la columna efectiva más pequeña (kN/m)
- k_j^e = Rigidez de la columna efectiva más grande (kN/m)
- k_v = Coeficiente de aceleración sísmica vertical (adimensional)
- L = Longitud del claro (m)

- L = Long. de la col. del punto de momento máximo al punto de contra flexión (m)
- LL = Carga viva vehicular
- L_p = Longitud analítica de la rótula plástica equivalente (m)
- L_{PA} = Longitud influenciada por el acuñaamiento del anclaje (m)
- L_{PF} = Longitud para un punto donde la pérdida Δf_{pF} es conocida (m)
- LS = Sobrecarga viva
- l_{ac} = Longitud del refuerzo de la columna embebido dentro del bent cap o zapata (m)
- M_{Cr} = Momento de fisuración (kN.m)
- M_{dnc} = Momento total no mayorado debido a la carga permanente que actúa sobre la sección monolítica o no compuesta (kN·m)
- M_h = Momento de volteo ($kN \cdot m/m$)
- M_n = Resistencia nominal a la flexión (kN.m)
- M_{ne} = Capacidad de momento nominal de un miembro de concreto reforzado basado sobre las propiedades de los materiales esperadas.
- M_p = Capacidad de momento plástico idealizada de un miembro de concreto reforzado basado en las propiedades esperadas del material (kN.m)
- M_{po} = Capacidad de momento plástico sobre resistente (kN.m)
- M_r = Resistencia a la flexión factorada de una sección en flexión (kN.m)
- M_u = Momento último factorado (kN.m)
- M_v = Momento estabilizador ($kN \cdot m/m$)
- m_i = Masa tributaria de la columna o bent i
- m_j = Masa tributaria de la columna o bent j
- N = Longitud de soporte mínima, medida normal a la línea central del apoyo (m)
- η_i = Factor de carga modificado relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operacional
- P_{AE} = Presión dinámica horizontal (kN/m)
- P_c = Fuerza axial de la columna incluyendo los efectos de vuelco (kN)
- P_{dl} = Carga muerta no factorada actuando sobre la columna (kN)

| | | |
|----------|---|---|
| P_g | = | Perímetro del grupo de pilotes (m) |
| P_j | = | Fuerza aplicada por los gatos en el tensado (kN) |
| PL | = | Carga viva peatonal |
| P_p | = | Presión pasiva sísmica (kN/m) |
| Q_{ep} | = | Resistencia pasiva nominal del suelo disponible durante la totalidad de la vida de diseño de la estructura (kN) |
| Q_p | = | Capacidad de carga en la punta del pilote (kN) |
| Q_r | = | Resistencia mayorada contra la falla por resbalamiento (kN) |
| Q_s | = | Resistencia por fricción del pilote (kN) |
| Q_t | = | Resistencia nominal al corte entre el suelo y la fundación (kN) |
| $Q_u(g)$ | = | Capacidad del grupo de pilotes (kN) |
| R_d | = | Factor de magnificación tomado en cuenta para estructuras de período corto |
| RLL | = | Reacción debido a la carga viva (kN/m) |
| R_{LS} | = | Carga lateral debido a sobrecarga viva (kN/m) |
| rLL | = | Carga viva sin factorar (kN) |
| s | = | Espaciamiento del reforzamiento transversal (m) |
| T | = | Período fundamental de la estructura (seg) |
| T^* | = | Periodo del movimiento característico del terreno (seg) |
| T_c | = | Fuerza de tensión de la columna asociada con el momento sobre resistente de la rótula plástica de la columna, M_{po} (kN) |
| T_i | = | Período natural del marco menos flexible (seg) |
| T_j | = | Período natural del marco más flexible (seg) |
| T_s | = | Periodo en el final del tramo constante en el espectro de diseño (seg) |
| V_c | = | Resistencia del cortante nominal del concreto (kN) |
| V_n | = | Capacidad del cortante nominal (kN) |
| V_p | = | Componente en la dirección del cortante aplicado de la fuerza de presforzado efectiva (kN) |
| V_{po} | = | Cortante sobre resistente asociado con el momento sobre resistente M_{po} (kN) |
| V_s | = | Resistencia del cortante nominal provisto por el acero transversal (kN) |

- V_u = Cortante último factorado (kN)
 v_c = Capacidad de esfuerzo cortante del concreto (kN/m²)
 y_{bs} = Distancia de la fibra inferior de la viga al centroide los cables de presforzado (m)
 α' = Factor de ajuste del esfuerzo cortante del concreto
 Δ_D = Demanda global de desplazamiento sísmico (m)
 Δf_{cd} = Cambio del esfuerzo en el concreto en el centroide del acero de presforzado debido a las pérdidas dependientes del tiempo entre la transferencia y la colocación del tablero cuando se encuentran actuando el peso propio y las cargas súper impuestas (MPa)
 Δ_p = Empuje horizontal de tierra constante debido a la sobrecarga uniforme (MPa)
 Δ_{pd} = Demanda de desplazamiento plástica (m)
 Δ_{yi} = Desplazamiento de fluencia idealizado (m)
 ϵ_{bdf} = Deformación debido a la contracción del concreto de la viga entre el tiempo de colocación del tablero y el tiempo final
 μ_D = Demanda de ductilidad del máximo desplazamiento local del miembro
 λ_{mo} = Factor de sobre resistencia
 p_w = Cuantía de refuerzo lateral para columnas rectangulares
 ρ_h = Relación del reforzamiento horizontal en la pila tipo muro (pier Wall)
 θ_p = Rotación plástica determinada usando la ecuación 8.14.1-1 (LRFD SEISMIC) (radianes)
 δ = Ángulo de fricción interna entre muro y el relleno (grados)
 ϕ = Factor de resistencia
 ϕ_t = Factor de resistencia para la resistencia al corte entre el suelo y la fundación
 ϕ_{ep} = Factor de resistencia para la resistencia pasiva
 ϕ_s = Factor de resistencia para cortante en concreto reforzado
 ϕ_{col} = Curvatura de la columna en la demanda del máximo desplazamiento (calculada del análisis pushover) (1/m)
 ϕ_{pd} = Curvatura plástica de la columna (1/m)
 ϕ_{yi} = Curvatura de fluencia idealizada (1/m)

CAPÍTULO I

GENERALIDADES



1.1 INTRODUCCIÓN

El Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI) registra que en Nicaragua existen actualmente cerca de 2,802 estructuras de puentes, de los cuales 533 son estructuras de concreto. Una de estas obras y la más relevante hasta el momento en cuanto a diseño y ejecución, es el puente Santa Fe, ubicado en el Municipio de San Carlos, Departamento de Rio San Juan, construido en el periodo comprendido entre junio de 2011 hasta abril de 2014.

Esta estructura es de gran relevancia debido al sistema utilizado en su ejecución, pues fue realizada mediante “Voladizos sucesivos hormigonados In situ”. Cuenta con vigas pos-tensadas, a su vez, es uno de los puentes más largos donados por Japón en Centroamérica y el de mayor longitud en Nicaragua.

Actualmente no se cuenta con una evaluación sísmica de la estructura que sea de carácter público en el ámbito estructural, por lo que no se conoce su comportamiento ante sismos de gran magnitud. Esto se debe a su reciente ejecución, a la falta de interés, al poco conocimiento de los sistemas estructurales donde se usa el pos-tensado y a la falta de aplicación de normas sísmicas en el diseño de puentes en Nicaragua.

Un aporte valioso es realizar la evaluación sísmica del puente, para asegurar su correcto funcionamiento ante los acontecimientos que suelen ocurrir en un país sísmico como Nicaragua, presentando recomendaciones relacionadas al diseño en caso de presentarse alguna falla en el mismo y contribuir a la seguridad de la población mediante la verificación del diseño sísmico del puente.

El presente documento se enfocó en realizar la evaluación sísmica del puente Santa Fe, la cual abarcó el análisis dinámico, la verificación del diseño del puente y el análisis estático no lineal “Pushover”. Esta evaluación fue basada en las normas norteamericanas AASHTO LRFD Seismic Bridge Design 2011.

La inexistencia de un análisis ante movimientos telúricos, provoca limitantes en el diseño de obras eficientes que cumplan todos los rigores que un país sísmico como Nicaragua requiere.

1.2 ANTECEDENTES

El primer puente construido por voladizos sucesivos fue el de Santa Catalina, sobre el Rio Peixe, cerca de Herval, en Brasil, en el año 1931 por el Ing. Baumgarten. Es un puente de hormigón armado con dintel continuo de tres vanos con una luz central de 68 metros.

Veinte años después el Ing. Ulrich Finsterwalder recupera el procedimiento para aplicarlo al puente de Balduinstein sobre el Lahn, Alemania, con un tramo de 62.10 metros de luz libre, en el cual quedan fijas las características del avance por carro. El sistema tuvo mucho éxito puesto que el pretensado permitía cortar por juntas verticales, para la época se consideró como una novedad. A partir de la década de los años sesenta se empezó a aplicar este sistema constructivo en otros lugares del mundo, en cambio en otros países como España las realizaciones de puentes con dovelas no eran muy abundantes hasta finales de los años 80's.

En el año 2008 se inicia en Colombia el auge de construcción de los puentes en voladizos sucesivos muy apropiados para salvar las depresiones propias de la topografía Colombiana, destacándose los construidos sobre el corredor Bogotá–Buenaventura y recientemente en el 2014, se construyó un puente sobre el rio Chico, ubicado en Panamá donde también se utilizó el método antes mencionado.

El ingeniero francés Eugène Freyssinet, fue quien convirtió en realidad la idea de pretensar los elementos de hormigón. Sin embargo, no fue hasta después de 1945 cuando los puentes viga de hormigón pretensado adquirieron toda su potencia y desarrollo.

En Nicaragua tenemos puentes con vigas postensadas como el puente la Tonga y las banderas construidos sobre la carretera Managua-El Rama y el primer puente construido por voladizos sucesivos es el puente Santa Fe.

1.3 JUSTIFICACIÓN

En Nicaragua se puede observar el avance tecnológico en la construcción de puentes mediante los proyectos donados por otros países, especialmente Japón. Según registros del Ministerio de Transporte e infraestructura (MTI) hasta el 2014, en Nicaragua, de los 533 puentes de concreto existentes, 24 utilizan sistemas post-tensado y han sido donados por el país asiático antes citado. De estos, 21 se han construido con vigas T, 2 con viga cajón y el puente santa Fe, combinando viga-T y viga cajón.

Nicaragua es un país sísmico que ha sufrido terremotos de gran magnitud, como el ocurrido en 1972 que arrasó completamente el centro de Managua, entre otros. Por esta razón, es imprescindible realizar un análisis del comportamiento que presentará el Puente Santa Fe ante posibles manifestaciones sísmicas, siendo importante que la estructura tenga un buen rendimiento antisísmico para evitar el deterioro provocado por terremotos que puedan impedir las actividades básicas de la sociedad.

El presente estudio plantea la necesidad de verificar que el diseño sísmico del puente Santa Fe cumpla con todos los parámetros establecidos por la norma AASHTO LRFD Seismic Bridge Design 2nd Edition. La evaluación sísmica del puente Santa Fe, permitirá conocer la respuesta de la estructura ante un movimiento telúrico, de esta forma se podrán establecer medidas preventivas en caso de encontrarse fallas estructurales, mejorar las características de diseño en futuras edificaciones y reducir los posibles daños al momento de un sismo.

Esta investigación servirá de base para futuros estudios que se deseen llevar a cabo en este campo, generando una nueva fuente de información, beneficiando a los estudiantes de ingeniería civil, profesionales afines y a todo el público interesado en la temática, sirviendo así de referencia bibliográfica.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 Objetivo general

Evaluar el comportamiento sísmico del puente Santa Fe, para verificar su funcionamiento ante movimientos telúricos, a fin de constatar la calidad del diseño.

1.4.2 Objetivos específicos

1. Determinar los esfuerzos máximos a los que está sometido el puente Santa Fe a través del análisis sísmico estructural, utilizando el software CSI BRIDGE 2016 v18.1.0
2. Verificar que las vigas y los estribos del puente Santa Fe cumplan con los requisitos establecidos por la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2012, a través del diseño convencional bajo cargas de servicio.
3. Comprobar que las pilas del puente Santa Fe cumplan con los requerimientos sísmicos establecidos en la norma AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design 2011 mediante la revisión de desplazamientos, ductilidades, flexión y corte.

1.5 Características generales del Puente Santa Fe

El puente Santa Fe se encuentra ubicado en el municipio de San Carlos, departamento Rio San Juan sobre la carretera Acoyapa-San Carlos, estación 12+680 en el tramo denominado Argentina-San Pancho.

Se construyó con el propósito de contribuir a la circulación del tráfico y al intercambio entre Nicaragua y los países vecinos, lograr el funcionamiento de la carretera troncal internacional y contribuir al desarrollo económico regional.

1.5.1 Superestructura

Es una estructura de concreto presforzado de 362 m de longitud, de los cuales 250 m constituyen el cruce principal del río y 112 m (72 m por el lado de San Carlos y 40 m por el lado de Costa Rica) de los puentes elevados en los extremos, siendo así el puente más largo del país.

El ancho del tablero es de 11.8 m, con dos carriles de 3.6 m, hombros de 0.9 m, aceras de 1 m y bordillos de 0.4 m. La planta del puente es recta y el perfil longitudinal tiene una pendiente variable entre el 2.8% y el 3.5 %. Transversalmente el tablero posee un bombeo del 2%.

Al considerar la necesidad de evitar el desplazamiento lateral del suelo por la construcción del terraplén y de evitar el asentamiento después que se iniciara el uso del puente, concluyeron que el método más viable era el del puente elevado en los extremos, por ser la opción más económica y la de menor impacto ambiental.

Por lo tanto la superestructura del puente elevado está compuesta por seis vigas T pos-tensadas de 3 claros ($3@24.0 = 72$ m) y dos claros ($2@20.0 = 40$ m) lado de San Carlos y Costa Rica respectivamente, por otra parte el puente principal cuenta con 5 claros continuos de cajón de marco rígido ($35.0 + 3@60 + 35 = 250$ m) con sección transversal de cajón unicelular de canto variable entre 3.8 m sobre pilas y 2.0 m en el centro del claro.



Figura 1. Sección Cajón del puente Santa Fe

El núcleo de la viga cajón tiene 6.5 m de ancho con voladizos de 2.45 m y 3.45 m (pila P6 y P7, sección ampliada) de longitud, el espesor de las almas varía entre 0.4 y 0.8 m, la losa superior posee un espesor de 0.3 m, la losa inferior tiene un espesor que varía entre 0.25 m en la parte estándar y 0.5 m en el apoyo.

Las vigas T tienen una altura uniforme de 1.6 m (A1P3) y 1.4 m (P8A2), el espesor de las almas varía entre 0.34 m en la parte estándar y 0.5 m en la zona de los apoyos mientras el espesor de la losa superior se mantiene constante con un valor de 0.2 m.

El puente Santa Fe posee diafragmas de concreto sólido ubicados en los centros de los claros de los puentes elevados de 0.35 m de espesor y 1.2 m de altura, mientras que en la zona de los apoyos poseen 1.7 m de espesor.

El pos-tensado fue realizado mediante el sistema internacional DYWIDAG con un total de 734 cables transversales y 382 longitudinales en toda su extensión con longitudes variables entre 11.4 - 13.4; 11.8 - 56.8 respectivamente.

1.5.2 Subestructura

El tablero es soportado en pilas intermedias mediante apoyos elastoméricos de goma en los tramos A1-P3 y P8-A2, mientras que en los demás claros la pila está empotrada.

La subestructura está conformada por estribos tipo T invertido de 8.5 m y 12.5 m de altura. Las pilas son de forma ovalada, apropiadas para un puente con pilas altas y de gran fuerza externa con longitudes desde 2.8 m hasta 19 m; en el caso de los tramos con vigas T se construyó un cabezal en forma de V; posee 5 estructuras con cimentaciones profundas, A1, P1, P2, P8 y P9 con un total de 26 pilotes in situ no ademados de 1.2 m de diámetro; y 6 con fundación directa sobre zapatas de espesor de 1.8, 1.9 y 3 m.

1.5.3 Proceso Constructivo

La construcción del puente inició el 23 de junio de 2011 y finalizó el 30 de abril de 2014 con una duración total de 34 meses ejecutada por la empresa constructora Hazama Ando Corporation y supervisada por la empresa Central Consultan Inc.

La construcción de las pilas y cimientos fue realizada mediante métodos convencionales de excavación y encofrado con la utilización de tablestacas para evitar el paso de agua en la zona de construcción de las pilas en el cruce del río.

El avance por voladizos sucesivos o “Balanced Cantilever” consiste en la construcción de pequeñas piezas de concreto llamadas dovelas usando el postensado para formar el sistema estructural del puente. Estos segmentos comienzan a ser construidos en la pila (dovela cero) hacia el centro del claro, como se muestra en la figura 2.

En el diseño de puentes segmentales es crítico determinar los métodos de construcción antes de proceder con el diseño. El método de construcción afectará el resultado del diseño y la disposición de tendones, a diferencia de cualquier otro tipo de estructura.

Una de las secciones más utilizadas en este método constructivo es la viga tipo cajón debido a que se aplica perfectamente para distintos tipos de puentes, por ejemplo los de vigas, rectos o curvos convencionales, puentes pórtico, puentes atirantados, puentes en arco, entre otros.

Este tipo de vigas son rígidas a torsión y por ello pueden apoyarse sobre pilares individuales y emplearse para puentes curvos. Además de lo anterior también permite tener mayor esbeltez porque pueden absorber grandes esfuerzos tanto en la losa superior como inferior y presenta ventajas como su buen comportamiento estructural y menor peso.

La construcción de los tramos de la superestructura del puente Santa Fe conformados por vigas cajón se realizó mediante el sistema de voladizos sucesivos hormigonados in situ utilizando el carro de avance o carro WAGEN, con un total de siete dovelas por voladizo con longitudes de 3 m y 3.5 m.



Figura 2. Utilización del carro de avance en la construcción del puente Santa Fe

Tabla 1. Descripción resumida de la obra

| Componentes | | Tipos, Especificaciones | |
|--------------------------------------|-------------------------|---|--|
| Ubicación del puente | | 28 m aguas debajo de los embarcaderos | |
| Ancho | Puente | Ancho de rodamiento = $3.6 \text{ m} \times 2 = 7.2 \text{ m}$ Ancho del hombro = $0.9 \text{ m} \times 2 = 1.8 \text{ m}$ Ancho de la acera = $1 \text{ m} \times 2 = 2 \text{ m}$ Total = 11 m (ancho efectivo) Vereda = $0.4 \text{ m} \times 2 = 0.8 \text{ m}$ Total = 11.8 m (ancho total) | |
| Tipo de puente | Puente principal | Sección principal del puente | Puente con vigas continuas de cajón de marco rígido de PC de 5 claros ($35 + 3 @ 60 + 35 = 250 \text{ m}$) |
| | Puente elevado | Por el lado de San Carlos | Puente con vigas T continuas pos-tensadas de PC de 3 claros ($3 @ 24 = 72 \text{ m}$) |
| | | Por el lado de Costa Rica | Puente con vigas T continuas pos-tensada de PC de 2 claros ($2 @ 20 = 40 \text{ m}$) |
| Estribo A1 por el lado de San Carlos | Tipo | | Estribo de T invertido |
| | Altura de la estructura | | 8.5 m |
| | Cimentación | | Fundación de pilotes (pilotes fundido en el sitio, $\varnothing = 1.2 \text{ m}$) |
| Estribo A2 por el lado de Costa Rica | Tipo | | Estribo de T invertido |
| | Altura de la estructura | | 12.5 m |
| | Cimentación | | Cimentación directa |
| Pilas P1,P2 | Tipo | | Ovalada |
| | Altura de la estructura | | P1 = 4.1 m P2 = 4.9 |
| | Cimentación | | Fundación de pilotes (pilotes fundido en el sitio, $\varnothing = 1.2 \text{ m}$) |
| Pilas P3,P4 | Tipo | | Ovalada |
| | Altura de la estructura | | P3 = 9.1 m P4 = 14.5 m |
| | Cimentación | | Cimentación directa |
| Pilas P5-7 | Tipo | | Pórtico |
| | Altura de la estructura | | P5 = 16.5 m P6 = 19 m P7 = 19 m |
| | Cimentación | | Cimentación Directa |
| Pilas P8,9 | Tipo | | Ovalada |
| | Altura de la estructura | | P8 = 10.8 m P9 = 10.5 m |
| | Cimentación | | Fundación de pilotes (pilotes fundido en el sitio, $\varnothing = 1.2 \text{ m}$) |
| Vías de Acceso | Longitud total | | Lado del estribo A1 = 34 m Lado del estribo A2 = 24 m Total = 58 m |
| | Pavimentación | | Pavimento Asfáltico = 8 cm |
| Obras de Protección de la ribera | Margen izquierda | | 64 Gaviones (Dimensiones de cada gavión = 2m de longitud, 1m de ancho y 1m de altura) |

CAPÍTULO II

CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO



2.1 INTRODUCCIÓN

Los puentes dan la impresión de ser sistemas estructurales bastante simples pero realmente siempre han ocupado un lugar especial en las preocupaciones de los diseñadores estructurales debido a que su forma tiende a ser una expresión simple de su exigencia funcional.

Los puentes carreteros son sistemas estructurales complejos, aun así, su análisis por “carga de servicio” se ha convertido rutinario debido a la disponibilidad de programas sofisticados para el análisis estático, pero cuando las cargas son dinámicas como en un sismo, la situación cambia, en especial si el puente excede el límite elástico y su comportamiento se vuelve no lineal.

Bajo cargas de servicio, los miembros del puente son diseñados para quedarse dentro de su rango elástico, pero esto no es siempre económicamente factible durante cargas extremas como un terremoto; por lo tanto el rendimiento de las columnas es preferido a fluencia, por consiguiente están detalladas para sostener deformaciones plásticas grandes sin ruptura o alabeo del acero de refuerzo.

A pesar de esto, los puentes no se han desempeñado como se esperaba bajo el fenómeno sísmico, en especial aquellos construidos de concreto reforzado o presforzado. Este pobre desempeño puede en la mayoría de los casos ser atribuido a la filosofía de diseño adoptada acompañada a la falta de atención en los detalles.

Debido a la forma estructural comúnmente menos dirigida por la arquitectura, sino más bien a las consideraciones estructurales, el diseñador necesita estar consciente de las consecuencias de las decisiones tomadas acerca de su forma.

Citando a M.N.J Priestley recordemos que: “Los terremotos tienen el hábito de identificar las debilidades estructurales y concentrar el daño en ellas”.

2.2 Estados límites

2.2.1 Estado Límite de Servicio

El Estado Límite de Servicio se debe considerar como restricciones impuestas a las tensiones, deformaciones y anchos de fisuras bajo condiciones de servicio regular. (LRFD Arto. 1.3.2.2).

2.2.2 Estado Límite de Fatiga y Fractura

El estado límite de fractura se debe considerar como un conjunto de requisitos sobre resistencia de materiales especificados en la AASHTO. La intención del Estado Límite de Fatiga es limitar el crecimiento de las fisuras bajo cargas repetitivas, a fin de impedir la fractura durante el período de diseño del puente. (LRFD C1.3.2.3).

2.2.3 Estado Límite de Resistencia

Se debe considerar el Estado Límite de Resistencia para garantizar que se provee resistencia y estabilidad, tanto local como global, para resistir las combinaciones de cargas significativas especificadas que el puente experimentará durante su período de diseño. (LRFD Arto.1.3.2.4).

2.2.4 Estados Límites correspondientes a Eventos Extremos

El estado límite de evento extremo se deberá considerar para asegurar la supervivencia estructural del puente durante un terremoto mayor, inundación, colisión de embarcaciones y/o vehículos (LRFD Arto. 1.3.2.5). Se considera que los estados límites extremos son ocurrencias únicas cuyo período de recurrencia puede ser significativamente mayor que el período de diseño del puente.

2.3 Cargas de diseño

La sección 3 de la Norma AASHTO LRFD específica requisitos mínimos para cargas y fuerzas, sus límites de aplicación, factores de cargas y combinaciones de cargas usadas para diseñar puentes nuevos. Los requisitos de carga también se pueden aplicar a la evaluación estructural de puentes existentes. Además de las cargas tradicionales, esta sección incluye las solicitaciones provocadas por colisiones, sismos, asentamiento y distorsión de la estructura (LRFD Arto. 3.1).

Las cargas a considerar son las siguientes: (LRFD Arto. 3.3.2)

Tabla 2. Cargas a considerar según AASHTO LRFD

| CARGAS PERMANENTES | | CARGAS TRANSITORIAS | | | |
|--------------------|---|---------------------|-----------------------------------|-----------|---|
| CR | Fluencia lenta | BL | Carga por explosión | LS | Sobrecarga viva |
| DD | Fricción negativa | BR | Fuerza de frenado | PL | Carga viva peatonal |
| DC | Peso propio | CE | Fuerza centrífuga | SE | Efectos por asentamiento |
| DW | Superficie de rodamiento | CT | Fuerza de choque vehicular | TG | Efectos por el gradiente de temperatura |
| EH | Empuje horizontal de suelo | CV | Fuerza de choque de embarcaciones | TU | Efectos por temperatura uniforme |
| EL | Tensiones residuales del proceso constructivo | EQ | Sismo | WA | Carga de agua y presión de corriente |
| ES | Sobrecarga de suelo | FR | Fricción | WS | Viento en la estructura |
| EV | Presión vertical del relleno | IC | Carga de hielo | WL | Viento en la carga viva |
| PS | Fuerzas secundarias de pos-tensado | IM | Incremento por carga dinámica | | |
| SH | Contracción | LL | Carga viva vehicular | | |

2.3.1 Cargas permanentes DW, DC y EV

La carga muerta deberá incluir el peso de todos los componentes de la estructura, accesorios e instalaciones de servicio, cubierta de tierra, superficie de rodamiento, futuras sobre capas y ensanchamientos planeados.

2.3.2 Cargas transitorias

2.3.2.1 Carga viva vehicular de diseño

La carga viva vehicular en las autopistas de puentes, designada como HL-93, deberá consistir en una combinación de:

- ✓ Camión de diseño o tándem de diseño, y
- ✓ Carga del carril de diseño

Este modelo de sobrecarga, consistente en un camión o tándem en coincidencia con una carga uniformemente distribuida, fue desarrollado como una representación ideal del corte y momento producidos por un grupo de vehículos habitualmente permitidos en las carreteras de diferentes lugares de Estados Unidos. LRFD C3.6.1.2.1.

Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán como se especifica en la figura 3. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica como se especifica en el Artículo 3.6.2. LRFD.

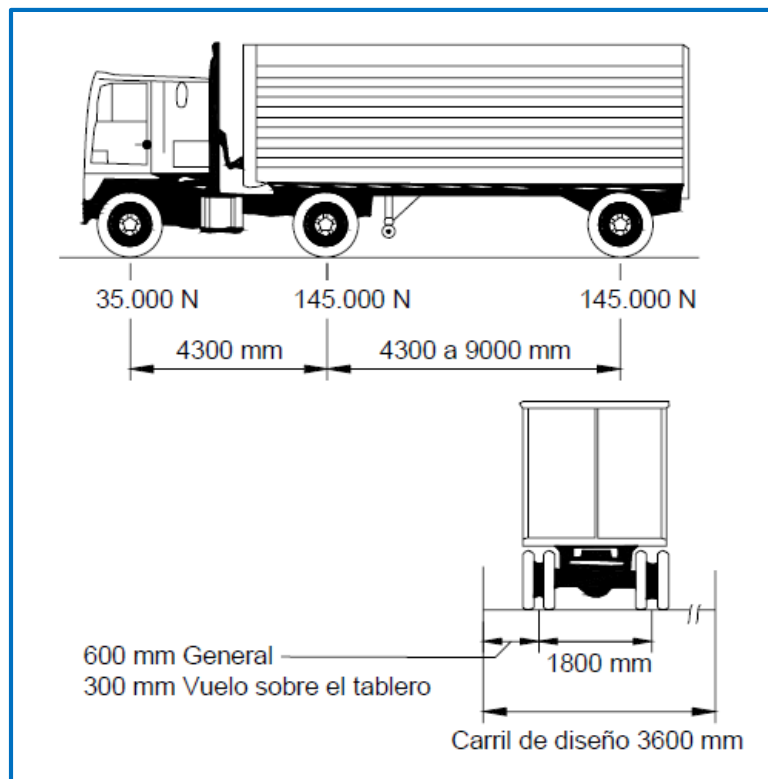


Figura 3. Camión de diseño HL-93

El tándem de diseño consiste en un par de ejes de 110 kN con una separación de 1.20 m. La separación transversal de las ruedas debe ser tomada como 1.80 m y se considera un incremento por carga dinámica. La carga del carril de diseño consistirá en una carga de 9.3 kN/m, uniformemente distribuida en dirección longitudinal.

Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3.00 m. Las solicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica.

2.3.2.2 Aplicación de Sobrecargas Vehiculares de Diseño

A menos que se especifique lo contrario, la solicitación extrema se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- ✓ La solicitación debida al tándem de diseño combinada con la solicitación debida a la carga del carril de diseño.
- ✓ La solicitación debida a un camión de diseño con la separación variable entre ejes, combinada con la solicitación debida a la carga del carril de diseño.
- ✓ 90 % de la solicitación debida a dos camiones de diseño separados como mínimo 15 m entre el eje delantero de un camión y el eje trasero del otro, combinada con 90% de la solicitación debida a la carga del carril de diseño. La distancia entre los ejes de 145 kN de cada camión se deberá tomar como 4.30 m.

2.3.2.3 Cargas Peatonales

Se deberá aplicar una carga peatonal de 3.6 kN/m^2 en todas las aceras de más de 0.6 m de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

2.4 Categoría de Diseño Sísmico (SCD)

La norma AASHTO LRFD Seismic Bridge Design (LRFD Seismic) establece cuatro categorías de diseño sísmico con los siguientes requerimientos en función del movimiento en la superficie del suelo.

La categoría de diseño sísmico refleja la variación en el nivel de peligro sísmico y es usada para especificar diferentes requerimientos para los métodos de análisis, longitud mínima de soporte, detalles de diseño de las columnas y procedimientos de diseño de la fundación y estribos.

Tabla 3. Requerimientos de diseño para SDC A, B, C y D

| Requerimientos | A | B | C | D |
|----------------------------|-----------|-------------|-----------|-----------|
| Estrategia global | _____ | Recomendado | Requerido | Requerido |
| Identificación del ERS | _____ | Recomendado | Requerido | Requerido |
| Conexiones de soporte | Requerido | Requerido | Requerido | Requerido |
| Longitud de soporte | Requerido | Requerido | Requerido | Requerido |
| Análisis de demanda | _____ | Requerido | Requerido | Requerido |
| Capacidad implícita | _____ | Requerido | Requerido | _____ |
| Capacidad pushover | _____ | _____ | _____ | Requerido |
| Detalle – Ductilidad | _____ | SDC B | SDC C | SDC D |
| Efectos $P - \Delta$ | _____ | _____ | Requerido | Requerido |
| Resistencia mínima lateral | _____ | Requerido | Requerido | Requerido |

2.4.1 Selección de la categoría de Diseño sísmico (SCD)

Todo puente deberá ser asignado a una de las cuatro categorías de diseño sísmico (SCD's) basadas en el coeficiente de aceleración espectral de diseño para el periodo de 1 segundo (S_{D1}) como es mostrado en la siguiente tabla.

Tabla 4. Valores de S_{D1} según la categoría

| Valor de S_{D1} | SDC |
|---------------------------|-----|
| $S_{D1} < 0.15$ | A |
| $0.15 \leq S_{D1} < 0.30$ | B |
| $0.30 \leq S_{D1} < 0.50$ | C |
| $0.50 \leq S_{D1}$ | D |

2.4.2 Sistemas resistentes a sismos

(Earthquake-resisting systems, ERS)

Para las categorías C o D, todos los puentes y sus fundaciones deberán tener un sistema resistente a sismos claramente identificable, seleccionado para alcanzar el criterio de seguridad de vida.

El sistema resistente a sismos deberá proveer un camino de carga confiable e ininterrumpida, para transmitir las fuerzas sísmicamente inducidas en el suelo circundante y suficiente energía de disipación o restricción para controlar satisfactoriamente los desplazamientos inducidos sísmicamente.

Todos los elementos estructurales y la fundación del puente deberán ser capaces de alcanzar los desplazamientos esperados, consistentes con los requerimientos de la estrategia de diseño elegida. El diseño deberá ser basado en las siguientes tres estrategias globales de diseño sísmico.

2.4.2.1 TIPO 1

Subestructura dúctil con superestructura esencialmente elástica

Esta categoría incluye las rótulas plásticas convencionales en columnas, muros y estribos. La otra premisa clave de las provisiones es que los desplazamientos resultantes de la respuesta inelástica de un puente son aproximadamente iguales a los desplazamientos obtenidos de un análisis usando el espectro de respuesta elástico lineal.

2.4.2.2 TIPO 2

Subestructura esencialmente elástica con superestructura dúctil

Esta categoría aplica solo a superestructuras de acero. La ductilidad es alcanzada por la construcción de elementos dúctiles como parte del diafragma o un puente con vigas de acero. La capacidad de deformación de los diafragmas permite el desplazamiento lateral de la cubierta con respecto a la subestructura.

2.4.2.3 TIPO 3

Superestructura y subestructura elásticas con mecanismos entre ellos

Esta categoría comprende estructuras aisladas sísmicamente y estructuras en las cuales son usados dispositivos de disipación de energía a través de las articulaciones para proveer mecanismos que limiten la acumulación de energía y desplazamientos asociados durante un terremoto.

2.4.3 Selección del procedimiento de análisis para determinar la demanda sísmica.

Los requerimientos mínimos para la selección de un método de análisis de un puente particular deberán ser tomados como se especifica en la tabla 5. La aplicabilidad deberá ser tomada por la regularidad del puente, lo cual está en función del número de claros y la distribución de peso y rigidez.

Como puentes regulares pueden ser tomados aquellos que tienen menos de siete claros; no tienen cambios abruptos en su peso, rigidez y geometría; y que satisfacen los requerimientos de la tabla 4.2-3. LRFD Seismic. Cualquier puente que no satisfaga los requisitos de esa tabla se considerará “no regular”.

Tabla 5. Procedimientos de análisis

| Categoría de diseño sísmico | Puentes regulares con 2 a 6 claros | Puentes no regulares con 2 o más claros |
|------------------------------------|---|--|
| A | No requerido | No requerido |
| B,C o D | Usar procedimiento 1 o 2 | Usar procedimiento 2 |

Tabla 6. Descripción de los procedimientos de análisis

| Número de procedimiento | Descripción |
|--------------------------------|------------------------------------|
| 1 | Análisis estático equivalente |
| 2 | Análisis dinámico elástico |
| 3 | Análisis no lineal tiempo historia |

2.4.4 Procedimientos de análisis

El objetivo del análisis sísmico es evaluar las demandas de desplazamientos del puente y sus componentes individuales. El análisis estático equivalente y el análisis dinámico elástico lineal son las herramientas apropiadas para estimar las demandas de desplazamiento de puentes normales.

2.4.4.1 Análisis Estático equivalente (ESA)

El ESA debe ser usado para estimar las demandas de desplazamiento de estructuras donde análisis dinámicos más sofisticados no proveerán información adicional sobre el comportamiento.

El análisis estático equivalente deberá ser considerado como el más adecuado para estructuras de marcos individuales con claros bien balanceados y distribución uniforme de rigidez, donde la respuesta puede ser estimada por un modo de vibración predominante de traslación.

2.4.4.2 Análisis Dinámico Elástico (EDA)

El EDA deberá ser usado para la estimar las demandas de desplazamiento en estructuras donde el ESA no provea un nivel adecuado de sofisticación para estimar el comportamiento dinámico.

Un análisis espectral multimodal elástico lineal usando el espectro de respuesta apropiado deberá ser realizado. El número de grados de libertad y el número de modos a considerarse en el análisis deberán ser suficientes para capturar al menos el 90 por ciento de la masa participativa en ambas direcciones ortogonales.

2.4.4.3 Método no lineal Tiempo-Historia

Un análisis dinámico no lineal es un análisis más completo ya que el efecto del comportamiento inelástico es incluido en el análisis de demanda. Este requiere un conjunto de acelerogramas de terremotos representativos del riesgo y las condiciones del sitio.

2.5 Análisis y Diseño para puentes en la categoría SDC D

2.5.1 Determinar la Demanda-Capacidad de desplazamiento

El objetivo del análisis para verificar la capacidad de desplazamiento es determinar el desplazamiento en el cual los elementos (usualmente las pilas) logran su capacidad inelástica de deformación. Esta verificación es requerida para bents o pilares individuales. Para los puentes de clasificación B, C y D se deberá satisfacer la ecuación siguiente:

$$\Delta_D^L \leq \Delta_C^L$$

Donde:

Δ_D^L = La demanda de desplazamiento llevada por el eje principal local del miembro dúctil.

La demanda de desplazamiento puede ser conservadoramente tomada como el desplazamiento del bent incluyendo la contribución de flexibilidad de las fundaciones, superestructura, o ambos.

Δ_C^L = La capacidad de desplazamiento tomada a lo largo del eje principal local correspondiente a Δ_D^L del miembro dúctil

La ecuación deberá ser satisfactoria para cada uno de los ejes locales de cada bent. El eje local de un bent típicamente coincide con el eje principal de las columnas en ese bent.

2.5.2 Capacidad de desplazamiento local para SDC D

El Procedimiento Estático no Lineal (NSP), comúnmente llamado el análisis pushover, se usará para determinar las capacidades formales de desplazamiento de una estructura de acuerdo a su límite de estabilidad estructural.

2.5.2.1 Análisis Estático no Lineal (Pushover)

El análisis estático no lineal es un análisis incremental que capta el comportamiento no lineal de los elementos, empujándolos lateralmente para iniciar la acción plástica.

Cada incremento de carga empuja el marco lateralmente, a través de todas las etapas posibles, hasta que el mecanismo potencial de colapso es logrado. Este método de análisis provee información adicional en las demandas de deformación de columnas. También provee al diseñador de una mayor comprensión de la respuesta del puente.

Cuando la categoría de diseño sísmico de un puente es determinada como SDC D, el software CSIbridge usa un análisis pushover para determinar la capacidad de desplazamiento. Esto requiere que CSIbridge realice varios análisis pushover, dependiendo del número de bents que forman parte del sistema resistente a sismos (ERS). Cada pila o bent es analizado en la dirección longitudinal y transversal. Las cargas aplicadas a cada pila están basadas en las reacciones provenientes de la superestructura (Bridge design manual, pág. 65).

2.5.2.2 Desplazamiento objetivo

El desplazamiento objetivo es la demanda de desplazamiento del edificio en el nodo de control para el movimiento del terreno bajo consideración. Este es un parámetro muy importante ya que la respuesta (fuerzas y desplazamientos) del edificio en el desplazamiento objetivo es comparada con el estado límite de desempeño deseado para conocer el desempeño de la estructura. Por lo tanto el éxito del análisis pushover depende en gran medida de la exactitud del desplazamiento objetivo. Existen dos procedimientos para calcular dicho desplazamiento; el primer método será de nuestro interés.

- ✓ Método del coeficiente de desplazamiento (FEMA 356)
- ✓ Método de capacidad espectral (ATC 40)

2.5.2.3 Método del coeficiente de desplazamiento

Este método primeramente estima el desplazamiento elástico de un sistema de un solo grado de libertad (SDOF) asumiendo las propiedades lineales iniciales y el amortiguamiento para el movimiento del terreno bajo consideración.

Luego estima el desplazamiento inelástico de respuesta total de la estructura multiplicándolo por un conjunto de coeficientes de desplazamientos.

El procedimiento para la estimación de este desplazamiento es la aplicación de una serie de factores de modificación al espectro elástico en el primer modo. Estos factores son un intento de tomar en cuenta la contribución de los múltiples grados de libertad, diferencias entre los desplazamientos elásticos e inelásticos, efectos P-Δ y el efecto de las diferentes formas de histéresis.

El proceso inicia con la curva desplazamiento versus cortante figura 4(a). Un periodo equivalente (T_{eq}) es generado del periodo inicial (T_i) por un procedimiento gráfico. Este período equivalente representa la rigidez lineal equivalente del sistema de un solo grado de libertad.

El desplazamiento elástico espectral pico correspondiente a este periodo es calculado directamente del espectro de respuesta que representa el movimiento del terreno sísmico bajo consideración figura 4(b).

$$S_d = \frac{T_{eq}^2}{4\pi^2} S_a$$

Entonces el máximo desplazamiento esperado del edificio (desplazamiento objetivo) bajo el movimiento del terreno seleccionado puede expresarse como:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_d = C_0 C_1 C_2 C_3 \frac{T_{eq}^2}{4\pi^2} S_a$$

Estos coeficientes son derivados empíricamente de estudios estadísticos de los análisis de historia de respuesta no lineal, de sistemas SDOF con periodos y rigideces variantes. Para un mayor entendimiento y el detalle de los coeficientes referirse a la sección 3.3.3.3 de FEMA 356.

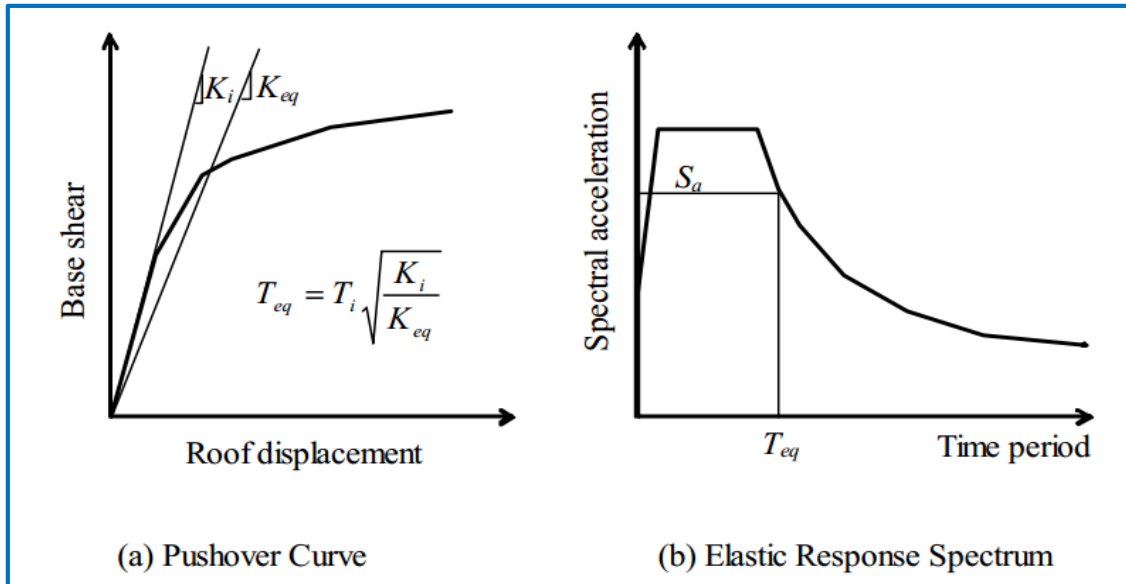


Figura 4. Representación esquemática del método FEMA 356

2.5.3 Rótulas Plásticas

Las rotulas plásticas deberán formarse antes de cualquier otra falla debido al sobreesfuerzo o inestabilidad en toda la estructura y/o en la fundación. El momento M_{po} , de los miembros que forman parte del mecanismo primario para resistir cargas sísmicas deberá ser calculado como sigue (Arto 4.11.2 AASHTO Seismic).

$$M_{po} = \lambda_{mo} M_p$$

Donde:

M_p = Capacidad de momento plástico de la columna

λ_{mo} = Factor de sobre resistencia tomado como 1.2 para refuerzo ASTM A706 o 1.4 para ASTM A615 Grado 60 (Arto 8.5 AASHTO Seismic)

La capacidad de momento plástico M_p para columnas de concreto reforzado deberá ser determinada usando un análisis de sección momento-curvatura, tomando en cuenta la cantidad esperada de resistencia a fluencia de los materiales, las propiedades del concreto confinado y los efectos de endurecimiento por deformación del refuerzo longitudinal.

CAPÍTULO III

DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA



3.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se realizaron las verificaciones de la superestructura (vigas T y vigas cajón) según los requerimientos de la norma AASHTO LRFD 2012. Primero se hizo la revisión del dimensionamiento de las secciones transversales de las vigas en donde se comprobó si los espesores de las losas y de las almas cumplían con los espesores mínimos establecidos por la norma, las relaciones entre la altura y el ancho, si la profundidad estructural era correcta y se calcularon las dimensiones efectivas de las secciones.

Luego se establecieron los criterios básicos para el diseño como: la selección de los factores de resistencia, los factores de carga a utilizar en los estados límites que fueron tomados en cuenta en el diseño (Resistencia I, Servicio I y III) para después establecer las combinaciones de carga para los momentos no factorados por carga muerta, carga viva, carga peatonal y los momentos secundarios debidos al presforzado, a la fluencia y contracción. Cabe señalar que la distribución de la carga viva fue realizada por el software CSI Bridge a través de líneas y superficies de influencia.

Las pérdidas de los cables de presforzado no fueron tomadas del programa CSI Bridge, éstas fueron calculadas manualmente para propósitos explicativos. Después de esto se verificaron los esfuerzos límites para estos cables en el estado límite de servicio después de las pérdidas así como los esfuerzos límites para el concreto.

Para finalizar se hizo la revisión del diseño por flexión de las vigas T y de las vigas cajón verificando que el momento último fuera menor al momento nominal afectado por su factor de resistencia correspondiente para flexión. De esta misma manera se hizo la revisión del diseño por cortante. Con esto se comprobó que las dimensiones de la sección de diseño tanto para las vigas T como para las vigas cajón son adecuadas para resistir las solicitaciones de las cargas a las cuales serán sometidas en servicio.

3.2 Datos generales

Norma de diseño : **AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2012**

Carga Móvil : **HL-93** (+ 25% estipulado por el **MTI**)

Unidades a utilizar : Sistema Internacional de unidades (**SI**)

Acero de Refuerzo : **SD 345 (ASTM A-615)**

Acero de pre esfuerzo: **SWPR7BL (ASTM A-406)**

Tabla 7. Propiedades de los materiales utilizados

| | | | |
|--------------------------------|--|---|---|
| CONCRETO | | Concreto inicial $f'_{ci} = 28 \text{ MPa}$ $E_{ci} = 24,870 \text{ MPa}$ | Peso específico $23.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ |
| | | Concreto final $f'_c = 35 \text{ MPa}$ $E_c = 28,276.21 \text{ MPa}$ | |
| ACERO DE PRESFUERZO | Marca SWPR7BL (ASTM A-406) | Acero de baja relajación; Grado 270 Diámetro : $\varnothing = 12.7 \text{ mm}$ Área por torón: $A_{ps} = 98.71 \text{ mm}^2$ Esfuerzo en el punto de fluencia: $f_{py} = 1600 \text{ MPa}$ Resistencia a la tensión: $f_{pu} = 1850 \text{ MPa}$ Módulo de elasticidad: $E_p = 196,552 \text{ MPa}$ | |
| ACERO DE REFUERZO | Clasificación SD 345 (ASTM A-615) | Esfuerzo en el punto de fluencia: $f_y = 345 \text{ Mpa}$ Resistencia a la tensión: $f_{pu} = 490 \text{ MPa}$ Módulo de elasticidad: $E_s = 200,000 \text{ MPa}$ | |

3.3 Diseño de superestructura A1P3-P8A2 (Vigas T)

3.3.1 Propiedades de la sección

a. Peralte estructural Tabla 2.5.2.6.3-1 AASHTO LRFD

Para claros apoyados presforzados, la altura d mínima, se puede determinar usando la relación d/L de 0.045, entonces:

$$d = 0.045L$$

$$d = 0.045(24 \text{ m}) = 1.08 < 1.6 \text{ m } \text{ok!}$$

$$d = 1.6 \text{ m}$$

$$d = 0.045L$$

$$d = 0.045(20 \text{ m}) = 0.9 < 1.4 \text{ m } \text{ok!}$$

$$d = 1.4 \text{ m}$$

b. Espaciamiento entre vigas

Para proveer resistencia a la torsión y un suficiente número de vigas para el presforzado, el espaciamiento entre vigas no será mayor que dos veces su altura.

$$S_{max} < 2d$$

$$S_{max} = 1.98 \text{ m} < 2(1.6) = 3.2 \text{ m } \text{ok!}$$

$$S_{max} = 1.98 \text{ m} < 2(1.4) = 2.8 \text{ m } \text{ok!}$$

c. Ancho de ala efectivo

Para las vigas interiores el ancho de ala efectivo se puede tomar como el menor valor entre:

- ✓ Un cuarto de la longitud de tramo efectiva

$$L/4 = 24 \text{ m}/4 = 6 \text{ m} ; L/4 = 20 \text{ m}/4 = 5 \text{ m}$$

- ✓ 12,0 veces el espesor promedio de la losa, más el ancho del alma o el semi ancho del ala superior de la viga, cualquiera sea el valor que resulte mayor

$$12(0.20) + 0.34 = 2.74 \text{ m}$$

- ✓ La separación promedio de las vigas adyacentes.

$$S = 1.98 \text{ m}$$

- ✓ Ancho de la viga (según planos)

$$bf = 1.5 \text{ m (Controla)}$$

d. Espesor del ala y alma de la viga AASHTO LRFD Arto. 5.14.1.5.1

Ala superior

El espesor de los patines superiores que sirven como losas de tablero deberá ser:

- ✓ Como se requiera para el anclaje y recubrimiento para pre esfuerzo transversal
- ✓ No menor que $1/20$ de la longitud libre entre chaflanes, acartelamientos o almas, a menos que se utilicen nervios transversales con una separación igual a la longitud libre o que se provea pretensado

$$B_{tmin} = 1040 \text{ mm}/20 = 52 \text{ mm} < 200 \text{ mm ok!}$$

Alma

El espesor del alma deberá ser determinado por los requerimientos por cortante, torsión, recubrimiento del concreto.

Las dimensiones de la sección se muestran en la figura 5.

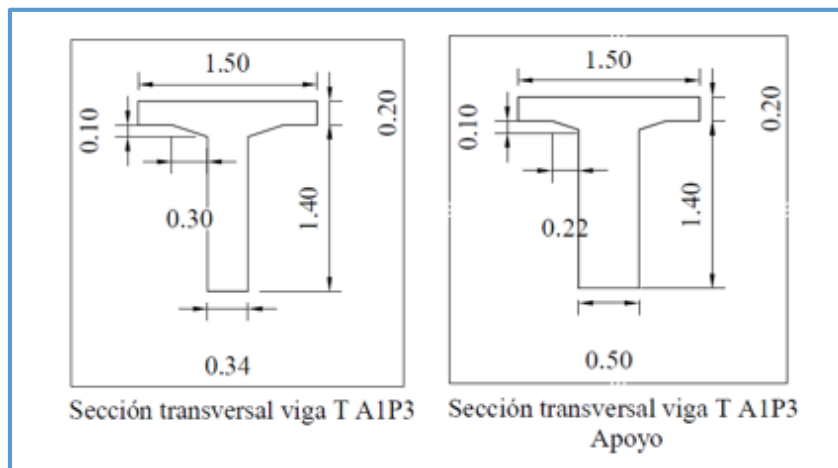


Figura 5. Sección transversal viga T

Tabla 8. Propiedades de la sección T

| PROPIEDAD | SECCIÓN ESTÁNDAR | |
|----------------|----------------------|----------------------|
| | A1P3 | P8P9 |
| AREA | 0.806 m ² | 0.738 m ² |
| Yb | 1.023 m | 0.908 m |
| Yt | 0.577 m | 0.492 m |
| I _x | 0.200 m ⁴ | 0.141 m ⁴ |
| S | 0.196 m ³ | 0.155 m ³ |
| L | 24.000 m | 20.000 m |
| PERALTE | 1.600 m | 1.400 m |
| B _w | 0.340 m | 0.340 m |
| B _T | 0.200 m | 0.200 m |

3.3.2 Ubicación de los cables de pos tensado

La posición longitudinal del cable esta generalmente controlada por el momento máximo debido a la carga muerta y a la posición del gato hidráulico al final de la sección.

Las excentricidades máximas deberán ocurrir en los puntos de momento máximo y la menor excentricidad deberá estar presente en el final de la viga. En este tramo del puente Santa Fe los momentos máximos ocurren en el centro del claro.

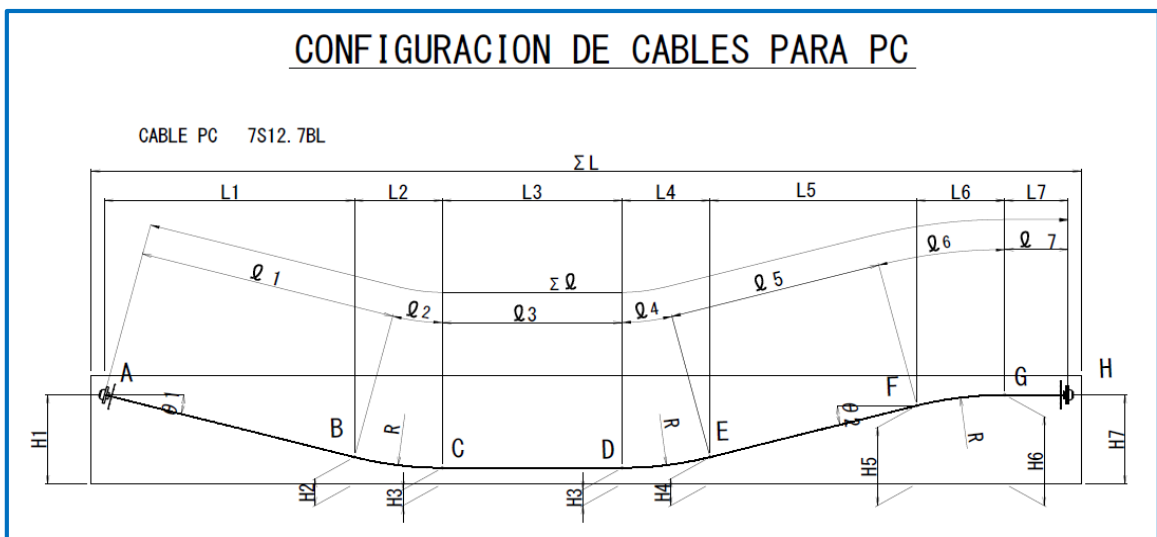


Figura 6. Configuración de los cables de PC A1P1

3.3.3 Determinación de las cargas actuantes

✓ **Peso de la viga**

$$W = 23.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0.806 \text{ m}^2 = 18.941 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

✓ **Peso de la baranda**

$$W = 4.806 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

✓ **Peso del asfalto**

$$W = 22.02 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0.08 \text{ m} = 1.76 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

✓ **Peso de la acera**

$$W = 23.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0.33\text{m} * 1\text{m} = 7.76 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Las cargas debidas al peso de la baranda, el asfalto y la acera fueron distribuidas en la estructura en CSI Bridge como se muestra en la figura 7.

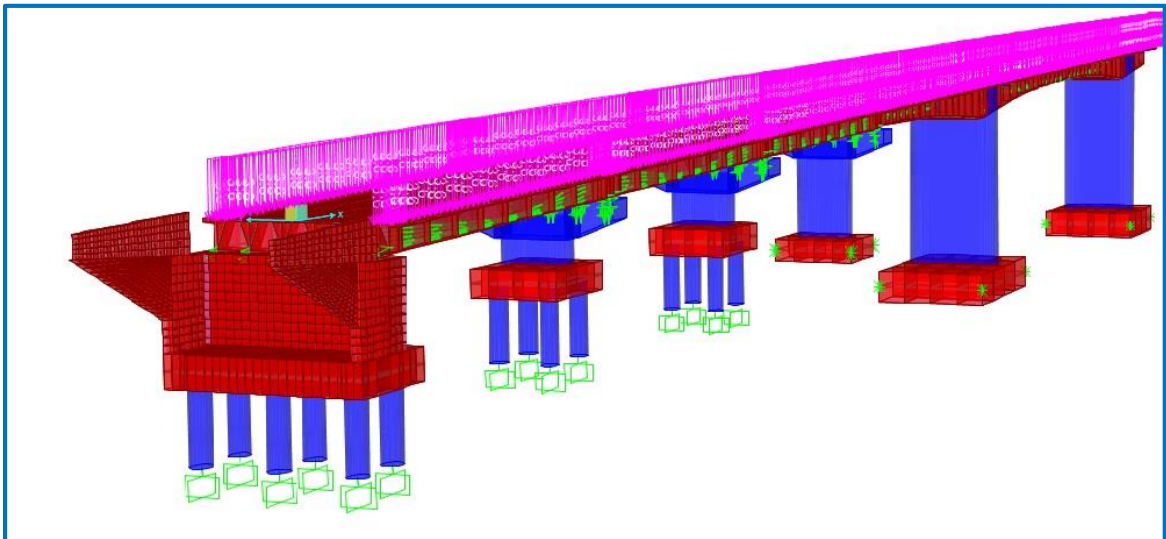


Figura 7. Distribución de carga en CSIBridge

✓ **Efecto de carga viva**

La distribución de carga viva fue realizada usando el software CSIBridge mediante las líneas y superficies de influencia según lo estipulado en CSI Analysis reference manual, como se muestra en la figura 8.

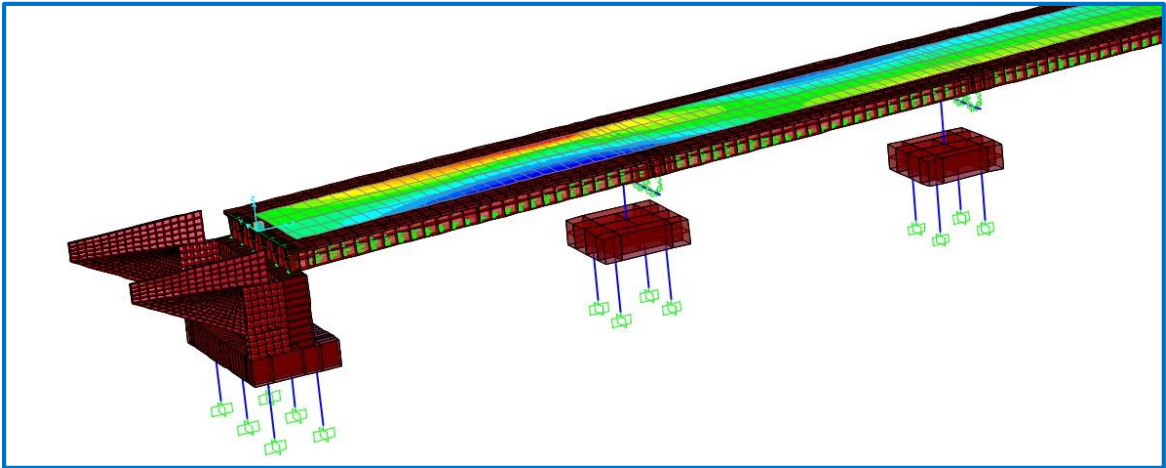


Figura 8. Efecto de carga viva CSIBridge

3.3.4 Diseño por Flexión

3.3.4.1 Factores de carga para los estados límites de resistencia y servicio

La ecuación general del diseño es:

$$\sum n_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

Donde:

γ_i = Factor de carga

ϕ = Factor de resistencia

Q_i = Representa el efecto de la fuerza

R_n = Resistencia nominal

R_r = Resistencia factorada

n_i = Es el factor de carga modificado relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operacional y es definido como sigue cuando un valor máximo de γ_i es usado:

$$n_i = n_D n_R n_I \geq 0.95$$

3.3.4.1.1 Ductilidad (n_D)

Para el estado límite de Resistencia:

$$n_D \geq \begin{cases} 1.05 \text{ para componentes no dúctiles y conexiones} \\ = 1 \text{ para diseño y detalles convencionales} \\ \text{que cumplen con estas especificaciones} \\ 0.95 \text{ para componentes dúctiles y conexiones} \end{cases}$$

Para todos los demás estados límites: $n_D = 1$

3.3.4.1.2 Redundancia (n_R)

Para el estado límite de Resistencia:

$$n_R \geq \begin{cases} 1.05 \text{ para miembros no redundantes} \\ 0.95 \text{ para miembros redundantes} \\ = 1 \text{ para niveles convencionales de redundancia} \end{cases}$$

Para todos los demás estados límites: $n_R = 1$

3.3.4.1.3 Importancia operativa (n_I)

Para el estado límite de Resistencia:

$$n_I \geq \begin{cases} 1.05 \text{ para puentes críticos o esenciales} \\ 0.95 \text{ para puentes relativamente menos importantes} \\ = 1 \text{ para puentes típicos} \\ \text{Sólo aplica para los estados límites de resistencia y eventos extremos} \end{cases}$$

Para todos los demás estados límites: $n_I = 1$

Los siguientes valores fueron asumidos:

Tabla 9. Factores de ductilidad, redundancia e importancia

| Estado límite | Ductilidad η_D | Redundancia η_R | Importancia η_I | η |
|---------------|---------------------|----------------------|----------------------|--------|
| resistencia | 0.95 | 0.95 | 1.05 | 0.95 |
| servicio | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |

Combinaciones de carga

Estado límite de resistencia I: $1.25 (DC1 + DC2) + 1.5 DW + 1.75 (LL + IM)$

Estado límite de servicio I: $DC1 + DC2 + DW + (LL + IM)$

Estado límite de servicio III: $DC1 + DC2 + DW + 0.8 (LL + IM)$

Las cargas no factoradas pueden verse en el anexo B pág. xvii

3.3.4.2 Cálculo de la fuerza de presfuerzo

La fuerza preliminar de presfuerzo es usualmente determinada en base a la condición de carga al centro del claro en el estado límite de servicio III. La distancia entre el centro de gravedad de los tendones y la fibra inferior de la viga es:

$y_{bs} A1P3 = 0.198$ mm, por lo tanto la excentricidad de los cables en la sección crítica de momento será: $e = 1.023 - 0.198 = 0.825$ m

De la misma forma $y_{bs} P8A2 = 165$ mm, $e = 0.908 - 0.165 = 0.743$ m

El esfuerzo en la fibra inferior se determina con la siguiente expresión

$$f_b = \frac{M_{DC}}{S} + \frac{M_{DW}}{S} + \frac{0.8(M_{LL+IM})}{S} - \frac{P_j}{A} - \frac{P_j e}{S}$$
$$f_b = \frac{1687.6 + 95.194}{0.196 \text{ m}^3} + \frac{94.466}{0.196 \text{ m}^3} + \frac{0.8(606.265 + 30.322)}{0.196 \text{ m}^3} - \frac{P_j}{0.806 \text{ m}^2} - \frac{0.825 P_j}{0.196 \text{ m}^3}$$
$$f_{bA1P1} = 12,176.166 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} - \frac{5.450 P_j}{\text{m}^2}$$

El esfuerzo en fibra inferior de la viga debido al estado límite de servicio III no debe exceder el esfuerzo límite de tensión especificado en la tabla 5.9.4.2.2-1 LRFD

$$0.5 \sqrt{f'_c} = 0.5 \sqrt{35} = 2.958 \text{ MPA}$$

$$2,958.04 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 13,053.994 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} - \frac{5.450 P_j}{\text{m}^2}$$

La fuerza total mínima necesaria es

$$P_j A1P1 = 1691.439 \text{ kN}$$

Realizando el mismo procedimiento para los otros claros obtenemos:

$$P_j P1P2 = 1364.145 \text{ kN} \quad P_j P8P9 = 1168.391 \text{ kN}$$

$$P_j P2P3 = 1594.570 \text{ kN} \quad P_j P9A2 = 1247.451 \text{ kN}$$

3.3.4.3 Cálculo de las pérdidas de presfuerzo

Arto. 5.9.5.1 AASHTO LRFD

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT}$$

Donde:

Δf_{pT} = Pérdida total (MPa)

Δf_{pF} = Pérdidas por fricción (MPa)

Δf_{pA} = Pérdidas por acuíñamiento de los anclajes (MPa)

Δf_{pES} = Es la suma de todas las pérdidas debido al acortamiento elástico en el tiempo de aplicación del presforzado y/o cargas externas (MPa)

Δf_{pLT} = Pérdidas debido a la contracción a largo plazo y a la fluencia lenta del concreto y a la relajación del acero (MPa)

3.3.4.3.1 Pérdidas por Fricción

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} (1 - e^{-(kx + \mu\alpha)})$$

Donde:

f_{pj} = Esfuerzo en el acero de presforzado en el momento del tensado (MPa)

k = Coeficiente de fricción por desviación de la vaina de presforzado (1/mm)

x = Longitud de un tendón de pretensado desde el extremo del gato hasta cualquier punto considerado (mm)

μ = Coeficiente de fricción

α = Sumatoria de los valores absolutos de la variación angular de la trayectoria del acero de presfuerzo desde el extremo del gato (radianes)

$$f_{pj} = 0.7f_{pu} = 0.7 * 1850 = 1295 \text{ MPA}$$

$$k = 0.0002 \frac{1}{ft} (6.6 \times 10^{-7} 1/mm); \mu = 0.25$$

Las pérdidas por fricción se encuentran en el anexo D pág. xlvii

3.3.4.3.2 Pérdida debida al acuíamiento del anclaje

Estas pérdidas pueden ser aproximadas asumiendo que la pérdida varía linealmente dentro de la longitud L_{PA} , el efecto del acuíamiento del anclaje en el esfuerzo del cable puede ser estimado por las siguientes formulas.

$$\Delta f_{PA} = \Delta f \left[1 - \frac{x}{L_{PA}} \right]$$

$$L_{PA} = \sqrt{\frac{E(\Delta L)L_{PF}}{\Delta f_{PF}}}$$

$$\Delta f = \frac{2\Delta f_{PF}L_{PA}}{L_{PF}}$$

Donde:

Δf = El cambio en el esfuerzo debido al acuíamiento del anclaje

x = Es la distancia horizontal desde extremo de tensado hasta el punto considerado

L_{pA} = Es la longitud influenciada por el acuíamiento del anclaje

E = Es el módulo de elasticidad del acuíamiento del anclaje

ΔL = Es el espesor del acuíamiento del anclaje (10 mm)

L_{pF} = Es la longitud para un punto donde la pérdida Δf_{pF} es conocida

$E = 29000 \text{ ksi } (200,000 \text{ MPa})$

$$L_{PA} = \sqrt{\frac{200,000 \text{ MPa}(0.01\text{m})(20.303\text{m})}{117.65 \text{ MPa}}} = 18.578 \text{ m}$$

$$\Delta f = \frac{2(117.65 \text{ MPa})18.578\text{m}}{20.303\text{m}} = 215.308 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{PA} = 215.308 \text{ MPa} \left[1 - \frac{0.5 * 24\text{m}}{18.578 \text{ m}} \right] = 76.235 \text{ MPa}$$

Las pérdidas por acuíamiento del anclaje se pueden ver en el anexo D pág. xlvii.

3.3.4.3.3 Pérdida por acortamiento elástico

La pérdida debido al acortamiento elástico en miembros pos tensado, diferentes a sistemas de losa, pueden ser calculados como sigue:

$$\Delta f_{pES} = \frac{N - 1}{2N} \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp}$$

Donde:

N = Número de tendones de presforzado idénticos

f_{cgp} = Suma de esfuerzos en el concreto en el centro de gravedad de los tendones debidos a la fuerza de presforzado después del tensado y al peso propio del miembro en las secciones de máximo momento (MPa)

E_p = Módulo de elasticidad de los tendones de presfuerzo (MPa)

E_{ci} = Módulo de elasticidad del concreto en la transferencia (MPa)

Los valores de f_{cgp} se pueden calcular usando una tensión reducida por debajo del valor del inicial en un margen que depende de los efectos de acortamiento elástico, la relajación y fricción, este valor es calculado en el centro del claro de acuerdo Arto 5.9.5.2.3b LRDF; siendo:

$N = 5$ Y $N = 4$; $e = 0.825$ m y $e = 0.743$ m; Para A1P3 y P8P9 respectivamente.

$$f_{cgp} = \frac{P}{A} + \frac{Pe^2}{I} - \frac{M_{DC}e}{I}$$

Donde:

P = Fuerza aplicada por los gatos (kN)

M_{DC} = Momento máximo debido al peso propio de la viga (kN.m)

A = Área de la sección de concreto (m²)

e = Excentricidad del centroide del acero de presfuerzo con respecto al centroide del concreto (m)

I = Momento de inercia de la sección de concreto (m⁴)

$$P = P_0 - \Delta P_{PF} - \Delta P_{PA}$$

La fuerza P es igual a la fuerza inicial en el gato menos la pérdida por fricción y la en el anclaje. Se consideraron para este cálculo las pérdidas en el centro del claro.

$$P_{A1P1} = [1295 - 198.90 - 392.322] * 3.455 \times 10^{-3} * 1000 = \mathbf{2431.567 \text{ kN}}$$

$$P_{P1P2} = [1295 - 342.28 - 373.275] * 3.455 \times 10^{-3} * 1000 = \mathbf{2001.971 \text{ kN}}$$

$$P_{P2P3} = [1295 - 350.95 - 393.12] * 3.455 \times 10^{-3} * 1000 = \mathbf{1903.477 \text{ kN}}$$

$$P_{P8P9} = [1295 - 165.860 - 390.982] * 3.455 \times 10^{-3} * 1000 = \mathbf{2040.279 \text{ kN}}$$

$$P_{P9A2} = [1295 - 316.77 - 392.257] * 3.455 \times 10^{-3} * 1000 = \mathbf{1619.638 \text{ kN}}$$

Por lo tanto el valor de f_{cgp} es:

$$f_{cgp}^{A1P1} = 3.940 \text{ MPA}$$

$$f_{cgp}^{P8P9} = 4.956 \text{ MPA}$$

$$f_{cgp}^{P1P2} = 2.683 \text{ MPA}$$

$$f_{cgp}^{P9A2} = 2.406 \text{ MPA}$$

$$f_{cgp}^{P2P3} = 1.872 \text{ MPA}$$

La pérdida por acortamiento elástico en cada tramo es:

$$\Delta f_{pES}^{A1P1} = \frac{5-1}{2*5} \frac{196552}{24870} * \mathbf{3.940} = \mathbf{12.456 \text{ MPA}}$$

$$\Delta f_{pES}^{P1P2} = \frac{5-1}{2*5} \frac{196552}{24870} * \mathbf{2.683} = \mathbf{8.483 \text{ MPA}}$$

$$\Delta f_{pES}^{P2P3} = \frac{5-1}{2*5} \frac{196552}{24870} * \mathbf{1.872} = \mathbf{5.917 \text{ MPA}}$$

$$\Delta f_{pES}^{P8P9} = \frac{4-1}{2*4} \frac{196552}{24870} * \mathbf{4.956} = \mathbf{14.687 \text{ MPA}}$$

$$\Delta f_{pES}^{P9A2} = \frac{4-1}{2*4} \frac{196552}{24870} * \mathbf{2.406} = \mathbf{7.132 \text{ MPA}}$$

3.3.4.3.4 Estimación refinada de las pérdidas dependientes del tiempo

El cambio en el esfuerzo del acero de presfuerzo debido a las pérdidas dependientes del tiempo, deberá ser determinado como:

$$\Delta f_{pLT} = (\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1})_{id} + (\Delta f_{pSD} + \Delta f_{pCD} + \Delta f_{pR2} - \Delta f_{pSS})_{df}$$

Según el arto 5.9.5.4.5 LRFD, el término $(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1})_{id}$, para nuestro caso puede ser tomado igual a cero.

Donde:

Δf_{pSD} = pérdidas del presforzado debidas a la contracción del concreto de la viga entre el tiempo de colocación del tablero y el tiempo final (MPa)

Δf_{pCD} = pérdidas del presforzado debidas a la fluencia lenta del concreto de la viga entre el tiempo de colocación del tablero y el tiempo final (MPa)

Δf_{pR2} = pérdidas del presforzado debidas a la relajación del acero de presforzado en la sección compuesta entre el tiempo de colocación del tablero y el tiempo final (MPa)

Pérdida por contracción de la viga Δf_{pSD}

$$\Delta f_{pSD} = \epsilon_{bdf} E_p K_{df}$$

Donde:

ϵ_{bdf} = Deformación debido a la contracción del concreto de la viga entre el tiempo de colocación del tablero y el tiempo final

K_{df} = Coeficiente de la sección transformada que cuenta para la interacción dependiente del tiempo entre el concreto y el acero adherido en la sección

E_p = Módulo de elasticidad de los tendones de presforzado (MPa)

La deformación debido a la contracción del concreto de la viga entre el tiempo de colocación del tablero y el tiempo final se calcula:

$$\epsilon_{\text{bdf}} = K_s * K_{\text{hs}} * K_f * K_{\text{td}} * 0.48 \times 10^{-3} \quad (\text{Ec.5.4.2.3.3-1 LRFD})$$

En la cual:

$$K_s = 1.45 - 0.13(V/S) \geq 1 \qquad K_{\text{hs}} = 2.00 - 0.014H$$

$$K_f = \frac{5}{1 + f'_{\text{ci}}} \qquad K_{\text{td}} = \frac{t}{61 - 4f'_{\text{ci}} + t}$$

Donde:

K_s = Factor por el efecto de la relación volumen-superficie del componente

K_{hs} = Factor de humedad por contracción

K_f = Factor por el efecto de resistencia del concreto

K_{td} = Factor del tiempo transcurrido

V/S = Relación de volumen - superficie (m)

H = Humedad relativa (%)

f'_{ci} = Resistencia a la compresión especificada del concreto en el tiempo del presforzado para miembros pretensados. Si la edad del concreto en el tiempo de carga inicial es desconocida en el tiempo del diseño, f'_{ci} puede ser tomado como $0.8 f'_c$ (MPa)

t = Madurez del concreto (días), definido como la edad del concreto entre el tiempo de carga para cálculos de fluencia lenta

$$k_{df} = \frac{1}{1 + \frac{E_p}{E_{ci}} \frac{A_{ps}}{A_g} \left[1 + \frac{A_g e_{pg}^2}{I_g} \right] [1 + 0.7 \Psi_b(t_f, t_i)]}$$

Donde:

e_{pg} = Excentricidad de la fuerza pretensora con respecto al centroide de la viga, positiva en construcciones típicas donde la fuerza pretensora está por debajo del centroide de la viga (m)

A_g = Área gruesa de la sección (m²)

I_g = Momento de inercia de la sección gruesa de concreto con respecto al eje centroidal (m⁴)

$\Psi_b(t_f, t_i)$ = Coeficiente de fluencia de la viga en el tiempo final debido a la carga introducida en la transferencia por la Eq. 5.4.2.3.2-1 AASHTO LRFD

K_{hc} = Factor de humedad para fluencia

t_f = Edad final (días)

t_i = Edad en la transferencia (días)

Asumiendo $t_i = 7$ días $t_d = 120$ días , $t_f = 36000$ días

$$k_{hs} = 2.00 - 0.014H = 2.00 - 0.008 * 85 = 0.81$$

$$\frac{V}{S} = \frac{0.806 \text{ m}^2}{6.04 \text{ m}} = \frac{1249.3025 \text{ in}^2}{237.7953 \text{ in}} = 5.25 \text{ in} \approx 0.133 \text{ m}$$

$$k_s = 1.45 - 0.13(v/s) = k_s = 1.45 - 0.13(5.25) = 0.77 < 1.0 \text{ usar } k_s = 1.0$$

$$k_{hc} = 1.56 - 0.008H = 1.56 - 0.014 * 85 = 0.88$$

$$k_f = \frac{5}{1 + f'_{ci}} = \frac{5}{1 + 4 \text{ ksi}} = 1.0$$

$$k_{td} = \left[\frac{t}{61 - 4f'_{ci} + t} \right] = \frac{36000 - 7}{61 - 4 * 4 + (36000 - 7)} = 0.998$$

$$\epsilon_{bdf} = (1.00)(0.81)(1.00)(0.998)(0.48 \times 10^{-3}) = 0.0004$$

Calculando el coeficiente por fluencia lenta:

$$\Psi_b(t_f, t_i) = 1.9k_{hc} k_f k_{td} t_i^{-0.118}$$

$$\Psi_b(t_f, t_i) = 1.9(1.00)(1.00)(0.88)(0.998) (120^{-0.118}) = 1.326$$

$$k_{df} = \frac{1}{1 + \frac{196522}{24870} \frac{0.003455}{0.806} \left[1 + \frac{0.806 * 0.823^2}{0.199} \right] [1 + 0.7 * 1.326]} = 0.804$$

$$\Delta f_{pSR} = 0.0004 * 0.804 * 196552 = 17.05 \text{ ksi}$$

$$\Delta f_{pSR} = 63.211 \text{ MPA}$$

Pérdida por fluencia lenta del concreto Δf_{pCD}

$$\Delta f_{pCD} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} [\Psi_b(t_f, t_i) - \Psi_b(t_d, t_i)] k_{df} + \frac{E_p}{E_c} \Delta f_{cd} \Psi_b(t_f, t_d) k_{df}$$

Donde:

Δf_{cd} = Cambio del esfuerzo en el concreto en el centroide del acero de presforzado debido a las pérdidas dependientes del tiempo entre la transferencia y la colocación del tablero cuando se encuentran actuando el peso propio y las cargas súper impuestas (MPa)

$\Psi_b(t_f, t_d)$ = Coeficiente de fluencia de la viga en el tiempo final debido a la carga en la colocación del tablero por la ecuación 5.4.2.3.2-1 AASHTO LRFD.

$$\Delta f_{cdA1P1} = \frac{M_{DCe}}{I} + \frac{M_{DWe}}{I} = \frac{(1687.6 + 95.194) * 0.825}{0.200} + \frac{115.9223 * 0.825}{0.200}$$

$$\Delta f_{pcd} = 7.744 \text{ MPA}$$

De la misma forma para los siguientes tramos tenemos:

$$\Delta f_{pcd} \text{ P1P2} = 6.799 \text{ MPA} \quad \Delta f_{pcd} \text{ P8P9} = 6.108 \text{ MPA}$$

$$\Delta f_{pcd} \text{ P2P3} = 7.349 \text{ MPA} \quad \Delta f_{pcd} \text{ P9A2} = 6.465 \text{ MPA}$$

$$k_{td} = \frac{120 - 7}{61 - 4 * 4 + (120 - 7)} = 0.72$$

$$\Psi_b(t_d, t_i) = 1.9(1.00)(1.00)(0.88)(0.72) (7^{-0.118}) = 0.957$$

$$k_{td} = \frac{36000 - 120}{61 - 4 * 4 + (36000 - 120)} = 0.999$$

$$\Psi_b(t_f, t_d) = 1.9(1.00)(1.00)(0.88)(0.999) (120^{-0.118}) = 0.949$$

Como la pérdida depende del f_{cgp} , y este a su vez es distinto para cada tramo la pérdida por fluencia lenta del concreto será:

$$\Delta f_{pCR}A1P1 = 51.555 \text{ MPA}$$

$$\Delta f_{pCR}P8P9 = 45.090 \text{ MPA}$$

$$\Delta f_{pCR}P1P2 = 43.405 \text{ MPA}$$

$$\Delta f_{pCR}P9A2 = 40.926 \text{ MPA}$$

$$\Delta f_{pCR}P2P3 = 44.452 \text{ MPA}$$

Pérdida por relajación del acero Δf_{pR2}

Ésta pérdida puede ser asumida igual a 1.2 ksi (8.28 MPA)

$$\Delta f_{pR1} = 8.28 \text{ MPA}$$

Tabla 10. Pérdidas Totales A1P1

| A1P1 | | | | | | | | |
|------------------------------|-------------------|-----------------------|----------------------|-------------------|---------------------|-------------------|-----------------|--------------|
| CABLE | f_{pj} (MPA) | INSTANTANEAS (MPA) | CONTRACCIÓN (MPA) | FLUENCIA (MPA) | RELAJACIÓN (MPA) | Δ (MPA) | Pe (kN) | PÉRDIDA % |
| C1 | 1295 | 367.034 | 63.211 | 51.555 | 8.28 | 804.920 | 556.199 | 37.8 |
| C2 | 1295 | 340.366 | 63.211 | 51.555 | 8.28 | 831.588 | 574.627 | 35.8 |
| C3 | 1295 | 306.482 | 63.211 | 51.555 | 8.28 | 865.472 | 598.041 | 33.2 |
| C4 | 1295 | 287.696 | 63.211 | 51.555 | 8.28 | 884.258 | 611.022 | 31.7 |
| C5 | 1295 | 222.734 | 63.211 | 51.555 | 8.28 | 949.219 | 655.911 | 26.7 |
| Fuerza total aplicada | | | | | | | 2995.800 | |

Tabla 11. Pérdidas Totales P1P2

| P1P2 | | | | | | | | |
|------------------------------|-------------------|-----------------------|----------------------|-------------------|---------------------|-------------------|-----------------|--------------|
| CABLE | f_{pj} (MPA) | INSTANTANEAS (MPA) | CONTRACCIÓN (MPA) | FLUENCIA (MPA) | RELAJACIÓN (MPA) | Δ (MPA) | Pe (kN) | PÉRDIDA % |
| C1 | 1295 | 432.869 | 63.211 | 43.405 | 8.28 | 747.235 | 516.339 | 42.3 |
| C2 | 1295 | 406.179 | 63.211 | 43.405 | 8.28 | 773.924 | 534.782 | 40.2 |
| C3 | 1295 | 359.305 | 63.211 | 43.405 | 8.28 | 820.799 | 567.172 | 36.6 |
| C4 | 1295 | 298.300 | 63.211 | 43.405 | 8.28 | 881.803 | 609.326 | 31.9 |
| C5 | 1295 | 200.325 | 63.211 | 43.405 | 8.28 | 979.779 | 677.027 | 24.3 |
| Fuerza total aplicada | | | | | | | 2904.646 | |

Tabla 12. Pérdidas Totales P2P3

| P2P3 | | | | | | | | |
|------------------------------|-------------------|-----------------------|----------------------|-------------------|---------------------|-------------------|-----------------|--------------|
| CABLE | f_{pj} (MPA) | INSTANTANEAS (MPA) | CONTRACCIÓN (MPA) | FLUENCIA (MPA) | RELAJACIÓN (MPA) | Δ (MPA) | Pe (KN) | PÉRDIDA % |
| C1 | 1295 | 363.122 | 63.211 | 44.452 | 8.28 | 815.935 | 563.811 | 37.0 |
| C2 | 1295 | 337.587 | 63.211 | 44.452 | 8.28 | 841.470 | 581.456 | 35.0 |
| C3 | 1295 | 311.304 | 63.211 | 44.452 | 8.28 | 867.753 | 599.618 | 33.0 |
| C4 | 1295 | 277.189 | 63.211 | 44.452 | 8.28 | 901.868 | 623.191 | 30.4 |
| C5 | 1295 | 216.201 | 63.211 | 44.452 | 8.28 | 962.856 | 665.334 | 25.6 |
| Fuerza total aplicada | | | | | | | 3033.409 | |

Tabla 13. Pérdidas Totales P8P9

| P8P9 | | | | | | | | |
|------------------------------|-------------------|-----------------------|----------------------|-------------------|---------------------|-------------------|-----------------|--------------|
| CABLE | f_{pj} (MPA) | INSTANTANEAS (MPA) | CONTRACCION (MPA) | FLUENCIA (MPA) | RELAJACION (MPA) | Δ (MPA) | Pe (kN) | PÉRDIDA % |
| C1 | 1295 | 402.043 | 63.211 | 45.090 | 8.28 | 776.376 | 536.476 | 40.0 |
| C2 | 1295 | 377.267 | 63.211 | 45.090 | 8.28 | 801.152 | 553.596 | 38.1 |
| C3 | 1295 | 348.419 | 63.211 | 45.090 | 8.28 | 830.001 | 573.531 | 35.9 |
| C4 | 1295 | 290.613 | 63.211 | 45.090 | 8.28 | 887.807 | 613.474 | 31.4 |
| Fuerza total aplicada | | | | | | | 2277.007 | |

Tabla 14. Pérdidas Totales P9A2

| P9A2 | | | | | | | | |
|------------------------------|-------------------|-----------------------|----------------------|-------------------|---------------------|-------------------|-----------------|--------------|
| CABLE | f_{pj} (MPA) | INSTANTANEAS (MPA) | CONTRACCION (MPA) | FLUENCIA (MPA) | RELAJACION (MPA) | Δ (MPA) | P (kN) | PÉRDIDA % |
| C1 | 1295 | 395.770 | 63.211 | 40.926 | 8.28 | 786.812 | 543.687 | 39.2 |
| C2 | 1295 | 362.935 | 63.211 | 40.926 | 8.28 | 819.648 | 566.376 | 36.7 |
| C3 | 1295 | 335.647 | 63.211 | 40.926 | 8.28 | 846.935 | 585.232 | 34.6 |
| C4 | 1295 | 283.077 | 63.211 | 40.926 | 8.28 | 899.506 | 621.559 | 30.5 |
| Fuerza total aplicada | | | | | | | 2316.855 | |

Como se observa en las tablas anteriores la fuerza total P, es mayor a la mínima requerida para todos los claros, calculada en la sección 3.3.4.2.

3.3.4.4 Revisión de los esfuerzos limites

- a) Esfuerzo límite del acero de presfuerzo en el estado límite de servicio después de todas las pérdidas.

$$f_{pe} \leq 0.8f_{py}$$

$$f_{pe}^{A1P1} = \frac{2995.800}{3.455} = 867.091 \text{ MPA} < 1280 \text{ MPA}$$

$$f_{pe}^{P1P2} = \frac{2904.646}{3.455} = 840.701 \text{ MPA} < 1280 \text{ MPA}$$

$$f_{pe}^{P2P3} = \frac{3033.409}{3.455} = 877.976 \text{ MPA} < 1280 \text{ MPA}$$

$$f_{pe}^{P8P9} = \frac{2277.007}{2.764} = 823.810 \text{ MPA} < 1280 \text{ MPA}$$

$$f_{pe}^{P9A2} = \frac{2316.855}{2.764} = 838.225 \text{ MPA} < 1280 \text{ MPA}$$

- b) Límites de compresión y Límites de Tensión en el concreto después de las pérdidas

La compresión será investigada usando el estado límite de servicio I AASHTO 5.9.4.2.1-1

$$Q = 1.00(DC + DW) + 1.00(LL + IM)$$

$$0.60f'_c = 21.00 \text{ MPA (Carga permanente + carga viva)}$$

$$0.45f'_c = 15.75 \text{ MPA (Por carga permanente)}$$

Los esfuerzos de tensión en miembros con tendones adheridos o no adheridos deberán ser investigados usando el estado límite de servicio III.

$$Q = 1.00(DC + DW) + 0.8(LL + IM)$$

La tensión no debe exceder de $0.5\sqrt{f'_c} = 2.958 \text{ MPA}$

Tabla 15. Límites de esfuerzos en el concreto después de las pérdidas

| Tramo | Elemento | Compresión | | | | Tensión | |
|-------------|----------------|------------------------------|--------|------------------------------|--------|--------------|--------|
| | | SERVICIO I Sin carga viva | Limite | SERVICIO I Con carga viva | Limite | SERVICIO III | Limite |
| A1P1 | Fibra superior | 0.685 | 15.75 | 3.933 | 21 | | -2.958 |
| | Fibra inferior | 6.749 | 15.75 | 3.501 | 21 | 9.223 | -2.958 |
| P1P2 | Fibra superior | -0.213 | 15.75 | 0.365 | 21 | | -2.958 |
| | Fibra inferior | 7.421 | 15.75 | 6.842 | 21 | 5.530 | -2.958 |
| P2P3 | Fibra superior | 0.085 | 15.75 | 3.283 | 21 | | -2.958 |
| | Fibra inferior | 7.442 | 15.75 | 4.390 | 21 | 5.001 | -2.958 |
| P8P9 | Fibra superior | -0.352 | 15.75 | 2.847 | 21 | | -2.958 |
| | Fibra inferior | 6.523 | 15.75 | 3.324 | 21 | 3.964 | -2.958 |
| P9A2 | Fibra superior | -0.051 | 15.75 | 0.595 | 21 | | -2.958 |
| | Fibra inferior | 6.330 | 15.75 | 5.684 | 21 | 3.731 | -2.958 |

Como se observa en la tabla 15 la fuerza de presfuerzo aplicada no origina esfuerzos mayores que los límites establecidos en 5.9.4.1 AASHTO LRFD Como la fibra inferior no presenta tensión se considera que cumple con el criterio establecido.

3.3.4.5 Cálculo del momento nominal

La resistencia factorada M_r deberá ser tomada como:

$$M_r = \phi M_n$$

Donde el momento nominal para secciones con patín es:

$$M_n = A_{ps}f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_s \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s f'_s \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0.85 f'_c (b - b_w) h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right)$$

Los momentos nominales están calculados en la tabla 21 hasta la 25.

3.3.4.5.1 Límites para las Armaduras

Armatura Mínima

Las provisiones para refuerzo mínimo son proporcionadas para reducir la probabilidad de falla frágil proveyendo una capacidad de flexión mayor que el momento de fisuración (LRFD Arto. 5.7.3.3).

En cualquier sección de un componente a flexión no controlado por la compresión, la cantidad de refuerzo de tensión pre esforzado y no pre esforzado deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión factorada M_r al menos igual al menor de:

1.33 veces el momento factorado requerido en la combinación de carga de resistencia especificada en la tabla 3.4.1-1 AASHTO LRFD o el momento de fisuración calculado como sigue:

$$M_{Cr} = \gamma_3 \left[(\gamma_1 f_r + \gamma_2 f_{cpe}) S_c - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right]$$

Donde:

M_{Cr} = momento de fisuración (kN.m)

f_r = Módulo de rotura en el concreto (Arto. 5.4.2.6 AASHTO LRFD)

f_{cpe} = Esfuerzo de compresión en el concreto debida solamente a las fuerzas de presforzado efectivas en la fibra extrema de la sección (kN).

M_{dnc} = Momento total no mayorado debido a la carga permanente que actúa sobre la sección monolítica o no compuesta (kN.m)

S_c = Módulo de sección para la fibra extrema de la sección compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (m^3)

S_{nc} = Módulo de sección para la fibra extrema de la sección monolítica o no compuesta (mm^3)

Los siguientes factores deben ser usados:

γ_1 = Factor por agrietamiento por flexión

= 1.2 para estructuras segmentales prefabricadas

= 1.6 para todas las demás estructuras de concreto

γ_2 = Factor de variabilidad del presforzado

= 1.1 para tendones adheridos

= 1 para tendones no adheridos

γ_3 = Relación del límite elástico mínimo especificado y la resistencia a tensión última del reforzamiento

= 0.67 para A615, Grado 60 de refuerzo

= 0.75 para A706, Grado 60 de refuerzo

= 1 para estructuras de concreto presforzado

Si las vigas se diseñan de manera que la sección monolítica o no compuesta resista todas las cargas, en la expresión anterior para calcular M_{cr} se deberá sustituir S_{nc} por S_c .

Los factores utilizados son: $\gamma_1 = 1.6$ $\gamma_2 = 1.1$ $\gamma_3 = 1.0$

$$f_r = 0.63\sqrt{f'_c} = 0.63\sqrt{35} = \mathbf{3.727 \text{ MPA}}$$

$$f_{cpe}A1P1 = 16.327 \text{ MPA}$$

$$M_{Cr} A1P1 = 4688.875 \text{ kN.m}$$

$$f_{cpe}P1P2 = 15.830 \text{ MPA}$$

$$M_{Cr} P1P2 = 4581.769 \text{ kN.m}$$

$$f_{cpe}P2P3 = 16.532 \text{ MPA}$$

$$M_{Cr} P2P3 = 4733.065 \text{ kN.m}$$

$$f_{cpe}P8P9 = 14.001 \text{ MPA}$$

$$M_{Cr} P8P9 = 3311.456 \text{ kN.m}$$

$$f_{cpe}P9A2 = 14.245 \text{ MPA}$$

$$M_{Cr} P9A2 = 3353.156 \text{ kN.m}$$

3.3.4.5.2 Cálculo del momento último

Los momentos y cortantes últimos debidas a la carga muerta, carga superpuesta y a la carga viva fueron obtenidos mediante el análisis estructural con CSIBridge como se muestra en la figura 9 y 10. Los momentos últimos son calculados en las tablas 16-20

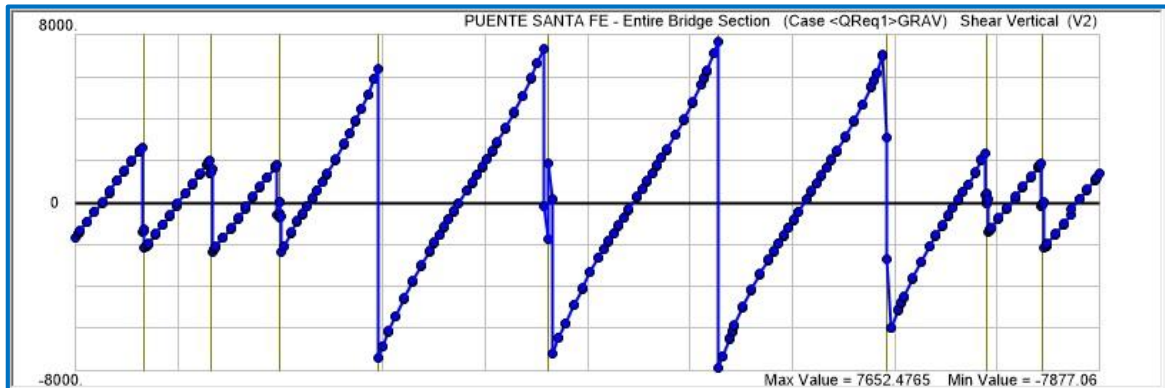


Figura 9. Cortantes Totales DC según CSIBridge

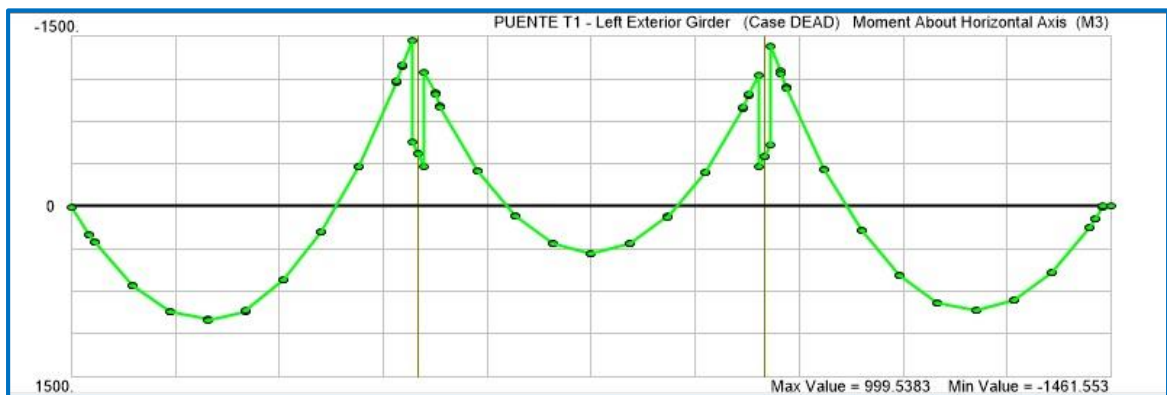


Figura 10. Momentos DC según CSIBridge

El momento flexionante último para el Estado Límite de Resistencia I es:

$$M_u = 1.25DC + 1.5DW + 1.75(LL + IM)$$

$$M_u A1P1 = 3484.247 \text{ kN.m, } 1.33M_u = 4634.008 \text{ kN.m}$$

$$M_u P1P2 = 2921.726 \text{ kN.m, } 1.33M_u = 3885.895 \text{ kN.m}$$

$$M_u P2P3 = 3347.118 \text{ kN.m, } 1.33M_u = 4451.667 \text{ kN.m}$$

$$M_u P8P9 = 2366.884 \text{ kN.m, } 1.33M_u = 3147.956 \text{ kN.m}$$

$$M_u P9A2 = 2487.433 \text{ kN.m, } 1.33M_u = 3308.286 \text{ kN.m}$$

3.3.4.6 Esfuerzo promedio en el acero de presfuerzo

AASHTO 5.7.3.1.1

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right)$$

$$k = 2 \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) = 2 \left(1.04 - \frac{1600}{1850} \right) = 0.350$$

Asumiendo que la viga se comporta como una sección rectangular, la profundidad del eje neutro en el centro del claro se calcula como sigue. La distancia de la fibra inferior de la viga al centroide los cables es $y_{bs} = 198$ mm

Entonces $d_p = d - y_{bs} = 1600 - 198 = 1402$ mm

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_s - A'_s f'_s}{0.85 f'_c \beta_1 b + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} = \frac{3455(1850)}{0.85(35)(0.8)(1500) + 0.35(3455) \frac{1850}{1402}}$$
$$= 171.381 \text{ mm}$$

$c < hf = 200$ mm; Por lo tanto suposición del comportamiento rectangular es correcta y $a = c\beta_1 = 171.381 (0.8) = 137.105$ mm

$$f_{ps} = 1850 \left(1 - 0.350 \frac{171.381}{1402} \right) = 1770.849 \text{ MPA}$$

Entonces el momento nominal de la viga en el tramo de A1P3 será:

$$M_n = 3455 \times 10^{-3} (1770.849) \left(1.402 - \frac{0.137105}{2} \right) = 8.158 \text{ MN.m}$$
$$= 8158.410 \text{ kN.M}$$

$$M_n = 8158.410 \text{ kN.m}$$

Dado que $\phi = 1$ para concreto presforzado, la resistencia a la flexión es igual a:

$$M_r = 8158.410 \text{ kN.m}$$

Al comparar con los momentos de fisuración concluimos que se cumple con el requisito para la armadura mínima.

3.3.4.7 Momentos factorados para la viga interior

Tabla 16. Momentos factorados A1P1

| A1P1 | | | | | | | | |
|------|-----------|-----------|----------|----------|----------|----------|-----------------|------------------|
| X/L | M_{DC1} | M_{DC2} | M_{DW} | M_{PL} | M_{LL} | | $M_u (+)$ | $M_u (-)$ |
| | kN.m | kN.m | kN.m | kN.m | (+) kN.m | (-) kN.m | kN.m | kN.m |
| 0.0 | 31.847 | -74.527 | -6.371 | -17.711 | 64.468 | -144.797 | 17.975 | -329.929 |
| 0.1 | 431.187 | 45.293 | 34.867 | 13.746 | 259.771 | -11.070 | 1070.227 | 619.954 |
| 0.2 | 972.021 | 176.944 | 85.717 | 48.187 | 596.066 | -28.583 | 2557.613 | 1519.135 |
| 0.3 | 1362.052 | 229.856 | 112.814 | 62.576 | 744.457 | -46.105 | 3392.845 | 2078.534 |
| 0.4 | 1601.104 | 206.150 | 115.922 | 57.588 | 736.669 | -63.238 | 3631.757 | 2301.911 |
| 0.5 | 1687.600 | 95.194 | 94.466 | 30.322 | 606.265 | -79.668 | 3310.006 | 2169.643 |
| 0.6 | 1564.789 | 137.310 | 73.870 | 38.227 | 574.702 | -102.185 | 3145.502 | 2020.177 |
| 0.7 | 1286.747 | 85.362 | 27.075 | 22.254 | 423.212 | -127.513 | 2408.548 | 1492.967 |
| 0.8 | 855.254 | -55.171 | -43.161 | -15.923 | 214.639 | -291.376 | 1218.961 | 377.711 |
| 0.9 | 277.041 | -284.865 | -137.048 | -76.865 | 43.186 | -629.871 | -260.574 | -1379.532 |
| 1.0 | -1.167 | -111.200 | -180.214 | -108.139 | 8.852 | -832.064 | -555.306 | -1953.329 |

DC1: Carga muerta debida a los elementos, DC2: Carga muerta de la acera y baranda, DW: Carga debida a las superficie de desgaste, PL: Carga peatonal, LL: Carga viva debida a HL-93.

Tabla 17. Momentos factorados P1P2

| P1P2 | | | | | | | | |
|------|-----------|-----------|----------|----------|----------|----------|-----------------|------------------|
| X/L | M_{DC1} | M_{DC2} | M_{DW} | M_{PL} | M_{LL} | | $M_u (+)$ | $M_u (-)$ |
| | kN.m | kN.m | kN.m | kN.m | (+) kN.m | (-) kN.m | kN.m | kN.m |
| 0.0 | -0.898 | -110.669 | -150.167 | -94.385 | 123.616 | -809.949 | -297.878 | -1849.929 |
| 0.1 | 204.022 | -243.012 | -112.079 | -64.986 | 109.868 | -623.606 | -131.396 | -1350.798 |
| 0.2 | 754.535 | -45.886 | -36.697 | -13.374 | 255.398 | -306.066 | 1191.591 | 258.157 |
| 0.3 | 1160.364 | 64.147 | 15.072 | 16.079 | 429.257 | -181.797 | 2215.957 | 1200.078 |
| 0.4 | 1415.406 | 87.311 | 42.204 | 23.736 | 506.382 | -142.551 | 2725.940 | 1647.087 |
| 0.5 | 1517.322 | 86.319 | 44.552 | 22.564 | 463.349 | -136.982 | 2775.639 | 1777.590 |
| 0.6 | 1410.483 | 88.993 | 43.048 | 24.198 | 503.178 | -139.653 | 2718.734 | 1650.027 |
| 0.7 | 1148.513 | 66.866 | 16.512 | 16.846 | 424.400 | -176.444 | 2200.364 | 1201.461 |
| 0.8 | 734.083 | -42.653 | -34.857 | -12.425 | 248.860 | -304.151 | 1164.476 | 245.094 |
| 0.9 | 174.013 | -240.492 | -110.277 | -64.236 | 113.935 | -620.162 | -153.465 | -1373.901 |
| 1.0 | -0.980 | -105.677 | -146.416 | -92.062 | 128.504 | -803.536 | -274.713 | -1824.229 |

Tabla 18. Momentos factorados P2P3

| P2P3 | | | | | | | | |
|------|-----------|-----------|----------|----------|----------|----------|-----------------|------------------|
| X/L | M_{DC1} | M_{DC2} | M_{DW} | M_{PL} | M_{LL} | | $M_u (+)$ | $M_u (-)$ |
| | kN.m | kN.m | kN.m | kN.m | (+) kN.m | (-) kN.m | kN.m | kN.m |
| 0.0 | -1.058 | -106.141 | -175.072 | -105.102 | 58.180 | -344.758 | -454.783 | -1124.667 |
| 0.1 | 295.299 | -270.263 | -130.407 | -72.808 | 46.457 | -607.941 | -199.908 | -1287.844 |
| 0.2 | 844.224 | -47.726 | -38.398 | -13.840 | 221.850 | -273.694 | 1236.941 | 413.098 |
| 0.3 | 1247.260 | 87.501 | 30.049 | 22.825 | 430.140 | -125.089 | 2380.903 | 1457.836 |
| 0.4 | 1498.901 | 135.232 | 73.767 | 37.547 | 575.662 | -100.526 | 3065.111 | 1940.947 |
| 0.5 | 1598.695 | 90.473 | 92.326 | 28.752 | 598.202 | -80.119 | 3179.762 | 2052.054 |
| 0.6 | 1485.199 | 195.046 | 109.699 | 54.371 | 712.650 | -72.607 | 3426.784 | 2121.295 |
| 0.7 | 1217.219 | 210.663 | 102.404 | 57.320 | 696.289 | -65.551 | 3094.410 | 1827.850 |
| 0.8 | 796.292 | 146.678 | 70.673 | 40.190 | 512.314 | -59.626 | 2139.026 | 1188.176 |
| 0.9 | 227.842 | -3.270 | 15.391 | 1.626 | 152.384 | -73.384 | 544.653 | 169.314 |
| 1.0 | -1.159 | -0.371 | 0.000 | -0.106 | 2.902 | -0.831 | 2.831 | -3.375 |

DC1: Carga muerta debida a los elementos, DC2: Carga muerta de la acera y baranda, DW: Carga debida a las superficie de desgaste, PL: Carga peatonal, LL: Carga viva debida a HL-93.

Tabla 19. Momentos factorados P8P9

| P8P9 | | | | | | | | |
|------|-----------|-----------|----------|----------|----------|----------|-----------------|------------------|
| X/L | M_{DC1} | M_{DC2} | M_{DW} | M_{PL} | M_{LL} | | $M_u (+)$ | $M_u (-)$ |
| | kN.m | kN.m | kN.m | kN.m | (+) kN.m | (-) kN.m | kN.m | kN.m |
| 0.0 | 1.263 | -0.222 | 0.000 | -0.072 | 43.031 | -148.571 | 72.656 | -245.882 |
| 0.1 | 160.228 | 0.864 | 12.436 | 1.700 | 140.906 | -67.071 | 446.101 | 100.340 |
| 0.2 | 619.522 | 120.914 | 55.997 | 32.874 | 478.086 | -74.320 | 1808.534 | 890.160 |
| 0.3 | 895.090 | 132.982 | 65.135 | 36.325 | 537.339 | -84.736 | 2267.368 | 1233.168 |
| 0.4 | 913.074 | 143.041 | 71.589 | 39.130 | 580.190 | -92.116 | 2385.769 | 1268.061 |
| 0.5 | 1035.417 | 64.714 | 58.912 | 20.299 | 495.902 | -111.033 | 2248.540 | 1239.511 |
| 0.6 | 922.319 | 81.541 | 34.471 | 21.897 | 457.676 | -152.970 | 2038.495 | 1023.296 |
| 0.7 | 805.104 | 43.216 | 12.880 | 11.278 | 378.600 | -175.219 | 1673.906 | 753.182 |
| 0.8 | 639.034 | -11.536 | -17.963 | -3.893 | 267.813 | -206.295 | 1158.324 | 370.120 |
| 0.9 | 190.395 | -207.390 | -110.387 | -65.231 | 53.108 | -477.255 | -197.636 | -1079.364 |
| 1.0 | 1.250 | -84.157 | -133.094 | -82.286 | 21.978 | -229.778 | -388.374 | -806.918 |

Tabla 20. Momentos factorados P9A2

| P9A2 | | | | | | | | |
|------|-----------|-----------|----------|----------|----------|----------|-----------------|------------------|
| X/L | M_{DC1} | M_{DC2} | M_{DW} | M_{PL} | M_{LL} | | $M_u (+)$ | $M_u (-)$ |
| | kN.m | kN.m | kN.m | kN.m | (+) kN.m | (-) kN.m | kN.m | kN.m |
| 0.0 | 1.293 | -84.173 | -138.147 | -83.342 | 21.088 | -236.782 | -398.778 | -827.486 |
| 0.1 | 194.876 | -210.017 | -101.106 | -56.508 | 51.330 | -486.642 | -170.664 | -1065.042 |
| 0.2 | 663.037 | -10.909 | -17.599 | 11.999 | 261.048 | -205.264 | 1203.264 | 428.020 |
| 0.3 | 839.040 | 45.563 | -27.139 | 35.404 | 374.940 | -169.926 | 1693.989 | 788.149 |
| 0.4 | 963.846 | 85.093 | 37.594 | 22.971 | 454.665 | -145.190 | 2093.256 | 1095.998 |
| 0.5 | 1090.699 | 72.523 | 63.646 | 22.054 | 503.550 | -106.307 | 2345.838 | 1331.950 |
| 0.6 | 1002.983 | 155.875 | 78.711 | 42.705 | 607.596 | -77.762 | 2569.433 | 1430.026 |
| 0.7 | 897.075 | 149.605 | 74.758 | 40.836 | 577.031 | -65.311 | 2376.665 | 1308.772 |
| 0.8 | 745.778 | 143.065 | 66.801 | 38.746 | 536.139 | -47.414 | 2106.437 | 1136.282 |
| 0.9 | 317.982 | 36.204 | 26.647 | 10.878 | 234.400 | -16.704 | 866.343 | 448.884 |
| 1.0 | 19.181 | -61.191 | -5.681 | 0.000 | 52.374 | -124.047 | 29.090 | -264.211 |

Los momentos últimos fueron calculados usando el estado límite de resistencia I $1.25 (DC1 + DC2) + 1.5 DW + 1.75 (LL + IM)$.

Debido a que la carga viva ocasiona momentos positivos y negativos, el momento último fue calculado usando ambos valores como $M_u (+)$ y $M_u (-)$ respectivamente. Se tomaron como más críticos los de mayor valor, esto se observa en los datos sombreados de las tablas 16-20.

La resistencia nominal a flexión de las vigas se calculó como se muestra en las tablas 21-25 usando el procedimiento estipulado en la sección 3.3.4.5 de este documento. Se debe cumplir que $\eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$

Tabla 21. Resistencia nominal a flexión A1P1

| A1P1 | | | | | | | | |
|------|-----------------|-------|------|---------|----------|---------|-----------------|-----------------|
| X/L | A_{ps} | d_p | b | c | f_{ps} | a | $ M_u $ | ϕM_n |
| | mm ² | m | mm | mm | MPA | mm | KN.m | kN.m |
| 0.0 | 3455 | 0.750 | 500 | 429.472 | 1479.223 | 343.577 | 329.929 | 2955.073 |
| 0.1 | 3455 | 0.917 | 1500 | 167.591 | 1731.694 | 134.073 | 1070.227 | 5086.770 |
| 0.2 | 3455 | 1.096 | 1500 | 169.355 | 1749.919 | 135.484 | 2557.613 | 6214.881 |
| 0.3 | 3455 | 1.255 | 1500 | 170.525 | 1762.010 | 136.420 | 3392.845 | 7224.022 |
| 0.4 | 3455 | 1.365 | 1500 | 171.181 | 1768.785 | 136.945 | 3631.757 | 7921.810 |
| 0.5 | 3455 | 1.402 | 1500 | 171.381 | 1770.850 | 137.104 | 3310.006 | 8158.414 |
| 0.6 | 3455 | 1.383 | 1500 | 171.278 | 1769.787 | 137.022 | 3145.502 | 8035.147 |
| 0.7 | 3455 | 1.241 | 1500 | 170.435 | 1761.083 | 136.348 | 2408.548 | 7136.837 |
| 0.8 | 3455 | 1.021 | 1500 | 168.690 | 1743.053 | 134.952 | 1218.961 | 5744.284 |
| 0.9 | 3455 | 0.746 | 500 | 429.064 | 1477.818 | 343.251 | 1379.532 | 2935.025 |
| 1.0 | 3455 | 0.750 | 500 | 429.472 | 1479.223 | 343.577 | 1953.329 | 2955.073 |

El momento nominal es mayor al momento último en todas las secciones de la viga interior A1-P1, siendo la más crítica la ubicada en 0.4 con un valor de **3631.757 < 7921.810**.

Tabla 22. Resistencia nominal a flexión P1P2

| P1P2 | | | | | | | | |
|------|-----------------|-------|------|---------|----------|---------|-----------------|-----------------|
| X/L | A_{ps} | d_p | b | c | f_{ps} | a | $ M_u $ | ϕM_n |
| | mm ² | m | mm | mm | MPA | mm | KN.m | kN.m |
| 0.0 | 3455 | 0.750 | 500 | 429.472 | 1479.223 | 343.577 | 1849.929 | 2955.073 |
| 0.1 | 3455 | 0.748 | 500 | 429.242 | 1478.430 | 343.393 | 1350.798 | 2943.744 |
| 0.2 | 3455 | 1.027 | 1500 | 168.741 | 1743.579 | 134.993 | 1191.591 | 5778.185 |
| 0.3 | 3455 | 1.243 | 1500 | 170.449 | 1761.224 | 136.359 | 2215.957 | 7150.035 |
| 0.4 | 3455 | 1.382 | 1500 | 171.277 | 1769.777 | 137.021 | 2725.940 | 8034.004 |
| 0.5 | 3455 | 1.402 | 1500 | 171.381 | 1770.850 | 137.104 | 2775.639 | 8158.414 |
| 0.6 | 3455 | 1.382 | 1500 | 171.274 | 1769.745 | 137.019 | 2718.734 | 8030.319 |
| 0.7 | 3455 | 1.241 | 1500 | 170.433 | 1761.062 | 136.347 | 2200.364 | 7134.934 |
| 0.8 | 3455 | 1.023 | 1500 | 168.702 | 1743.175 | 134.962 | 1164.476 | 5752.127 |
| 0.9 | 3455 | 0.745 | 500 | 428.944 | 1477.403 | 343.155 | 1373.901 | 2929.138 |
| 1.0 | 3455 | 0.750 | 500 | 429.472 | 1479.223 | 343.577 | 1824.229 | 2955.073 |

El momento nominal es mayor al momento último en todas las secciones de la viga interior P1-P2, siendo la más crítica la ubicada en 0.5 con un valor de **2775.639 < 8158.414**.

Tabla 23. Resistencia nominal a flexión P2P3

| P2P3 | | | | | | | | |
|------|-----------------|-------|------|---------|----------|---------|-----------------|-----------------|
| X/L | A_{ps} | d_p | b | c | f_{ps} | a | $ M_u $ | ϕM_n |
| | mm ² | m | mm | mm | MPA | mm | KN.m | kN.m |
| 0.0 | 3455 | 0.750 | 500 | 429.472 | 1479.223 | 343.577 | 1124.667 | 2955.073 |
| 0.1 | 3455 | 0.748 | 500 | 429.242 | 1478.430 | 343.393 | 1287.844 | 2943.744 |
| 0.2 | 3455 | 1.026 | 1500 | 168.738 | 1743.548 | 134.991 | 1236.941 | 5776.161 |
| 0.3 | 3455 | 1.243 | 1500 | 170.448 | 1761.218 | 136.359 | 2380.903 | 7149.400 |
| 0.4 | 3455 | 1.382 | 1500 | 171.277 | 1769.777 | 137.021 | 3065.111 | 8034.004 |
| 0.5 | 3455 | 1.402 | 1500 | 171.381 | 1770.850 | 137.104 | 3179.762 | 8158.414 |
| 0.6 | 3455 | 1.364 | 1500 | 171.178 | 1768.757 | 136.942 | 3426.784 | 7918.761 |
| 0.7 | 3455 | 1.253 | 1500 | 170.515 | 1761.903 | 136.412 | 3094.410 | 7213.869 |
| 0.8 | 3455 | 1.093 | 1500 | 169.329 | 1749.655 | 135.463 | 2139.026 | 6195.630 |
| 0.9 | 3455 | 0.927 | 1500 | 167.709 | 1732.917 | 134.168 | 544.653 | 5151.389 |
| 1.0 | 3455 | 0.750 | 500 | 429.472 | 1479.223 | 343.577 | 0.000 | 2955.073 |

El momento nominal es mayor al momento último en todas las secciones de la viga interior P2-P3, siendo la más crítica la ubicada en 0.6 con un valor de **3426.784 < 7918.761**.

Tabla 24. Resistencia nominal a flexión P8P9

| P8P9 | | | | | | | | |
|------|-----------------|-------|----------|---------|----------|---------|-----------------|-----------------|
| X/L | A_{ps} | d_p | b | c | f_{ps} | a | $ M_u $ | ϕM_n |
| | mm ² | m | mm | mm | MPA | mm | KN.m | kN.m |
| 0.0 | 2764 | 0.628 | 500.000 | 413.377 | 1423.787 | 330.702 | 245.882 | 2275.857 |
| 0.1 | 2764 | 0.862 | 1500.000 | 166.909 | 1724.650 | 133.528 | 446.101 | 4739.589 |
| 0.2 | 2764 | 1.059 | 1500.000 | 169.039 | 1746.660 | 135.232 | 1808.534 | 5983.620 |
| 0.3 | 2764 | 1.204 | 1500.000 | 170.186 | 1758.504 | 136.149 | 2267.368 | 6903.745 |
| 0.4 | 2764 | 1.235 | 1500.000 | 170.395 | 1760.663 | 136.316 | 2385.769 | 7098.008 |
| 0.5 | 2764 | 1.208 | 1500.000 | 170.208 | 1758.735 | 136.166 | 2248.540 | 6924.040 |
| 0.6 | 2764 | 1.011 | 1500.000 | 168.594 | 1742.055 | 134.875 | 2038.495 | 5680.920 |
| 0.7 | 2764 | 0.782 | 1500.000 | 165.756 | 1712.735 | 132.605 | 1673.906 | 4234.549 |
| 0.8 | 2764 | 0.775 | 1500.000 | 165.647 | 1711.605 | 132.518 | 1158.324 | 4191.208 |
| 0.9 | 2764 | 0.625 | 500.000 | 412.920 | 1422.215 | 330.336 | 1079.364 | 2259.500 |
| 1.0 | 2764 | 0.625 | 500.000 | 412.920 | 1422.215 | 330.336 | 806.918 | 2259.500 |

El momento nominal es mayor al momento último en todas las secciones de la viga interior P8-P9, siendo la más crítica la ubicada en 0.4 con un valor de **2385.769 < 7098.008**.

Tabla 25. Resistencia nominal a flexión P9A2

| P9A2 | | | | | | | | |
|------|-----------------|-------|----------|---------|----------|---------|-----------------|-----------------|
| X/L | A_{ps} | d_p | b | c | f_{ps} | a | $ M_u $ | ϕM_n |
| | mm ² | m | mm | mm | MPA | mm | KN.m | kN.m |
| 0.0 | 2764 | 0.625 | 500.000 | 412.920 | 1422.215 | 330.336 | 827.486 | 2259.500 |
| 0.1 | 2764 | 0.618 | 500.000 | 411.842 | 1418.499 | 329.473 | 1065.042 | 2221.405 |
| 0.2 | 2764 | 1.011 | 1500.000 | 168.590 | 1742.020 | 134.872 | 1203.264 | 5678.707 |
| 0.3 | 2764 | 1.207 | 1500.000 | 170.207 | 1758.726 | 136.166 | 1693.989 | 6923.247 |
| 0.4 | 2764 | 1.235 | 1500.000 | 170.395 | 1760.663 | 136.316 | 2093.256 | 7098.008 |
| 0.5 | 2764 | 1.204 | 1500.000 | 170.185 | 1758.497 | 136.148 | 2345.838 | 6903.111 |
| 0.6 | 2764 | 1.059 | 1500.000 | 169.038 | 1746.641 | 135.230 | 2569.433 | 5982.354 |
| 0.70 | 2764 | 0.862 | 1500.000 | 166.907 | 1724.623 | 133.525 | 2376.665 | 4738.329 |
| 0.80 | 2764 | 0.834 | 1500.000 | 166.528 | 1720.711 | 133.223 | 2106.437 | 4562.169 |
| 0.90 | 2764 | 0.789 | 1500.000 | 165.867 | 1713.880 | 132.694 | 866.343 | 4279.158 |
| 1.0 | 2764 | 0.625 | 500.000 | 412.920 | 1422.215 | 330.336 | 264.211 | 2259.500 |

El momento nominal es mayor al momento último en todas las secciones de la viga interior P9-A2, siendo la más crítica la ubicada en 0.6 con un valor de **2569.433 < 5982.354**.

Por lo anterior se puede concluir que:

¡La sección es adecuada por flexión!

Lo anterior fue comprobado en CSIBridge, mediante la opción Design/Rating como se muestra en la figura 11.

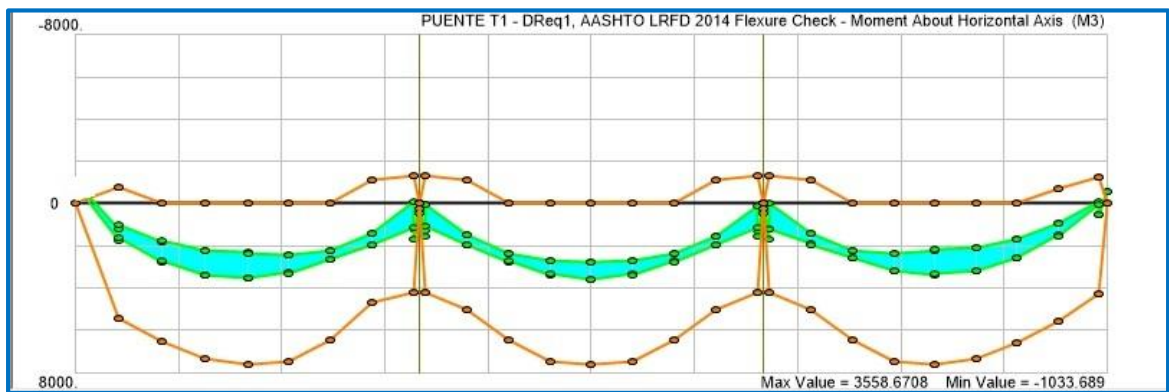


Figura 11. Chequeo por Flexión CSIBridge Tramo A1P3

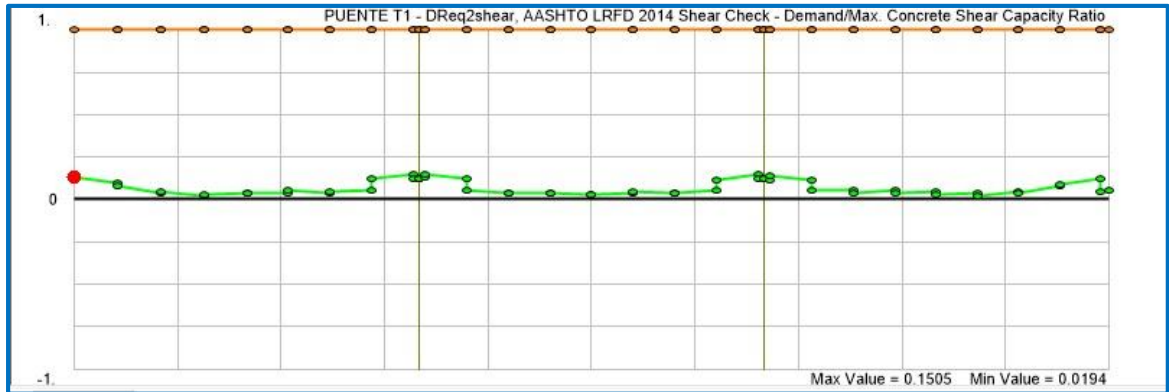


Figura 12. Chequeo por Cortante CSIBridge Tramo A1P3

La figura 11 comprueba que la sección establecida para las vigas T cumple los criterios por flexión positiva y negativa; en ella se muestra la envolvente de momentos (área sombreada en celeste) que representa la demanda por flexión y la capacidad de la viga mediante la línea naranja. Como se observa la capacidad es mayor a la demanda en todos los tramos.

La figura 12 muestra la demanda de cortante en viga, representada por la línea verde, la capacidad por corte de la viga se puede observar por la línea naranja; como se ve, la demanda es menor que la capacidad cumpliendo así los requerimientos por corte estipulados en la norma AASHTO LRFD. La verificación con hojas de cálculo se muestra a continuación.

3.3.5 Revisiones por cortante

3.3.5.1 Ubicación de la sección crítica de cortante

La sección crítica de cortante está ubicada a la distancia d_v , desde la cara interna del soporte (AASHTO Art. 5.8.3.2). La profundidad efectiva de cortante es el valor mayor de:

$$d_v = \left[\begin{array}{c} d_e - \frac{a}{2} \\ 0.9d_e \\ 0.72h \end{array} \right]$$

Donde:

$$d_e = \frac{A_{ps}f_{ps}d_p + A_s f_{ps}d_s}{A_{ps}f_{ps} + A_s f_{ps}}$$

Como $A_s = 0$, $d_e = d_p$

$$d_e - \frac{a}{2} = 750 - 171.789 = \mathbf{578.211 \text{ mm}}$$

$$0.9d_e = 0.9(850) = 765 \text{ mm}$$

$$0.72h = 0.72(1600) = \mathbf{1152 \text{ mm}} \quad X/L = \mathbf{0.048} \text{ (Controla para A1P3)}$$

$$0.72h = 0.72(1400) = \mathbf{1008 \text{ mm}} \quad X/L = \mathbf{0.050} \text{ (Controla para P8A2)}$$

Por lo tanto la sección crítica de cortante está ubicada a 0.048L del apoyo de la pila 2 y a 0.050 de la pila P9 Las fuerzas factoradas para la sección crítica de cortante son:

$$V_u = -1030.076 \text{ kN}$$

$$M_u = -1584.248 \text{ kN.m}$$

$$N_u = \mathbf{0 \text{ kN}}$$

$$V_p = 74.063 \text{ kN}$$

M_u No debe ser menor de $|V_u - V_p|d_v$

$$1584.248 \text{ kN.m} > |-1030.076 - 74.063| * 1.152 = 115.397 \text{ kN.m}$$

$$M_u = -1584.248 \text{ kN.m kN.m}$$

$$f_{po} = 0.7f_{pu} = 0.7(1850) = 1295 \text{ MPA}$$

3.3.5.2 Contribución del concreto a la resistencia nominal por cortante

La deformación por tensión longitudinal en el centroide del refuerzo de tensión es:

$$\varepsilon_s = \frac{\left(\frac{|M_u|}{d_v} + 0.5N_u + |V_u - V_p| - A_{ps}f_{po} \right)}{E_s A_s + E_p A_{ps}}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\left(\frac{1584248 \text{ kN.mm}}{1152 \text{ mm}} + |-1030.076 - 74.063| \text{ kN} - 3.455 \text{ mm}^2 (1295 \text{ MPA}) \right)}{196552 \text{ MPA} (3.455 \text{ mm}^2)}$$

$$\varepsilon_s = -0.00396$$

Como ε_s es negativo se tomó igual a cero, $\varepsilon_s = 0$

$$\beta = \frac{4.8}{1 + 750\varepsilon_s} = 4.8$$

$$\theta = 29 + 3500\varepsilon_s = 29^\circ$$

La contribución del concreto será:

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c}b_vd_v$$

El ancho b_v , se tomaron en cuenta los ductos de diámetro $\phi = 58$ mm

$$V_c = 0.083(4.8)(\sqrt{35})(340 - 116)(1152) = 608,210.41 \text{ N} = \mathbf{608.21 \text{ kN}}$$

3.3.5.3 Requerimientos para el refuerzo por cortante

Revisar si $V_u \geq 0.5\phi(V_c + V_p)$

$$0.5(0.9)(608.21 + 74.063) = 307.023 \text{ kN}$$

$$1030.076 \text{ kN} > 307.084 \text{ kN}$$

Por lo tanto refuerzo transversal es requerido en la sección, el refuerzo requerido será:

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

Sustituyendo $V_n = \frac{V_u}{\phi}$

$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c - V_p$, despejando tenemos:

$$V_s = \frac{1030.076}{0.9} - 608.21 - 74.063 = 462.226 \text{ kN (} V_s \text{ requerido)}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s}$$

Despejando tenemos:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}$$

Donde $\theta = 29^\circ$, $\alpha = 90^\circ$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{462.226 \text{ kN}}{345 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \left(\frac{1.152 \text{ m}}{1000}\right) (\cot 29^\circ + \cot 90^\circ) \sin 90^\circ} = 644.667 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Utilizando varillas N° 13 según los planos proporcionados A_v , será:

$$A_v = 129 \text{ mm}^2 * 2 = 258 \text{ mm}^2$$

3.3.5.4 Separación requerida

$$s = \frac{258 \text{ mm}^2}{644.667 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}} * 1000 = 400 \text{ mm}$$

Proveyendo $A_v = 258 \text{ mm}^2$, con una separación $s = 125 \text{ mm}$ como se especifica en los planos

$$V_s = \frac{258 \text{ mm}^2 (345) (1152 \text{ mm}) (\cot 29^\circ) \sin 90^\circ}{125 \text{ mm} (1000)} = 1479.890 \text{ kN} > 462.226 \text{ kN}$$

3.3.5.5 Chequeo del máximo espaciamiento

Esfuerzo de compresión en el concreto

$$v_u = \frac{|V_u - \phi V_p|}{\phi b_v d_v}$$

$$v_u = \frac{|-1030.076 - (0.9)74.063|}{0.9(224)(1152)} * 1000$$

$$v_u = 4.148 \text{ MPA}$$

$$0.125 f'_c = 4.375 \text{ MPA}$$

Se cumple que $v_u < 0.125 f'_c$, por tanto el espaciamiento máximo será:

$$s_{max} = 0.8 d_v \leq 600 \text{ mm}$$

$$s_{max} = 0.8(1152) = 921.6 \text{ mm} > 600 \text{ mm}$$

$$s_{max} = 600 \text{ mm}$$

3.3.5.6 Refuerzo transversal mínimo

LRFD 5.8.2.5

$$A_v \geq 0.083 \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y}$$

$$A_v \geq 0.083 \sqrt{35} \frac{224(125)}{345} = 39.852 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 258 \text{ mm}^2 > 39.852 \text{ mm}^2$$

3.3.5.7 Resistencia nominal al cortante

Según el arto LRFD 5.8.3.3 para asegurar que el alma de la viga no se aplastará antes de que el refuerzo transversal fluya la resistencia al corte deberá ser la menor de:

i)

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

$$V_n = 608.21 + 1479.890 + 74.063 = 2162.163 \text{ kN (Controla)}$$

ii)

$$V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + V_p$$

$$V_n = 0.25(35)(224)(1.152) + 74.063 = 2331.983 \text{ kN}$$

El chequeo del cortante a lo largo de la sección de la viga para cada tramo se muestra de la tabla 26 hasta la 30.

Esta revisión también fue realizada usando el estado límite de resistencia I **1.25 (DC1 + DC2) + 1.5 DW + 1.75 (LL + IM).**

Tabla 26. Revisiones por cortante A1P1

| A1P1 | | | | | | | | |
|-------|-------------|-------------|---------------|-------------|---------|-------------|------------------|-----------------|
| X/L | V_p kN | d_v mm | M_u kN.m | V_c kN | S mm | V_s kN | ϕV_n kN | $ V_u $ kN |
| 0.0 | 0.000 | 1152 | 1029.569 | 608.210 | 125 | 1479.890 | 1879.290 | 893.723 |
| 0.048 | 184.475 | 1152 | 1197.782 | 608.210 | 125 | 1479.890 | 2045.317 | 855.266 |
| 0.1 | 184.475 | 1152 | 1145.018 | 608.210 | 125 | 1479.890 | 2045.317 | 809.464 |
| 0.2 | 184.475 | 1152 | 2557.613 | 608.210 | 125 | 1479.890 | 2045.317 | 588.306 |
| 0.3 | 167.253 | 1187 | 3392.845 | 626.504 | 250 | 762.201 | 1400.363 | 373.807 |
| 0.4 | 93.552 | 1296 | 3631.757 | 684.389 | 250 | 832.623 | 1449.507 | 174.597 |
| 0.5 | 0.000 | 1333 | 3310.006 | 704.008 | 250 | 856.491 | 1404.449 | 296.613 |
| 0.6 | 104.955 | 1314 | 3145.502 | 693.787 | 250 | 844.057 | 1478.518 | 335.037 |
| 0.7 | 242.839 | 1173 | 2408.548 | 619.269 | 250 | 753.399 | 1453.956 | 536.344 |
| 0.8 | 263.259 | 1152 | 1218.961 | 608.210 | 125 | 1479.890 | 2116.223 | 767.913 |
| 0.9 | 207.894 | 1152 | -1379.532 | 608.210 | 125 | 1479.890 | 2066.395 | 1007.392 |
| 0.952 | 0.000 | 1152 | -1703.904 | 608.210 | 125 | 1479.890 | 1879.290 | 1029.852 |
| 1.0 | 0.000 | 1152 | -1953.329 | 608.210 | 125 | 1479.890 | 1879.290 | 553.992 |

La capacidad a corte de la viga es mayor a la demanda en todas las secciones, siendo más crítica en 0.952 con un valor de **1029.852 kN < 1879.290 kN**.

Tabla 27. Revisiones por cortante P1P2

| P1P2 | | | | | | | | |
|-------|-------------|-------------|---------------|-------------|---------|-------------|------------------|----------------|
| X/L | V_p kN | d_v mm | M_u kN.m | V_c kN | S mm | V_s kN | ϕV_n kN | $ V_u $ kN |
| 0.0 | 0.000 | 1152 | -1849.929 | 608.210 | 125 | 1479.890 | 1879.290 | 622.364 |
| 0.048 | 51.385 | 1152 | -1635.093 | 608.210 | 125 | 1479.890 | 1925.536 | 973.665 |
| 0.1 | 51.385 | 1152 | -1350.798 | 608.210 | 125 | 1479.890 | 1925.536 | 906.748 |
| 0.2 | 233.940 | 1152 | 1191.591 | 608.210 | 125 | 1479.890 | 2089.836 | 701.492 |
| 0.3 | 206.322 | 1175 | 2215.957 | 620.364 | 250 | 754.731 | 1423.276 | 496.094 |
| 0.4 | 64.140 | 1314 | 2725.940 | 693.692 | 250 | 843.941 | 1441.596 | 283.483 |
| 0.5 | 0.000 | 1333 | 2751.974 | 704.008 | 250 | 856.491 | 1404.449 | 314.424 |
| 0.6 | 74.465 | 1313 | 2718.734 | 693.387 | 250 | 843.569 | 1450.279 | 260.604 |
| 0.7 | 206.772 | 1173 | 2200.364 | 619.111 | 250 | 753.206 | 1421.180 | 468.577 |
| 0.8 | 255.017 | 1152 | 1164.476 | 608.210 | 125 | 1479.890 | 2108.806 | 704.051 |
| 0.9 | 255.017 | 1152 | -1373.901 | 608.210 | 125 | 1479.890 | 2108.806 | 941.474 |
| 0.952 | 0.000 | 1152 | -1673.585 | 608.210 | 125 | 1479.890 | 1879.290 | 976.766 |
| 1.0 | 0.000 | 1152 | -1824.229 | 608.210 | 125 | 1479.890 | 1879.290 | 617.372 |

La capacidad a corte de la viga es mayor a la demanda en todas las secciones, siendo más crítica en 0.952 con un valor de **976.766 kN < 2108.806 kN**.

Tabla 28. Revisiones por cortante P2P3

| P2P3 | | | | | | | | |
|-------|-------------|-------------|---------------|-------------|---------|-------------|------------------|-----------------|
| X/L | V_p kN | d_v mm | M_u kN.m | V_c kN | S mm | V_s kN | ϕV_n kN | $ V_u $ kN |
| 0.0 | 0.000 | 1152 | -1124.667 | 608.210 | 125 | 1479.890 | 1879.290 | 625.794 |
| 0.048 | 74.063 | 1152 | -1584.248 | 608.210 | 125 | 1479.890 | 1945.947 | 1030.076 |
| 0.1 | 74.063 | 1152 | -1287.844 | 608.210 | 125 | 1479.890 | 1945.947 | 959.288 |
| 0.2 | 245.710 | 1152 | 1236.941 | 608.210 | 125 | 1479.890 | 2100.429 | 749.639 |
| 0.3 | 221.457 | 1175 | 2380.903 | 620.312 | 250 | 754.667 | 1436.792 | 549.338 |
| 0.4 | 69.896 | 1314 | 3065.111 | 693.692 | 250 | 843.941 | 1446.777 | 339.677 |
| 0.5 | 0.000 | 1333 | 3179.762 | 704.008 | 250 | 856.491 | 1404.449 | 264.752 |
| 0.6 | 94.752 | 1296 | 3426.784 | 684.136 | 250 | 832.315 | 1450.082 | 179.859 |
| 0.7 | 169.199 | 1185 | 3094.410 | 625.662 | 250 | 761.176 | 1400.433 | 378.874 |
| 0.8 | 186.668 | 1152 | 2139.026 | 608.210 | 125 | 1479.890 | 2047.291 | 591.050 |
| 0.9 | 186.668 | 1152 | 719.823 | 608.210 | 125 | 1479.890 | 2047.291 | 811.514 |
| 0.952 | 186.668 | 1152 | 785.830 | 608.210 | 125 | 1479.890 | 2047.291 | 868.812 |
| 1.0 | 186.668 | 1152 | 465.722 | 608.210 | 125 | 1479.890 | 2047.291 | 217.605 |

La capacidad a corte de la viga es mayor a la demanda en todas las secciones, siendo más crítica en 0.048 con un valor de **1030.076 kN < 1945.947 kN**

Tabla 29. Revisiones por cortante P8P9

| P8P9 | | | | | | | | |
|-------|-------------|-------------|---------------|-------------|---------|-------------|------------------|----------------|
| X/L | V_p kN | d_v mm | M_u kN.m | V_c kN | S mm | V_s kN | ϕV_n kN | $ V_u $ kN |
| 0.0 | 156.303 | 1008 | 544.229 | 532.184 | 125 | 1294.903 | 1785.052 | 383.606 |
| 0.055 | 156.303 | 1008 | 940.046 | 532.184 | 125 | 1294.903 | 1785.052 | 776.281 |
| 0.1 | 156.303 | 1008 | 860.234 | 532.184 | 125 | 1294.903 | 1785.052 | 697.103 |
| 0.2 | 134.881 | 1008 | 1808.534 | 532.184 | 250 | 647.452 | 1183.065 | 481.143 |
| 0.3 | 51.418 | 1149 | 2267.368 | 606.823 | 250 | 738.256 | 1256.848 | 294.605 |
| 0.4 | 0.000 | 1180 | 2385.769 | 622.963 | 250 | 757.892 | 1242.769 | 246.779 |
| 0.5 | 108.740 | 1153 | 2248.540 | 608.509 | 250 | 740.308 | 1311.802 | 180.385 |
| 0.6 | 202.094 | 1008 | 2038.495 | 532.184 | 250 | 647.452 | 1243.556 | 373.401 |
| 0.7 | 26.709 | 1008 | 1673.906 | 532.184 | 250 | 647.452 | 1085.710 | 448.475 |
| 0.8 | 0.000 | 1008 | 1158.324 | 532.184 | 250 | 647.452 | 1061.672 | 591.442 |
| 0.9 | 0.000 | 1008 | -1079.364 | 532.184 | 125 | 1294.903 | 1644.379 | 873.294 |
| 0.945 | 0.000 | 1008 | -1301.897 | 532.184 | 125 | 1294.903 | 1644.379 | 893.134 |
| 1.0 | 0.000 | 1008 | -806.918 | 532.184 | 125 | 1294.903 | 1644.379 | 556.036 |

La capacidad a corte de la viga es mayor a la demanda en todas las secciones, siendo más crítica en 0.945 con un valor de **893.134 kN < 1644.379 kN**.

Tabla 30. Revisiones por cortante P9A2

| P9A2 | | | | | | | | |
|-------|-------------|-------------|---------------|-------------|---------|-------------|------------------|----------------|
| X/L | V_p kN | d_v mm | M_u kN.m | V_c kN | S mm | V_s kN | ϕV_n kN | $ V_u $ kN |
| 0.0 | 0.000 | 1.008 | -827.486 | 532.184 | 125 | 1294.903 | 1644.379 | 536.426 |
| 0.055 | 129.933 | 1008 | -1320.785 | 532.184 | 125 | 1294.903 | 1761.319 | 905.884 |
| 0.1 | 129.933 | 1008 | -1065.042 | 532.184 | 125 | 1294.903 | 1761.319 | 844.004 |
| 0.2 | 205.878 | 1008 | 1203.264 | 532.184 | 250 | 647.452 | 1246.962 | 569.657 |
| 0.3 | 75.749 | 1152 | 1693.989 | 608.443 | 250 | 740.228 | 1281.978 | 462.105 |
| 0.4 | 0.000 | 1180 | 2093.256 | 622.963 | 250 | 757.892 | 1242.769 | 386.527 |
| 0.5 | 74.458 | 1149 | 2345.838 | 606.770 | 250 | 738.192 | 1277.479 | 185.955 |
| 0.6 | 159.096 | 1008 | 2569.433 | 532.184 | 250 | 647.452 | 1204.859 | 217.166 |
| 0.7 | 159.096 | 1008 | 2376.665 | 532.184 | 250 | 647.452 | 1204.859 | 287.815 |
| 0.8 | 159.096 | 1008 | 2106.437 | 532.184 | 250 | 647.452 | 1204.859 | 443.421 |
| 0.9 | 159.096 | 1008 | 866.343 | 532.184 | 125 | 1294.903 | 1787.565 | 684.102 |
| 0.945 | 159.096 | 1008 | 636.073 | 532.184 | 125 | 1294.903 | 1787.565 | 717.734 |
| 1.0 | 159.096 | 1008 | 618.520 | 532.184 | 125 | 1294.903 | 1787.565 | 772.708 |

La capacidad a corte de la viga es mayor a la demanda en todas las secciones, siendo más crítica en 0.055 con un valor de **905.884 kN < 1761.319 kN**.

Por los resultados de las tablas anteriores se puede concluir que:

¡La sección es adecuada por cortante! (ver figura 12)

3.4 Diseño de superestructura P3-P8 (Vigas Cajón)

3.4.1 Desarrollo de la sección típica

a. Losa superior (5.14.1.3.1a LRFD)

El espesor de las alas superiores que trabajan como losas de tablero deberá ser:

- ✓ Como se determina en la Sección 9 AASHTO LRFD

Mínima Altura y Recubrimiento (Art.9.7.1.1)

$$h_{\min} = 175 \text{ mm}$$

- ✓ Según lo requerido para anclaje y recubrimiento del pretensado transversal, si corresponde.

$$\text{Losa más superficie de desgaste} = (300 \text{ mm} + 80 \text{ mm}) = 380 \text{ mm}$$

- ✓ No menor que 1/20 de la longitud libre entre chaflanes, acartelamientos o almas, a menos que se utilicen nervios transversales con una separación igual a la longitud libre o que se provea pretensado transversal.

$$h_{\text{losa superior}} \geq \frac{1}{20} (\text{luz libre entre chaflanes})$$

$$h_{\text{losa superior}} > \frac{1}{20} [5700\text{mm} - 1200 \text{ mm}(2)] = 165 \text{ mm}$$

$$h_{\text{losa superior}} > \frac{1}{20} [5700\text{mm} - 200 \text{ mm}(2)] = 265 \text{ mm}$$

Probar con un espesor de losa superior de 300 mm

(Sin incluir la superficie de desgaste).

b. Losa inferior (Art. 5.14.1.3.1b LRFD)

El espesor de la losa inferior no deberá ser menor que:

- ✓ 140 mm
- ✓ 1/30 de la longitud libre entre chaflanes, acartelamientos o almas en el caso de vigas pretensadas, a menos que se utilicen nervios transversales con una separación igual a la longitud libre.

$$h_{\text{losa inferior}} \geq \frac{1}{30} (\text{luz libre entre chaflanes})$$

$$h_{\text{losa superior}} > \frac{1}{30} (3300 \text{ mm}) = 110 \text{ mm, no crítico}$$

Probar con un espesor de losa inferior de 250 mm

c. Almas (Art.5.14.1.3.1c LRFD)

Para poder colocar y compactar el concreto adecuadamente se requiere un espesor de alma mínimo de 300 mm para almas que sólo tienen vainas longitudinales o verticales. Para las vigas de más de aproximadamente 2400 mm de altura, estas dimensiones se deberían incrementar para compensar la mayor dificultad de colocación del concreto. C5.14.1.3.1c

Espesor mínimo para ductos (vainas) de presforzado = 300 mm

Probar con un espesor de alma de 400 mm

3.4.2 Requisitos complementarios para la Construcción por segmentos

a. Espesor mínimo de las losas (Art. 5.14.2.3.10 LRFD)

Los espesores de la losa superior e inferior no deberán ser menor que ninguno de los valores siguientes:

$$\checkmark h \geq \frac{1}{30} \text{ (longitud libre entre almas o acartalamientos)}$$

$$h_{\text{losa superior}} = 0.3 \text{ m} > \frac{1}{30} (3.3 \text{ m}) = 0.11 \quad \text{Ok!}$$

$$h_{\text{losa inferior}} = 0.25 \text{ m} > \frac{1}{30} (5.3 \text{ m}) = 0.18 \quad \text{Ok!}$$

- ✓ $h_{\text{losa superior}} > 229 \text{ mm}$ en las zonas de anclaje donde se usa postensado transversal ni menor que 203 mm fuera de las zonas de anclaje o para losas pretensadas.

$$h_{\text{losa superior}} = 300 \text{ mm} > 229 \text{ mm} \quad \text{Ok!}$$

Si la luz libre entre almas o acartelamientos es mayor o igual que 4572 mm se deberá utilizar pos-tensado o pretensado transversal. El diámetro de los cables utilizados para el pretensado transversal deberá ser menor o igual que 12.7 mm.

$$5300 \text{ mm} > 4572 \text{ mm}$$

Usar pos-tensado transversal

$$\phi = 12.7 \text{ mm} \quad \text{Ok!}$$

b. Espesor mínimo de las almas (Art. 5.14.2.3.10b LRFD)

Se deberán aplicar los siguientes valores mínimos, con las excepciones aquí especificadas:

- ✓ Almas con tendones de pos tensado longitudinal (o vertical) solamente:
300 mm

$$\text{Espesor del ala con pos-tensado longitudinal} = 400 \text{ mm} > 300 \text{ mm} \quad \text{Ok!}$$

c. Longitud en voladizo del ala superior (5.14.2.3.10c LRFD)

La longitud en voladizo del ala superior, medida a partir del eje del alma, preferentemente no debería ser mayor que 0,45 veces la longitud interior del ala superior medida entre los ejes de las almas.

$$2650 \text{ mm} \leq 0.45(6100 \text{ mm}) = 2745 \text{ mm} \quad \text{Ok!}$$

d. Dimensiones Globales de la Sección Transversal (Art.5.14.2.3.10d LRFD)

Utilizando una altura de viga y una separación de almas determinadas de acuerdo con los siguientes rangos de dimensiones, en general se obtendrán flechas satisfactorias:

- Viga de altura variable con acartelamientos rectos en el pilar:

$$\frac{1}{16} > \frac{d_0}{L} > \frac{1}{20}; \text{ Óptimo } \frac{1}{18}$$

$$\frac{1}{16} = 0.0625 > \frac{2}{35} = 0.057 > \frac{1}{20} = 0.05 \quad \text{Ok!}$$

$$\text{En el centro del tramo: } \frac{1}{22} < \frac{d_0}{L} > \frac{1}{28}; \text{ Óptimo } \frac{1}{24}$$

$$\frac{1}{22} = 0.045 < \frac{2}{35} = 0.057 > \frac{1}{28} = 0.036 \quad \text{Ok!}$$

e. Relación entre la altura y el ancho

Si $\frac{d_0}{b} \geq \frac{1}{6}$ preferentemente se debería utilizar un cajón de una sola celda.

$$\frac{2}{11.4} = 0.175 > \frac{1}{6} = 0.167$$

Usar viga cajón de una sola celda

Donde:

b = ancho del ala superior

d₀ = altura de la viga (mm)

L = longitud de tramo entre apoyos (mm)

3.4.3 Estructura del peralte

Para vanos continuos presforzados, la profundidad estructural puede ser determinada usando una relación altura-vano (d/L) de 0.040 (Tabla 2.5.2.6.3-1 AASHTO LRFD 2012). Donde L es la longitud del claro en m.

$$d = 0.040L$$

$$d = 0.040(35 \text{ m}) = 1.4 \text{ m} < 2 \text{ m} \quad \text{Ok!}$$

$$\text{Usar } d = 2 \text{ m}$$

$$d = 0.040(60 \text{ m}) = 2.4 \text{ m} < 3.8 \text{ m} \quad \text{Ok!}$$

$$\text{Usar } d = 3.8 \text{ m}$$

3.4.4 Espaciamiento entre vigas

Para proveer resistencia torsional efectiva y un número suficiente de vigas para la trayectoria del presforzado, el espaciamiento de vigas no debe ser mayor que dos veces su altura.

$$S_{\text{máx}} < 2d$$

$$S_{\text{máx}} = 6.1 \text{ m} > 2d = 2(2 \text{ m}) = 4 \text{ m} \quad \text{NO CUMPLE (Sección Estándar)}$$

$$S_{\text{máx}} = 5.7 \text{ m} < 2d = 2(3.8 \text{ m}) = 7.6 \text{ m} \quad \text{CUMPLE (Sección Apoyo)}$$

3.4.5 Anchos de ala efectivos

Para Vigas cajón de hormigón segmentales y vigas cajón de una sola célula hormigonadas in situ se tiene lo siguiente: (Art. 4.6.2.6.2)

Se puede asumir que el ancho de ala efectivo es igual al ancho real del ala si:

a) $b \leq 0.1 l_i$

b) $b \leq 0.3 d_0$

En caso contrario, el ancho de ala efectivo de las alas que sobresalen se puede tomar como se especifica en las Figuras 4.6.2.6.2-1 hasta la 4.6.2.6.2-4 (AASHTO LRFD).

Donde:

d_0 = profundidad de la superestructura (m)

b = ancho de ala real a cada lado del alma, b_1 , b_2 y b_3 (m)

b_e = ancho de ala efectivo correspondiente a la posición particular de la sección considerada en relación con el tramo (Figura 4.6.2.6.2-1 AASHTO LRFD) (m)

b_m = ancho de ala efectivo para porciones interiores de un tramo (m)

b_s = ancho de ala efectivo en apoyo interior o para un voladizo (m)

a = porción de tramo sujeto a una transición del ancho de ala efectivo (m) (Figura 4.6.2.6.2-3 AASHTO LRFD)

l_i = longitud de tramo ideal (m)

Verificando si se cumplen las dos condiciones dadas al inicio:

En la parte estándar

$$d_0 = 2 \text{ m} \quad b_1 = 2.45 \text{ m} \quad b_2 = b_3 = 2.85 \text{ m}$$

$$b_1 = 2.450 \text{ m} > 0.3(2 \text{ m}) = 0.6 \text{ m} \quad \text{NO CUMPLE}$$

$$b_2 = b_3 = 2.850 \text{ m} > 0.3(2 \text{ m}) = 0.6 \text{ m} \quad \text{NO CUMPLE}$$

Por lo tanto, el ancho de ala efectivo no se puede asumir igual al ancho de ala real y se debe calcular haciendo uso de las gráficas de la norma, de la siguiente manera:

Calculando el ancho de ala efectivo para:

A. Estructura completada

A.1 Claro Interior

Donde:

b = ancho físico a cada lado del alma $c = 0.1L = 0.1(35 \text{ m}) = 3.5 \text{ m}$

$b_1 = b_2 = b_3 = 2.45 \text{ m}$ $l_i = 0.6L = 0.6(35 \text{ m}) = 21 \text{ m}$

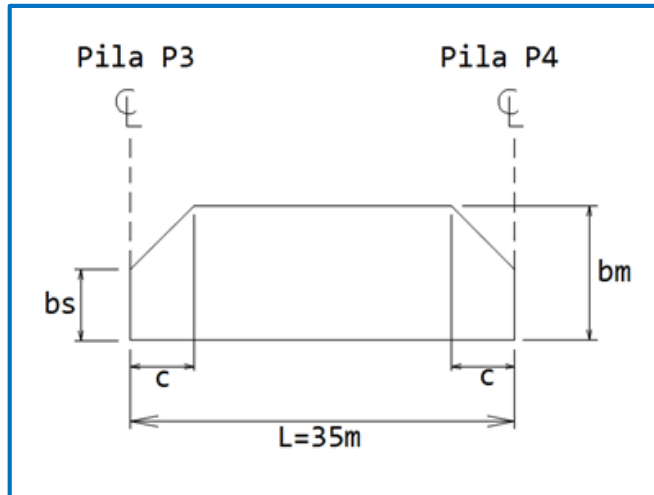


Figura 13. Diagrama del ancho de ala efectivo para el claro interior

Obtener las relaciones $\frac{b_s}{b}$ y $\frac{b_m}{b}$ de la figura 4.6.2.6.2-2 (AASHTO LRFD).

Tabla 31. Dimensiones efectivas para las pilas P3 (P8)

| | b(m) | $\frac{b}{I_i}$ | $\frac{b_s}{b}$ | $\frac{b_m}{b}$ | b_{se}(m) | b_{me} (m) |
|----------------------|-------------|-----------------|-----------------|-----------------|--------------------------|---------------------------|
| b₁ | 2.45 | 0.12 | 0.622 | 0.887 | 1.52 | 2.17 |
| b₂ | 2.45 | 0.12 | 0.622 | 0.887 | 1.52 | 2.17 |
| b₃ | 2.45 | 0.12 | 0.622 | 0.887 | 1.52 | 2.17 |

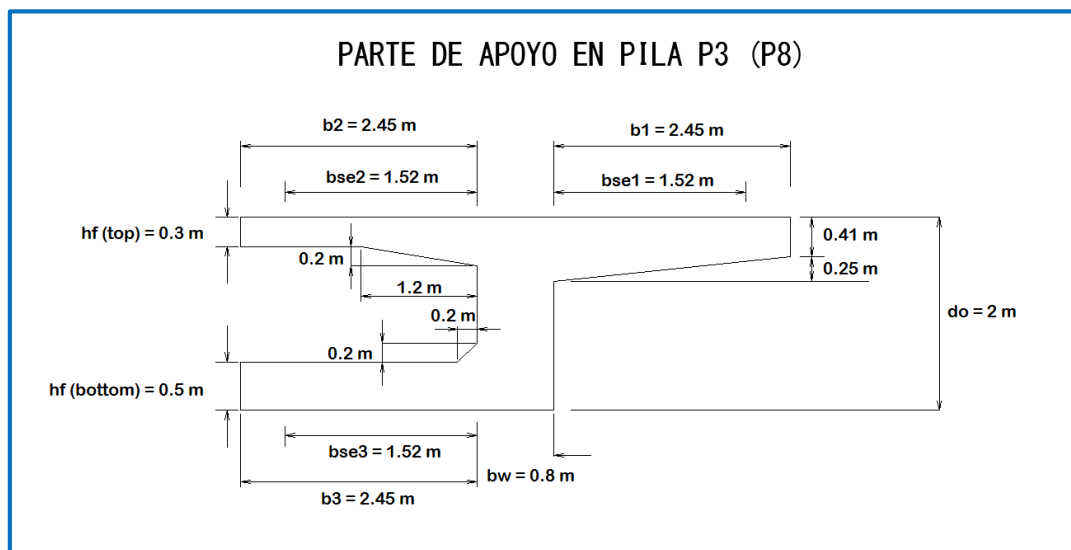


Figura 14. Sección efectiva P3-P8

Ala efectiva:

$$b_{me1} = b_{me2} = b_{me3} = 2.17 \text{ m (con reducción)}$$

$$b_{se1} = b_{se2} = b_{se3} = 1.52 \text{ m (con reducción)}$$

A.2 Claro interior (Figura 15)

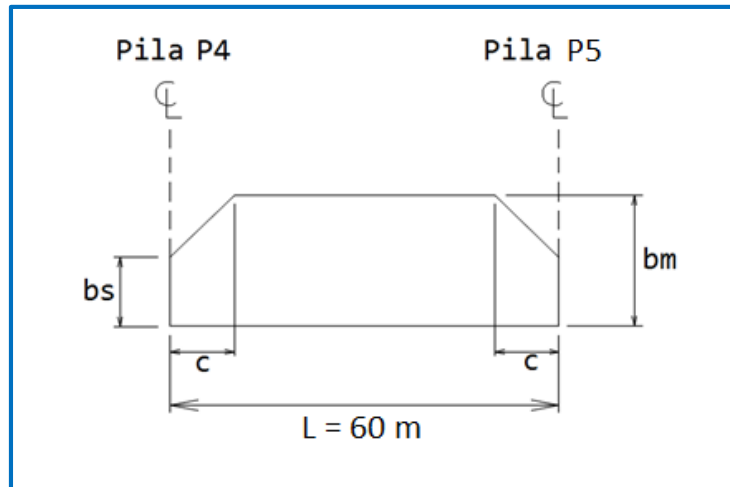


Figura 15. Diagrama del ancho de ala efectivo interior

Donde:

$$c = 0.1L = 0.1(60 \text{ m}) = 6 \text{ m}$$

$$l_i = 0.6L = 0.6(60 \text{ m}) = 36 \text{ m}$$

Tabla 32. Dimensiones efectivas para las pilas P4 y P5

| | b(m) | b/l_i | b_s/b | b_m/b | b_{se}(m) | b_{me} (m) |
|----------------------|-------------|------------------------|------------------------|------------------------|--------------------------|---------------------------|
| b₁ | 2.45 | 0.07 | 0.809 | 0.966 | 1.98 | 2.37 |
| b₂ | 2.45 | 0.07 | 0.809 | 0.966 | 1.98 | 2.37 |
| b₃ | 2.45 | 0.07 | 0.809 | 0.966 | 1.98 | 2.37 |

Ala efectiva:

$$b_{me1} = b_{me2} = b_{me3} = 2.37 \text{ m (con reducción)}$$

$$b_{se1} = b_{se2} = b_{se3} = 1.98 \text{ m (con reducción)}$$

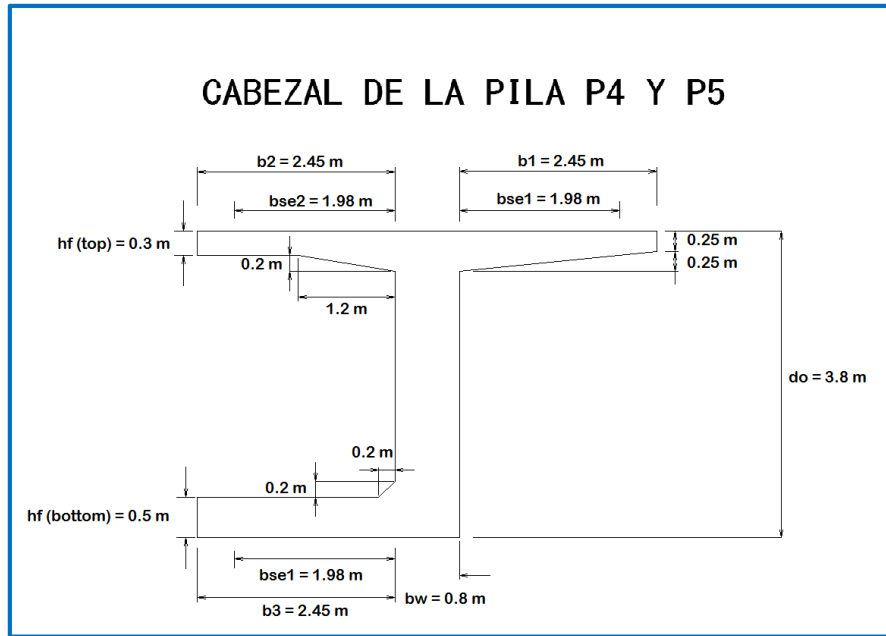


Figura 16. Sección Efectiva P4 y P5

Tabla 33. Dimensiones efectivas para las pilas P6 y P7

| | b(m) | $\mathbf{b/l_i}$ | $\mathbf{b_s/b}$ | $\mathbf{b_m/b}$ | $\mathbf{b_{se}(m)}$ | $\mathbf{b_{me}(m)}$ |
|----------------------|-------------|------------------|------------------|------------------|----------------------|----------------------|
| b₁ | 3.45 | 0.10 | 0.684 | 0.922 | 2.36 | 3.18 |
| b₂ | 2.45 | 0.07 | 0.809 | 0.966 | 1.98 | 2.37 |
| b₃ | 2.45 | 0.07 | 0.809 | 0.966 | 1.98 | 2.37 |

Ala efectiva:

$$\mathbf{b_{me1} = 3.18m \text{ (con reducción)}}$$

$$\mathbf{b_{me2} = b_{me3} = 2.37 \text{ m (con reducción)}}$$

$$\mathbf{b_{se1} = 2.36 \text{ (con reducción)}}$$

$$\mathbf{b_{se2} = b_{se3} = 1.98 \text{ m (con reducción)}}$$

Debido a que las dimensiones de la sección estándar (centro del claro) varían con respecto a las dimensiones de los apoyos, se calcularon las dimensiones efectivas correspondientes a esa sección.

PARTE ESTANDAR (centro del claro) para L=35 m

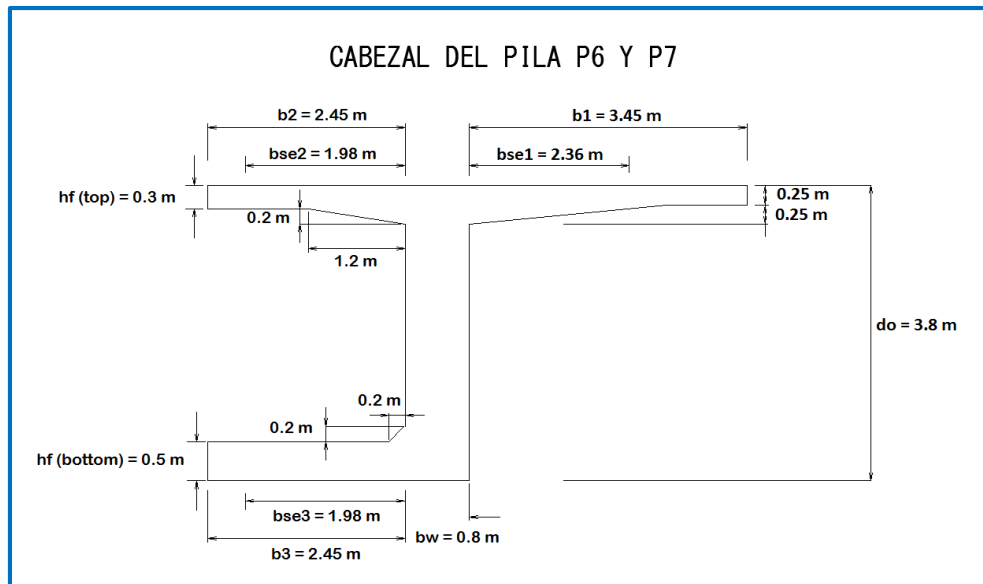


Figura 17. Sección efectiva P6 y P7

$$b_1 = 2.45 \text{ m} \quad b_2 = b_3 = 2.85 \text{ m}$$

$$c = 0.1L = 0.1(35 \text{ m}) = 3.5 \text{ m}$$

$$l_i = 0.8L = 0.8(35 \text{ m}) = 28 \text{ m}$$

Tabla 34. Dimensiones efectivas para la sección estándar con L= 35 m

| | b(m) | $\mathbf{b/l_i}$ | $\mathbf{b_s/b}$ | $\mathbf{b_m/b}$ | b_{se}(m) | b_{me} (m) |
|----------------------|-------------|------------------|------------------|------------------|--------------------------|---------------------------|
| b₁ | 2.45 | 0.088 | 0.732 | 0.936 | 1.79 | 2.29 |
| b₂ | 2.85 | 0.102 | 0.668 | 0.912 | 1.90 | 2.60 |
| b₃ | 2.85 | 0.102 | 0.668 | 0.912 | 1.90 | 2.60 |

Obtener las relaciones $\frac{b_s}{b}$ y $\frac{b_m}{b}$ de la norma AASHTO LRFD figura 4.6.2.6.2-2.

Ala efectiva:

$$\mathbf{b_{me1}} = 2.29 \text{ m (con reducción)}$$

$$\mathbf{b_{me2}} = \mathbf{b_{me3}} = 2.60 \text{ m (con reducción)}$$

$$\mathbf{b_{se1}} = 1.79 \text{ m (con reducción)} \quad \mathbf{b_{se2}} = \mathbf{b_{se3}} = 1.90 \text{ m (con reducción)}$$

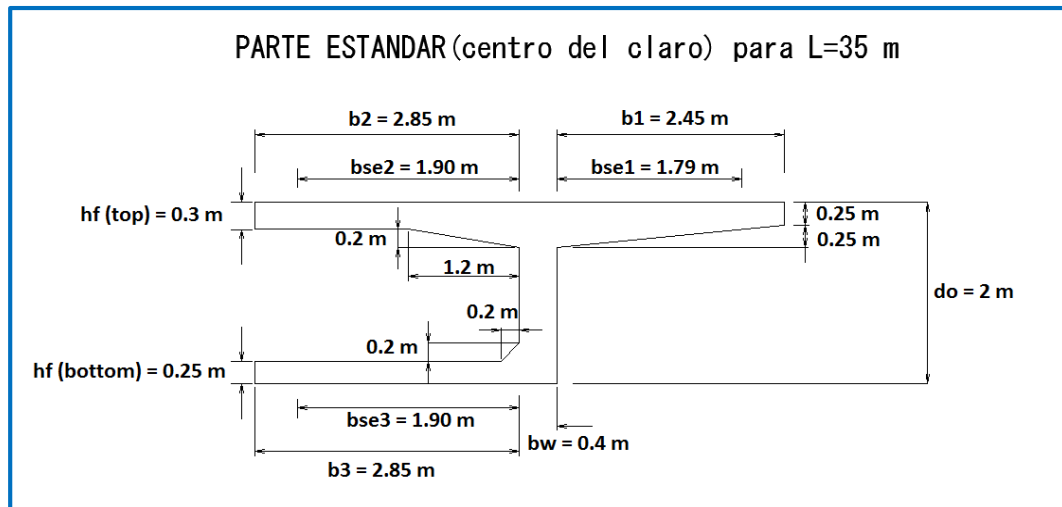


Figura 18. Sección efectiva Estándar 35 m

PARTE ESTANDAR (centro del claro) para L=60 m

$$c = 0.1L = 0.1(60 \text{ m}) = 6 \text{ m}$$

$$l_i = 0.6L = 0.6(60 \text{ m}) = 36 \text{ m}$$

Tabla 35. Dimensiones efectivas para la sección estándar con L= 60 m

| | b(m) | b/l_i | b_s/b | b_m/b | b_{se}(m) | b_{me} (m) |
|----------------------|-------------|---------|---------|---------|--------------------------|---------------------------|
| b₁ | 2.45 | 0.068 | 0.83 | 0.968 | 2.03 | 2.37 |
| b₂ | 2.85 | 0.079 | 0.764 | 0.95 | 2.18 | 2.71 |
| b₃ | 2.85 | 0.079 | 0.764 | 0.95 | 2.18 | 2.71 |

Ala efectiva:

$$b_{me1} = 2.37 \text{ m (con reducción)}$$

$$b_{me2} = b_{me3} = 2.71 \text{ m (con reducción)}$$

$$b_{se1} = 2.03 \text{ m (con reducción)}$$

$$b_{se2} = b_{se3} = 2.18 \text{ m (con reducción)}$$

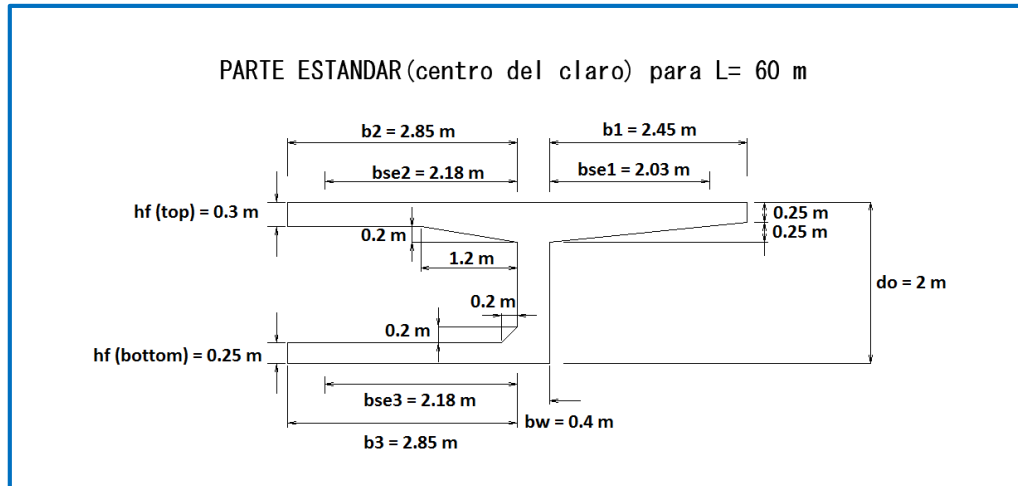


Figura 19. Sección efectiva Estándar 60 m

Las gráficas 13-19, representan la viga exterior equivalente de la sección cajón a ser analizada y diseñada, estas dimensiones fueran obtenidas utilizando el procedimiento descrito en AASHTO LRFD 4.6.2.6.2. Para mayor detalle referirse a este artículo de la norma.

3.4.6 Selección de los factores de resistencia

3.4.6.1 Construcción por segmentos

1. Para flexión, $\phi = 0.95$
2. Para flexión y tensión, esta variación ϕ puede ser calculado para miembros presforzados no contralados por tensión, tal que:

$$0.75 \leq \phi = 0.583 + 0.25 \left(\frac{d_t}{c} - 1 \right) \leq 1$$

3. Para cortante y torsión, $\phi = 0.90$

Donde:

c = distancia desde la fibra extrema de compresión hasta el eje neutro (m)

d_t = Distancia desde la fibra extrema de compresión hasta el centroide del acero en el extremo del elemento a tensión (m)

3.4.6.2 Factores de carga para los estados límites de resistencia y servicio

(Art. 1.3.2)

3.4.7 Combinaciones de carga y los factores de carga

(Tabla 3.4.1-1 AASHTO LRFD)

Estado límite de resistencia I

$$Q = 0.95 [1.25 (DC + CR + SH) + 1.5(DW) + 1.75(LL + IM + PL) + PS]$$

Estado límite de servicio I $Q = (DC + DW) + (LL + IM + PL)$

Estado límite de servicio III $Q = (DC + DW) + 0.8(LL + IM + PL)$

3.4.8 Efectos de la fuerza por carga viva y carga permanente

Los efectos por carga viva y cargas permanentes fueron distribuidos en las vigas con CSIBridge como se especifica en la sección 3.3.3 de este documento.

3.4.9 Análisis estructural

El análisis estructural del puente fue realizado con el software CSI bridge en donde se obtuvieron los efectos de la carga muerta no factorada y los efectos de la carga viva no factorada para dos carriles cargados.

Los momentos últimos factorados son calculados en base al estado límite de resistencia I.

$$Mu = 0.95[1.25(M_{DC1} + M_{DC2} + M_{CR+SH}) + 1.5(M_{DW}) + 1.75(M_{LL+IM} + M_{PL}) + M_{PS}]$$

Donde:

M_{SH} = Efectos de fuerzas debidas a la contracción

M_{CR} = Efectos de fuerzas debidas a la fluencia lenta del concreto

M_{PS} = Cargas debidas al momento secundario de presfuerzo.

Los demás términos fueron definidos anteriormente.

Tabla 36. Momentos debidos a las cargas para el claro P3-P4

| x/L | CLARO P3-P4 | | | | | | | | | |
|-----|------------------|------------------|-----------------|--------------------|------------|-----------|-----------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| | M _{DC1} | M _{DC2} | M _{DW} | M _{LL+IM} | | PL | M _{PS} | M _{CR+SH} | M _u (+) | M _u (-) |
| | kN. m | kN. m | kN. m | (+) kN. m | (-) kN. m | kN. m | kN. m | kN. m | kN. m | kN. m |
| 0.0 | 0 | -279.1474 | -166.0293 | 117.722 | -0.5049 | -38.3721 | 0 | 0.0035 | -209.272 | -405.824 |
| 0.1 | 2311.8154 | 133.5424 | 94.4909 | 1125.0772 | -439.5308 | 38.9932 | -2174.171 | 10.4478 | 2027.866 | 319.562 |
| 0.2 | 3548.033 | 409.437 | 212.445 | 1753.4224 | -599.9279 | 91.7905 | -4697.899 | 8.0013 | 2126.325 | -296.051 |
| 0.3 | 4431.798 | 461.7897 | 302.9723 | 2314.4297 | -751.6604 | 132.8391 | -6829.561 | 14.2354 | 1963.775 | -1257.098 |
| 0.4 | 4266.8505 | 452.8949 | 298.7698 | 2495.8234 | -941.1806 | 130.3798 | -8957.909 | 26.6713 | 98.726 | -3795.853 |
| 0.5 | 3014.83 | 293.3055 | 199.9022 | 2357.3025 | -1066.9726 | 84.8986 | -9972.459 | 31.5591 | -2434.799 | -6855.786 |
| 0.6 | 1034.5228 | 35.8434 | 39.3583 | 2027.9162 | -1287.2097 | 11.4609 | -11779.415 | 31.8018 | -6833.323 | -11946.467 |
| 0.7 | -4282.5321 | -639.3087 | -382.7643 | 1247.3034 | -2007.5683 | -181.173 | -14800.611 | 27.5251 | -16709.135 | -24056.802 |
| 0.8 | -10578.9409 | -1396.098 | -856.5339 | 971.5359 | -3267.6661 | -397.1399 | -17179.035 | 20.3845 | -26115.289 | -37829.536 |
| 0.9 | -15018.4444 | -1903.4426 | -1174.381 | 514.2956 | -4172.2147 | -541.9423 | -18670.923 | 16.5157 | -32962.612 | -47323.284 |
| 1.0 | -24004.455 | -2899.8452 | -1798.862 | 418.6326 | -5961.6211 | -826.311 | -20422.313 | 57.9316 | -44143.405 | -65129.576 |

En esta tabla se muestran los valores de los momentos causados por cada una de las cargas descritas anteriormente para la viga exterior derecha del tramo P3-P4; al igual que en las vigas T, se realizó el cálculo de Mu (+) y Mu (-), tomando como críticos los de mayor valor, estos valores se presentan en color azul en la tabla. **Siendo estos de 1963.775 kN.m para momento positivo y 65129.576 kN.m para momento negativo.**

Tabla 37. Momentos debidos a las cargas para el claro P4-P5

| x/L | CLARO P4-P5 | | | | | | | | | |
|------------|------------------|------------------|-----------------|--------------------|------------|------------|-----------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| | M _{DC1} | M _{DC2} | M _{DW} | M _{LL+IM} | | PL | M _{ps} | M _{CR+SH} | M _u (+) | M _u (-) |
| | kN. m | kN. m | kN. m | (+) kN. m | (-) kN. m | kN. m | kN. m | kN. m | kN. m | kN. m |
| 0.0 | -32544.8926 | -4090.1651 | -2548.023 | 1086.9228 | -8676.3444 | -1166.2079 | 2115.385 | 12836.275 | -30014.183 | -46245.614 |
| 0.1 | -16601.3059 | -2212.2006 | -1368.627 | 956.2897 | -4993.9491 | -630.0843 | 5008.899 | 12108.745 | -4611.427 | -14503.699 |
| 0.2 | -5379.9569 | -772.6592 | -464.7338 | 1327.3821 | -3622.3142 | -219.1243 | 4826.903 | 11280.910 | 11855.640 | 3626.770 |
| 0.3 | 1960.9502 | 241.3237 | 171.7306 | 1960.4103 | -1675.0786 | 70.3351 | 4636.524 | 10145.157 | 22688.102 | 16644.102 |
| 0.4 | 6405.3058 | 858.471 | 496.554 | 2649.7007 | -509.0663 | 246.5057 | 4652.573 | 8634.630 | 28821.835 | 23570.384 |
| 0.5 | 7069.354 | 954.07 | 618.8147 | 2844.4775 | -458.0154 | 273.7848 | 3732.609 | 6758.218 | 27165.101 | 21674.707 |
| 0.6 | 4561.1516 | 601.1364 | 396.7528 | 2467.7204 | -824.9683 | 173.0057 | 3887.209 | 5455.529 | 21257.086 | 15782.991 |
| 0.7 | -52.8845 | -48.2026 | -11.3373 | 1900.365 | -1334.0566 | -12.3862 | 3092.675 | 3529.381 | 10131.749 | 4754.523 |
| 0.8 | -8411.3779 | -1213.6947 | -743.6677 | 1226.5328 | -3016.2787 | -345.1367 | 2789.769 | 2108.652 | -5869.874 | -12923.548 |
| 0.9 | -26271.7801 | -2801.6028 | -1741.383 | 740.8644 | -6710.0445 | -798.4899 | 2298.172 | -2038.662 | -37339.563 | -49726.699 |
| 1.0 | -32674.0731 | -4270.9746 | -2664.624 | 729.2713 | -8181.653 | -1217.9862 | -2575.841 | -12041.421 | -65228.058 | -80042.470 |

La demanda de flexión para la viga exterior derecha del tramo P4-P5 es de 28821.835 kN.m para momento positivo y 80042.470 kN.m para momento negativo.

Tabla 38. Momentos debidos a las cargas para el claro P5-P6

| x/L | CLARO P5-P6 | | | | | | | | | |
|------------|------------------|------------------|-----------------|--------------------|------------|------------|-----------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| | M _{DC1} | M _{DC2} | M _{DW} | M _{LL+IM} | | PL | M _{ps} | M _{CR+SH} | M _u (+) | M _u (-) |
| | kN. m | kN. m | kN. m | (+) kN. m | (-) kN. m | kN. m | kN. m | kN. m | kN. m | kN. m |
| 0.0 | -31531.3328 | -4076.5226 | -2541.4149 | 0.3925 | -19.8333 | -1162.3851 | 200.8187 | -11239.199 | -60993.428 | -61027.054 |
| 0.1 | -19640.696 | -2650.6555 | -1645.769 | 832.839 | -5432.3404 | -755.3267 | 3712.7401 | 852.7781 | -24147.559 | -34563.420 |
| 0.2 | -7776.5506 | -1120.2874 | -684.3295 | 1228.7132 | -4038.5901 | -318.4167 | 4003.1139 | 2799.6254 | -2899.283 | -11656.175 |
| 0.3 | 200.7768 | -14.7553 | 12.4877 | 1882.4661 | -2005.588 | -2.812 | 4066.8325 | 4944.3281 | 13098.501 | 6634.611 |
| 0.4 | 5375.2182 | 711.6195 | 466.2919 | 2650.3742 | -778.5359 | 204.5527 | 4547.6358 | 5738.4671 | 23773.585 | 18073.022 |
| 0.5 | 6461.0014 | 864.9819 | 562.5485 | 2911.473 | -564.7992 | 248.3217 | 4110.5582 | 7478.892 | 27540.610 | 21761.307 |
| 0.6 | 4745.3065 | 737.7184 | 409.961 | 2548.1848 | -788.2252 | 178.9383 | 4689.7436 | 8991.9759 | 26762.356 | 21215.575 |
| 0.7 | 669.8248 | 52.7882 | 52.4778 | 1982.29 | -1203.9559 | 16.4347 | 4481.5816 | 9675.5512 | 20002.983 | 14705.849 |
| 0.8 | -7078.7997 | -1028.4124 | -626.5238 | 1301.9767 | -2784.1564 | -292.2421 | 3804.0448 | 10593.574 | 7352.285 | 559.088 |
| 0.9 | -23504.6149 | -2533.2114 | -1571.826 | 867.9113 | -6207.8151 | -721.8688 | 3276.0344 | 11464.1105 | -16191.111 | -27954.506 |
| 1.0 | -34983.7643 | -4516.54 | -2826.812 | 964.978 | -8840.0338 | -1288.1097 | 1080.7426 | 11981.2652 | -36217.567 | -52518.399 |

La demanda de flexión para la viga exterior derecha del tramo P5-P6 es de 27540.610 kN.m para momento positivo y 61027.054 kN.m para momento negativo.

Tabla 39. Momentos debidos a las cargas para el claro P6-P7

| x/L | CLARO P6-P7 | | | | | | | | | |
|------------|------------------|------------------|-----------------|--------------------|------------|------------|-----------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| | M _{DC1} | M _{DC2} | M _{DW} | M _{LL+IM} | | PL | M _{ps} | M _{CR+SH} | M _u (+) | M _u (-) |
| | kN. m | kN. m | kN. m | (+) kN. m | (-) kN. m | kN. m | kN. m | kN. m | kN. m | kN. m |
| 0.0 | -35766.0756 | -4613.2085 | -2888.2284 | 742.8371 | -8870.4943 | -1315.7329 | -4201.729 | 5020.279 | -51048.627 | -67030.790 |
| 0.1 | -19017.6257 | -2589.614 | -1607.882 | 783.4931 | -5166.4402 | -821.7107 | -3300.627 | 6432.026 | -23510.931 | -33402.695 |
| 0.2 | -7098.5752 | -1042.7338 | -636.0218 | 1310.1228 | -3850.8911 | -296.3442 | -1718.624 | 7992.680 | -1030.113 | -9610.299 |
| 0.3 | 931.075 | 79.4528 | 69.0065 | 2022.1514 | -1901.7476 | 24.0402 | 1639.398 | 9723.309 | 17803.987 | 11280.505 |
| 0.4 | 6166.0589 | 815.9694 | 531.9348 | 2747.1473 | -776.9109 | 234.3275 | 2880.781 | 10988.461 | 29791.407 | 23932.660 |
| 0.5 | 7309.5817 | 983.8661 | 637.6001 | 2930.5039 | -461.1688 | 282.2725 | 3306.101 | 11795.828 | 33246.632 | 27607.976 |
| 0.6 | 5642.1436 | 864.3861 | 492.6691 | 2508.4266 | -506.3692 | 216.2943 | 4919.826 | 13072.684 | 33156.052 | 28143.954 |
| 0.7 | 1617.6575 | 197.4009 | 144.1293 | 1932.045 | -1014.5289 | 57.7731 | 5285.346 | 13672.609 | 26926.141 | 22027.461 |
| 0.8 | -6066.2558 | -866.5538 | -523.7977 | 1283.8762 | -2610.6374 | -245.9563 | 6116.273 | 14521.758 | 15801.466 | 9326.837 |
| 0.9 | -22394.2898 | -2355.8503 | -1458.967 | 896.6943 | -6292.0812 | -841.6223 | 7013.779 | 15383.216 | -6447.604 | -18398.943 |
| 1.0 | -31508.2943 | -4061.8583 | -2535.085 | 972.4879 | -8395.051 | -1158.0617 | 4928.910 | 11471.611 | -27855.566 | -43429.099 |

La demanda de flexión para la viga exterior derecha del tramo P6-P7 es de 33246.632 kN.m para momento positivo y 67030.790 kN.m para momento negativo.

Tabla 40. Momentos debidos a las cargas para el claro P7-P8

| x/L | CLARO P7-P8 | | | | | | | | | |
|------------|------------------|------------------|-----------------|--------------------|------------|-----------|-----------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| | M _{DC1} | M _{DC2} | M _{DW} | M _{LL+IM} | | PL | M _{ps} | M _{CR+SH} | M _u (+) | M _u (-) |
| | kN. m | kN. m | kN. m | (+) kN. m | (-) kN. m | kN. m | kN. m | kN. m | kN. m | kN. m |
| 0.0 | -21994.6164 | -2739.9819 | -1701.046 | 423.785 | -5608.0927 | -780.579 | -25813.0622 | -3510.258 | -61080.336 | -71108.333 |
| 0.1 | -14366.7469 | -1405.2938 | -997.1479 | 679.9388 | -4127.2756 | -529.9642 | -18169.4205 | 8.328 | -34756.950 | -42748.944 |
| 0.2 | -10467.8101 | -331.95 | -860.6514 | 783.291 | -3324.8536 | -399.7669 | -16934.523 | 17.637 | -29480.387 | -36310.178 |
| 0.3 | -1756.4257 | 43.232 | -491.1623 | 1651.1755 | -2327.5776 | -231.1908 | -15189.1006 | 39.522 | -14756.313 | -21370.990 |
| 0.4 | 1103.516 | 244.2177 | 44.507 | 2103.261 | -1404.0043 | 13.5497 | -11606.8529 | 44.460 | -5790.660 | -11621.488 |
| 0.5 | 3682.828 | -1861.452 | 169.6136 | 2347.6795 | -1225.3632 | 70.874 | -10741.4563 | 44.816 | -3725.736 | -9665.919 |
| 0.6 | 4322.941 | 471.3123 | 309.9974 | 2534.7322 | -1051.4062 | 135.5979 | -9059.1703 | 46.910 | 2023.840 | -3938.115 |
| 0.7 | 4483.247 | 485.2062 | 316.85 | 2326.7032 | -750.0577 | 139.4733 | -6722.7209 | 37.332 | 4109.315 | -1005.800 |
| 0.8 | 3595.7231 | 346.7421 | 227.9304 | 1727.4694 | -558.5977 | 99.8483 | -4616.7287 | 5.664 | 3665.228 | -135.358 |
| 0.9 | 2355.3497 | 160.2873 | 109.5878 | 1057.8244 | -337.2509 | 46.5587 | -2127.6556 | 10.950 | 2971.249 | 651.936 |
| 1.0 | 0 | -251.864 | 0 | 354.6271 | -892.2841 | -71.1979 | 0 | 0.003 | 172.116 | -1900.874 |

La demanda de flexión para la viga exterior derecha del tramo P7-P8 es de 4109.315 kN.m para momento positivo y 71108.333 kN.m para momento negativo.

3.4.10 Cálculo de los esfuerzos de diseño

3.4.10.1 Límites de esfuerzos para tendones de pos-Tensado

Usando AASHTO M203 (ASTM A416) cables sin revestimiento de siete alambres de baja relajación (Grado 270)

$$\text{Diámetro} = 12.7 \text{ mm} \quad \text{Área} = 98.71 \text{ mm}^2/\text{torón}$$

a) Propiedades del material

$$f_{pu} = 1850 \text{ MPa} \quad f_{py} = 1600 \text{ MPa} \quad E_p = 197,000 \text{ MPa}$$

b) Esfuerzos límites para los tendones de presforzado (Art.5.9.3-1 AASHTO LRFD)

Tabla 41. Límite de esfuerzo para los tendones

| Pos tensado | Límites de esfuerzos |
|--|--|
| En el tensado (f_{pj}) | $0.8(f_{pu}) = 0.8(1850 \text{ MPa}) = 1480 \text{ MPa}$ |
| En la transferencia (f_{pt}) ----- en anclajes | $0.7(f_{pu}) = 0.7(1850 \text{ MPa}) = 1295 \text{ MPa}$ |
| ----- general | $0.74(f_{pu}) = 0.74(1850 \text{ MPa}) = 1369 \text{ MPa}$ |
| En servicio después de las pérdidas (f_{pe}) | $0.8(f_{py}) = 0.8(1600 \text{ MPa}) = 1280 \text{ MPa}$ |

3.4.10.2 Límites de esfuerzos para el concreto

(Art.5.9.4 AASHTO LRFD 2012)

a) En el tensado y en la transferencia (antes de las pérdidas) Art. 5.9.4.1

$$\text{Esfuerzo de compresión (DC solamente): } f_{ci} = 0.60 (f'_{ci})$$

$$f_{ci} = 0.60(28 \text{ MPa}) = 16.8 \text{ MPa}$$

$$\text{Esfuerzo de tensión (DC solamente): } f_{ti} = 0.25\sqrt{f'_{ci}}$$

$$f_{ti} = 0.25\sqrt{28 \text{ MPa}} = 1.32 \text{ MPa}$$

b) En servicio (después de todas las pérdidas) Art.5.9.4.2

a) Esfuerzo de compresión [DC + DW + (LL + IM)]: $f_c = 0.6(f'_c)$

Usar el estado límite de servicio I

$$f_c = 0.6(35 \text{ MPa}) = 21 \text{ MPa}$$

Esfuerzo de compresión (DC + DW) : $f_c = 0.45(f'_c)$

$$f_c = 0.45(35 \text{ MPa}) = 15.75 \text{ MPa}$$

b) Esfuerzo de tensión [DC + DW + 0.8(LL + IM)]: $f_t = 0.5\sqrt{f'_c}$

Usar el estado límite de servicio III

$$f_t = 0.5\sqrt{35 \text{ MPa}} = 2.958 \text{ MPa} = 2,958.04 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Convención de signos para los esfuerzos en el concreto:

Compresión (+) Tensión (-)

3.4.11 Desarrollo del perfil preliminar del tendón

3.4.11.1 Propiedades de la sección cajón para la viga exterior crítica

Para una viga exterior, como se muestra en la figura 20, el ancho de ala efectivo b_e es tomado como el ancho tributario del tablero de concreto.

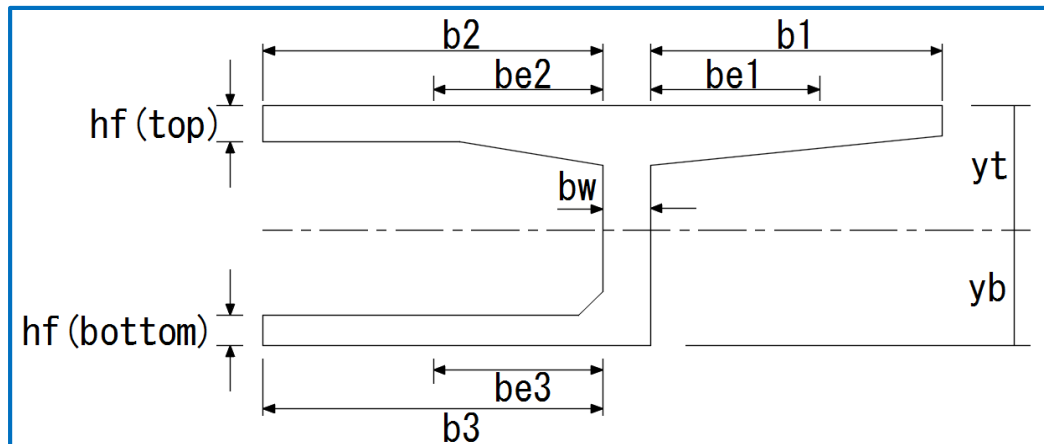


Figura 20. Sección transversal de viga cajón exterior

Tabla 42. Propiedades de la sección cajón

| Propiedades | Apoyo P3 (P8) | Apoyo P4 y P5 | Apoyo P6 y P7 | Estándar L=35 m | Estándar L=60 m |
|-----------------------------|----------------------|-----------------------|-----------------------|----------------------|----------------------|
| Área | 3.769 m ² | 5.507 m ² | 5.649 m ² | 2.656 m ² | 2.900 m ² |
| Centroide (y_b) | 1.126 m | 2.051 m | 2.090 m | 1.253 m | 1.260 m |
| Centroide (y_t) | 0.874 m | 1.749 m | 1.710 m | 0.747 m | 0.740 m |
| Inercia (I_x) | 1.754 m ⁴ | 10.561 m ⁴ | 10.899 m ⁴ | 1.382 m ⁴ | 1.531 m ⁴ |
| Módulo de sección (S_b) | 1.557 m ³ | 5.149 m ³ | 5.215 m ³ | 1.103 m ³ | 1.215 m ³ |

3.4.11.2 Perfil preliminar del presforzado

Una trayectoria del cable generalmente es controlada por los momentos máximos por carga muerta y la posición del gato en el final de la sección. Las excentricidades máximas deberían ocurrir en puntos de máximo momento por carga muerta y casi ninguna excentricidad debería estar presente en el tensado final de la sección.

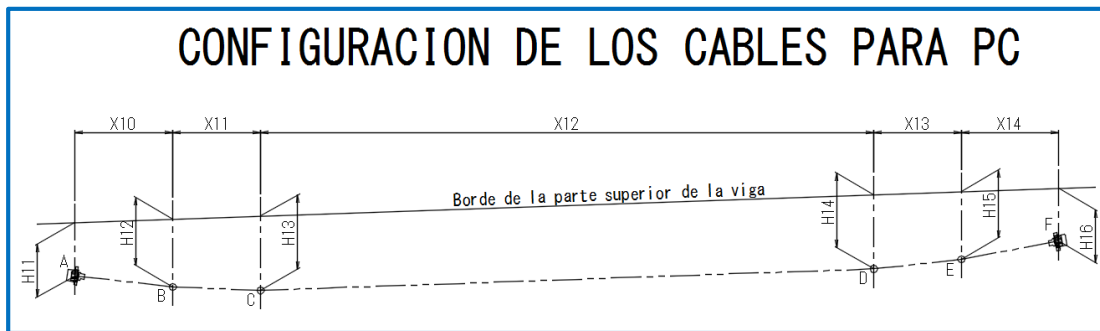


Figura 21. Configuración de los cables para PC de P3-P4

3.4.11.3 Análisis preliminar - viga exterior crítica en el apoyo

Para asegurar que la tensión en la fibra inferior de la viga no exceda el límite especificado en la tabla 5.9.4.2.2-1 (AASHTO LRFD) en la sección bajo condiciones finales. Siguiendo el mismo procedimiento utilizado en las vigas T se obtienen los siguientes valores:

3.4.11.3.1 Para el momento máximo negativo (en el apoyo)

La distancia entre el centro de gravedad de los tendones y la fibra inferior de la viga es:

Tabla 43. Excentricidad por tramo M (-)

| Claro | y_{bs} promedio (m) | $e_{promedio} = y_{bs} - y_b$ (m) |
|-------|-----------------------|-----------------------------------|
| P3-P4 | 3.531 | 1.480 |
| P4-P5 | 3.531 | 1.480 |
| P5-P6 | 3.531 | 1.441 |
| P6-P7 | 3.531 | 1.441 |
| P7-P8 | 3.531 | 1.441 |

Claro P3-P4

$$f_b = 19,527.581 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} - \frac{0.469 P_j}{\text{m}^2}$$

Esfuerzo límite: $f_{\text{tensión}} = 0.5\sqrt{f'_c} = 0.5\sqrt{35 \text{ MPa}} = 2.958 \text{ MPa} = 2,958.04 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Igualando:

$$2,958.04 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 6,629.153 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} - \frac{0.469 P_j}{\text{m}^2}$$

Despejando la fuerza de presforzado en el tendado P_j , resulta:

$$P_{j \text{ mínimo}} = \frac{\left(6,629.153 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} - 2,958.04 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right) \text{m}^2}{0.469} = 7,827.173 \text{ kN}$$

Realizando el mismo procedimiento para los demás claros, se tiene:

Claro P4 – P5: $P_{j \text{ mínimo}} = 13,201.854 \text{ kN}$

Claro P5 – P6: $P_{j \text{ mínimo}} = 14,808.118 \text{ kN}$

Claro P6 – P7: $P_{j \text{ mínimo}} = 12,782.098 \text{ kN}$

Claro P7 – P8: $P_{j \text{ mínimo}} = 6,820.636 \text{ kN}$

3.4.11.3.2 Para el momento máximo positivo (en el centro del claro)

La distancia entre el centro de gravedad de los tendones y la fibra inferior de la viga es:

Tabla 44. Excentricidad por tramo M (+)

| Claro | y_{bs} promedio (m) | $e_{promedio} = y_{bs} - y_b$ (m) |
|-------|-----------------------|-----------------------------------|
| P3-P4 | 0.680 | 0.573 |
| P4-P5 | 0.197 | 1.063 |
| P5-P6 | 0.197 | 1.063 |
| P6-P7 | 0.197 | 1.063 |
| P7-P8 | 0.680 | 0.573 |

$$\text{Claro P4 – P5: } P_{j \text{ m\u00ednimo}} = 3,937.784 \text{ kN}$$

$$\text{Claro P4 – P5: } P_{j \text{ m\u00ednimo}} = 5,089.747 \text{ kN}$$

$$\text{Claro P5 – P6: } P_{j \text{ m\u00ednimo}} = 4,603.581 \text{ kN}$$

$$\text{Claro P6 – P7: } P_{j \text{ m\u00ednimo}} = 5,335.651 \text{ kN}$$

$$\text{Claro P7 – P8: } P_{j \text{ m\u00ednimo}} = 4,042.884 \text{ kN}$$

3.4.12 P\u00e9rdidas del presforzado

Para el c\u00e1lculo de las p\u00e9rdidas del presforzado en construcciones por segmentos se deber\u00e1n aplicar los requisitos del art\u00edculo 5.9.5 (Art. 5.14.2.3.7 LRFD).

Para una viga caj\u00f3n pos-tensada ejecutada in situ, dos tipos de p\u00e9rdidas son significativas, las p\u00e9rdidas instant\u00e1neas (fricci\u00f3n, acu\u00f1amiento del anclaje y acortamiento el\u00e1stico) y las p\u00e9rdidas dependientes del tiempo (fluencia lenta y contracci\u00f3n del concreto y la relajaci\u00f3n del acero de presforzado).

Las p\u00e9rdidas totales Δf_{pT} para miembros postensados segmentales se pueden tomar como:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pA} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT}$$

Las definiciones de los términos de la ecuación anterior se encuentran en la sección 3.3.4.3.

3.4.12.1 Pérdidas instantáneas

3.4.12.1.1 Pérdidas por fricción (Δf_{pF}) Art.5.9.5.2b

Las pérdidas por fricción entre los tendones internos de presforzado y la pared del ducto se pueden tomar como:

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} (1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)})$$

$$f_{pj} = 1480 \text{ MPa} \quad K = 6.6 \times 10^{-7} \text{ mm}^{-1} \quad \mu = 0.25$$

Los valores de las pérdidas pueden observarse en las tablas 53 y 54.

3.4.12.1.2 Pérdidas por acuñamiento del anclaje (Δf_{pA})

Las pérdidas por acuñamiento del anclaje pueden ser aproximadas asumiendo cambios lineales en ellas dentro de la longitud L_{pA} , como se muestra en la figura.

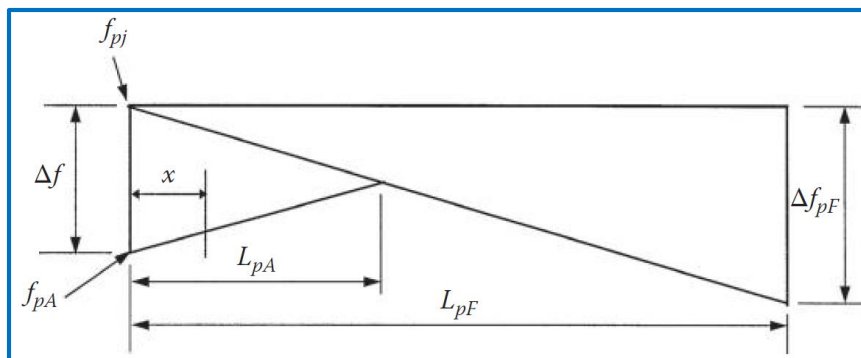


Figura 22. Modelo de pérdidas por acuñamiento del anclaje

Siguiendo el mismo procedimiento utilizado en la sección 3.3.4.3.2 de este documento se obtuvieron los valores especificados en las tablas 53 y 54.

3.4.12.1.3 Pérdidas debido al acortamiento elástico del concreto (Δf_{pES})

Las pérdidas debido al acortamiento elástico en miembros pos-tensados, a excepción de sistemas de losa, pueden ser tomadas como: (Art.5.9.5.2.3b)

$$\Delta f_{pES} = \frac{(N - 1) E_p}{2N E_{ci}} f_{cgp}$$

Para estructuras pos-tensadas con tendones adherentes, f_{cgp} puede ser tomado en la sección central del claro o, para construcciones continuas, en la sección de máximo momento.

La cantidad de tendones tomados son aquellos que pasan por el punto de apoyo considerado.

$$f_{cgp} = \frac{P_j}{A} + \frac{P_j * e^2}{I_x} - \frac{M_{DC1} * e}{I_x}$$

$$A_{ps} = 98.71 \text{ mm}^2 * 12 \text{ torones} * \text{cantidad de tendones}$$

En el tensado: $P_j = f_{pj} * A_{ps}$

Los valores de las pérdidas por acortamiento elástico se encuentran resumidas en las tablas 53 y 54.

3.4.12.2 Pérdidas dependientes del tiempo (Δf_{pLT})

Estimación refinada de las pérdidas dependientes del tiempo Arto 5.9.5.4 AASHTO LRFD.

3.4.12.2.1 Pérdidas debidas a la contracción del concreto (Δf_{pSD})

Las pérdidas debidas a la contracción del concreto de la viga entre el tiempo de colocación del tablero y el tiempo final, Δf_{pSD} , será determinado como se especifica en la sección 3.3.4.3.4.

Para el momento máximo negativo (en el apoyo)

Asumiendo $t_i = 28$ días $t_d = 120$ días $t_f = 36,000$ días

V/S = Generalmente se toma como el área bruta de la sección transversal del elemento de concreto dividida por su perímetro

Humedad promedio del sitio: $H = 85\%$

Claro P3-P4

$$\frac{V}{S} = \frac{5.507 \text{ m}^2}{20.546 \text{ m}} = 0.268 \text{ m} = 10.55 \text{ in}$$

$$K_s = 1.45 - 0.13(10.55 \text{ in}) = 0.079 \text{ in} < 1 \quad \text{Usar } K_s = 1$$

$$K_{hs} = 2.00 - 0.014(85) = 0.81$$

$$K_{hc} = 1.56 - 0.008(85) = 0.88$$

$$K_f = \frac{5}{1 + 4 \text{ ksi}} = 1$$

$$K_{td} = \frac{(36,000 \text{ dias} - 28 \text{ dias})}{61 - 4(4 \text{ ksi}) + (36,000 \text{ dias} - 28 \text{ dias})} = 0.999$$

$$\varepsilon_{bdf} = 1 * 0.81 * 1 * 0.999 * 0.48 \times 10^{-3} = 0.0004$$

El coeficiente de fluencia de la viga en el tiempo final debido a la carga introducida en la transferencia es:

$$\Psi_b(t_f, t_i) = 1.9 * 1 * 0.88 * 1 * 0.999 * (120 \text{ dias})^{-0.118} = 0.949$$

$$K_{df} = \frac{1}{1 + \frac{196,552}{24,870} * \frac{0.024875 \text{ m}^2}{5.507 \text{ m}^2} \left(1 + \frac{5.507 \text{ m}^2 (1.48 \text{ m})^2}{10.561 \text{ m}^4} \right) [1 + 0.7(0.949)]} =$$

$$K_{df} = 0.887$$

$$\Delta f_{pSD} = 0.0004 * 196,552 \text{ MPa} * 0.887 = 69.737 \text{ MPa}$$

Claro P4-P5

En este tramo el punto de estudio se encuentra en el apoyo de la pila P5, la cual tiene las mismas dimensiones que la pila P4 (punto de estudio del tramo P3-P4), por lo tanto las pérdidas debidas a la contracción del concreto serán iguales que las del primer claro.

$$\Delta f_{pSD} = 69.737 \text{ MPa}$$

Claro P5-P6, P6-P7 y P7-P8

$$\frac{V}{S} = \frac{5.649 \text{ m}^2}{20.369 \text{ m}} = 0.277 \text{ m} = 10.906 \text{ in}$$

$$K_s = 1.45 - 0.13(10.906 \text{ in}) = 0.032 \text{ in} < 1 \quad \text{Usar } K_s = 1$$

$$\varepsilon_{\text{bdf}} = 0.0004$$

$$\Psi_b(t_f, t_i) = 0.949$$

$$K_{\text{df}} = \frac{1}{1 + \frac{196,552}{24,870} * \frac{0.024875 \text{ m}^2}{5.649 \text{ m}^2} \left(1 + \frac{5.649 \text{ m}^2 (1.441 \text{ m})^2}{10.899 \text{ m}^4}\right) [1 + 0.7(0.949)]} =$$

$$K_{\text{df}} = 0.893$$

$$\Delta f_{\text{pSD}} = 0.0004 * 196,552 \text{ MPa} * 0.893 = 70.208 \text{ MPa}$$

Para el momento máximo positivo (centro del claro)

Lo que varía son las dimensiones de la sección efectiva que cambian el área y el perímetro, por lo tanto:

Claro P3-P4 y P7-P8

$$\frac{V}{S} = \frac{2.656 \text{ m}^2}{15.447 \text{ m}} = 0.172 \text{ m} = 6.772 \text{ in}$$

$$K_s = 1.45 - 0.13(6.772 \text{ in}) = 0.57 \text{ in} < 1 \quad \text{Usar } K_s = 1$$

$$K_{\text{hs}} = 0.81 \quad K_{\text{hc}} = 0.88 \quad K_f = 1 \quad K_{\text{td}} = 0.999$$

$$\varepsilon_{\text{bdf}} = 1 * 0.81 * 1 * 0.999 * 0.48 \times 10^{-3} = 0.0004$$

$$\Psi_b(t_f, t_i) = 0.949$$

$$K_{\text{df}} = \frac{1}{1 + \frac{196,552}{24,870} * \frac{0.004738 \text{ m}^2}{2.656 \text{ m}^2} \left(1 + \frac{2.656 \text{ m}^2 (0.573 \text{ m})^2}{1.382 \text{ m}^4}\right) [1 + 0.7(0.949)]} =$$

$$K_{\text{df}} = 0.963$$

$$\Delta f_{\text{pSD}} = 0.0004 * 196,552 \text{ MPa} * 0.963 = 75.712 \text{ MPa}$$

Claro P4-P5, P5-P6 y P6-P7

$$\frac{V}{S} = \frac{2.900 \text{ m}^2}{17.045 \text{ m}} = 0.170 \text{ m} = 6.693 \text{ in}$$

$$K_s = 1.45 - 0.13(6.693 \text{ in}) = 0.58 \text{ in} < 1 \quad \text{Usar } K_s = 1$$

$$K_{\text{hs}} = 0.81 \quad K_{\text{hc}} = 0.88 \quad K_f = 1 \quad K_{\text{td}} = 0.999$$

$$\varepsilon_{\text{bdf}} = 0.0004$$

$$\Psi_b(t_f, t_i) = 0.949$$

$$K_{\text{df}} = \frac{1}{1 + \frac{196,552}{24,870} * \frac{0.011845 \text{ m}^2}{2.900 \text{ m}^2} \left(1 + \frac{2.900 \text{ m}^2 (1.063 \text{ m})^2}{1.531 \text{ m}^4}\right) [1 + 0.7(0.949)]} =$$

$$K_{\text{df}} = 0.963$$

$$\Delta f_{\text{pSD}} = 0.0004 * 196,552 \text{ MPa} * 0.856 = 67.299 \text{ MPa}$$

3.4.12.2 Pérdidas debidas al flujo plástico (fluencia lenta) del concreto (Δf_{pCD})

De una manera aproximada, para tomar en cuenta la reducción gradual de la fuerza pretensora a medida en que ocurren el flujo plástico (fluencia), la contracción y el relajamiento, se recomienda sustituir $0.9P_i$ en lugar de P_i en los cálculos del flujo plástico (Nilson pag.275). El esfuerzo inicial en el acero después de ocurridas todas las pérdidas instantáneas, pero antes de ocurridas las pérdidas dependientes del tiempo es igual a:

$$f_{\text{pi}} = f_{\text{pj}} - \Delta f_{\text{pF}} - \Delta f_{\text{pA}} - \Delta f_{\text{pES}}$$

$$f_{\text{pj}} = 1,480 \text{ MPa}$$

Para el momento máximo negativo (en el apoyo)

Claro P3-P4

La pérdida para uno de los cables en el claro especificado, es ejemplificada a continuación: Cable P4-U8

$$f_{\text{pi}} = 1,480 \text{ MPa} - 37.803 \text{ MPa} - 30.724 \text{ MPa} - 1.777 \text{ MPa} = 1,409.696 \text{ MPa}$$

A este esfuerzo le corresponde una fuerza pretensora inicial igual a:

$$P_i = f_{\text{pi}} * A_{\text{ps}} = \frac{1,409.696 \text{ MPa} * 1,185 \text{ mm}^2}{1000} = 1,669.813 \text{ kN}$$

$$P_i = 0.9 * 1,669.813 \text{ kN} = 1,502.832 \text{ kN}$$

Momento debido a todas las cargas muertas: $M = M_{\text{DC1}} + M_{\text{DC2}} + M_{\text{DW}}$

$$M = 24,004.455 \text{ kN.m} + 2,899.845 \text{ kN.m} + 1,798.862 \text{ kN.m} = 28,703.162 \text{ kN.m}$$

$$f_{cgp} = \frac{1,505.336 \text{ kN}}{5.507 \text{ m}^2} + \frac{1,505.336 \text{ kN} (1.549 \text{ m})^2}{10.561 \text{ m}^4} - \frac{(28,703.162 \text{ kN.m})(1.549 \text{ m})}{10.561 \text{ m}^4}$$

$$f_{cgp} = -3,594.588 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = -3.595 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{cd} = \frac{(M_{DC1} + M_{DC2}) * e}{I_c} + \frac{(M_{DW}) * e}{I_c}$$

$$\Delta f_{cd} = \frac{(24,004.455 \text{ kN.m} + 2,899.845 \text{ kN.m})(1.549 \text{ m})}{10.561 \text{ m}^4} + \frac{(1,798.862 \text{ kN.m})(1.549 \text{ m})}{10.561 \text{ m}^4}$$

$$\Delta f_{cd} = 4,209.942 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 4.210 \text{ MPa}$$

Coeficiente de fluencia calculado anteriormente:

$$\Psi_b(t_f, t_i) = 0.949$$

Para el cálculo del coeficiente de fluencia $\Psi_b(t_d, t_i)$

$$K_{td} = \frac{(120 \text{ dias} - 28 \text{ dias})}{61 - 4f'_{ci} + (120 \text{ dias} - 28 \text{ dias})} = 0.672$$

$$\Psi_b(t_d, t_i) = 1.9 * 1 * 0.88 * 1 * 0.672 * (28 \text{ dias})^{-0.118} = 0.758$$

Para el cálculo del coeficiente de fluencia $\Psi_b(t_f, t_d)$

$$K_{td} = \frac{(36,000 \text{ dias} - 120 \text{ dias})}{61 - 4f'_{ci} + (36,000 \text{ dias} - 120 \text{ dias})} = 0.999$$

$$\Psi_b(t_f, t_d) = 1.9 * 1 * 0.88 * 1 * 0.999 * (120 \text{ dias})^{-0.118} = 0.949$$

$$\Delta f_{pCD} = \frac{196,552}{24,870} (3.595 \text{ MPa}) [0.949 - 0.758] (0.924) + \frac{196,552}{27,806} * 4.210 \text{ MPa} * (0.949)(0.924) = \mathbf{31.110 \text{ MPa}}$$

Los valores de las pérdidas se encuentran en las tablas 53 y 54.

Realizando el mismo procedimiento para los demás claros, se obtuvieron las siguientes pérdidas:

Tabla 45. Pérdidas debidas al flujo plástico (fluencia lenta) del concreto (M-)

| | P3-P4 | P4-P5 | P5-P6 | P6-P7 | P7-P8 |
|------------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| Δf_{pCD} (MPa) | 624.994 | 868.781 | 849.985 | 897.056 | 542.245 |

Tabla 46. Pérdidas para el momento máximo positivo (M+)

| CLARO P3-P4 | | | | | | | | | | | | | |
|--------------------|--------------|--|--|---|------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|---|------------------------------|--|---------------------------------------|---|--|
| Cable | e(m) | $\Delta f_p F$ (MPa) | $\Delta f_p A$ (MPa) | $\Delta f_p ES$ (MPa) | Total (MPa) | f_{pj} (MPa) | f_{pi} (MPa) | A_{ps} (mm²) | P_i (kN) | $0.9 \cdot P_i$ (kN) | f_{cgp} (MPa) | Δf_{cd} (MPa) | Δf_{pCD} (MPa) |
| P3P4-W11 | 0.473 | 48.257 | 82.900 | 3.364 | 134.521 | 1480 | 1345.480 | 1185 | 1593.747 | 1434.373 | -1.006 | 1.779 | 12.966 |
| P3P4-W12 | 0.473 | 48.257 | 82.900 | 3.364 | 134.521 | | 1345.480 | 1185 | 1593.747 | 1434.373 | -1.006 | 1.779 | 12.966 |
| P3P4-W21 | 0.673 | 34.832 | 109.997 | 4.572 | 149.401 | | 1330.600 | 1185 | 1576.122 | 1418.510 | -1.532 | 2.531 | 18.593 |
| P3P4-W22 | 0.673 | 34.832 | 109.997 | 4.572 | 149.401 | | 1330.600 | 1185 | 1576.122 | 1418.510 | -1.532 | 2.531 | 18.593 |
| | Total | 166.178 | 385.794 | 15.870 | 567.842 | | 5352.158 | 4738 | 6339.738 | | | | 63.118 |

Estas tablas muestran el cálculo de las pérdidas por fluencia lenta del concreto que experimentará el esfuerzo inicial en los cables de presfuerzo para momento positivo y negativo.

Tabla 47. Coeficientes para las pérdidas en el tiempo

| CLARO P3-P4 | | | |
|-----------------|----------------------|--------------------|-------|
| Pto. de estudio | A (m ²) | Coef.de fluencia | Kdf |
| x/L= 0.3 | 2.656 | $\Psi_b(t_f, t_i)$ | |
| | | 0.949 | 0.963 |
| MDC1 (kN.m) | Ix (m ⁴) | $\Psi_b(t_d, t_i)$ | |
| 4431.798 | 1.382 | 0.758 | 0.966 |
| MDC2 (kN.m) | | $\Psi_b(t_f, t_d)$ | |
| 461.7897 | | 0.949 | 0.963 |
| MDW (kN.m) | | | |
| 302.972 | | Kdf prom | 0.964 |
| Mt (kN.m) | | | |
| 5,196.560 | | | |

Realizando el mismo procedimiento para los demás claros, se obtuvieron las siguientes pérdidas:

Tabla 48. Pérdidas debidas al flujo plástico (fluencia lenta) del concreto (M+)

| | P3-P4 | P4-P5 | P5-P6 | P6-P7 | P7-P8 |
|------------------------|--------|---------|---------|---------|--------|
| Δf_{pCD} (MPa) | 63.118 | 403.507 | 366.562 | 417.664 | 64.474 |

Los cálculos de las pérdidas por fluencia lenta para cada claro se realizaron siguiendo el mismo procedimiento, el resultado se observa en las tablas 53 y 54.

3.4.12.2.3 Pérdidas debidas a la relajación del acero de presforzado (Δf_{pR2})

Las pérdidas debidas a la relajación, Δf_{pR1} , pueden ser asumidas iguales a 1.2 ksi para acero de baja relajación (Art.5.9.5.4.2c AASHTO LRFD)

Por lo tanto $\Delta f_{pR2} = \Delta f_{pR1} = 1.2 \text{ ksi} = 8.28 \text{ MPa/cable}$

Tabla 49. Pérdidas totales dependientes del tiempo para cada claro M (-)

| Claro | Δf_{pSD} (MPa) | Δf_{pCD} (MPa) | Δf_{pR2} (MPa) | Δf_{pLT} (MPa) |
|-------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| P3-P4 | 1464.477 | 624.994 | 173.880 | 2263.351 |
| P4-P5 | 1464.477 | 868.781 | 173.880 | 2507.138 |
| P5-P6 | 1474.368 | 849.985 | 173.880 | 2498.233 |
| P6-P7 | 1474.368 | 897.056 | 173.880 | 2545.304 |
| P7-P8 | 1474.368 | 542.245 | 173.880 | 2190.493 |

Tabla 50. Pérdidas totales dependientes del tiempo para cada claro M (+)

| Claro | Δf_{pSD} (MPa) | Δf_{pCD} (MPa) | Δf_{pR2} (MPa) | Δf_{pLT} (MPa) |
|-------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| P3-P4 | 302.848 | 63.118 | 33.120 | 399.086 |
| P4-P5 | 672.990 | 403.507 | 82.800 | 1159.297 |
| P5-P6 | 672.990 | 366.562 | 82.800 | 1122.352 |
| P6-P7 | 672.990 | 417.664 | 82.800 | 1173.454 |
| P7-P8 | 302.848 | 64.474 | 33.120 | 400.442 |

Después de ocurridas las pérdidas dependientes del tiempo, la fuerza inicial de presforzado, P_i , se reduce a un valor menor P_e , denominado fuerza efectiva de presforzado, que es la fuerza de los tendones en servicio.

El esfuerzo efectivo correspondiente a la fuerza P_e se calcula:

$$f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{pLT}$$

$$P_e = f_{pe} * A_{ps}$$

Tabla 51. Fuerza efectiva de presforzado para cada claro M (-)

| Claro | fpi (MPa) | fpe (MPa) | Pe (kN) |
|-------|------------|------------|-----------|
| P3-P4 | 28,515.003 | 26,251.652 | 31095.606 |
| P4-P5 | 28,513.363 | 26,006.225 | 30804.893 |
| P5-P6 | 27,403.570 | 24,905.337 | 29500.869 |
| P6-P7 | 27,403.432 | 24,858.128 | 29444.949 |
| P7-P8 | 27,383.274 | 25,192.782 | 29841.354 |

Tabla 52. Fuerza efectiva de presforzado M (+)

| Claro | fpi (MPa) | fpe (MPa) | Pe (kN) |
|-------|------------|------------|-----------|
| P3-P4 | 5,352.158 | 4,953.072 | 5867.013 |
| P4-P5 | 13,332.070 | 12,172.774 | 14418.894 |
| P5-P6 | 13,335.175 | 12,212.823 | 14466.333 |
| P6-P7 | 13,330.639 | 12,157.185 | 14400.429 |
| P7-P8 | 5,137.673 | 4,737.231 | 5611.345 |

Como se observa en las tablas 51 y 52, la fuerza axial efectiva de presfuerzo es mayor a la mínima requerida calculada en la sección 3.4.11.3.1 y 3.4.11.3.2 de este documento; por lo tanto la fuerza de compresión en los cables compensará la tensión producida por las cargas.

Tabla 53. Resumen de las pérdidas totales M (-)

| Claro | Pérdidas instantáneas | | | | Pérdidas dependientes del tiempo | | | | Pérd.total |
|-------|-----------------------|----------------------|-----------------------|-------------|----------------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|------------|
| | $\Delta f_p F$ (MPa) | $\Delta f_p A$ (MPa) | $\Delta f_p ES$ (MPa) | Total (MPa) | $\Delta f_p SD$ (MPa) | $\Delta f_p CD$ (MPa) | $\Delta f_p R2$ (MPa) | $\Delta f_p LT$ (MPa) | |
| P3-P4 | 1278.775 | 1249.095 | 37.127 | 2564.997 | 1464.477 | 624.994 | 173.880 | 2263.351 | 4828.348 |
| P4-P5 | 1278.779 | 1249.041 | 38.817 | 2566.637 | 1464.477 | 868.781 | 173.880 | 2507.138 | 5073.775 |
| P5-P6 | 872.899 | 2766.533 | 36.979 | 3676.411 | 1474.368 | 849.985 | 173.880 | 2498.233 | 6174.644 |
| P6-P7 | 872.899 | 2766.533 | 37.117 | 3676.549 | 1474.368 | 897.056 | 173.880 | 2545.304 | 6221.853 |
| P7-P8 | 870.679 | 2791.409 | 34.638 | 3696.726 | 1474.368 | 542.245 | 173.880 | 2190.493 | 5887.219 |

Tabla 54. Resumen de las pérdidas totales M (+)

| Claro | Pérdidas instantáneas | | | | Pérdidas dependientes del tiempo | | | | Pérd.total |
|-------|-----------------------|-----------------------|------------------------|----------------|----------------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------|
| | ΔfpF (MPa) | ΔfpA (MPa) | $\Delta fpES$ (MPa) | Total (MPa) | $\Delta fpSD$ (MPa) | $\Delta fpCD$ (MPa) | $\Delta fpR2$ (MPa) | $\Delta fpLT$ (MPa) | |
| P3-P4 | 166.178 | 385.794 | 15.870 | 567.842 | 302.848 | 63.118 | 33.120 | 399.086 | 966.928 |
| P4-P5 | 877.692 | 501.397 | 88.840 | 1467.930 | 672.990 | 403.507 | 82.800 | 1159.297 | 2627.226 |
| P5-P6 | 877.279 | 501.694 | 85.852 | 1464.825 | 672.990 | 366.562 | 82.800 | 1122.352 | 2587.177 |
| P6-P7 | 877.925 | 501.422 | 90.014 | 1469.361 | 672.990 | 417.664 | 82.800 | 1173.454 | 2642.815 |
| P7-P8 | 297.402 | 468.971 | 15.954 | 782.327 | 302.848 | 64.474 | 33.120 | 400.442 | 1182.769 |

La tabla 53 y 54 muestran el total de pérdidas que sufrirán los cables de presfuerzo por cada tramo. Estas pérdidas son usadas en el cálculo de la fuerza efectiva de compresión de los cables en la tabla 51 y 52.

3.4.13 Revisión de los esfuerzos límites

a) Esfuerzo límite del acero de presfuerzo en el estado límite de servicio después de todas las pérdidas

$$f_{pe} \leq 0.8(f_{py})$$

$$0.8(f_{py}) = 1280 \text{ MPa}$$

Para el momento máximo negativo

Claro P3 – P4 $f_{pe} = 26,251.652 \text{ MPa} < 1280 \text{ MPa} * 21 \text{ cables} = 26,880 \text{ MPa}$ **Ok!**

Claro P4 – P5 $f_{pe} = 26,006.225 \text{ MPa} < 26,880 \text{ MPa}$ **Ok!**

Claro P5 – P6 $f_{pe} = 24,905.337 \text{ MPa} < 26,880 \text{ MPa}$ **Ok!**

Claro P6 – P7 $f_{pe} = 24,858.128 \text{ MPa} < 26,880 \text{ MPa}$ **Ok!**

Claro P7 – P8 $f_{pe} = 25,192.782 \text{ MPa} < 26,880 \text{ MPa}$ **Ok!**

Para el momento máximo positivo

Claro P3 – P4 $f_{pe} = 4,953.072 \text{ MPa} < 1280 \text{ MPa} * 4 \text{ cables} = 5,120 \text{ MPa}$ **Ok!**

Claro P4 – P5 $f_{pe} = 12,172.774 \text{ MPa} < 1280 \text{ MPa} * 10 \text{ cables} = 12,800 \text{ MPa}$ **Ok!**

Claro P5 – P6 $f_{pe} = 12,212.823 \text{ MPa} < 12,880 \text{ MPa}$ **Ok!**

Claro P6 – P7 $f_{pe} = 12,157.185 \text{ MPa} < 12,880 \text{ MPa}$ **Ok!**

Claro P7 – P8 $f_{pe} = 4,737.231 \text{ MPa} < 1280 \text{ MPa} * 4 \text{ cables} = 5,120 \text{ MPa}$ **Ok!**

b) Límites de tensión y límites de compresión en el concreto después de las pérdidas

Tabla 55. Límites de esfuerzos en el concreto después de las pérdidas M (-)

| Claro | Elemento | Compresión | | | | Tensión | |
|-------|----------------|----------------|--------|----------------|--------|--------------|--------|
| | | SERVICIO I | Límite | SERVICIO I | Límite | SERVICIO III | Límite |
| | | Sin carga viva | | Con carga viva | | | |
| P3-P4 | Fibra superior | 9.008 | 15.75 | 7.691 | 21 | 7.954 | -2.958 |
| | Fibra inferior | 2.285 | 15.75 | 3.603 | 21 | | |
| P4-P5 | Fibra superior | 6.755 | 15.75 | 4.93 | 21 | 5.295 | -2.958 |
| | Fibra inferior | 4.433 | 15.75 | 6.257 | 21 | | |
| P5-P6 | Fibra superior | 5.258 | 15.75 | 3.315 | 21 | 3.704 | -2.958 |
| | Fibra inferior | 5.187 | 15.75 | 7.129 | 21 | | |
| P6-P7 | Fibra superior | 5.052 | 15.75 | 3.099 | 21 | 3.489 | -2.958 |
| | Fibra inferior | 5.373 | 15.75 | 7.326 | 21 | | |
| P7-P8 | Fibra superior | 8.459 | 15.75 | 7.234 | 21 | 7.479 | -2.958 |
| | Fibra inferior | 2.106 | 15.75 | 3.331 | 21 | | |

Tabla 56. Límites de esfuerzos en el concreto después de las pérdidas M (+)

| Claro | Elemento | Compresión | | | | Tensión | |
|-------|----------------|----------------|--------|----------------|--------|--------------|--------|
| | | SERVICIO I | Límite | SERVICIO I | Límite | SERVICIO III | Límite |
| | | Sin carga viva | | Con carga viva | | | |
| P3-P4 | Fibra superior | 3.872 | 15.75 | 6.091 | 21 | | |
| | Fibra inferior | 0.546 | 15.75 | -1.673 | 21 | -1.229 | -2.958 |
| P4-P5 | Fibra superior | -0.530 | 15.75 | 2.036 | 21 | | |
| | Fibra inferior | 10.474 | 15.75 | 7.908 | 21 | 8.421 | -2.958 |
| P5-P6 | Fibra superior | -1.176 | 15.75 | 1.425 | 21 | | |
| | Fibra inferior | 11.152 | 15.75 | 8.552 | 21 | 9.072 | -2.958 |
| P6-P7 | Fibra superior | -0.283 | 15.75 | 2.362 | 21 | | |
| | Fibra inferior | 10.214 | 15.75 | 7.570 | 21 | 8.098 | -2.958 |
| P7-P8 | Fibra superior | 3.989 | 15.75 | 6.225 | 21 | | |
| | Fibra inferior | 0.236 | 15.75 | -2.000 | 21 | -1.553 | -2.958 |

Como se observa en las tablas 55 y 56 la fuerza de presfuerzo aplicada (cables para momento positivo y negativo) no origina esfuerzos mayores que los límites establecidos en 5.9.4.1 AASHTO LRFD. Como la fibra inferior no presenta tensión se considera que cumple con el criterio establecido.

3.4.14 Diseño por flexión – Estado límite de resistencia I

La AASHTO requiere que para el estado límite de resistencia I se cumpla:

$$M_u \leq \phi M_n$$

Las demandas del momento factorado M_u para la viga exterior crítica en todos los claros fueron calculadas anteriormente.

Tabla 57. Momento de fisuración para el momento máximo negativo

| Claro | f_{cpe} (MPa) | M_{cr} (kN.m) |
|-------|-----------------|-----------------|
| P3-P4 | 13.269 | 124,139.094 |
| P4-P5 | 13.144 | 123,315.153 |
| P5-P6 | 11.892 | 121,381.004 |
| P6-P7 | 11.869 | 121,222.967 |
| P7-P8 | 12.029 | 122,343.261 |

Tabla 58. Momento de fisuración para el momento máximo positivo

| Claro | f_{cpe} (MPa) | M_{cr} (kN.m) |
|-------|-----------------|-----------------|
| P3-P4 | 5.257 | 12955.526 |
| P4-P5 | 17.587 | 30750.422 |
| P5-P6 | 17.645 | 30827.755 |
| P6-P7 | 17.565 | 30720.321 |
| P7-P8 | 5.028 | 12677.586 |

El procedimiento para el chequeo por flexión será el mismo especificado en la sección 3.3.4 de este documento.

Tabla 59. Momento nominal P3P4

| P3P4 | | | | | | | | |
|------|-----------------|----------|------|----------|----------|----------|------------------|-------------------|
| X/L | A_{ps} | d_p | b | c | f_{ps} | a | $ M_u $ | ϕM_n |
| | mm ² | m | mm | mm | MPA | mm | KN.m | kN.m |
| 0.0 | 4740 | 875.000 | 3480 | 101.573 | 1849.925 | 81.259 | 405.824 | 6950.484 |
| 0.1 | 4740 | 1067.700 | 5630 | 64.069 | 1849.961 | 51.255 | 2027.866 | 8680.855 |
| 0.2 | 7110 | 1016.000 | 5380 | 99.215 | 1849.937 | 79.372 | 2126.325 | 12199.430 |
| 0.3 | 10665 | 790.000 | 5390 | 143.992 | 1849.882 | 115.194 | 1963.775 | 13727.098 |
| 0.4 | 14220 | 1506.250 | 5450 | 193.686 | 1849.917 | 154.949 | 3795.853 | 35705.851 |
| 0.5 | 15405 | 1811.554 | 5510 | 208.565 | 1849.925 | 166.852 | 6855.786 | 46785.940 |
| 0.6 | 17775 | 2079.173 | 5570 | 238.113 | 1849.926 | 190.490 | 11946.467 | 61974.564 |
| 0.7 | 18960 | 2576.788 | 5630 | 252.785 | 1849.936 | 202.228 | 24056.802 | 82492.057 |
| 0.8 | 22515 | 2820.716 | 3350 | 824.684 | 1849.811 | 659.747 | 37829.536 | 120750.184 |
| 0.9 | 24885 | 3301.600 | 3420 | 964.649 | 1849.811 | 771.719 | 47323.284 | 162317.507 |
| 1.0 | 24885 | 3301.600 | 2540 | 1275.388 | 1849.750 | 1020.310 | 65129.576 | 160002.021 |

La demanda por flexión es menor que la capacidad de la viga P3-P4 en todas la secciones como se muestra. 65129.576 kN.m < 160002.021 kN.m

Tabla 60. Momento nominal P4P5

| P4P5 | | | | | | | | |
|------|-----------------|----------|------|----------|----------|----------|------------------|-------------------|
| X/L | A_{ps} | d_p | b | c | f_{ps} | a | $ M_u $ | ϕM_n |
| | mm ² | m | mm | mm | MPA | mm | KN.m | kN.m |
| 0.0 | 24885 | 3531.429 | 3540 | 1087.098 | 1849.801 | 869.678 | 46245.614 | 135415.949 |
| 0.1 | 22515 | 2955.116 | 3460 | 1307.245 | 1849.714 | 1045.796 | 14503.699 | 90975.374 |
| 0.2 | 20145 | 637.424 | 5710 | 238.347 | 1849.758 | 190.677 | 11855.640 | 19189.913 |
| 0.3 | 18960 | 1049.675 | 5610 | 241.548 | 1849.851 | 193.238 | 22688.102 | 31755.363 |
| 0.4 | 17775 | 1323.000 | 5510 | 235.157 | 1849.885 | 188.126 | 28821.834 | 38389.071 |
| 0.5 | 11850 | 1805.000 | 5490 | 162.494 | 1849.942 | 129.995 | 27165.101 | 36236.803 |
| 0.6 | 17775 | 1323.000 | 5510 | 235.157 | 1849.885 | 188.126 | 21257.086 | 38389.072 |
| 0.7 | 18960 | 1049.675 | 5610 | 241.548 | 1849.851 | 193.238 | 10131.749 | 31755.364 |
| 0.8 | 20145 | 637.424 | 3360 | 508.722 | 1849.483 | 406.978 | 12923.548 | 48907.757 |
| 0.9 | 22515 | 2955.116 | 3460 | 1307.245 | 1849.714 | 1045.796 | 49726.699 | 122425.823 |
| 1.0 | 24885 | 3531.429 | 2850 | 1304.525 | 1849.761 | 1043.620 | 80042.470 | 180983.787 |

La demanda por flexión es menor que la capacidad de la viga P4-P5 en todas la secciones como se muestra. 80042.474 kN.m < 135415.949 kN.m.

Tabla 61. Momento nominal P5P6

| P5P6 | | | | | | | | |
|------|-----------------|----------|------|----------|----------|----------|------------------|-------------------|
| X/L | A_{ps} | d_p | b | c | f_{ps} | a | $ M_u $ | ϕM_n |
| | mm ² | m | mm | mm | MPA | mm | KN.m | kN.m |
| 0.0 | 24885 | 3531.429 | 3540 | 1087.098 | 1849.801 | 869.678 | 61027.054 | 135415.949 |
| 0.1 | 22515 | 2955.116 | 3460 | 1307.245 | 1849.714 | 1045.796 | 34563.420 | 90975.374 |
| 0.2 | 20145 | 2034.576 | 5710 | 261.882 | 1849.917 | 209.506 | 11656.175 | 68322.009 |
| 0.3 | 18960 | 1049.675 | 5610 | 241.548 | 1849.851 | 193.238 | 13098.501 | 31755.363 |
| 0.4 | 17775 | 1323.000 | 5510 | 235.157 | 1849.885 | 188.126 | 23773.585 | 38389.072 |
| 0.5 | 11850 | 1805.000 | 5490 | 162.494 | 1849.942 | 129.995 | 27540.610 | 36236.803 |
| 0.6 | 17775 | 1323.000 | 5510 | 235.157 | 1849.885 | 188.126 | 26762.356 | 38389.072 |
| 0.7 | 18960 | 1049.675 | 5610 | 241.548 | 1849.851 | 193.238 | 20002.983 | 31755.364 |
| 0.8 | 20145 | 637.424 | 3360 | 508.722 | 1849.483 | 406.978 | 7352.285 | 48907.757 |
| 0.9 | 22515 | 2955.116 | 3460 | 1307.245 | 1849.714 | 1045.796 | 27954.506 | 122425.823 |
| 1.0 | 24885 | 3531.429 | 2850 | 1304.525 | 1849.761 | 1043.620 | 52518.399 | 180983.787 |

La demanda por flexión es menor que la capacidad de la viga P5-P6 en todas la secciones como se muestra. 61027.054 kN.m < 135415.949 kN.m.

Tabla 62. Momento nominal P6P7

| P6P7 | | | | | | | | |
|------|-----------------|----------|------|----------|----------|----------|------------------|-------------------|
| X/L | A_{ps} | d_p | b | c | f_{ps} | a | $ M_u $ | ϕM_n |
| | mm ² | m | mm | mm | MPA | mm | KN.m | kN.m |
| 0.0 | 24885 | 3531.429 | 1840 | 1087.098 | 1849.801 | 869.678 | 67030.790 | 135415.949 |
| 0.1 | 22515 | 2955.116 | 5490 | 1307.245 | 1849.714 | 1045.796 | 33402.695 | 90975.375 |
| 0.2 | 20145 | 637.424 | 5490 | 238.347 | 1849.758 | 190.677 | 9610.299 | 19189.913 |
| 0.3 | 18960 | 1049.675 | 5490 | 241.548 | 1849.851 | 193.238 | 17803.987 | 31755.364 |
| 0.4 | 17775 | 1323.000 | 5490 | 235.157 | 1849.885 | 188.126 | 29791.407 | 38389.072 |
| 0.5 | 11850 | 1805.000 | 5490 | 162.494 | 1849.942 | 129.995 | 33246.632 | 36236.803 |
| 0.6 | 17775 | 1323.000 | 5490 | 235.157 | 1849.885 | 188.126 | 33156.052 | 38389.072 |
| 0.7 | 18960 | 1049.675 | 5490 | 241.548 | 1849.851 | 193.238 | 26926.140 | 31755.364 |
| 0.8 | 20145 | 637.424 | 2740 | 508.722 | 1849.483 | 406.978 | 15801.466 | 28993.850 |
| 0.9 | 22515 | 2955.116 | 2740 | 912.223 | 1849.800 | 729.779 | 18398.943 | 161138.352 |
| 1.0 | 24885 | 3531.429 | 1840 | 1304.525 | 1849.761 | 1043.620 | 43429.099 | 178771.512 |

La demanda por flexión es menor que la capacidad de la viga P6-P7 en todas la secciones como se muestra. 67030.790 kN.m < 135415.949 kN.m.

Tabla 63. Momento nominal P7P8

| P7P8 | | | | | | | | |
|------|-----------------|----------|------|----------|----------|----------|------------------|-------------------|
| X/L | A_{ps} | d_p | b | c | f_{ps} | a | $ M_u $ | ϕM_n |
| | mm ² | m | mm | mm | MPA | mm | KN.m | kN.m |
| 0.0 | 24885 | 3301.600 | 2540 | 1383.590 | 1849.729 | 1106.872 | 71108.333 | 117589.213 |
| 0.1 | 24885 | 3301.600 | 3420 | 1134.511 | 1849.778 | 907.608 | 42748.944 | 124534.472 |
| 0.2 | 22515 | 2820.716 | 3350 | 1005.269 | 1849.769 | 804.215 | 36310.178 | 95692.656 |
| 0.3 | 18960 | 2576.788 | 3300 | 759.434 | 1849.809 | 607.547 | 21370.990 | 75734.006 |
| 0.4 | 17775 | 2079.173 | 3240 | 672.934 | 1849.790 | 538.347 | 11621.488 | 56537.198 |
| 0.5 | 15405 | 1811.554 | 3180 | 485.088 | 1849.827 | 388.070 | 9665.919 | 43789.064 |
| 0.6 | 14220 | 1506.250 | 3120 | 381.391 | 1849.836 | 305.113 | 3938.115 | 33828.034 |
| 0.7 | 10665 | 790.000 | 5390 | 143.992 | 1849.882 | 115.194 | 4109.315 | 13727.098 |
| 0.8 | 7110 | 1016.000 | 5380 | 99.215 | 1849.937 | 79.372 | 3665.228 | 43952.349 |
| 0.9 | 4740 | 1067.700 | 5630 | 64.069 | 1849.961 | 51.255 | 2971.249 | 44768.026 |
| 1.0 | 4740 | 1125.000 | 2540 | 138.794 | 1849.920 | 111.035 | 1900.874 | 39686.220 |

La demanda por flexión es menor que la capacidad de la viga P7-P8 en todas la secciones como se muestra. 71108.333 kN.m < 117589.213 kN.m.

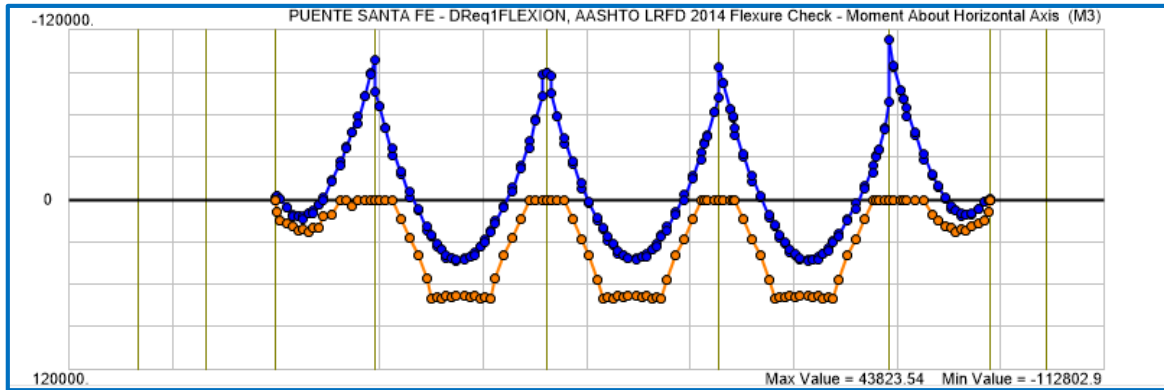


Figura 23. Chequeo por flexión positiva Tramo P3P8

Lo obtenido en las tablas 59 – 63 fue comprobado utilizando CSIBridge mediante la opción Design/Rating. La figura 23 muestra el chequeo por flexión positiva para las vigas cajón donde la demanda está representada por la línea azul y la capacidad por la línea naranja. Como se observa los momentos positivos últimos no superan la capacidad por lo que se puede concluir lo siguiente:

¡La sección es adecuada por flexión!

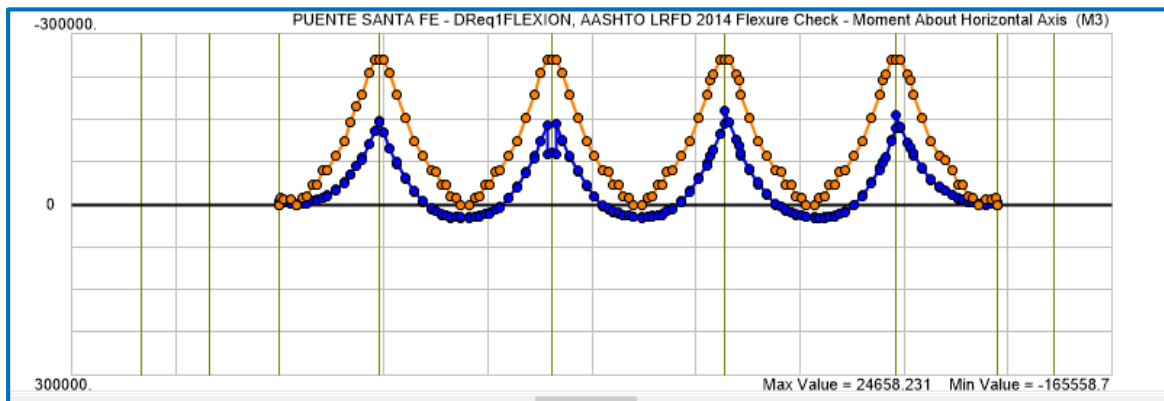


Figura 24. Chequeo por flexión negativa Tramo P3P8

La figura 24 muestra el chequeo por flexión negativa para las vigas cajón donde la demanda está representada por la línea azul y la capacidad por la línea naranja. Como se observa los momentos negativos últimos no superan la capacidad por lo que se puede concluir lo siguiente:

¡La sección es adecuada por flexión!

3.4.15 Cortante y Torsión para vigas cajón

El diseño por cortante y torsión deberá ser realizado con las combinaciones del estado límite de resistencia. (AASHTO LRFD 5.8.6.2) .Por inspección, la torsión no necesita ser investigada para este diseño. Debido a que el puente es recto, solo la carga viva causa torsión, la carga muerta y las otras cargas no causan este efecto en la superestructura, por lo tanto se utilizará el procedimiento descrito en la sección 5.8 AASHTO LRFD o 3.3.5 de este documento solo para el cálculo de la resistencia al cortante.

La componente de cortante del presfuerzo longitudinal efectivo primario actuando en la dirección del cortante examinado, V_p , deberá ser añadido a los efectos de carga con un factor de 1.0 Los efectos secundarios del presfuerzo deberán ser incluidos en la carga P_s .

Tabla 64. Resistencia a Cortante P3P4

| P3P4 | | | | | | | | | |
|------|-------------|-------------|---------------|-------------|---------|-------------|------------------|-----------------|-------------|
| X/L | V_p kN | d_v mm | M_u kN.m | V_c kN | S mm | V_s kN | ϕV_n kN | $ V_u $ kN | D/C |
| 0.0 | 145.687 | 1440 | 1342.733 | 2192.544 | 125 | 1849.862 | 3769.284 | 786.766 | 0.21 |
| 0.1 | 145.687 | 1440 | 2920.723 | 1683.440 | 125 | 1849.862 | 3311.090 | 1137.183 | 0.34 |
| 0.2 | 402.594 | 1440 | 3616.393 | 834.932 | 125 | 1849.862 | 2778.649 | 713.616 | 0.26 |
| 0.3 | 513.638 | 1469 | 3840.277 | 886.249 | 125 | 1886.859 | 2958.072 | 587.021 | 0.20 |
| 0.4 | 675.305 | 1542 | -3795.853 | 1148.126 | 125 | 1980.277 | 3423.338 | 1263.690 | 0.37 |
| 0.5 | 265.621 | 1728 | -6855.786 | 1531.500 | 125 | 2219.998 | 3615.407 | 1909.680 | 0.53 |
| 0.6 | 672.094 | 1984 | -11946.467 | 2038.759 | 125 | 2548.606 | 4733.513 | 2479.524 | 0.52 |
| 0.7 | 491.117 | 2476 | -24056.802 | 2894.199 | 125 | 3180.315 | 5909.069 | 3346.905 | 0.57 |
| 0.8 | 716.308 | 2539 | -37829.536 | 3266.990 | 125 | 3261.209 | 6520.057 | 4036.317 | 0.62 |
| 0.9 | 0.000 | 2971 | -47323.284 | 4314.207 | 125 | 3817.190 | 7318.258 | 4607.309 | 0.63 |
| 1.0 | 0.000 | 2971 | -65129.576 | 4524.315 | 125 | 3817.190 | 7507.355 | 5665.669 | 0.75 |

Como se puede observar la demanda de cortante de la viga exterior derecha de la sección cajón en el tramo P3-P4 es menor que la capacidad en todas las secciones a lo largo de su longitud, siendo la más crítica en 1.0; **5665.669 kN < 7507.355 kN.**

Tabla 65. Resistencia a Cortante P4P5

| P4P5 | | | | | | | | | |
|------|-------------|-------------|---------------|-------------|---------|-------------|------------------|-----------------|-------------|
| X/L | V_p kN | d_v mm | M_u kN.m | V_c kN | S mm | V_s kN | ϕV_n kN | $ V_u $ kN | D/C |
| 0.0 | 0.000 | 3178 | -46245.614 | 4839.258 | 125 | 4082.909 | 8029.951 | 5669.648 | 0.71 |
| 0.1 | 857.647 | 2660 | -14503.699 | 3548.026 | 125 | 3416.598 | 7040.044 | 4372.541 | 0.62 |
| 0.2 | 460.929 | 1924 | 11855.640 | 2113.042 | 125 | 2471.416 | 4540.848 | 2808.785 | 0.62 |
| 0.3 | 0.000 | 1633 | 22688.102 | 1408.672 | 125 | 2097.743 | 3155.774 | 1792.760 | 0.57 |
| 0.4 | 256.731 | 1475 | 28821.835 | 924.931 | 125 | 1895.184 | 2769.161 | 757.106 | 0.27 |
| 0.5 | 0.000 | 1740 | 27165.101 | 1008.877 | 125 | 2235.253 | 2919.717 | 829.751 | 0.31 |
| 0.6 | 256.731 | 1475 | 21257.086 | 924.931 | 125 | 1895.184 | 2769.161 | 1921.449 | 0.69 |
| 0.7 | 0.000 | 1633 | 10131.749 | 1408.672 | 125 | 2097.743 | 3155.774 | 2580.252 | 0.82 |
| 0.8 | 460.929 | 1924 | -12923.548 | 2113.042 | 125 | 2471.416 | 4540.848 | 3690.694 | 0.81 |
| 0.9 | 857.647 | 2660 | -49726.699 | 3548.026 | 125 | 3416.598 | 7040.044 | 5172.162 | 0.73 |
| 1.0 | 0.000 | 3178 | -80042.470 | 4839.258 | 125 | 4082.909 | 8029.951 | 4960.187 | 0.62 |

Como se puede observar la demanda de cortante de la viga exterior derecha de la sección cajón en el tramo P4-P5 es menor que la capacidad en todas las secciones a lo largo de su longitud, siendo la más crítica en 0.7; **2580.252 kN < 3155.774 kN**.

Tabla 66. Resistencia a Cortante P5P6

| P5P6 | | | | | | | | | |
|------|-------------|-------------|---------------|-------------|---------|-------------|------------------|-----------------|-------------|
| X/L | V_p kN | d_v mm | M_u kN.m | V_c kN | S mm | V_s kN | ϕV_n kN | $ V_u $ kN | D/C |
| 0.0 | 0.000 | 3178 | -61027.054 | 4839.258 | 125 | 4839.258 | 8029.951 | 6002.632 | 0.75 |
| 0.1 | 857.647 | 2660 | -34563.420 | 3548.026 | 125 | 3548.026 | 7040.044 | 5090.971 | 0.72 |
| 0.2 | 460.929 | 1930 | -11656.175 | 2119.614 | 125 | 2119.614 | 4553.681 | 3508.663 | 0.77 |
| 0.3 | 0.000 | 1633 | 13098.501 | 1408.672 | 125 | 1408.672 | 3155.774 | 2380.755 | 0.75 |
| 0.4 | 256.731 | 1475 | 23773.585 | 924.931 | 125 | 924.931 | 2769.161 | 1474.160 | 0.53 |
| 0.5 | 0.000 | 1740 | 27540.610 | 739.693 | 125 | 739.693 | 2919.717 | 647.975 | 0.24 |
| 0.6 | 256.731 | 1475 | 26762.356 | 924.931 | 125 | 924.931 | 2769.161 | 1098.259 | 0.40 |
| 0.7 | 0.000 | 1633 | 20002.983 | 1408.672 | 125 | 1408.672 | 3155.774 | 1890.765 | 0.60 |
| 0.8 | 460.929 | 1924 | 7352.285 | 2113.042 | 125 | 2113.042 | 4540.848 | 2962.596 | 0.65 |
| 0.9 | 857.647 | 2660 | -27954.506 | 3548.026 | 125 | 3548.026 | 7040.044 | 4130.841 | 0.59 |
| 1.0 | 0.000 | 3178 | -52518.399 | 4839.258 | 125 | 4839.258 | 8029.951 | 5891.867 | 0.73 |

Como se puede observar la demanda de cortante de la viga exterior derecha de la sección cajón en el tramo P5-P6 es menor que la capacidad en todas las secciones a lo largo de su longitud, siendo la más crítica en 0.0; **6002.632 kN < 8029.951 kN**.

Tabla 67. Resistencia a Cortante P6P7

| P6P7 | | | | | | | | | |
|------|-------------|-------------|---------------|-------------|---------|-------------|------------------|-----------------|-------------|
| X/L | V_p kN | d_v mm | M_u kN.m | V_c kN | S mm | V_s kN | ϕV_n kN | $ V_u $ kN | D/C |
| 0.0 | 0.000 | 3178 | -67030.790 | 4839.258 | 125 | 4082.909 | 8029.951 | 6518.138 | 0.81 |
| 0.1 | 857.647 | 2660 | -33402.695 | 3802.107 | 125 | 3661.267 | 7488.919 | 5080.568 | 0.72 |
| 0.2 | 460.929 | 1930 | -9610.299 | 2113.042 | 125 | 2471.416 | 4540.848 | 3758.921 | 0.83 |
| 0.3 | 0.000 | 1633 | 17803.987 | 1408.672 | 125 | 2097.743 | 3155.774 | 2566.012 | 0.81 |
| 0.4 | 256.731 | 1475 | 29791.407 | 924.931 | 125 | 1895.184 | 2769.161 | 1488.535 | 0.54 |
| 0.5 | 0.000 | 1740 | 33246.632 | 409.824 | 125 | 2235.253 | 2380.570 | 753.452 | 0.32 |
| 0.6 | 256.731 | 1475 | 33156.052 | 887.100 | 125 | 1895.184 | 2735.113 | 1025.044 | 0.38 |
| 0.7 | 0.000 | 1633 | 26926.141 | 1408.672 | 125 | 2097.743 | 3155.774 | 1891.369 | 0.60 |
| 0.8 | 460.929 | 1924 | 15801.466 | 2113.042 | 125 | 2471.416 | 4540.848 | 2898.762 | 0.64 |
| 0.9 | 857.647 | 2660 | -18398.943 | 3548.026 | 125 | 3416.598 | 7040.044 | 4346.240 | 0.62 |
| 1.0 | 0.000 | 3178 | -43429.099 | 4839.258 | 125 | 4082.909 | 8029.951 | 2284.316 | 0.28 |

Como se puede observar la demanda de cortante de la viga exterior derecha de la sección cajón en el tramo P6-P7 es menor que la capacidad en todas las secciones a lo largo de su longitud, siendo la más crítica en 0.2; **3758.921 kN < 4540.848 kN**.

Tabla 68. Resistencia a Cortante P7P8

| P7P8 | | | | | | | | | |
|------|-------------|-------------|---------------|-------------|---------|-------------|------------------|-----------------|-------------|
| X/L | V_p kN | d_v mm | M_u kN.m | V_c kN | S mm | V_s kN | ϕV_n kN | $ V_u $ kN | D/C |
| 0.0 | 0.000 | 2971 | -71108.333 | 4524.315 | 125 | 3817.190 | 7507.355 | 2830.628 | 0.38 |
| 0.1 | 0.000 | 2971 | -42748.944 | 4314.207 | 125 | 3817.190 | 7318.258 | 4456.842 | 0.61 |
| 0.2 | 716.308 | 2539 | -36310.178 | 3266.990 | 125 | 3261.209 | 6520.057 | 4163.523 | 0.64 |
| 0.3 | 491.117 | 2319 | -21370.990 | 2711.166 | 125 | 2979.188 | 5563.324 | 3199.510 | 0.58 |
| 0.4 | 672.094 | 1871 | -11621.488 | 1922.972 | 125 | 2403.865 | 4499.038 | 2493.473 | 0.55 |
| 0.5 | 265.621 | 1657 | -9665.919 | 1468.217 | 125 | 2128.266 | 3475.894 | 1905.137 | 0.55 |
| 0.6 | 675.305 | 1542 | -3938.115 | 1148.126 | 125 | 1980.277 | 3423.338 | 1235.148 | 0.36 |
| 0.7 | 513.638 | 1469 | 4109.315 | 886.249 | 125 | 1886.859 | 2958.072 | 605.259 | 0.20 |
| 0.8 | 402.594 | 1440 | 3665.228 | 834.932 | 125 | 1849.862 | 2778.649 | 730.309 | 0.26 |
| 0.9 | 145.687 | 1440 | 2971.249 | 1683.440 | 125 | 1849.862 | 3311.090 | 1161.130 | 0.35 |
| 1.0 | 145.687 | 1440 | -1900.874 | 2192.544 | 125 | 1849.862 | 3769.284 | 216.963 | 0.06 |

Como se puede ver la demanda de cortante de la viga exterior derecha de la sección cajón en el tramo P7-P8 es menor que la capacidad en todas las secciones a lo largo de su longitud, siendo la más crítica en 0.2; **4163.523 kN < 6520.057 kN**.

CAPÍTULO IV

DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA Y REQUERIMIENTOS SISMICOS



4.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se revisó el diseño de los elementos de la subestructura, excluyendo la cimentación (zapata y pilotes). Se revisaron los estribos, pilas, cabezales y juntas con los requerimientos establecidos en las normas utilizadas.

Los criterios de diseño sísmico están enfocados en revisar el comportamiento de las pilas mediante la revisión de resistencia, desplazamiento, ductilidad y formación de rotulas plásticas.

Los estribos son un tipo particular de muro de contención y como elemento del puente, proveen soporte vertical a la superestructura en los extremos del mismo, este conecta el puente con la losa de aproximación y a la vez contiene el terraplén.

Los estribos pueden ser: estribos de gravedad, estribos en U, estribos reforzados (voladizo), estribos de semi gravedad (parcialmente reforzados) o estribos de pantalla y contrafuerte.

Las cargas en el diseño del estribo usualmente incluyen cargas verticales y horizontales de la superestructura del puente, presiones verticales y laterales del suelo, cargas gravitatorias y sobrecarga viva en el material del relleno.

Los efectos de presión sísmica del suelo se calcularon usando el método Mononobe-okabe. Se revisó la estabilidad del estribo; excentricidad o volteo, resbalamiento, capacidad del suelo y su resistencia al cortante y al momento.

4.2 Materiales y Propiedades

Para estructuras en SDC D, las propiedades esperadas de los materiales deberán ser usadas para determinar la rigidez de la sección, la sobre resistencia y la capacidad de desplazamiento de los elementos verticales.

4.2.1 Concreto

La resistencia a la compresión esperada del concreto f'_{ce} , deberá ser tomada como la resistencia a largo plazo más probable basada en la experiencia y deberá ser tomada como sigue. LRFD Seismic 8.4.4.

$$f'_{ce} \geq 1.3f'_c$$

El concreto usado en la subestructura tiene una resistencia a la compresión de 24 MPa, por lo tanto la resistencia a la compresión esperada del concreto es:

$$f'_{ce} = 1.3(24) = 31.2 \text{ MPA}$$

4.2.2 Acero de refuerzo

Acero ASTM A615 Grado 60 es utilizado como refuerzo en las columnas. Algunas propiedades son dadas en la tabla 8.4.2-1 AASHTO LRFD Seismic.

Tabla 69. Propiedades del acero de refuerzo

| PROPIEDAD | N° Barra | ASTM A615 Grado 60 |
|---|-----------|---|
| Resistencia mínima a fluencia | #10 - #57 | $f_y = 60 \text{ ksi} (345 \text{ MPA})$ |
| Resistencia a fluencia esperada | #10 - #57 | $f_{ye} = 68 \text{ ksi} (469 \text{ MPA})$ |
| Resistencia a la tensión esperada | #10 - #57 | $f_{ue} = 95 \text{ ksi} (655 \text{ MPA})$ |
| Deformación por fluencia esperada | #10 - #57 | $\epsilon_{ye} = 0.0023$ |
| Comienzo de la deformación por endurecimiento | #10 - #25 | $\epsilon_{sh} = 0.0150$ |
| | #29 | $\epsilon_{sh} = 0.0125$ |
| | #32 - #36 | $\epsilon_{sh} = 0.0115$ |
| | #43 | $\epsilon_{sh} = 0.0075$ |
| | #57 | $\epsilon_{sh} = 0.0050$ |
| Deformación por tensión última reducida | #13 - #32 | $\epsilon_{su}^R = 0.060$ |
| | #36 - #57 | $\epsilon_{su}^R = 0.040$ |
| Deformación por tensión última | #13 - #32 | $\epsilon_{su} = 0.090$ |
| | #36 - #57 | $\epsilon_{su} = 0.060$ |

4.3 Diseño del Estribo A1

Se realizaron las revisiones de los estribos de concreto reforzado del puente Santa Fe, estas fueron realizadas con la norma ASSHTO LRFD 2012, basándose en el diseño convencional para asegurar que la estructura esté diseñada de forma eficiente. El estribo posee características de muro de semi-gravedad en voladizo, según la figura C11.6.1.1-1 LRFD.

4.3.1 Dimensiones preliminares

Teniendo la altura total de estribo $H = 8.5$ m

Tabla 70. Dimensiones preliminares del estribo

| DIMENSION | VALOR | CRITERIO |
|---------------------------|--------|-------------------------|
| | m | |
| b_0 | 0.50 | > 0.30 m |
| t (espesor del cuerpo) | 1.50 | > 0.85 m |
| t' (pie) | 1.50 | > 0.85 m |
| D (zapata) | 1.90 | > 0.85 m |
| B (zapata) | 5.40 | $4.25 < 5.4$ m < 5.95 |
| h_0 | 1.53 | |
| h_c (Altura del cuerpo) | 4.79 | |
| l' | 0.924 | |
| Longitud del estribo | 11.8 | |
| Longitud de la viga | 23.814 | |

Los criterios de dimensionamiento de la tabla 70 fueron tomados de Braja. M. Das, Fundamentos de ingeniería de cimentaciones.

Datos generales:

Tabla 71. Propiedades usadas en el diseño del estribo

| PROPIEDAD | VALOR |
|---|------------------------|
| Peso específico del concreto γ_c | 2400 Kg/m ³ |
| Peso específico del suelo de relleno | 1700 Kg/m ³ |
| Resistencia a la compresión del concreto f'_c | 24 MPa |
| Esfuerzo de fluencia del acero f_y | 345 MPa |

4.3.3 Cálculo de los efectos de carga viva

4.3.3.1 Cálculo de fuerza en la parte trasera del muro de respaldo

$RLL = 46.893 \text{ kN/m}$ (Reacción debida a la carga viva)

Las siguientes cargas son obtenidas del programa CSI Bridge:

Tabla 72. Cortantes máximos en CSIbridge

| Cargas obtenidas en kN | | |
|------------------------|---------|--------|
| | Camión | Carril |
| V máx. | 183.865 | 120 |
| V mín. | 54.709 | 120 |

$$rLL = V_{\text{camión}} + V_{\text{carril}} \text{ (kN)}$$

$$RLL = rLL * m * N^{\circ}\text{carril} \text{ (kN/m)}$$

Las cargas vivas máximas y mínimas que controlan, son para dos carriles cargados. Las cargas son multiplicadas por el factor de presencia múltiple.

- ✓ Máxima carga viva sin factorar usada para el diseño del cuerpo de estribo

$$r_{II} (\text{máx}) = 303.865 \text{ kN}$$

$$R_{II} (\text{max}) = 51.503 \text{ kN/m}$$

- ✓ Mínima carga viva sin factorar usada para el diseño del cuerpo de estribo

$$r_{II} (\text{mín}) = 174.709 \text{ kN}$$

$$R_{II} (\text{mín}) = 29.612 \text{ kN/m}$$

4.3.4 Cargas debidas al empuje lateral del suelo

El ángulo de fricción, Φ , varía según el tipo de material y es obtenido de un estudio de suelos. Para efectos de cálculo se asumirá el valor.

Tabla 73. Datos para el cálculo del empuje lateral

| | |
|--------------------|------------|
| GRUPO | A |
| LUGAR | San Carlos |
| ZONA SÍSMICA | B |
| ÁNGULO DE FRICCIÓN | 35° |

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right)$$

$$k_h = 1.66As\left(\frac{As}{d}\right)^{0.25}$$

Donde:

d = Desplazamiento lateral del muro $d = 38$ mm, Utilizando Kavazanjian

$As = a_0$ = Máximo coeficiente de aceleración sísmica

θ = Inclinación del muro con respecto a la horizontal $\theta = 6.5^\circ$

k_h = Coeficiente de aceleración sísmica horizontal $k_h = 0.116$

k_v = Coeficiente de aceleración sísmica vertical $k_v = 0.0$

β = Pendiente de la pared con respecto a la vertical $\beta = 0$

i = Ángulo de la pendiente del relleno $i = 0$

δ = Ángulo de fricción interna entre muro y el relleno $\delta = 3.03^\circ$

4.3.4.1 Presión activa sísmica

El coeficiente de presión activa sísmica se determinará como sigue:

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta\cos^2\beta\cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta)\cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

$$k_{AE} = 0.325$$

La fuerza activa total será como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 74. Fuerza activa Total

| UBICACIÓN | H (m) | P_{AE} (kN/m) |
|--------------------|-------|-----------------|
| Muro de respaldo | 0.986 | 2.634 |
| Cuerpo del Estribo | 5.776 | 90.379 |
| Base de la zapata | 7.576 | 155.487 |

4.3.4.2 Presión pasiva sísmica

La altura de suelo es de 3.218 m aproximadamente. Para estimar el coeficiente de presión pasiva se utilizará “Figura A11.4-2” del anexo en la AASHTO LRFD con un valor de cohesión del suelo igual cero. El valor dado es: $K_{pe} = 6.55$

De acuerdo a la ecuación: “A11.4-3” de la AASHTO LRFD, la presión pasiva es:

$$P_p = 0.5 \gamma h^2 K_{pe}$$

$$P_p = 565.386 \text{ kN/m}$$

4.3.5 Cargas debidas a sobrecarga viva

El empuje horizontal constante de tierra debido a la sobrecarga viva es:

$$\Delta_p = k \gamma_s h_{eq}$$

Donde:

Δ_p = Empuje horizontal constante debido a la sobrecarga uniforme (MPa)

γ_s = Densidad del suelo (kN/m^3)

k = Coeficiente de empuje lateral del suelo

h_{eq} = Altura de suelo equivalente para carga vehicular (mm) Tabla 3.11.6.4-1 AASHTO LRFD.

Donde $k=0.325$; $\gamma_s = 16.671 \text{ kN/m}^3$

Tabla 75. Altura de suelo equivalente

| Altura del estribo (m) | heq (mm) |
|------------------------|----------|
| 1.524 | 1219.2 |
| 3.048 | 914.4 |
| > 6.096 | 609.6 |

La carga lateral debido a sobrecarga viva se determina con la siguiente expresión:

$$R_{LS} = \Delta_p * H * 10^{-3}$$

Tabla 76. Cargas debidas a sobre carga viva

| Empuje para | H (m) | Heq (mm) | Δp (Mpa) | RLS (kN/m) |
|-------------|-------|----------|------------------|---------------|
| Parapeto | 1.76 | 1,172 | 6.350 | 11.176 |
| Cuerpo | 6.55 | 610 | 3.305 | 21.648 |
| Zapata | 8.35 | 610 | 3.305 | 27.597 |

4.3.6 Cargas debidas a la deformación del elastómero

Para el diseño del estribo, dos cargas horizontales de temperatura necesitan ser calculadas: la carga debida al aumento de temperatura y la carga debida al descenso de temperatura. Tabla 3.12.2.1-1 AASHTO LRFD.

Cálculo de la expansión

$$\Delta_{exp} = \alpha \Delta_t L_{claro}$$

Calculo de la contracción

$$\Delta_{cont} = \alpha \Delta_t L_{claro}$$

Tabla 77. Propiedades usadas para el cálculo de cargas por temperatura

| PROPIEDAD | VALOR |
|--|--|
| Módulo de cizalladura (G) | 1 MPa |
| Dilatación térmica del concreto (α) | 9.9×10^{-6} (1/°C) |
| Temperatura ambiente | 26°C |
| Lalmohada | 360 mm |
| Walmohada | 360 mm |
| Lclaro | 23.814 mm |
| N° de apoyos | 6 |
| Δt = Límite superior - T ambiente | $\Delta t = 27^\circ\text{C} - 26^\circ\text{C} = 1^\circ\text{C}$ |
| Δ_{exp} | 0.24 mm |
| Δt = T ambiente - Límite inferior | $\Delta t = 26^\circ\text{C} - (-12^\circ\text{C}) = 38^\circ\text{C}$ |
| Δ_{contr} | 8.96 mm |

Tabla 78. Propiedades del asiento

| MATERIAL | N° DE PIEZAS | t (mm) |
|------------------|--------------|--------|
| Goma Natural | 4 | 16 |
| Cubierta de goma | 2 | 3 |

Cálculo de espesor total del elastómero

$hrt = 4 * 16 \text{ mm} + 2 * 3 \text{ mm} = 70 \text{ mm}$ (según los planos del puente)

Área del elastómero:

$A = 360 \text{ mm} * 360 \text{ mm} = 129,600 \text{ mm}^2$

Fórmula a utilizar en el cálculo de la fuerza debido a la deformación del elastómero:

$$H_u = G * A * (\Delta \text{claro} / hrt)$$

Donde:

$H_{total} = H_u * N^\circ \text{ Apoyos}/b$ [kN/m]

H_u = Fuerza factorada debida a la deformación de un elemento elastomérico

G = Módulo de cortante del elastómero

A = Área del elemento elastomérico o apoyo

Δclaro = Deformación de cortante factorado

hrt = Espesor total de elastómero

Tabla 79. Cargas por temperatura

| | Δtemp | $\Delta \text{claro (mm)}$ | $H_u \text{ (KN)}$ | $H_u \text{ total (kN/m)}$ |
|--------------------|----------------------|----------------------------|--------------------|----------------------------|
| Expansión | 1 °C | 0.24 | 0.444 | 0.226 |
| Contracción | 38 °C | 8.96 | 16.59 | 8.435 |

4.3.7 Combinación y análisis de fuerzas

Se realizaron las combinaciones en dos partes críticas del estribo; la parte inferior del muro de respaldo y la parte inferior del cuerpo o parte superior de la zapata.

4.3.7.1 Parte Inferior del Muro de Respaldo

Los siguientes estados límites serán investigados para el análisis del muro de respaldo:

- ✓ Estado Límite de Resistencia I
- ✓ Estado Límite de Resistencia III
- ✓ Estado Límite de Resistencia V
- ✓ Estado Límite de Servicio I

Tabla 80. Efectos de fuerza en el muro de respaldo

| Fuerzas | unidades | Resistencia I | Resistencia III | Resistencia V | Servicio I |
|-----------------------|----------|---------------|-----------------|---------------|------------|
| Vertical | kN/m | 116.043 | 33.980 | 97.286 | 74.077 |
| Cortante Longitudinal | kN/m | 23.509 | 3.951 | 19.039 | 13.810 |
| Momento | kN.m/m | 34.08 | 5.389 | 27.522 | 20.486 |

Las fuerzas deberán ser multiplicadas por el modificador de cargas:

Tabla 81. Efectos de Fuerza factoradas en el muro de respaldo

| Fuerzas | unidades | Resistencia I | Resistencia III | Resistencia V | Servicio I |
|-----------------------|----------|---------------|-----------------|---------------|------------|
| Vertical | kN/m | 127.937 | 37.463 | 107.258 | 74.077 |
| Cortante Longitudinal | kN/m | 25.919 | 4.356 | 20.99 | 13.810 |
| Momento | kN.m/m | 37.573 | 5.941 | 30.343 | 20.486 |

La máxima fuerza vertical factorada en el muro de respaldo, fuerza cortante, y momento para el Estado Límite de Resistencia es:

$$F_{v\text{Respaldo}} = 127.937 \text{ kN/m}$$

$$V_{u\text{Respaldo}} = 25.919 \text{ kN/m}$$

$$M_{u\text{Respaldo}} = 37.573 \text{ kN m/m}$$

4.3.7.2 Parte Inferior del Cuerpo del Estribo

Los efectos de fuerza para el cuerpo serán combinados para los mismos Estados Límites que el muro de respaldo.

Tabla 82. Efectos de fuerza en el Cuerpo del Estribo

| Fuerzas | unidades | Resistencia I | Resistencia III | Resistencia V | Servicio I |
|-----------------------|----------|---------------|-----------------|---------------|------------|
| Vertical | kN/m | 508.349 | 418.219 | 487.748 | 384.563 |
| Cortante Longitudinal | kN/m | 177.67 | 139.786 | 169.011 | 120.462 |
| Momento | kN.m/m | 581.449 | 456.855 | 552.970 | 409.772 |

Las fuerzas deberán ser multiplicadas por el modificador de cargas:

Tabla 83. Efectos de fuerza factorada en el cuerpo del estribo

| Fuerzas | unidades | Resistencia I | Resistencia III | Resistencia V | Servicio I |
|-----------------------|----------|---------------|-----------------|---------------|------------|
| Vertical | kN/m | 560.455 | 461.086 | 537.742 | 384.563 |
| Cortante Longitudinal | kN/m | 195.881 | 154.114 | 186.335 | 120.462 |
| Momento | kN.m/m | 641.048 | 503.683 | 609.649 | 409.772 |

La máxima fuerza vertical factorada en el muro de respaldo, fuerza cortante, y momento para el Estado Límite de Resistencia es:

$$F_v \text{ Cuerpo} = 560.455 \text{ kN/m}$$

$$V_u \text{ Cuerpo} = 195.881 \text{ kN/m}$$

$$M_u \text{ Cuerpo} = 641.048 \text{ kN m/m}$$

4.3.8 Verificación de la estabilidad y requisitos de seguridad

Los estribos, pilas y muros de sostenimiento se deberán investigar para ver si ocurrirán desplazamientos verticales y laterales excesivos en el Estado Límite de Servicio; también se deberá verificar su estabilidad global en el Estado Límite de Servicio.

El resbalamiento y la excentricidad no serán investigadas en este estribo debido a la presencia de pilotes, ya que es necesario realizar un análisis con las curvas p-y y ese procedimiento está fuera del alcance de esta investigación. Este procedimiento se realizó para el estribo A2 en el Anexo C pág. xxxvii, ya que éste no tiene pilotes en la zapata, utilizando las fórmulas siguientes.

4.3.8.1 Evaluación de la excentricidad

Usando las siguientes relaciones se compara la excentricidad actual con la excentricidad máxima.

$$e = \frac{B}{2} - x_r$$

$$x_r = \frac{M_v - M_h}{V}$$

Donde:

B = Ancho de la zapata (m)

x_r = Distancia del borde de la zapata hasta la fuerza resultante (m)

V = Fuerza cortante (kN)

M_v = Momento estabilizador (kN.m/m)

M_h = Momento de volteo (kN.m/m)

4.3.8.2 Falla por resbalamiento o deslizamiento

Se deberá investigar la falla por resbalamiento en el caso de las zapatas que soportan cargas inclinadas y/o que están fundadas sobre una pendiente.

La falla por resbalamiento ocurre cuando las sollicitaciones debidas a las cargas con componente horizontal superan el valor más crítico entre la resistencia al corte mayorada de los suelos o la resistencia al corte mayorada en la interfaz entre el suelo y la fundación. La resistencia mayorada contra la falla por resbalamiento, Q_r , se puede tomar como:

$$Q_r = \phi Q_n = \phi_t Q_t + \phi_{ep} Q_{ep}$$

Donde:

ϕ_t = Factor de resistencia para la resistencia al corte entre el suelo y la fundación

Q_t = Resistencia nominal al corte entre el suelo y la fundación (kN)

ϕ_{ep} = Factor de resistencia para la resistencia pasiva

Q_{ep} = Resistencia pasiva nominal del suelo disponible durante la totalidad de la vida de diseño de la estructura (kN)

4.3.8.3 Capacidad de soporte de carga axial última

Se utilizó el método simplificado de Braja Das, para obtener la capacidad del grupo de pilotes ($Q_{u(g)}$), dependiendo del espaciamiento entre pilotes estos podrían actuar de forma individual.

Según “Braja Das” pág.617, Si el perímetro del grupo de pilotes es mayor que la suma del perímetro de todos los pilotes, entonces la capacidad es la suma de la capacidad de cada pilote individual sin el efecto del grupo.

Diámetro del pilote = 1.2 m

$P_g = 29.6$ m (Perímetro del grupo de pilote)

$P_{cp} = 2 * \pi * (1.2 \text{ m}/2) * 6 = 22.6$ m (Perímetro de todos los pilotes)

Como $P_g = 29.6 \text{ m} > P_{cp} = 22.6 \text{ m}$; entonces: $Q_{u(g)} = \sum Q_u$.

$$\sum Q_u = N * (Q_p + Q_s)$$

Donde:

N = Número total de pilotes

Q_p = La capacidad en la punta del pilote (kN)

Q_s = Resistencia por fricción (kN)

De la ecuación general de la capacidad de carga, para cimentaciones profundas y dado que el ancho del pilote “D” es relativamente pequeño entonces la capacidad de carga (q_u) se puede expresar de la siguiente manera:

$$q_u = q_p = c' N_c^* + q' N_q^*$$

Por lo tanto la capacidad en la punta del pilote es:

$$Q_p = A_p q_p = A_p (c' N_c^* + q' N_q^*)$$

Sin embargo Q_p no puede exceder el valor límite de $A_p q_l$.

$$Q_p \leq A_p q_l = A_p * (0.5 * p_a N_q^* \tan \phi')$$

Donde:

q_u = Capacidad de soporte de carga última del pilote (kN)

q_p = Resistencia última por área unitaria desarrollada en la punta de un pilote (kN/m²)

c' = Cohesión del suelo que soporta la punta del pilote (kN/m²)

q' = Esfuerzo vertical efectivo al nivel de la punta del pilote (kN/m²)

$N_c^* = N_q^*$ = Factores de capacidad de carga según Tabla 11.5 Braja Das pag.558

A_p = Área de la punta del pilote (m²)

q_l = Resistencia de punta límite (kN)

p_a = Presión atmosférica, 100 kN/m²

ϕ' = Angulo de fricción efectivo del suelo del estrato de apoyo (°)

El estrato que soporta los pilotes es una toba menos alterada (Arena con poca arcilla). La arena arcillosa contiene por lo general del 70-90 % de arena, 0-30% de limo y 0-15 % de arcilla, de esto se puede asumir que la cohesión es cero ($c' = 0$). Los estratos que están por encima de la toba, son en su mayoría arenas arcillosas y por ende se asumirán iguales a la última capa de estrato.

Estimando el ángulo de fricción para la toba: 30°

Por lo tanto en base a la teoría de Meyerhof: $N_q^* = 56.7$

Densidad del suelo de soporte: 14 KN/m³

$\phi' = 21.15^\circ$ Arto. 10.6.3.1.2b AASHTO LRFD

$$q' = \gamma * L = 147 \text{ kN/m}^2$$

Cálculo de la capacidad de la punta del estribo:

$$Q_p = A_p q' N_q^* \leq A_p * (0.5 * p_a N_q^* \tan \phi')$$

$$Q_u(g) = 6 * 2,480.86 \text{ KN} = \mathbf{14,885.16 \text{ kN}}$$

Tabla 84. Fuerza Cortante en cada parte del estribo

| Elemento | Área (m ²) | γ (kN/m ³) | V (kN/m) |
|--------------------|------------------------|------------------------|----------|
| Parapeto | 0.88 | 23.536 | 28.543 |
| Ap. De losa | 0.275 | 23.536 | 8.92 |
| Cuerpo del Estribo | 7.185 | 23.536 | 233.049 |
| Zapata | 9.72 | 23.536 | 315.274 |
| Suelo 1 | 13.9954 | 16.671 | 385.849 |
| Suelo 2 | 4.1165 | 16.671 | 113.491 |

$$\sum v = 1085.13 \text{ kN/m}$$

$$V_{\text{total}} = 1085.13 \text{ kN/m} * 11.8 \text{ m} = 12,804.5 \text{ kN}$$

$$\text{Como } Q_u(g) = 14,885.16 \text{ kN} > V_{\text{total}} = 12,804.5 \text{ kN OK!}$$

Por lo tanto no es necesario tomar en cuenta la resistencia por fricción.

4.3.9 Diseño del muro de respaldo

Para el diseño del muro de respaldo se aplicará el método convencional basado en la resistencia de los materiales.

4.3.10.1 Diseño por flexión

Utilizando varilla D25; Diámetro = 25.4 mm; Área = 510 mm²

$$b = 1 \text{ m} \quad I = 0.0104 \text{ m}^4$$

$$H = 0.5 \text{ m} \quad Y(t) = 0.25 \text{ m}$$

Módulo de ruptura: $f_r = 3.037 \text{ MPa}$

$$1.33 * M_u = 49.972 \text{ kN m/m} \quad \text{Controla}$$

$$M_{cr} = \gamma_3(\gamma_1 * f_r) * S = 135.436 \text{ kN m/m}$$

$$M_u = 49.972 \text{ kN}$$

Profundidad efectiva del elemento: $d_e = 0.5 \text{ m} - 0.15 \text{ m} = 0.35 \text{ m}$

$$R_n = \frac{M}{(\phi * b * d_e^2)}$$

$$R_n = 0.453 \text{ MPa}; \quad \rho = 0.0013$$

$$A_s = 0.0013 * 1000 \text{ mm} * 350 \text{ mm} = 455 \text{ mm}^2$$

N° Barras = $A_s/A_{barra} = 455 \text{ mm}^2/510 \text{ mm}^2 = 0.9 \approx 1$ Barras

Asumir 4 barras.

Espaciamiento = $b/(N^{\circ} \text{ Barras}-1) = 1 \text{ m}/(4-1) = 0.333 \text{ m} = 333 \text{ mm}$

$$\rho = \frac{0.85 * f'c}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Rn}{0.85 * f'c}} \right)$$

Espaciamiento mínimo:

- ✓ $1.5 * 32 \text{ mm} = 48 \text{ mm}$ ¡Controla!
- ✓ $1.5 * 20 \text{ mm} = 40 \text{ mm}$
- ✓ 38.1 mm

Espaciamiento Máximo:

- ✓ $1.5 * 0.5 \text{ m} = 0.75 \text{ m} = 750 \text{ mm}$
- ✓ 457.2 mm
- ✓ Espaciamiento del cálculo del acero: 333 mm ¡Controla!

Se asumirá un espaciamento de 250 mm (Según los planos) porque cumple con el espaciamento mínimo y máximo.

Usar D25 @ 250 mm para el acero vertical

Determinar el refuerzo transversal mínimo:

Suponiendo un espaciamento (s) de 250 mm [Según los planos]:

$$A_s \geq 0.083 * \sqrt{f'c} * \frac{b_v * s}{f_y}$$

$$A_s \geq 295 \text{ mm}^2$$

Utilizando varillas D16 con un área de 199 mm^2 se calcula el número de varilla:

N° varilla = $147.5 \text{ mm}^2/199 \text{ mm}^2 = 0.74$ varillas ≈ 1 varilla

N° varilla = $(1000 \text{ mm}/250 \text{ mm}) + 1 = 5$ varillas

Por lo tanto utilizar varilla D16@250 mm

4.3.10.2 Diseño por cortante

$V_u = 25.919 \text{ kN/m}$ (Calculado en la sección 4.3.8)

Definiendo las variables a utilizar en la resistencia a cortante nominal:

Utilizando el procedimiento simplificado

$$\beta = 2; \theta = 45^\circ; b_v = 1\text{ m} = 1,000\text{ mm}$$

Altura de corte efectiva, d_v

$$\checkmark 0.9 * d_e = 0.315\text{ m}$$

$$\checkmark \text{ b) } 0.72 * H = 0.36\text{ m} \quad \text{¡Controla!}$$

$$\checkmark d_e - a/2 = 0.35\text{ m} - (0.0345\text{ m})/2 = 0.333\text{ m}$$

$$d_v = 0.36\text{ m} = 360\text{ mm}$$

Cálculo de la resistencia a corte nominal V_n , el cual será el menor de:

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = 0.25 * f'_c * b_v * d_v$$

Donde:

$$V_c = 0.083 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v$$

$$V_c = 292.763\text{ kN/m}$$

$$V_s = (A_v f_y d_v)/S$$

Se utilizará la varilla con diámetro 15.9 mm con $A_v = 199\text{ mm}^2$

$$S = 250\text{ mm}$$

El ángulo de inclinación del refuerzo transversal:

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\theta = 45^\circ$$

$$V_s = 98.366\text{ kN/m}$$

Por lo tanto

$$V_n = 292.763\text{ kN/m} + 98.366\text{ kN/m} = 391.129\text{ kN/m} \quad \text{¡Controla!}$$

$$V_n = 0.25 * 24\text{ N/mm}^2 * 1000\text{ mm} * 360\text{ mm} = 2,160,000\text{ N/m} = 2,160\text{ kN/m}$$

$$V_r = \phi * V_n$$

$$V_r = 352.016\text{ kN/m} > V_u = 25.919\text{ kN/m} \quad \text{Ok!}$$

¡La sección es adecuada por cortante!

4.3.10 Diseño de Cuerpo del estribo

Siguiendo el procedimiento anterior tenemos:

4.3.11.1 Diseño por flexión

Utilizando varilla D22; Diámetro = 22.2 mm; Área = 387 mm²

Requerimientos mínimos:

$$b = 1 \text{ m} \quad I = 0.2813 \text{ m}^4$$

$$H = 1.5 \text{ m} \quad Y(t) = 0.75 \text{ m}$$

$$\text{Módulo de ruptura: } f_r = 0.63 * \sqrt{24 \text{ MPa}} = 3.09 \text{ MPa}$$

$$1.33 * M_u = 1.33 * 641.048 \text{ kN m/m} = 852.594 \text{ kN m/m} \quad \text{¡Controla!}$$

$$M_{cr} = \gamma_3(\gamma_1 * f_r) * S_c$$

$$M_u = 852.594 \text{ kN.m}$$

Profundidad efectiva del elemento: $d_e = 1.5 \text{ m} - 0.15 \text{ m} = 1.35 \text{ m}$

$$R_n = 0.52 \text{ MPa}; \rho = 0.0015$$

$$A_s = 0.0015 * 1000 \text{ mm} * 1350 \text{ mm} = 2025 \text{ mm}^2$$

$$N^\circ \text{ Barras} = 5.2 \approx 6 \text{ Barras}$$

Nº varilla = 5 varillas (Según espaciamiento supuesto)

Espaciamiento = 200 mm de acuerdo al nº de varilla.

Espaciamiento mínimo:

$$\checkmark 1.5 * 22.2 \text{ mm} = 33 \text{ mm} \quad \text{¡Controla!}$$

$$\checkmark 1.5 * 20 \text{ mm} = 30 \text{ mm}$$

$$\checkmark 38.1 \text{ mm}$$

Espaciamiento Máximo:

$$\checkmark 1.5 * 1.5 \text{ m} = 2.25 \text{ m} = 2,250 \text{ mm}$$

$$\checkmark 457.2 \text{ mm}$$

$$\checkmark \text{Espaciamiento del cálculo del acero: } 333 \text{ mm} \quad \text{¡Controla!}$$

Se asumirá un espaciamiento de 200 mm porque cumple con el espaciamiento mínimo y máximo.

Usar D22 @ 200 mm para el acero vertical

Determinar el refuerzo transversal mínimo:

Suponiendo un espaciamiento (s) de 250 mm [Según los planos]:

$$A_s \geq 295 \text{ mm}^2$$

$$\text{Por cada cara} = A_s/2 = 295 \text{ mm}^2/2 = 147.5 \text{ mm}^2$$

Utilizando varillas D16 con un área de 198 mm^2 se calcula el número de varilla:

$$N^\circ \text{ varilla} = 147.5 \text{ mm}^2/198 \text{ mm}^2 = 0.74 \text{ varillas} \approx 1 \text{ varilla (Según área requerida)}$$

$$N^\circ \text{ varilla} = (1000 \text{ mm}/250 \text{ mm}) + 1 = 5 \text{ varillas (Según espaciamiento supuesto)}$$

Por lo tanto utilizar varilla D16@250 mm

4.3.11.2 Diseño por cortante

$$V_u = 195.881 \text{ kN/m}$$

Definiendo las variables a utilizar en la resistencia a cortante nominal:

$$b_v = 1 \text{ m} = 1,000 \text{ mm}$$

Altura de corte efectiva, d_v se tomará como el mayor de:

$$\checkmark 0.9 * d_e = 1.215 \text{ m}$$

$$\checkmark 0.72 * H = 1.08 \text{ m}$$

$$\checkmark c) d_e - a/2 = 1.331 \text{ m} \quad \text{¡Controla!}$$

$$d_v = 1.331 \text{ m} = 1,331 \text{ mm}$$

Cálculo de la resistencia a corte nominal V_n , el cual será el menor de:

$$V_c = 1,082.41 \text{ kN/m}$$

$$V_s = 236.944 \text{ kN/m}$$

$$V_n = 7,986 \text{ kN/m}$$

$$V_r = 1,187.419 \text{ kN/m}$$

$$V_r = 1,187.419 \text{ kN/m} > V_u = 195.881 \text{ kN/m} \quad \text{Ok!}$$

¡La sección es adecuada por cortante!

El diseño del estribo A2 se encuentra en el anexo C pág. xxvii.

4.4 Diseño de la viga Cabezal

Las dimensiones de la viga cabezal se muestran a continuación:

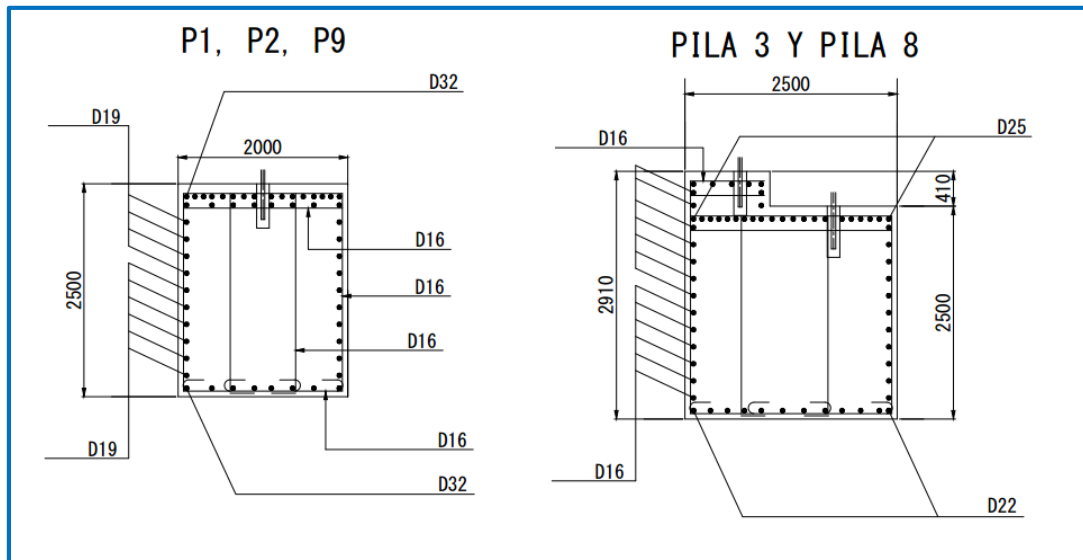


Figura 26. Sección transversal viga Cabezal

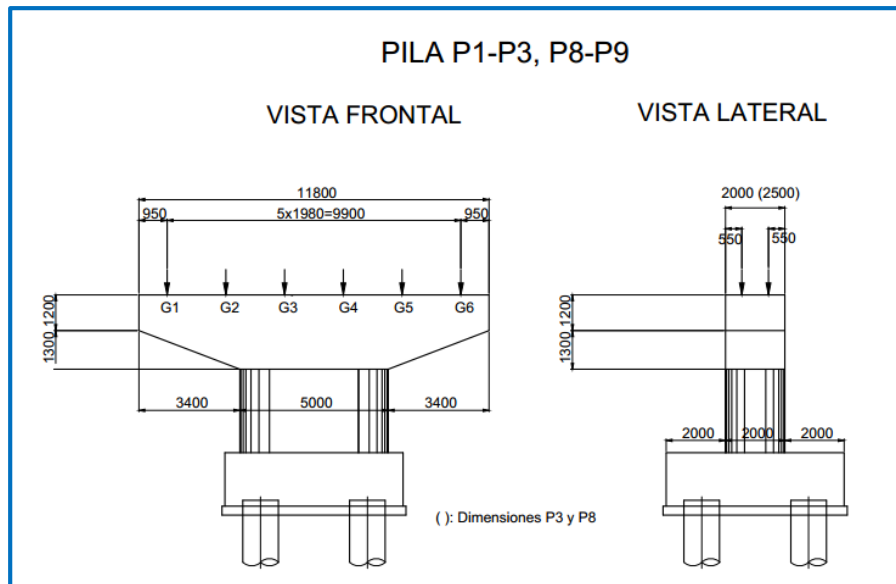


Figura 27. Vista lateral de la viga cabezal

4.4.1 Diseño por flexión

El cabezal se analizó como una viga de sección variable, bajo las cargas convencionales. Las cargas no factoradas pueden verse en el anexo B pág. xxii.

4.4.1.1 Momento máximo factorado

Los momentos últimos fueron calculados usando el Estado límite de resistencia I

Tabla 85. Momento máximo factorado BENT CAP 1

| X/L | H | B | AREA | INERCIA | MU+ | MU- | MU |
|-----|-------|---|----------------|----------------|-----------|-----------|------------------|
| | m | m | m ² | m ⁴ | kN. m | kN. m | kN. m |
| 0.0 | 1.200 | 2 | 2.4 | 0.288 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 0.1 | 1.659 | 2 | 3.3 | 0.761 | 350.205 | 237.961 | 350.205 |
| 0.2 | 2.118 | 2 | 4.2 | 1.584 | -364.368 | -576.979 | -576.979 |
| 0.3 | 2.500 | 2 | 5.0 | 2.604 | 420.333 | 119.297 | 420.333 |
| 0.4 | 2.500 | 2 | 5.0 | 2.604 | -1486.488 | -2494.538 | -2494.538 |
| 0.5 | 2.500 | 2 | 5.0 | 2.604 | -3816.595 | -6496.781 | -6496.781 |
| 0.6 | 2.500 | 2 | 5.0 | 2.604 | -1485.710 | -2493.019 | -2493.019 |
| 0.7 | 2.500 | 2 | 5.0 | 2.604 | 421.062 | 120.312 | 421.062 |
| 0.8 | 2.118 | 2 | 4.2 | 1.584 | -363.450 | -575.409 | -575.409 |
| 0.9 | 1.659 | 2 | 3.3 | 0.761 | 351.847 | 239.363 | 351.847 |
| 1.0 | 1.200 | 2 | 2.4 | 0.288 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |

La sección crítica de momento para la viga cabezal sobre la pila 1 se encuentra en 0.5, con Mu igual a 6496.781 kN.m. Los valores de los momentos debidos a las cargas fueron obtenidos con CSI Bridge.

Un proceso análogo fue realizado en los cabezales de la pila 2, 3, 8 y 9. Obteniéndose un momento ultimo igual a 6497.036 kN.m, 6165.419 kN.m, 3186.948 kN.m, 5855.400 kN.m en el centro de la viga respectivamente.

4.4.1.2 Cálculo del momento nominal

Los momentos resistentes a lo largo de la sección del cabezal fueron calculados siguiendo el procedimiento especificado en AASHTO LRFD 5.7, idéntico al realizado en la sección 3.3.4 de este documento.

Las tablas 86 y 87 muestran los momentos nominales para todas las vigas cabezales. Como es apreciable la capacidad a flexión de la viga es mayor que la demanda calculada anteriormente en la sección crítica (centro de la viga) por lo tanto la viga cabezal es adecuada por flexión.

Tabla 86. Momento nominal BENT CAP1, BENT CAP 2, BENT CAP 9

| X/L | DISTANCIA | d_s | $d's$ | A_s | A'_s | c | a | ϕM_n |
|-----|-----------|-------|-------|-----------------|-----------------|-----|-----|------------------|
| | m | mm | mm | mm ² | mm ² | mm | mm | kN.m |
| 0.0 | 0.0 | 1017 | 69 | 19656 | 6552 | 130 | 111 | 5839.111 |
| 0.1 | 1.2 | 1476 | 107 | 19656 | 6552 | 130 | 111 | 8563.168 |
| 0.2 | 2.4 | 1935 | 107 | 19656 | 6552 | 130 | 111 | 11364.531 |
| 0.3 | 3.5 | 2317 | 100 | 19656 | 6552 | 130 | 111 | 13710.190 |
| 0.4 | 4.7 | 2317 | 100 | 19656 | 6552 | 130 | 111 | 13710.190 |
| 0.5 | 5.9 | 2317 | 100 | 19656 | 6552 | 130 | 111 | 13710.190 |
| 0.6 | 7.1 | 2317 | 100 | 19656 | 6552 | 130 | 111 | 13710.190 |
| 0.7 | 8.3 | 2317 | 100 | 19656 | 6552 | 130 | 111 | 13710.190 |
| 0.8 | 9.4 | 1935 | 107 | 19656 | 6552 | 130 | 111 | 11364.531 |
| 0.9 | 10.6 | 1476 | 107 | 19656 | 6552 | 130 | 111 | 8563.168 |
| 1.0 | 11.8 | 1017 | 69 | 19656 | 6552 | 130 | 111 | 5839.111 |

Tabla 87. Momento nominal BENT CAP3, BENT CAP 8

| X/L | DISTANCIA | d_s | $d's$ | A_s | A'_s | c | a | ϕM_n |
|-----|-----------|-------|-------|-----------------|-----------------|-----|----|------------------|
| | m | mm | mm | mm ² | mm ² | mm | mm | kN.m |
| 0.0 | 0.0 | 1050 | 69 | 19656 | 6552 | 104 | 89 | 6087.636 |
| 0.1 | 1.2 | 1509 | 107 | 19656 | 6552 | 104 | 89 | 8811.692 |
| 0.2 | 2.4 | 1968 | 107 | 19656 | 6552 | 104 | 89 | 11613.055 |
| 0.3 | 3.5 | 2350 | 100 | 19656 | 6552 | 104 | 89 | 13958.714 |
| 0.4 | 4.7 | 2350 | 100 | 19656 | 6552 | 104 | 89 | 13958.714 |
| 0.5 | 5.9 | 2350 | 100 | 19656 | 6552 | 104 | 89 | 13958.714 |
| 0.6 | 7.1 | 2350 | 100 | 19656 | 6552 | 104 | 89 | 13958.714 |
| 0.7 | 8.3 | 2350 | 100 | 19656 | 6552 | 104 | 89 | 13958.714 |
| 0.8 | 9.4 | 1968 | 107 | 19656 | 6552 | 104 | 89 | 11613.055 |
| 0.9 | 10.6 | 1509 | 107 | 19656 | 6552 | 104 | 89 | 8811.692 |
| 1.0 | 11.8 | 1050 | 69 | 19656 | 6552 | 104 | 89 | 6087.636 |

Como se aprecia los momentos cumplen con la relación $M_u \leq \phi M_n$.

4.4.2 Cheques por servicio

En los componentes de concreto el agrietamiento puede ocurrir debido a:

- ✓ Condiciones de carga
- ✓ Efectos térmicos
- ✓ Deformaciones

El agrietamiento ocurre cuando el esfuerzo de tensión en los miembros excede el módulo de ruptura del concreto. Las fisuras por flexión en los bent caps de concreto armado pueden ser controladas proveyendo capas de refuerzo óptimo y proporcionando un espaciamiento adecuado. Según AASHTO LRFD 5.7.3.4 el espaciamiento del refuerzo en la capa más cercana a la cara de tensión está dado por:

$$s \leq \frac{123000 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h-d_c)}$$

Donde:

d_c = Espesor de la cubierta de concreto medida desde la fibra extrema de tensión hasta el centro del refuerzo por flexión localizado en la cara más cercana (mm)

γ_e = Factor de exposición

= 1.00 Condición de exposición clase 1

= 0.75 Condición de exposición clase 2 (aplica a las cubiertas de puentes)

f_{ss} = Esfuerzo de tensión en el refuerzo en el estado límite de servicio (MPa)

h = Altura del componente

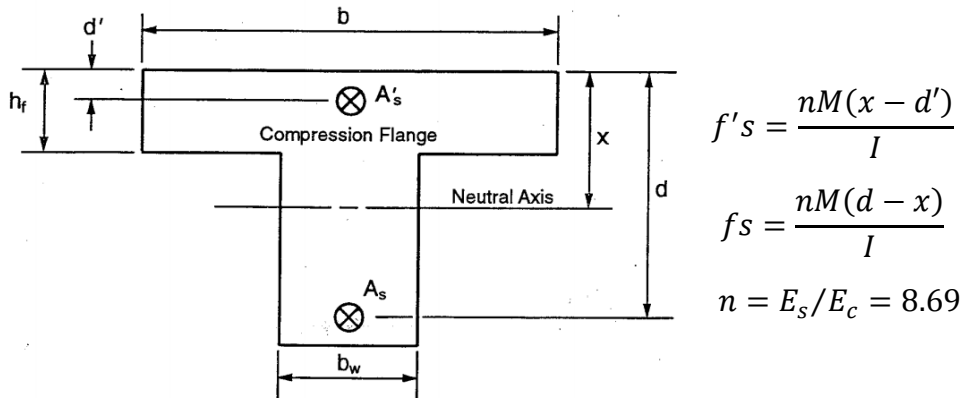
$$d_c = 250 \text{ mm}$$

$$h = 2500 \text{ mm}$$

Se revisó la separación máxima en la sección de momento máximo

$$M_u = DC + DW + LL \quad \text{Estado límite de servicio I}$$

El esfuerzo de tensión en el acero puede ser determinado en base a la sección transformada siguiendo el siguiente procedimiento válido para secciones rectangulares o con patín. (Caltrans sección 12)



$$B = \frac{1}{b_w} (h_f(b - b_w) + nA_s + (n - 1)A'_s)$$

$$B = \frac{2}{b_w} (h_f^2(b - b_w)/2 + ndA_s + (n - 1)d'A'_s)$$

$$x = \sqrt{B^2 + C} - B \quad \text{si } x \geq d'$$

$$I = \frac{1}{3}bx^3 - \frac{1}{3}(b - b_w)(x - h_f)^3 + nA_s(d - x)^2 + (n - 1)A'_s(x - d')^2$$

Tabla 88. Separación máxima por agrietamiento

| | BENT1 | BENT2 | BENT3 | BENT8 | BENT9 |
|-----------------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| MU (kN.m) | -3172.535 | -3265.581 | -3025.189 | -2019.093 | -2827.227 |
| B (mm) | 110.598 | 110.598 | 88.478 | 88.478 | 110.598 |
| C (mm ²) | 400749.804 | 400749.804 | 325154.794 | 325154.794 | 400749.804 |
| X (mm) | 532.039 | 532.039 | 488.569 | 488.569 | 532.039 |
| I (m ⁴) | 0.654 | 0.654 | 0.697 | 0.654 | 0.654 |
| fs (MPa) | 75.252 | 77.459 | 70.244 | 46.883 | 66.824 |
| S (mm) | 558 | 528 | 633 | 1198 | 691 |

La separación según los planos del puente Santa Fe es $s = 125$ mm, mucho menor a la calculado en la tabla 88; cumpliendo así el chequeo por servicio.

4.4.3 Chequeo por fatiga

Los elementos de concreto deberán satisfacer la siguiente expresión:

$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)_{TH}$$

γ = Factor de carga especificado para la combinación de carga de fatiga I

Δf = Efecto de las fuerzas, rango de esfuerzo de carga viva debido al paso de la carga de fatiga.

$(\Delta F)_{TH}$ = Umbral de fatiga de amplitud constante

$$(\Delta F)_{TH} = 166 - 0.33f_{min}$$

f_{min} = Esfuerzo por carga viva mínimo resultante de la combinación de carga de fatiga I. Para la combinación de carga de fatiga I, un factor de carga $\gamma = 1.5$ deberá ser usado.

$$Mu = M_{DC} + M_{DW} + 1.5M_{FATIGA I}$$

Tabla 89. Chequeos por fatiga

| | DC1 | DC2 | DW | FATIGA1 | MU | $f_s \max$ | $f_s \min$ | $\gamma(\Delta f)$ | $(\Delta F)_{TH}$ | |
|-------|-----------|----------|----------|-----------|-----------|------------|------------|--------------------|-------------------|--|
| | kN.m | kN.m | kN.m | kN.m | kN.m | MPA | MPA | MPA | | |
| BENT1 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 203.994 | 305.991 | 7.256 | 108.366 | 163.606 | OK! | |
| | -2849.891 | -423.636 | -197.156 | -528.805 | -4263.891 | -101.110 | | | | |
| BENT2 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 174.434 | 261.651 | 6.205 | 107.663 | 163.952 | OK! | |
| | -2889.811 | -426.052 | -197.074 | -510.4161 | -4278.561 | -101.458 | | | | |
| BENT3 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 144.488 | 216.732 | 5.030 | 97.535 | 164.340 | OK! | |
| | -2874.219 | -323.981 | -92.829 | -463.271 | -3985.936 | -92.505 | | | | |
| BENT8 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 169.824 | 254.736 | 5.912 | 73.958 | 164.049 | OK! | |
| | -1966.322 | -210.313 | -132.398 | -415.336 | -2932.037 | -68.046 | | | | |
| BENT9 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 194.536 | 291.804 | 6.920 | 98.654 | 163.717 | OK! | |
| | -2513.109 | -386.23 | -175.909 | -528.846 | -3868.517 | -91.735 | | | | |

Como se observa en la tabla 89, el rango de fuerzas debido a la carga de fatiga es menor al umbral en todas la vigas cabezales; cumpliendo así el criterio establecido.

4.4.4 Diseño por cortante de bent cap No integrales

El procedimiento para determinar la capacidad y la demanda de cortante bajo cargas de servicio es el mismo realizado para la verificación de las vigas T según AASHTO LRFD Sección 5.8. Siendo la separación entre estribos $S = 150 \text{ mm}$

Los bent cap no integrales deberían satisfacer la siguiente ecuación:

$$D_c \leq d \leq 1.25D_c$$

Donde:

D_c = Diámetro de la columna

d = Altura total de la viga cabezal (bent cap)

$$D_c = 2000 \text{ mm}$$

$$d = 2500 \text{ mm}$$

$$2000 \text{ mm} < 2500 \text{ mm} = 2500 \text{ mm}$$

Por lo tanto la viga deberá ser reforzada según lo estipulado en el artículo 8.13.5.1 AASHTO Seismic y el análisis no será realizado por el método de bielas y tirantes. La demanda de cortante, V_u , se calculó usando el límite de resistencia I igual a la sección 3.3.5 de este documento.

Tabla 90. Capacidad por cortante BENT CAP 1

| | V_u | M_u | d_v | ϵ_s | θ | β | V_c | V_s | ϕV_n |
|-----|------------------|-------------|-----------|--------------|---------------|------------|-----------|-----------|------------------|
| | <i>kN</i> | <i>kN.m</i> | <i>mm</i> | <i>S/U</i> | Grados | <i>S/U</i> | <i>kN</i> | <i>kN</i> | <i>kN</i> |
| 0.0 | 0.000 | 0.000 | 961 | 0.00000 | 29.000 | 4.800 | 3752.300 | 3174.911 | 6234.489 |
| 0.1 | 650.619 | 351.901 | 1420 | 0.00023 | 29.800 | 4.098 | 4732.821 | 4540.266 | 8345.778 |
| 0.2 | 783.995 | -576.979 | 1879 | 0.00028 | 29.971 | 3.973 | 6071.880 | 5966.106 | 10834.187 |
| 0.3 | 2127.135 | 424.912 | 2261 | 0.00059 | 31.061 | 3.329 | 6122.674 | 6873.369 | 11696.439 |
| 0.4 | 2303.858 | -2494.538 | 2261 | 0.00087 | 32.033 | 2.909 | 5349.624 | 6616.695 | 10769.688 |
| 0.5 | 5679.665 | -6496.781 | 2261 | 0.00218 | 36.615 | 1.824 | 3354.047 | 5571.439 | 8032.937 |
| 0.6 | -2303.536 | -2493.019 | 2261 | 0.00087 | 32.032 | 2.909 | 5350.239 | 6616.923 | 10770.446 |
| 0.7 | -1928.464 | 425.608 | 2261 | 0.00054 | 30.885 | 3.419 | 6287.727 | 6921.551 | 11888.350 |
| 0.8 | -783.581 | -575.409 | 1879 | 0.00028 | 29.970 | 3.974 | 6073.079 | 5966.373 | 10835.507 |
| 0.9 | -651.177 | 353.546 | 1420 | 0.00023 | 29.801 | 4.097 | 4731.499 | 4539.985 | 8344.336 |
| 1.0 | 0.000 | 0.000 | 961 | 0.00000 | 29.000 | 4.800 | 3752.300 | 3174.9105 | 6234.489 |

La tabla 90 comprueba que la viga cabezal sobre la pila P1 cumple los requerimientos por cortante.

Tabla 91. Capacidad por cortante BENT CAP 2

| | V_u | M_u | d_v | ε_s | θ | β | V_c | V_s | ϕV_n |
|-----|------------------|-------------|-----------|-----------------|---------------|------------|-----------|-----------|------------------|
| | <i>kN</i> | <i>kN.m</i> | <i>mm</i> | <i>S/U</i> | Grados | <i>S/U</i> | <i>kN</i> | <i>kN</i> | <i>kN</i> |
| 0.0 | 0.000 | 0.000 | 961 | 0.000000 | 29.000 | 4.800 | 3752.300 | 3174.911 | 6234.489 |
| 0.1 | 591.5793 | 331.181 | 1420 | 0.000210 | 29.734 | 4.147 | 4790.265 | 4552.335 | 8408.340 |
| 0.2 | 724.9555 | -522.560 | 1879 | 0.000255 | 29.893 | 4.029 | 6157.443 | 5985.001 | 10928.200 |
| 0.3 | 2040.717 | 384.964 | 2261 | 0.000562 | 30.968 | 3.376 | 6208.184 | 6898.589 | 11796.095 |
| 0.4 | 2217.441 | -2284.538 | 2261 | 0.000821 | 31.874 | 2.971 | 5462.869 | 6657.874 | 10908.669 |
| 0.5 | 5540.500 | -6497.036 | 2261 | 0.002140 | 36.491 | 1.842 | 3388.201 | 5596.658 | 8086.373 |
| 0.6 | -2214.108 | -2428.420 | 2261 | 0.000836 | 31.927 | 2.950 | 5424.252 | 6643.984 | 10861.412 |
| 0.7 | -2037.385 | 388.843 | 2261 | 0.000562 | 30.967 | 3.377 | 6209.531 | 6898.982 | 11797.662 |
| 0.8 | -723.926 | -520.244 | 1879 | 0.000255 | 29.891 | 4.030 | 6159.674 | 5985.488 | 10930.646 |
| 0.9 | -591.519 | 332.936 | 1420 | 0.000210 | 29.735 | 4.147 | 4789.337 | 4552.142 | 8407.331 |
| 1.0 | 0.000 | 0.000 | 961 | 0.000000 | 29.000 | 4.800 | 3752.300 | 3174.911 | 6234.489 |

La tabla 91 comprueba que la viga cabezal sobre la pila P2 cumple los requerimientos por cortante.

Tabla 92. Capacidad por cortante BENT CAP 3

| | V_u | M_u | d_v | ε_s | θ | β | V_c | V_s | ϕV_n |
|-----|------------------|-------------|-----------|-----------------|---------------|------------|-----------|-----------|------------------|
| | <i>kN</i> | <i>kN.m</i> | <i>mm</i> | <i>S/U</i> | Grados | <i>S/U</i> | <i>kN</i> | <i>kN</i> | <i>kN</i> |
| 0.0 | 0.000 | 0.000 | 1006 | 0.000000 | 29.000 | 4.800 | 4907.087 | 3321.603 | 7405.821 |
| 0.1 | -510.952 | 92.241 | 1465 | 0.00015 | 29.511 | 4.326 | 6441.421 | 4737.474 | 10061.005 |
| 0.2 | -377.576 | 630.498 | 1924 | 0.00018 | 29.628 | 4.231 | 8273.097 | 6192.571 | 13019.101 |
| 0.3 | 1714.067 | 675.226 | 2306 | 0.00051 | 30.787 | 3.471 | 8135.384 | 7084.901 | 13698.256 |
| 0.4 | 1890.791 | -1777.354 | 2306 | 0.00068 | 31.370 | 3.183 | 7461.423 | 6923.722 | 12946.631 |
| 0.5 | 4413.101 | -6165.419 | 2306 | 0.00180 | 35.310 | 2.041 | 4783.101 | 5959.712 | 9668.531 |
| 0.6 | -1861.576 | 1351.060 | 2306 | 0.00062 | 31.179 | 3.272 | 7669.187 | 6975.833 | 13180.517 |
| 0.7 | -757.593 | 2800.330 | 2306 | 0.00050 | 30.756 | 3.488 | 8174.619 | 7093.619 | 13741.415 |
| 0.8 | 1602.582 | 2375.061 | 1924 | 0.00072 | 31.526 | 3.114 | 6089.937 | 5741.313 | 10648.125 |
| 0.9 | 1734.988 | 392.929 | 1465 | 0.00051 | 30.784 | 3.473 | 5170.601 | 4501.253 | 8704.669 |
| 1.0 | 0.000 | 0.000 | 1006 | 0.000000 | 29.000 | 4.800 | 4907.087 | 3321.603 | 7405.821 |

La tabla 92 comprueba que la viga cabezal sobre la pila P3 cumple los requerimientos por cortante.

Tabla 93. Capacidad por cortante BENT CAP 8

| | V_u | M_u | d_v | ε_s | θ | β | V_c | V_s | ϕV_n |
|-----|-----------------|-------------|-----------|-----------------|---------------|------------|-----------|-----------|------------------|
| | <i>kN</i> | <i>kN.m</i> | <i>mm</i> | <i>S/U</i> | <i>Grados</i> | <i>S/U</i> | <i>kN</i> | <i>kN</i> | <i>kN</i> |
| 0.0 | 0.000 | 0.000 | 1006 | 0.00000 | 29.000 | 4.800 | 4907.087 | 3321.603 | 7405.821 |
| 0.1 | -126.449 | -8.438 | 1465 | 0.00003 | 29.118 | 4.682 | 6970.895 | 4814.260 | 10606.640 |
| 0.2 | 65.901 | 93.640 | 1924 | 0.00003 | 29.102 | 4.697 | 9185.570 | 6327.027 | 13961.338 |
| 0.3 | -453.597 | 753.862 | 2306 | 0.00020 | 29.695 | 4.178 | 9792.090 | 7402.131 | 15474.799 |
| 0.4 | -276.874 | 1087.085 | 2306 | 0.00019 | 29.666 | 4.200 | 9844.731 | 7410.746 | 15529.929 |
| 0.5 | 5189.465 | -3186.948 | 2306 | 0.00167 | 34.851 | 2.130 | 4991.796 | 6062.072 | 9948.481 |
| 0.6 | 277.015 | 1158.373 | 2306 | 0.00020 | 29.694 | 4.179 | 9793.945 | 7402.436 | 15476.743 |
| 0.7 | 453.739 | 815.926 | 2306 | 0.00021 | 29.719 | 4.159 | 9748.288 | 7394.904 | 15428.872 |
| 0.8 | -65.435 | 140.721 | 1924 | 0.00004 | 29.123 | 4.676 | 9144.580 | 6321.477 | 13919.451 |
| 0.9 | 125.598 | 7.683 | 1465 | 0.00003 | 29.116 | 4.683 | 6972.670 | 4814.500 | 10608.453 |
| 1.0 | 0.000 | 0.000 | 1006 | 0.00000 | 29.000 | 4.800 | 4907.087 | 3321.603 | 7405.821 |

La tabla 93 comprueba que la viga cabezal sobre la pila P8 cumple los requerimientos por cortante.

Tabla 94. Capacidad por cortante BENT CAP 9

| | V_u | M_u | d_v | ε_s | θ | β | V_c | V_s | ϕV_n |
|-----|------------------|-------------|-----------|-----------------|---------------|------------|-----------|-----------|------------------|
| | <i>kN</i> | <i>kN.m</i> | <i>mm</i> | <i>S/U</i> | <i>Grados</i> | <i>S/U</i> | <i>kN</i> | <i>kN</i> | <i>kN</i> |
| 0.0 | 0.000 | 0.000 | 961 | 0.00000 | 29.000 | 4.800 | 3752.300 | 3174.911 | 6234.489 |
| 0.1 | 612.268 | 345.894 | 1420 | 0.00022 | 29.762 | 4.126 | 4765.873 | 4547.240 | 8381.801 |
| 0.2 | 745.407 | -527.977 | 1879 | 0.00026 | 29.914 | 4.014 | 6134.521 | 5979.982 | 10903.053 |
| 0.3 | 2002.238 | 379.068 | 2261 | 0.00055 | 30.932 | 3.395 | 6242.599 | 6908.582 | 11836.063 |
| 0.4 | 2178.962 | -2346.008 | 2261 | 0.00082 | 31.864 | 2.975 | 5470.165 | 6660.480 | 10917.581 |
| 0.5 | 4547.195 | -5855.400 | 2261 | 0.00182 | 35.354 | 2.033 | 3737.760 | 5835.386 | 8615.832 |
| 0.6 | -2208.733 | -2599.726 | 2261 | 0.00085 | 31.990 | 2.926 | 5379.861 | 6627.823 | 10806.916 |
| 0.7 | -2032.011 | 193.638 | 2261 | 0.00054 | 30.885 | 3.419 | 6286.905 | 6921.316 | 11887.399 |
| 0.8 | -906.352 | -600.878 | 1879 | 0.00031 | 30.092 | 3.890 | 5945.072 | 5937.275 | 10694.113 |
| 0.9 | -771.701 | 293.639 | 1420 | 0.00025 | 29.871 | 4.045 | 4671.904 | 4527.197 | 8279.191 |
| 1.0 | 0.000 | 0.000 | 961 | 0.00000 | 29.000 | 4.800 | 3752.300 | 3174.911 | 6234.489 |

La tabla 94 comprueba que la viga cabezal sobre la pila P9 cumple los requerimientos por cortante.

4.4.5 Refuerzo por cortante

a. Estribos verticales fuera de la región de la junta

Estribos verticales con un área total, A_s^{jvo} , provistos en cada lado de la columna deberán satisfacer la siguiente expresión y deberán ser colocados como se especifica en las figuras 8.13.5.1.1-1 y 8.13.5.1.1-2 LRFD Seismic.

$$A_s^{jvo} \geq 0.175A_{st}$$

Tabla 95. Refuerzo vertical fuera de la región de la junta

| JUNTA | A_{st} | $0.175A_{st}$ | A_s^{jvo} | CHEQUEO |
|-------|----------------|----------------|----------------|---------|
| | m ² | m ² | m ² | |
| P1 | 0.028 | 0.005 | 0.017 | OK! |
| P2 | 0.036 | 0.006 | 0.017 | OK! |
| P3 | 0.022 | 0.004 | 0.015 | OK! |
| P8 | 0.039 | 0.007 | 0.015 | OK! |
| P9 | 0.099 | 0.017 | 0.017 | OK! |

La vigas cabezales del puente santa fe poseen el refuerzo vertical adecuado A_s^{jvo} , como se muestra en la tabla 95.

b. Estribos verticales dentro de la región de la junta

Estribos verticales con un área total A_s^{jvi} , espaciados igualmente sobre la columna deberá satisfacer:

$$A_s^{jvi} \geq 0.135A_{st}$$

Tabla 96. Refuerzo vertical dentro de la región de la junta

| JUNTA | A_{st} | $0.135A_{st}$ | A_s^{jvi} | CHEQUEO |
|-------|----------------|----------------|----------------|---------|
| | m ² | m ² | m ² | |
| P1 | 0.028 | 0.004 | 0.022 | OK! |
| P2 | 0.036 | 0.005 | 0.022 | OK! |
| P3 | 0.022 | 0.003 | 0.024 | OK! |
| P8 | 0.039 | 0.005 | 0.024 | OK! |
| P9 | 0.099 | 0.013 | 0.022 | OK! |

Las vigas cabezales poseen suficiente refuerzo vertical dentro de la región de la junta, como se puede apreciar en la tabla 96.

c. Refuerzo longitudinal adicional

El refuerzo longitudinal A_s^{jl} , en ambas caras de la viga deberá incluirse, además del refuerzo para resistir las otras cargas y deberá satisfacer la siguiente expresión:

$$A_s^{jl} \geq 0.245A_{st}$$

El refuerzo deberá ser colocado como se especifica en la figura 8.13.5.1.1-2 LRFD Seismic.

Tabla 97. Refuerzo longitudinal adicional de la junta

| JUNTA | A_{st} | $0.245A_{st}$ | A_s^{jl} | CHEQUEO |
|-------|----------------|----------------|----------------|-----------|
| | m ² | m ² | m ² | |
| P1 | 0.028 | 0.007 | 0.007 | OK! |
| P2 | 0.036 | 0.009 | 0.007 | NO CUMPLE |
| P3 | 0.022 | 0.005 | 0.0008 | NO CUMPLE |
| P8 | 0.039 | 0.010 | 0.0008 | NO CUMPLE |
| P9 | 0.099 | 0.024 | 0.006 | NO CUMPLE |

Como se muestra en la tabla 97 solamente el cabezal sobre la pila P1 posee el refuerzo longitudinal adicional adecuado.

d. Barras en forma de J horizontales

Barras horizontales alrededor del refuerzo longitudinal en cada cara de la viga deberá ser provisto como se muestra en la figura siguiente. Como mínimo, deberán ser colocadas en cada intersección de barra vertical-longitudinal dentro de la junta, el tamaño de barra mínimo deberá ser varilla N°4 (N°13).

Se provee varilla N°16 en la intersección mencionada, cumpliendo con el requerimiento mínimo mencionado.

4.5 Diseño de Junta Pila – Superestructura (BENT CAP INTEGRAL)

4.5.1 Proporcionamiento

4.5.1.1 Esfuerzo horizontal promedio

$$f_h = \frac{Pb}{B_{cap}D_s}$$

$Pb = 0$, Ya que no hay ninguna fuerza de pretensado específicamente diseñada para generar compresión en la junta, por lo tanto $f_h = 0$

4.5.1.2 Esfuerzo vertical promedio

$$f_v = \frac{P_c}{(D_c + D_s)B_{cap}}$$

Donde:

P_c = Fuerza axial en la columna incluyendo los efectos de volteo (kN)

D_c = Diámetro o profundidad de la columna en la dirección de la carga (m)

D_s = Altura de la superestructura (m)

4.5.1.3 Esfuerzo cortante promedio

$$v_{jv} = \frac{T_c}{l_{ac}B_{eff}}$$

Donde:

T_c = Fuerza de tensión de la columna $T_c = 0.7A_{st}f_{ye}$

l_{ac} = Longitud del refuerzo de la columna embebido en el bent cap.

A_{st} = Área total del refuerzo de la columna anclado en la junta

f_{ye} = Esfuerzo de fluencia esperado del refuerzo de la columna en la junta

B_c = Ancho de la columna medida normal a la dirección de la carga

B_{eff} = Ancho efectivo del Bent Cap. (m)

$$B_{eff} = B_c + D_c$$

$$B_{eff} = 6500 + 3000 = 9500 \text{ mm (Ver figura 28)}$$

Pero no debe tomarse mayor a B_{cap} .

D_c = Diámetro de la columna. (m)

4.5.1.4 Compresión principal

$$P_c = \left(\frac{f_h + f_v}{2} \right) + \sqrt{\left(\frac{f_h - f_v}{2} \right)^2 + v_{jv}^2}$$

Este valor tiene que cumplir la siguiente expresión:

$$P_c \leq 0.25 f'_c = 6000 \text{ kN/m}^2$$

4.5.1.5 Tensión principal

$$P_t = \left| \left(\frac{f_h + f_v}{2} \right) - \sqrt{\left(\frac{f_h - f_v}{2} \right)^2 + v_{jv}^2} \right|$$

$$P_t \leq 0.38 f'_c = 9120 \text{ kN/m}^2$$

Tabla 98. Esfuerzos en las juntas

| | P | A_{st} | l_{ac} | f_h | f_v | T_c | B_{eff} | v_{jv} | P_c | P_t |
|-----------|-----------|----------------|----------|-------|-------------------|-------------------|-----------|-------------------|-------------------|-------------------|
| | kN | m ² | m | MPa | kN/m ² | kN/m ² | m | kN/m ² | kN/m ² | kN/m ² |
| P4 | 13861.497 | 0.150 | 3.453 | 0.000 | 679.485 | 49245.000 | 3.000 | 4753.837 | 5105.705 | 4426.219 |
| P5 | 15612.216 | 0.116 | 3.453 | 0.000 | 765.305 | 38082.800 | 3.000 | 3676.301 | 4078.814 | 3313.509 |
| P6 | 15550.767 | 0.138 | 3.453 | 0.000 | 762.293 | 45305.400 | 3.000 | 4373.530 | 4771.253 | 4008.961 |
| P7 | 14076.798 | 0.172 | 3.453 | 0.000 | 690.039 | 56467.600 | 3.000 | 5451.067 | 5806.994 | 5116.955 |

Como se puede observar en la tabla 98, todas las juntas cumplen con el criterio establecido, por lo tanto satisfacen los requerimientos de proporcionamiento.

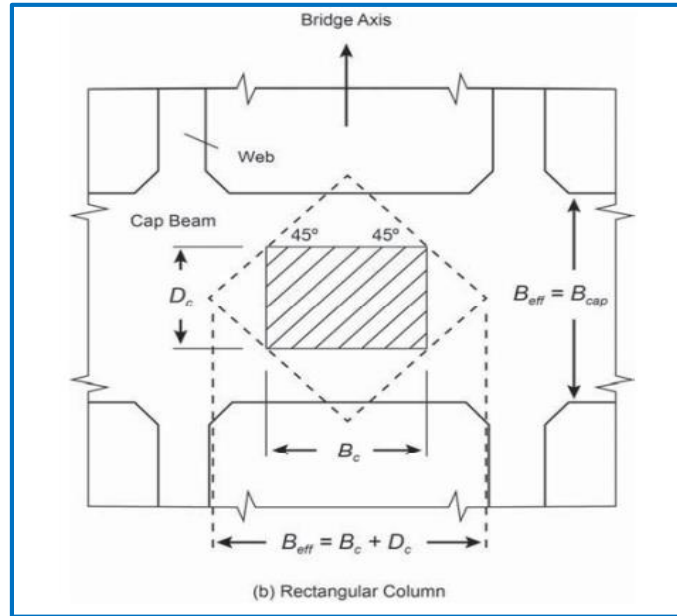


Figura 28. Ancho efectivo de la junta

4.5.2 Refuerzo cortante mínimo en la junta

Donde el esfuerzo de tensión principal en la junta no excede $0.11\sqrt{f'_c}$, el refuerzo transversal en la junta ρ_s deberá satisfacer la siguiente ecuación y no se requiere refuerzo adicional dentro de la junta.

$$\rho_s \geq \frac{0.11\sqrt{f'_c}}{f_{yh}}$$

El refuerzo transversal de la columna que se extiende en la región de la junta consiste en estribos con separaciones variables entre 150, 230 y 300 mm

Donde el esfuerzo de tensión principal de la junta exceda $0.11\sqrt{f'_c}$, el refuerzo transversal deberá satisfacer la ecuación siguiente y refuerzo adicional es requerido como se indica en AASHTO Seismic 8.13.4 y 8.13.5.

$$\rho_s \geq 0.40 \frac{A_{st}}{l_{ac}^2}$$

$$0.11\sqrt{f'_c} = 0.11\sqrt{3.48} * \frac{4.448}{0.025^2} = 1460.384 \text{ kN/m}^2$$

Por lo tanto el acero mínimo será $\rho_s \geq 0.40 \frac{A_{st}}{l_{ac}^2}$

Tabla 99. Refuerzo cortante de la columna mínimo en la junta

| JUNTA | ρ_s mínimo | b | Av | ρ_s Provisto | CHEQUEO |
|-------|-----------------|------|----------------|-------------------|---------|
| | S/U | m | m ² | S/U | S/U |
| P4 | 0.005 | 3000 | 1194 | 0.006 | OK! |
| P5 | 0.004 | 3000 | 796 | 0.005 | OK! |
| P6 | 0.005 | 3000 | 796 | 0.005 | OK! |
| P7 | 0.006 | 3000 | 1194 | 0.006 | OK! |

Las juntas sobre los tramos continuos del puente Santa fe, superan el límite de acero mínimo en la junta, cumpliendo el criterio dado en la norma.

4.5.3 Diseño por cortante de juntas de bent cap integrales

4.5.3.1 T-Joints

Los siguientes tipos de juntas deberán ser consideradas como T-Joints para el análisis por cortante

- ✓ Juntas interiores integrales para bent con multi columnas en la dirección transversal
- ✓ **Todas las juntas columna/superestructura en la dirección longitudinal**
- ✓ Juntas de columnas exteriores para superestructuras con viga cajón si el bent cap se extiende más allá de la junta lo suficiente para desarrollar el refuerzo longitudinal.

Todas las otras juntas deberán ser consideradas knee-Joints en la dirección transversal

Refuerzo T-Joints

a. Estribos Verticales

El área de refuerzo A_s^{jv} deberá ser provista en cada lado de la columna o pila, como se especifica en las figuras 8.13.4.1.2a-1 y 8.13.4.1.2a-2 LRFD Seismic.

$$A_s^{jv} \geq 0.20 A_{st}$$

Tabla 100. Acero vertical mínimo T-Joint

| JUNTA | A_{st} | $0.20 A_{st}$ | A_s^{jv} | N° de barras | Chequeo |
|-----------|----------|---------------|------------|----------------|------------------|
| | m^2 | m^2 | m^2 | S/U | S/U |
| P4 | 0.150 | 0.030 | 0.036 | 32 Varillas 38 | OK! |
| P5 | 0.116 | 0.023 | 0.018 | 16 varillas 38 | NO CUMPLE |
| P6 | 0.138 | 0.028 | 0.018 | 16 varillas 38 | NO CUMPLE |
| P7 | 0.172 | 0.034 | 0.036 | 32 varillas 38 | OK! |

b. Estribos horizontales

Los estribos horizontales deberán ser colocados transversalmente alrededor de los estribos verticales en dos más capas intermedias espaciados verticalmente a no más de 18 in (450 mm). El refuerzo horizontal, A_s^{jh} , deberá ser colocado dentro de una distancia D_c a cada lado de la línea central de la columna.

$$A_s^{jh} \geq 0.10 A_{st}$$

Tabla 101. Área mínima de refuerzo horizontal T-joint

| Junta | $A_s^{jh}_{min}$ | A_s^{jh} | N° de barras | Chequeo |
|-----------|------------------|------------|-------------------------|------------|
| | m^2 | m^2 | S/U | S/U |
| P4 | 0.015 | 0.029 | 8 juegos de 18 estribos | OK! |
| P5 | 0.012 | 0.029 | 8 juegos de 18 estribos | OK! |
| P6 | 0.014 | 0.029 | 8 juegos de 18 estribos | OK! |
| P7 | 0.017 | 0.029 | 8 juegos de 18 estribos | OK! |

Se proveen barras N° 16 como refuerzo horizontal en la junta, el área de la barra es de 199 m^2 .

c. Refuerzo lateral horizontal

El refuerzo longitudinal total de la cara lateral en el bent cap debe ser al menos igual a la más grande las áreas especificadas y ser colocada con un espaciamiento máximo de 12 in (300 mm).

$$A_s^{sf} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0.10 A_{Cap}^{Top} \\ 0.10 A_{Cap}^{Bot} \end{array} \right.$$

Donde:

A_s^{sf} = Área del refuerzo lateral en el BENT CAP (m^2)

A_{Cap}^{Top} = Área de acero por flexión en la parte superior del bent cap (m^2)

A_{Cap}^{Bot} = Área de acero por flexión en la parte inferior del bent cap (m^2)

Tabla 102. Acero lateral en la junta P4-P7

| Junta | A_{Cap}^{Top} m^2 | A_{Cap}^{Top} m^2 | $0.10 A_{Cap}^{Top}$ m^2 | $0.10 A_{Cap}^{Bot}$ m^2 | $A_s^{sf min}$ m^2 | A_s^{sf} m^2 | Chequeo |
|-----------|--------------------------|--------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------|---------------------|------------|
| P4 | 0.0016 | 0.0012 | 0.00016 | 0.00012 | 0.00016 | 0.0024 | OK! |
| P5 | 0.0008 | 0.0008 | 0.00008 | 0.00008 | 0.00008 | 0.0012 | OK! |
| P6 | 0.0008 | 0.0008 | 0.00008 | 0.00008 | 0.00008 | 0.0012 | OK! |
| P7 | 0.0016 | 0.0012 | 0.00016 | 0.00012 | 0.00016 | 0.0024 | OK! |

Las juntas P4 y P7 poseen 8 y 6 barras N° 16 en la parte superior e inferior respectivamente, mientras que las demás juntas tienen 4 barras N°16 en ambos lados. El refuerzo lateral en P4 y P7 son 12 barras; en P5 y P6 son 6 barras (N°16).

4.5.3.2 Knee-Joints

Los siguientes tipos de juntas deberán ser consideradas como Knee-Joint para el análisis por cortante.

- ✓ Junta integrales exteriores de bent con multi-columnas en la dirección transversal, excepto como se especificó antes para vigas cajón
- ✓ Juntas de columnas exteriores en superestructuras con viga cajón si la viga no se extiende más allá de la junta lo suficiente para desarrollar el refuerzo longitudinal.

El refuerzo en las Knee-Joints deberá ser determinado en base a los siguientes dos casos que dependen de la geometría de la junta.

- ✓ Si $S < D_c/2$ usar detalle de junta clase 1
- ✓ Si $S > D_c/2$ usar detalle de junta clase 2

S = Distancia mínima desde el borde la viga exterior en el plano inferior hasta la intersección con la línea central del bent y la cara de la columna.

a. Estribos verticales

Para la clase 1 y clase 2, los estribos verticales deberán ser colocados transversalmente dentro de cada región 1, 2, 3 como se muestra en la figura 29.

El refuerzo deberá satisfacer:

$$A_s^{jv} \geq 0.20 A_{st}$$

Se tiene la misma área especificada en 4.5.3.1.1 a, en las zonas 1 y 2 de la figura 29, no se tiene este tipo de refuerzo en el área 3.

b. Estribos horizontales

Los estribos horizontales deberán ser colocados transversalmente alrededor de los estribos verticales en dos o más capas intermedias espaciados verticalmente a no más de 18 in (450 mm).

El refuerzo horizontal, A_s^{jh} , deberá ser colocado dentro de una distancia D_c a cada lado de la línea central de la columna

$$A_s^{jh} \geq 0.10 A_{st}$$

Tabla 103. Acero horizontal mínimo Knee-Joint

| Junta | $A_s^{jh}_{min}$ m^2 | A_s^{jh} m^2 | N° de barras S/U | Chequeo S/U |
|-----------|---------------------------|---------------------|-------------------------|----------------|
| P4 | 0.015 | 0.029 | 8 juegos de 18 estribos | OK! |
| P5 | 0.012 | 0.029 | 8 juegos de 18 estribos | OK! |
| P6 | 0.014 | 0.029 | 8 juegos de 18 estribos | OK! |
| P7 | 0.017 | 0.029 | 8 juegos de 18 estribos | OK! |

El refuerzo horizontal mostrado en la tabla 103, es el mismo para la junta T-Joints.

c. Refuerzo lateral horizontal (4.5.3.1.1 c)

El refuerzo lateral deberá ser provisto por barras en forma de U continuas sobre la cara exterior de la junta. Los empalmes en las barras en forma de U deben estar localizados a una distancia más grande que la longitud de desarrollo desde la cara interior de la columna.

Según los planos proporcionados por el MTI las juntas del puente no cuentan con este tipo de refuerzo.

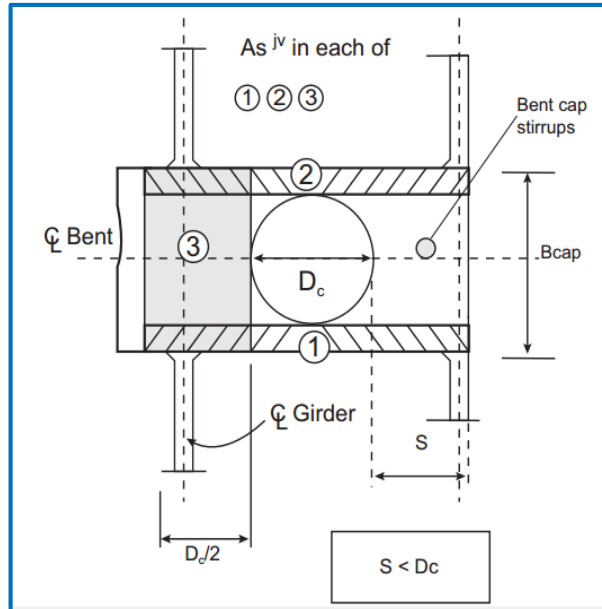


Figura 29. Refuerzo vertical por cortante en la Knee-Joint

d. Refuerzo longitudinal adicional en el bent cap

Para la clase 1 y clase 2, el refuerzo longitudinal superior e inferior, A_s^{U-bar} deberá ser colocado como se muestra en la figura 30

$$A_s^{U-bar} \geq 0.33 A_{st}$$

Según los planos proporcionados por el MTI las juntas del puente no cuentan con este tipo de refuerzo.

e. Refuerzo Horizontal extremo

Para juntas clase 1, estribos horizontales en el extremo del bent cap integral deberá ser colocado como se muestra en la figura 30. El área total deberá satisfacer:

$$A_s^{jhc} \geq 0.33 A_s^{U-bar}$$

Según los planos proporcionados por el MTI las juntas del puente no cuentan con este tipo de refuerzo. El puente Santa Fe no cumple con los requerimientos mínimos de acero para una junta knee-joint.

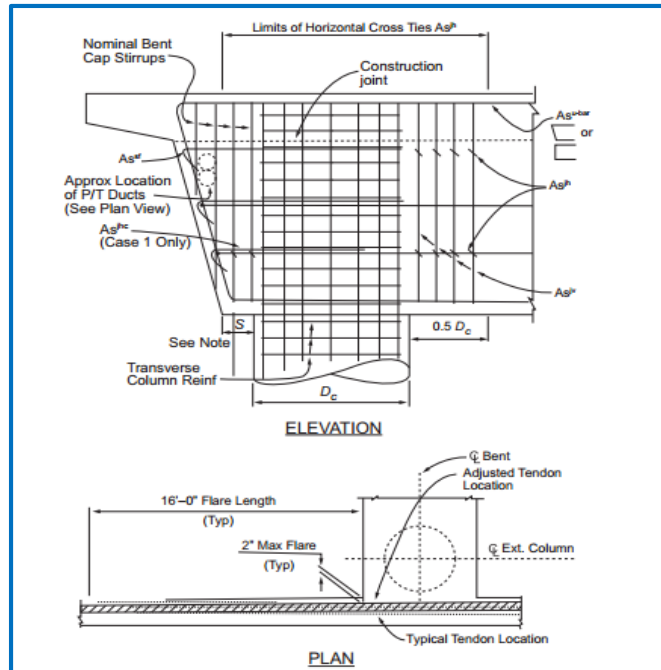


Figura 30. Refuerzo por cortante en la knee-joint

4.5.4 Longitud de desarrollo mínima del acero de refuerzo

Según lo especificado en LRFD Seismic 8.8.4, el refuerzo longitudinal deberá ser extendido en la zapata y bent caps tan cerca como sea posible de la cara opuesta de la zapata o bent cap.

La longitud de anclaje para las barras longitudinales de la columna deberá satisfacer la siguiente expresión:

$$l_{ac} \geq \frac{0.79d_{bl}f_{ye}}{\sqrt{f'c}}$$

El diámetro $d_{bl} = 38 \text{ mm}$ (1.52 in), $f_{ye} = 68 \text{ ksi}$, $f'c = 3.5 \text{ ksi}$; por lo tanto la longitud de desarrollo será igual a

$$l_{ac \text{ minimo}} = 1.09 \text{ m}$$

Y la longitud provista es

$$l_{ac} = 3.453 \text{ m,}$$

Cumpliendo con el criterio estipulado.

4.6. Chequeos sísmicos y diseño de las Columnas del puente

4.6.1 Determinación de la categoría sísmica del Puente Santa Fe

El puente Santa Fe está ubicado en la Zona sísmica B según la figura 2 (RNC-07)

El tipo de suelo fue determinado en base a las siguientes ecuaciones determinándose como tipo de suelo III sobre la fundación directa; por otro lado se utilizó tipo de suelo I para los elementos fundados con pilotes.

Tabla 104. Fórmulas para el cálculo de V_s

| Autor | Fórmula | Tipo de suelo |
|-------------------------------|-----------------------------------|---------------|
| Japan Road Association (2002) | $V_s = 80 N^{1/3}$ | Arenas |
| | $V_s = 100 N^{1/3}$ | Arcillas |
| Imai y Yoshimura (1970) | $V_s = 76 N^{0.33}$ | Todo tipo |
| Imai y Fumoto (1975) | $V_s = 89.8 N^{0.341}$ | Todo tipo |
| Ohba y Toriumi | $V_s = 84 N^{0.31}$ | Todo tipo |
| Ohto y Goto (1978) | $V_s = 61.62 H^{0.222} N^{0.254}$ | Todo tipo |
| | $V_s = 62.14 H^{0.230} N^{0.219}$ | Arcillas |

Factor de amplificación por tipo de suelo $s = 2.2$ (Arto 25 RNC-07)

Coeficiente de aceleración espectral para el periodo de 1 s.

$$a_0 = 0.23 ; d = 2.7 a_0 = 2.7(0.23) = 0.621; T_b = 0.6 s$$

$$a = Sd \frac{T_b}{T} = 2.2 * 0.621 \left(\frac{0.6}{1} \right) = \mathbf{0.82g}$$

Por lo tanto se comprueba que el Puente Santa Fe pertenece a la categoría de Diseño sísmico D ya que $SD_1 = \mathbf{0.82g} > \mathbf{0.5 g}$

4.6.2 Sistema resistente a sismos

Según la sección 3.3 de la norma AASHTO Seismic Design, los elementos resistentes a sismos (ERE) usados en el diseño del puente son permisibles y consecuentemente el sistema resistente a sismos (ERS) es también permitido.

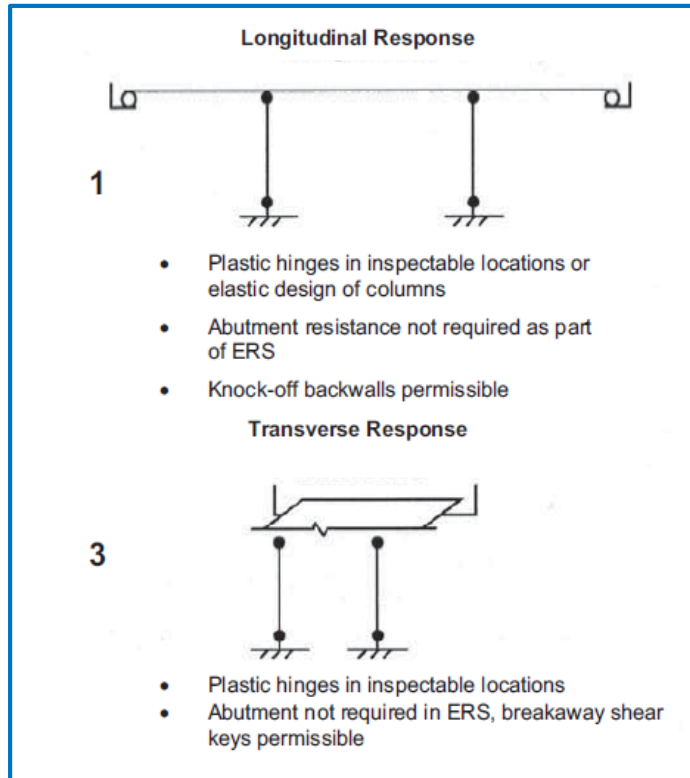


Figura 31. Sistema resistente a sismos usado en el Puente Santa FE

4.6.3 Determinación del espectro de diseño

Al tratarse de una estructura del grupo A, las aceleraciones deberán ser multiplicadas por un factor de 1.5 según lo especificado en el Arto 27.II RNC-07.

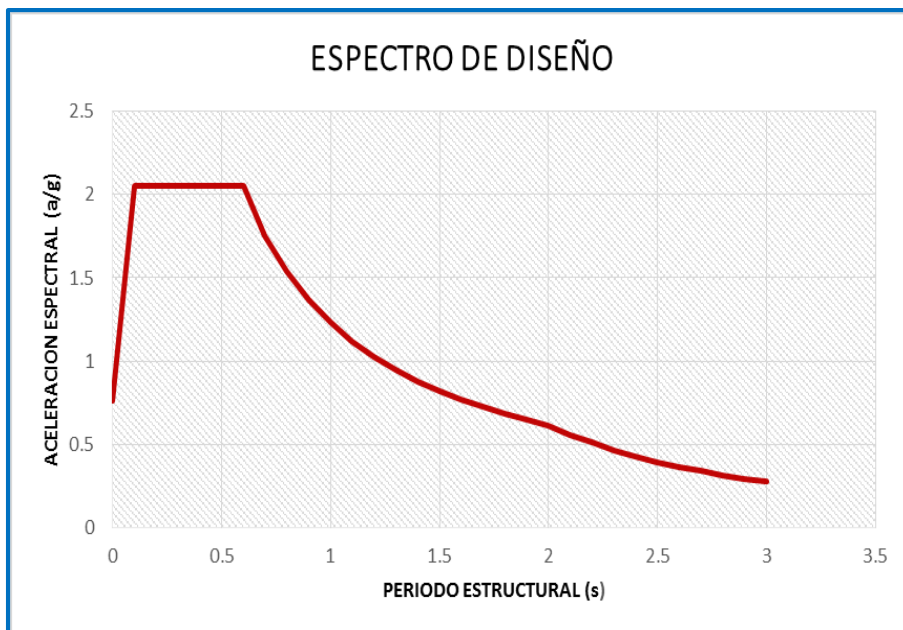


Figura 32. Espectro de Diseño para Nicaragua (Suelo Tipo III)

4.6.4 Análisis y procedimiento de Diseño

4.6.4.1 Refuerzo longitudinal máximo

Esta provisión pretende evitar la congestión del acero y la fisuración por contracción extensa, además de permitir el anclaje del acero longitudinal, pero lo más importante es proveer de suficiente ductilidad a la columna. C8.8.1 AASHTO LFRD Seismic.

$$A_l \leq 0.04 A_g$$

4.6.4.2 Refuerzo longitudinal mínimo

Este parámetro refleja la preocupación de los efectos de deformación dependientes del tiempo, también es dado para evitar una diferencia considerable entre el agrietamiento por flexión y los momentos por fluencia. C8.8.2 AASHTO LFRD Seismic.

$$A_l \geq 0.010 A_g$$

Donde:

A_l = Acero longitudinal provisto (m²)

A_g = Área gruesa de la sección transversal (m²)

Tabla 105 Aceros máximos y mínimos en las columnas

| PILA | Acero máximo | Acero mínimo | Acero proporcionado | Chequeo |
|------|--------------|--------------|---------------------|-----------|
| 1 | 0.364 | 0.091 | 0.028 | No cumple |
| 2 | 0.364 | 0.091 | 0.036 | No cumple |
| 3 | 0.448 | 0.112 | 0.022 | No cumple |
| 4 | 1.064 | 0.226 | 0.286 | Ok! |
| 5 | 1.064 | 0.226 | 0.191 | No cumple |
| 6 | 1.064 | 0.226 | 0.222 | No cumple |
| 7 | 1.064 | 0.226 | 0.286 | Ok! |
| 8 | 0.448 | 0.112 | 0.039 | No cumple |
| 9 | 0.364 | 0.091 | 0.099 | No cumple |

Solamente las columnas 4 y 7 del puente cumplen con el acero longitudinal mínimo estipulado en la norma AASHTO Seismic. Como se muestra en la tabla 105.

4.6.4.3 Refuerzo transversal

El tamaño mínimo de las barras de refuerzo lateral deberá ser:

#13 para #29, o barras longitudinales más pequeñas

#16 para #32, o barras longitudinales más grandes

16 para paquetes de barras longitudinales

El tamaño mínimo de las barras de refuerzo lateral utilizadas en el diseño del puente Santa Fe es #16, puesto que la barra longitudinal en la mayoría de las pilas es #38.

Para el refuerzo en la región de la rótula plástica, LRFD Seismic 8.8.9 especifica que el espaciamiento máximo no deberá exceder la menor de:

- ✓ 1/5 de la menor dimensión de la columna y 1/2 de la menor dimensión de la pila
- ✓ 6 veces el diámetro nominal del refuerzo longitudinal
- ✓ 6 in (150 mm) para estribo o espiral
- ✓ 8 in (200 mm) para estribos agrupados

En la región de la rótula plástica la separación proporcionada según los planos del puente Santa Fe es 150 mm, cumpliendo así con los requerimientos antes mencionados.

4.6.4.4 Espaciamiento requerido para el refuerzo transversal

El espaciamiento de los estribos a lo largo del eje longitudinal, fuera de la región de la rótula plástica del elemento a compresión, no deberá exceder la menor dimensión del miembro o 12 in (300 mm).

El espaciamiento del refuerzo transversal en el puente santa fe es de 150 mm, igual al proporcionado en la región de la rótula plástica. Por otra parte el mínimo refuerzo por cortante debe satisfacer la siguiente expresión según el Arto 8.6.5 AASHTO LRFD Seismic:

$p_s \geq 0.005$ (Cuantía de refuerzo lateral para columnas circulares)

$p_w \geq 0.004$ (Cuantía de refuerzo lateral para columnas rectangulares)

4.6.4.5 Espaciamiento requerido para el refuerzo longitudinal

Separación máxima

$$S_{max} = 8 \text{ in (200 mm) LRFD Seismic figura C.8.6.3-1}$$

La separación máxima en el acero longitudinal del puente Santa fe es de 250 mm en la pilas P1, P2, P3, P8 y P9; no cumpliendo con el límite de 200 mm.

Sin embargo se demostró que la sección es adecuada por flexión. La separación en las pilas restantes es de 125 mm, cumpliendo así el criterio establecido.

Separación mínima

- ✓ 1.5 el diámetro nominal de la barra
- ✓ 1.5 el tamaño máximo del agregado
- ✓ 1.5 in (37.5 mm)

4.6.5 Longitud mínima de soporte

Para SDC D, la longitud de soporte, N, deberá ser capaz de acomodar la demanda relativa de desplazamiento longitudinal del sismo en los soportes o en la junta dentro de un claro, dos marcos y deberá ser determinada como sigue:

$$N = (4 + 1.65\Delta_{eq})(1 + 0.00025S^2) \geq 24(600\text{mm})$$

Para puente en la categoría SDC D, la longitud de soporte deberá ser el 150% de la longitud empírica calculada (N) según la tabla 4.12.2-1 LRFD Seismic.

La demanda de soporte según los datos obtenidos de CSI Bridge fue de 177 mm en la junta ubicada en la pila P8, la longitud provista según los planos fue de 650 mm, como se observa en la figura 33 cumpliendo con la demanda.

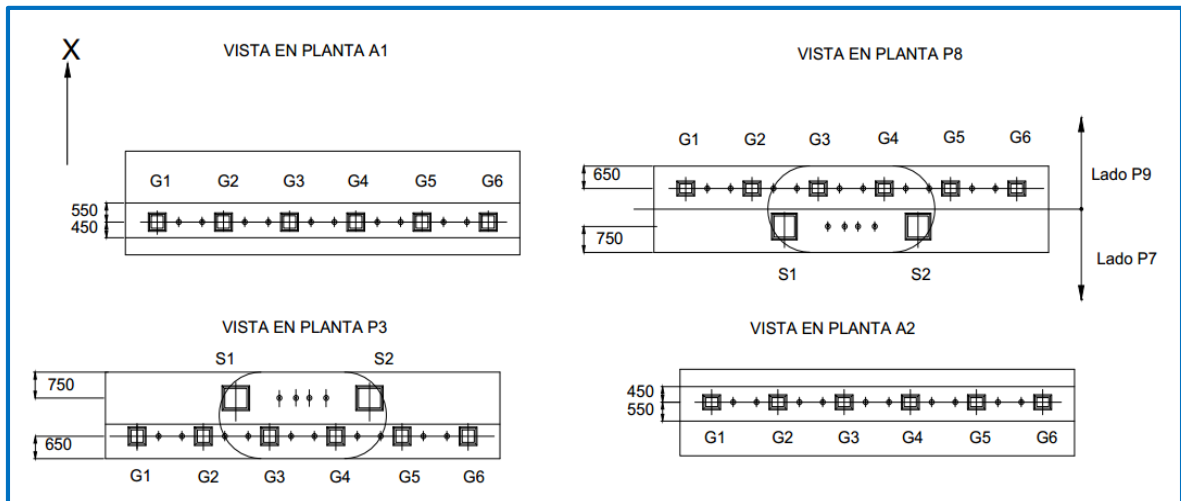


Figura 33. Longitud de soporte proporcionada

Los datos detallados de la longitud de soporte se encuentran en el anexo A pág. xv.

4.6.6 Chequeo de la rigidez balanceada

Para una respuesta sísmica aceptable, se desea una estructura con masa y rigidez bien balanceadas. Con este propósito la sección LRFD Seismic 4.1.2 recomienda que la relación de la rigidez efectiva entre dos bents cualesquiera, dentro de un marco esté dentro de los siguientes límites:

$$\frac{k_i^e m_j}{k_j^e m_i} \geq 0.75$$

Si los requerimientos de rigidez efectiva balanceada no se cumplen, algunas de las consecuencias serán:

- La columna o bent más rígido atraerá más fuerza y por lo tanto será susceptible a daño.
- La respuesta inelástica no será distribuida uniformemente a través de la estructura.
- Se generará un aumento en la demanda de torsión de la columna por la rotación de la superestructura.

Como primer paso para calcular las propiedades de sección efectiva para la columna, la carga axial muerta en la parte superior (localización potencial de la rótula plástica) es calculada. Estas fuerzas axiales son obtenidas del software CSI bridge. La sección 8.7.2 LRFD Seismic recomienda que la máxima carga axial en una columna diseñada para ser dúctil no debe ser mayor a:

$$P_u \leq 0.2 f'_c A_g$$

Tabla 106. Fuerza axial debido a carga muerta

| N° Bent | Fuerza axial P (kN) | $P_{max} = 0.2 f'_c A_g$ (KN) | $P \leq 0.2 f'_c A_g$ |
|---------|-----------------------|-------------------------------|-----------------------|
| BENT1 | 6816.898 | 56784 | OK! |
| BENT2 | 6389.418 | 56784 | OK! |
| BENT3 | 5943.167 | 69888 | OK! |
| BENT4 | 13859.200 | 165984 | OK! |
| BENT5 | 15609.919 | 165984 | OK! |
| BENT6 | 15548.870 | 165984 | OK! |
| BENT7 | 17074.500 | 165984 | OK! |
| BENT8 | 5412.570 | 69888 | OK! |
| BENT9 | 5975.350 | 56784 | OK! |

Para una columna articulada-fija, la rigidez lateral a flexión está dada por la siguiente expresión, suponiendo que la cubierta del puente se desplaza como un cuerpo rígido.

$$k^e = \frac{3 E_c I_c}{L^3}$$

Donde:

L = Altura de la columna y el módulo de elasticidad está dado por:

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c}$$

Usando f'_{ce} , el módulo de elasticidad será:

$$E_c = 4700 \sqrt{31.2} = 26253 \text{ MPA}$$

Rigidez del BENT 1

Del análisis $M - \emptyset$, se obtuvo el momento de inercia de la sección fisurada

$$I_e = 2.465 \text{ m}^4$$

$$k_1^e = \frac{3 * (26253 \text{ MPA}) * (2.465 \text{ m}^4)}{(2.8 \text{ m})^3} = 8842.5832 \frac{\text{MN}}{\text{m}}$$

$$m_1 = \frac{6816.898 \text{ kN}}{9.81 \text{ m/s}^2} = 694.893 \text{ kN} - \text{s}^2/\text{m}$$

De la misma forma se calcularon las rigideces y masas tributarias de todas las columnas y se chequearon los requerimientos de rigidez como se muestran en la tabla siguiente.

Tabla 107. Chequeo de la rigidez balanceada

| FRAME 1 | FRAME 2 | FRAME 3 |
|--|--|---|
| $\frac{k_2^e m_1}{k_1^e m_2} = 0.50 < 0.75$ $\frac{k_3^e m_2}{k_2^e m_3} = 0.10 < 0.75$ | $\frac{k_5^e m_4}{k_4^e m_5} = 0.50 < 0.75$ $\frac{k_6^e m_5}{k_5^e m_6} = 0.63 < 0.75$ $\frac{k_6^e m_7}{k_7^e m_6} = 0.86 > 0.75$ ok! | $\frac{k_8^e m_9}{k_9^e m_8} = 0.58 < 0.75$ |

Como se puede observar las columnas del puente Santa Fe, no cumplen con el criterio de rigidez balanceada.

4.6.7 Geometría de marco balanceada

La norma recomienda que la relación entre los periodos fundamentales de vibración de los marcos adyacentes sea:

$$\frac{T_i}{T_j} \geq 0.7$$

Las consecuencias de no cumplir con este requerimiento incluye una gran probabilidad de respuesta fuera de fase entre los marcos adyacentes produciendo grandes desplazamientos relativos e incrementando la probabilidad de asentamiento longitudinal y colisión entre los marcos en las juntas de expansión.

El puente Santa Fe está formado por tres frames (marcos) unidos por juntas de expansión, el período de cada estructura se muestra a continuación:

$$T_{A1P3} = 0.65446 \text{ s}$$

$$T_{P3P8} = 0.68135 \text{ s}$$

$$T_{P8A2} = 0.67442 \text{ s}$$

$$\frac{T_{A1P3}}{T_{P3P8}} = \frac{0.65446}{0.68135} = 0.96 > 0.7 \text{ ok!}$$

$$\frac{T_{P8A2}}{T_{P3P8}} = \frac{0.67442}{0.68135} = 0.98 > 0.7 \text{ ok!}$$

4.6.8 Demanda sísmica

En este caso se utilizó el procedimiento 2: Análisis Dinámico elástico. Esta demanda sísmica deberá ser calculada independientemente a lo largo de dos ejes perpendiculares, típicamente los ejes longitudinal y transversal del puente.

Una combinación de las demandas sísmicas ortogonales deberá ser usada para tomar en cuenta la incertidumbre en la dirección del movimiento sísmico y la ocurrencia simultánea de fuerzas sísmicas en dos direcciones horizontales perpendiculares.

$$\text{Caso 1} = 30\% \Delta_D^{\text{Long}} + 100\% \Delta_D^{\text{Trans}}$$

$$\text{Caso 2} = 100\% \Delta_D^{\text{Long}} + 30\% \Delta_D^{\text{Trans}}$$

Obviamente la respuesta del puente bajo fuertes movimientos sísmicos no será puramente elástica después que las columnas y otros componentes hayan fluido.

En el diseño basado por fuerzas, un factor de reducción, R , es aplicado para estimar las fuerzas de diseño. De forma similar, en el diseño basado en desplazamientos, un factor de modificación de desplazamiento, R_d , es introducido para estimar los desplazamientos de diseño. Este factor debe ser aplicado en las dos direcciones ortogonales independientes.

$$R_d = \left(1 - \frac{1}{\mu_D}\right) \frac{T^*}{T} + \frac{1}{\mu_D} \geq 1.0 \text{ para } \frac{T^*}{T} > 1.0$$

$$R_d = 1.0 \text{ para } \frac{T^*}{T} < 1.0$$

$$T^* = 1.25 T_s$$

T^* = Periodo característico del suelo (s)

T = Periodo fundamental de la estructura (s)

T_s = Periodo al final de la meseta del espectro de diseño (s)

Dirección longitudinal

$$T_s = 0.6 \text{ s}$$

$$T^* = 1.25 (0.6) = \mathbf{0.75 \text{ s}}$$

$$T = 0.67 \text{ s}$$

$$\frac{T^*}{T} = \frac{0.75}{0.67} = 1.12 > 1 \text{ por lo tanto } R_d = \left(1 - \frac{1}{\mu_D}\right) \frac{T^*}{T} + \frac{1}{\mu_D} \geq \mathbf{1.0}$$

Dirección Transversal

$$T = 0.63 \text{ s}$$

$$\frac{T^*}{T} = \frac{0.75}{0.63} = 1.19 > 1 \text{ por lo tanto } R_d = \left(1 - \frac{1}{\mu_D}\right) \frac{T^*}{T} + \frac{1}{\mu_D} \geq \mathbf{1.0}$$

Por lo tanto se calculó el magnificador de desplazamiento como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 108. Demanda de desplazamiento

| Claro | Distancia (m) | Dirección | R_d | Demanda* R_d (m) |
|-------|---------------|-----------|-------|--------------------|
| 1 | 24 | TRANS | 1.13 | 0.014 |
| | 24 | LONG | 1.09 | 0.023 |
| 2 | 48 | TRANS | 1.05 | 0.012 |
| | 48 | LONG | 1.08 | 0.029 |
| 3 | 72 | TRANS | 1.00 | 0.009 |
| | 72 | LONG | 1.00 | 0.012 |
| 4 | 107 | TRANS | 1.08 | 0.114 |
| | 107 | LONG | 1.08 | 0.191 |
| 5 | 167 | TRANS | 1.11 | 0.178 |
| | 167 | LONG | 1.08 | 0.203 |
| 6 | 227 | TRANS | 1.11 | 0.284 |
| | 227 | LONG | 1.06 | 0.213 |
| 7 | 287 | TRANS | 1.11 | 0.264 |
| | 287 | LONG | 1.06 | 0.220 |
| 8 | 322 | TRANS | 1.00 | 0.018 |
| | 322 | LONG | 1.00 | 0.022 |
| 9 | 342 | TRANS | 1.00 | 0.047 |
| | 342 | LONG | 1.03 | 0.070 |

Las ductilidades usadas son las calculadas en las tablas 109 y 110

4.6.9 Requerimientos de ductilidad en los miembros para SDC D

La demanda de ductilidad en los miembros individuales μ_D deberá satisfacer:

- ✓ Para bent con una sola columna $\mu_D \leq 5$
- ✓ Para bent con múltiples columnas $\mu_D \leq 6$
- ✓ Para pilas tipo muro en la dirección débil $\mu_D \leq 5$
- ✓ Para pilas tipo muro en la dirección fuerte $\mu_D \leq 1$
- ✓ Para miembros de concreto reforzado tales como: pilotes perforados, pilotes in-situ y pilotes presforzados $\mu_D \leq 4$

4.6.9.1 Cálculo de la demanda de ductilidad

La demanda de ductilidad del miembro puede ser determinada usando un análisis $M - \emptyset$, con las siguientes expresiones, suponiendo que:

- ✓ La rotación plástica θ_p , está concentrada en el centro de la rótula plástica
- ✓ La distribución de la curvatura elástica es lineal a lo largo de la columna
- ✓ La curvatura plástica es constante sobre la longitud equivalente de la rótula plástica analítica L_p

$$\theta_{pd} = (\phi_{pd})L_p$$

$$\phi_{pd} = (\phi_{col} - \phi_{yi})$$

$$\Delta_{yi} = \frac{\phi_{yi}L^2}{3}$$

$$\Delta_{pd} = \theta_{pd} \left(L - \frac{L_p}{2} \right)$$

$$\mu_D = 1 + \frac{\Delta_{pd}}{\Delta_{yi}}$$

Donde:

ϕ_{col} = Curvatura de la columna en la demanda de desplazamiento máxima (1/m)

ϕ_{yi} = Curvatura de fluencia idealizada determinada (1/m) LRFD Seismic 8.5

ϕ_{pd} = Demanda de curvatura plástica en la columna (1/m)

Δ_{pd} = Demanda de desplazamiento plástico (m)

Δ_{yi} = Desplazamiento de fluencia idealizado, correspondiente a la curvatura de fluencia idealizada ϕ_{yi} (m)

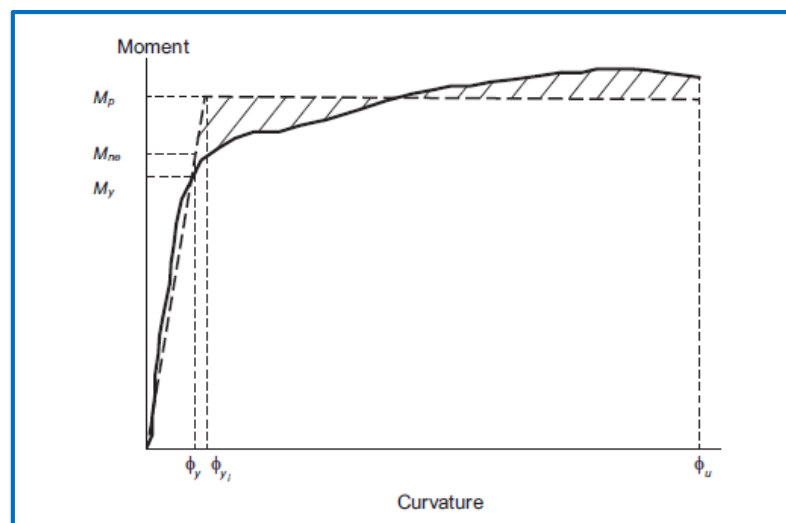


Figura 34. Modelo Momento Curvatura

Los valores de las curvaturas fueron obtenidos mediante la idealización del diagrama momento curvatura usando CSI Bridge como se muestra en la figura 35.

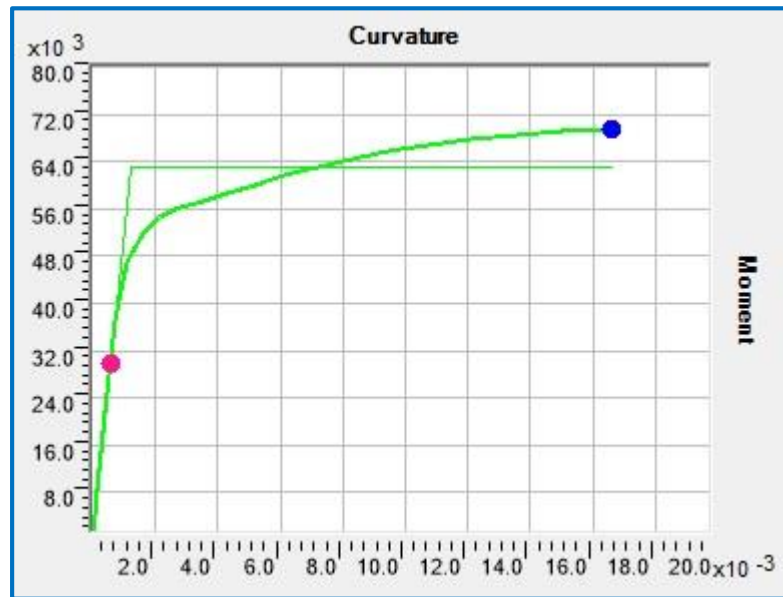


Figura 35. Diagrama Momento-Curvatura usando CSIBridge

4.6.9.2 Longitud analítica de la rótula plástica

La longitud analítica de la rótula plástica L_p , deberá ser tomada como la longitud equivalente de la columna sobre la cual la curvatura plástica es asumida como constante para el cálculo de la rotación plástica.

Para columnas de concreto reforzado sobre zapatas, bent caps integrales; la longitud de la rótula plástica puede ser determinada como:

$$L_p = 0.08L + 0.15f_{ye} d_{bl} \geq 0.3f_{ye} d_{bl}$$

En nuestro caso las rótulas plásticas fueron ubicadas y sus longitudes fueron calculadas automáticamente usando el programa CSI Bridge.

4.6.9.3 Revisión de los requerimientos por ductilidad

Utilizando los valores proporcionados por el software la demanda de ductilidad fue calculada como sigue:

Tabla 109. Demanda de ductilidad longitudinal

| BENT | ϕ_{yi} | ϕ_{yi} | Δ_{yi} | Δ_{yi} | Δ_{pd} | Δ_{pd} | μ_D | μ_D |
|------|-------------|-------------|---------------|---------------|---------------|---------------|------------|------------|
| | T | B | T | B | T | B | T | B |
| 1 | 0.001660 | 0.001657 | 0.00434 | 0.00433 | 0.016458 | 0.01647 | 4.8 | 4.8 |
| 2 | 0.001959 | 0.001954 | 0.00846 | 0.00844 | 0.018072 | 0.01810 | 3.1 | 3.1 |
| 3 | 0.002130 | 0.001339 | 0.04320 | 0.02716 | -0.031641 | -0.01560 | 0.3 | 0.4 |
| 4 | 0.000856 | 0.000834 | 0.05996 | 0.05846 | 0.116551 | 0.11805 | 2.9 | 3.0 |
| 5 | 0.000728 | 0.000721 | 0.06602 | 0.06543 | 0.122595 | 0.12319 | 2.9 | 2.9 |
| 6 | 0.000856 | 0.000826 | 0.10302 | 0.09941 | 0.097702 | 0.10131 | 1.9 | 2.0 |
| 7 | 0.000855 | 0.000830 | 0.10291 | 0.09985 | 0.104477 | 0.10753 | 2.0 | 2.1 |
| 8 | 0.002292 | 0.002269 | 0.06894 | 0.06825 | -0.047365 | -0.04668 | 0.3 | 0.3 |
| 9 | 0.001922 | 0.001905 | 0.05423 | 0.05374 | 0.014188 | 0.01468 | 1.3 | 1.3 |

Tabla 110. Demanda de ductilidad Transversal

| BENT | ϕ_{yi} | ϕ_{yi} | Δ_{yi} | Δ_{yi} | Δ_{pd} | Δ_{pd} | μ_D | μ_D |
|------|-------------|-------------|---------------|---------------|---------------|---------------|-------------|-------------|
| | T | B | T | B | T | B | T | B |
| 1 | 0.001660 | 0.001657 | 0.00434 | 0.01213 | 0.0084 | 0.0006 | 2.94 | 1.05 |
| 2 | 0.001959 | 0.001954 | 0.00846 | 0.03038 | 0.0032 | -0.0187 | 1.38 | 0.38 |
| 3 | 0.002130 | 0.001339 | 0.04320 | 0.21183 | -0.0338 | -0.2025 | 0.22 | 0.04 |
| 4 | 0.000856 | 0.000834 | 0.05996 | 0.84768 | 0.0452 | -0.7425 | 1.75 | 0.12 |
| 5 | 0.000728 | 0.000721 | 0.06602 | 1.07955 | 0.0943 | -0.9192 | 2.43 | 0.15 |
| 6 | 0.000856 | 0.000826 | 0.10302 | 1.88885 | 0.1517 | -1.6342 | 2.47 | 0.13 |
| 7 | 0.000855 | 0.000830 | 0.10291 | 1.89718 | 0.1351 | -1.6592 | 2.31 | 0.13 |
| 8 | 0.002292 | 0.002269 | 0.06894 | 0.64840 | -0.0509 | -0.6304 | 0.26 | 0.03 |
| 9 | 0.001922 | 0.001905 | 0.05423 | 0.49437 | -0.0074 | -0.4475 | 0.86 | 0.09 |

T: Top; B: Bottom

Como se puede observar en las tablas anteriores la demanda de ductilidad está por debajo del límite establecido en 4.6.9 LRFD Seismic en el sentido longitudinal. En el sentido transversal la ductilidad es excedida en la parte superior de la pila 1 y 4 ya que estos son considerados como pilas en la dirección transversal como se explicará más adelante en 4.6.13

4.6.10 Relación demanda vs capacidad

Análisis Pushover

Según LRFD Seismic 4.8.2, un análisis estático no lineal debe ser usado para determinar la capacidad de desplazamiento de la estructura. Este procedimiento se realizó con CSI Bridge, siendo críticas la pila 1 y 2 del puente como se muestra en la figura 36.

EL programa analizó cada bent de forma individual en la dirección transversal y longitudinal para determinar la capacidad de desplazamiento, generando de forma automática las curvas pushover y determinando el desempeño de la estructura.

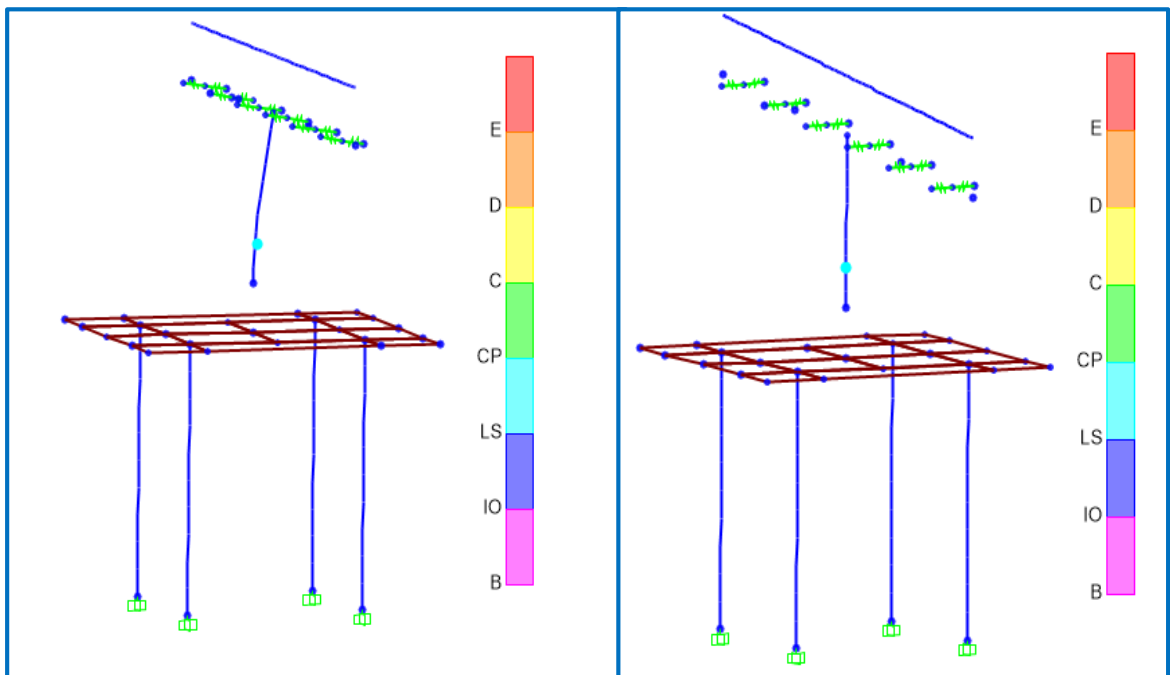


Figura 36. Pushover longitudinal y transversal de la PILA 1

Como se observa en la figura 36 el desempeño del elemento está en seguridad de vida. Las capacidades de desplazamiento se muestran en Tabla 111.

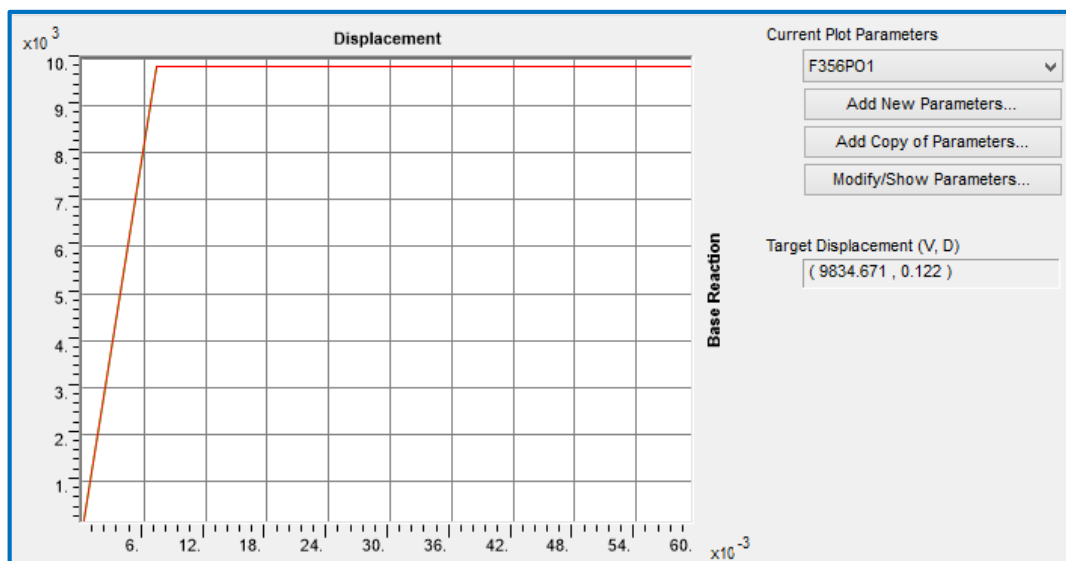


Figura 37. Curva Pushover Transversal PILA 1

Tabla 111. Relación Demanda – Capacidad (D/C)

| Claro | Estación | Dirección | Demanda | Capacidad | Relación D/C |
|-------|----------|-----------|---------|-----------|--------------|
| | m | | m | m | S/U |
| 1 | 24 | TRANS | 0.014 | 0.051 | 0.28 |
| | 24 | LONG | 0.023 | 0.083 | 0.27 |
| 2 | 48 | TRANS | 0.012 | 0.047 | 0.26 |
| | 48 | LONG | 0.029 | 0.106 | 0.27 |
| 3 | 72 | TRANS | 0.009 | 0.038 | 0.25 |
| | 72 | LONG | 0.012 | 0.044 | 0.26 |
| 4 | 107 | TRANS | 0.114 | 0.421 | 0.27 |
| | 107 | LONG | 0.191 | 0.706 | 0.27 |
| 5 | 167 | TRANS | 0.178 | 0.641 | 0.28 |
| | 167 | LONG | 0.203 | 0.754 | 0.27 |
| 6 | 227 | TRANS | 0.284 | 1.019 | 0.28 |
| | 227 | LONG | 0.213 | 0.803 | 0.27 |
| 7 | 287 | TRANS | 0.264 | 0.952 | 0.28 |
| | 287 | LONG | 0.220 | 0.830 | 0.27 |
| 8 | 322 | TRANS | 0.018 | 0.072 | 0.25 |
| | 322 | LONG | 0.022 | 0.087 | 0.25 |
| 9 | 342 | TRANS | 0.047 | 0.187 | 0.25 |
| | 342 | LONG | 0.070 | 0.276 | 0.25 |

El valor más crítico de la relación D/C es en sentido transversal de la pila P1 y la dirección transversal de la pila P5, ambos de 0.28.

4.6.11 Revisión de los efectos $P - \Delta$

La acción de fuerzas laterales que producen desplazamientos, producirá un momento adicional en el pilar, el momento es el producto de la carga P y la deflexión Δ .

El puente Santa Fe posee columnas relativamente altas, los efectos $P - \Delta$ pueden ser significativos para esta situación. De acuerdo al Arto. 4.11.5 LRFD Seismic, los efectos $P-\Delta$ pueden ser ignorados en el análisis y diseño de estructuras Tipo 1 si se satisface para las columnas de concreto reforzado la ecuación siguiente.

$$P_{dl}\Delta_r \leq 0.25M_p$$

Donde:

P_{dl} = La carga muerta no factorada actuando sobre la columna.

Δ_r = La desviación lateral relativa entre el punto de contra flexión y el extremo final (más lejano) de la rótula plástica.

M_p = La capacidad plástica idealizada del momento de la columna de concreto reforzado basada en propiedades del material esperadas.

Tabla 112. Efectos $P-\Delta$ en la dirección transversal

| PILA | P_{dl} KN | M_p KN.m | Δ m | ≤ 0.25 |
|------|----------------|---------------|---------------|-------------|
| 1 | 6816.898 | 27704.813 | 0.014 | 0.004 |
| 2 | 6389.418 | 32005.679 | 0.012 | 0.002 |
| 3 | 5943.167 | 19723.679 | 0.009 | 0.003 |
| 4 | 13859.2 | 414576.323 | 0.114 | 0.004 |
| 5 | 15609.919 | 429271.957 | 0.178 | 0.006 |
| 6 | 15548.87 | 320275.383 | 0.284 | 0.014 |
| 7 | 17074.5 | 414933.009 | 0.264 | 0.011 |
| 8 | 5412.57 | 26810.557 | 0.018 | 0.004 |
| 9 | 5975.35 | 65518.829 | 0.047 | 0.004 |

Tabla 113. Efectos P-Δ en la dirección longitudinal

| PILA | P_{dl} kN | M_p KN.m | Δ m | ≤ 0.25 |
|------|----------------|---------------|---------------|-------------|
| 1 | 6816.898 | 18657.775 | 0.023 | 0.008 |
| 2 | 6389.418 | 23114.547 | 0.029 | 0.008 |
| 3 | 5943.167 | 20058.26 | 0.012 | 0.003 |
| 4 | 13859.2 | 219566.07 | 0.191 | 0.012 |
| 5 | 15609.919 | 229427.72 | 0.203 | 0.014 |
| 6 | 15548.87 | 182101.68 | 0.213 | 0.018 |
| 7 | 17074.5 | 219796.88 | 0.220 | 0.017 |
| 8 | 5412.57 | 29753.116 | 0.022 | 0.004 |
| 9 | 5975.35 | 46987.325 | 0.070 | 0.009 |

Las secciones cumplen con el requerimiento mencionado por lo tanto no es necesario una evaluación de los efectos $P - \Delta$.

4.6.12 Capacidad lateral mínima a flexión

La capacidad mínima a flexión lateral de cada columna deberá ser tomada como:

$$M_{ne} \geq 0.1 P_{trib} \left(\frac{H_h + 0.5 D_s}{\Lambda} \right)$$

M_{ne} = Capacidad nominal de la columna basada en las propiedades esperadas de los materiales determinado del análisis momento curvatura. (kN.m) figura 34.

P_{trib} = La mayor entre la carga muerta en la columna o la fuerza asociada con la masa tributaria sísmica colectada en los bents (kN)

H_h = La altura desde la parte superior de la zapata hasta la parte superior de la columna (m)

D_s = Altura de la superestructura (m)

Λ = Factor de fijación de la columna definido en el artículo 4.8.1 LRFD Seismic

Tabla 114. Capacidad mínima a flexión

| BENT | HINGE | M_{ne} | H_h | Λ | D_s | P_{DC} | P_{SISMO} | P_{trib} | M_{min} | |
|------|-------|------------|-------|-----------|-------|-----------|-------------|------------|-----------|-----|
| N° | TIPO | kN.m | m | S/U | m | kN | kN | kN | kN.m | |
| 1 | T | 16989.886 | 2.8 | 1 | 1.6 | 6816.898 | 3860.951 | 6816.898 | 2454.083 | Ok! |
| | B | 16736.663 | 2.8 | 1 | 1.6 | 7260.444 | 3860.951 | 7260.444 | 2613.760 | Ok! |
| 2 | T | 18108.722 | 3.6 | 1 | 1.6 | 6389.418 | 2525.504 | 6389.418 | 2811.344 | Ok! |
| | B | 18471.674 | 3.6 | 1 | 1.6 | 6946.066 | 2526.978 | 6946.066 | 3056.269 | Ok! |
| 3 | T | 12222.290 | 7.8 | 1 | 1.6 | 5943.167 | 998.110 | 5943.167 | 5111.124 | Ok! |
| | B | 13115.589 | 7.8 | 1 | 1.6 | 7141.542 | 1003.235 | 7141.542 | 6141.726 | Ok! |
| 4 | T | 230127.198 | 14.5 | 1 | 3.8 | 13859.200 | 4454.032 | 13859.200 | 22729.088 | Ok! |
| | B | 250956.315 | 14.5 | 1 | 3.8 | 22127.558 | 4624.920 | 22127.558 | 36289.195 | Ok! |
| 5 | T | 184807.005 | 16.5 | 1 | 3.8 | 15609.919 | 6633.696 | 15609.919 | 28722.251 | Ok! |
| | B | 202639.039 | 16.5 | 1 | 3.8 | 24797.239 | 6727.607 | 24797.239 | 45626.920 | Ok! |
| 6 | T | 174765.795 | 19.0 | 1 | 3.8 | 15548.870 | 4010.314 | 15548.870 | 32497.138 | Ok! |
| | B | 198226.103 | 19.0 | 1 | 3.8 | 25884.492 | 4141.524 | 25884.492 | 54098.588 | Ok! |
| 7 | T | 230598.790 | 19.0 | 1 | 3.8 | 14074.500 | 4872.692 | 14074.500 | 29415.705 | Ok! |
| | B | 256485.112 | 19.0 | 1 | 3.8 | 24410.522 | 5094.905 | 24410.522 | 51017.991 | Ok! |
| 8 | T | 15189.121 | 9.5 | 1 | 1.4 | 5412.570 | 1010.389 | 5412.570 | 5520.821 | Ok! |
| | B | 16238.604 | 9.5 | 1 | 1.4 | 6861.302 | 1016.098 | 6861.302 | 6998.528 | Ok! |
| 9 | T | 38933.129 | 9.2 | 1 | 1.4 | 5975.350 | 762.669 | 5975.350 | 5915.597 | Ok! |
| | B | 40347.640 | 9.2 | 1 | 1.4 | 7323.719 | 767.204 | 7323.719 | 7250.482 | Ok! |

T: Top, B: Bottom

4.6.13 Revisiones por cortante

Este requerimiento es necesario debido al colapso potencial de la superestructura si la columna falla por cortante.

La demanda de cortante, V_w , para una columna deberá ser determinada en base a la fuerza V_{po} , asociada con el momento de sobre resistencia M_{po} como se especifica en la figura 4.11.2-1 LRFD Seismic. Las demandas de cortante fueron calculadas en las siguientes tablas, en ambos ejes ortogonales en la región de la rótula plástica.

Tabla 115. Demanda de cortante

| BENT | HINGE | λ_{mo} | Demanda longitudinal | | | | Demanda transversal | | | |
|------|-------|----------------|----------------------|------------------|------------|------------------|---------------------|------------------|------------|------------------|
| | | | M_p kN.m | M_{po} kN.m | L_c m | V_u kN | M_p kN.m | M_{po} kN.m | L_c m | V_u kN |
| 1 | T | 1.4 | 18657.775 | 26120.885 | 2.05 | 12756.830 | 27704.813 | 38786.7382 | 2.05 | 18942.537 |
| | B | 1.4 | 18848.911 | 26388.475 | 2.05 | 12887.515 | 27992.233 | 39189.1262 | 2.05 | 19139.054 |
| 2 | T | 1.4 | 23114.547 | 32360.366 | 2.85 | 11364.084 | 32005.679 | 44807.9506 | 2.85 | 15735.339 |
| | B | 1.4 | 22380.721 | 31333.009 | 2.85 | 11003.304 | 32559.742 | 45583.6388 | 2.85 | 16007.739 |
| 3 | T | 1.4 | 20058.260 | 28081.564 | 7.05 | 3984.557 | 19723.679 | 27613.1506 | 7.05 | 3918.093 |
| | B | 1.4 | 21231.961 | 29724.745 | 6.89 | 4315.565 | 20662.798 | 28927.9172 | 6.89 | 4199.878 |
| 4 | T | 1.4 | 219566.065 | 307392.491 | 13.75 | 22359.720 | 414576.323 | 580406.852 | 13.75 | 42218.777 |
| | B | 1.4 | 229427.717 | 321198.804 | 13.45 | 23877.756 | 429271.957 | 600980.74 | 13.45 | 44676.604 |
| 5 | T | 1.4 | 152094.724 | 212932.614 | 15.75 | 13521.591 | 292337.826 | 409272.956 | 15.75 | 25989.545 |
| | B | 1.4 | 159912.855 | 223877.997 | 15.48 | 14466.328 | 311096.791 | 435535.507 | 15.48 | 28143.004 |
| 6 | T | 1.4 | 182101.676 | 254942.346 | 17.90 | 14239.248 | 320275.383 | 448385.536 | 17.90 | 25043.595 |
| | B | 1.4 | 195869.470 | 274217.258 | 17.18 | 15957.151 | 338735.682 | 474229.955 | 17.18 | 27596.217 |
| 7 | T | 1.4 | 219796.876 | 307715.626 | 17.82 | 17263.924 | 414933.009 | 580906.213 | 17.82 | 32590.872 |
| | B | 1.4 | 231749.640 | 324449.496 | 17.02 | 19057.687 | 433423.277 | 606792.588 | 17.02 | 35642.105 |
| 8 | T | 1.4 | 29753.116 | 41654.362 | 8.22 | 5064.853 | 26810.557 | 37534.7798 | 8.22 | 4563.943 |
| | B | 1.4 | 31021.048 | 43429.467 | 7.32 | 5929.261 | 27935.907 | 39110.2698 | 7.32 | 5339.578 |
| 9 | T | 1.4 | 46987.325 | 65782.255 | 7.92 | 8301.438 | 65518.829 | 91726.3606 | 7.92 | 11575.473 |
| | B | 1.4 | 47578.611 | 66610.055 | 7.02 | 9482.398 | 66482.009 | 93074.8126 | 7.02 | 13249.838 |

T: Top, B: Bottom

En la dirección transversal las Pilas 1, 2 y 4 serán consideradas como tipo muro según lo especificado en AASHTO Seismic Artículos 8.1. Por lo tanto la demanda podrá tomarse como la demanda sísmica de cortante calculado con CSI Bridge.

Donde:

$$M_{po} = M_p \lambda_{mo} \text{ AASHTO Seismic 4.11.2}$$

$$V_u = M_{po}/L_c$$

λ_{mo} = Magnificador por sobre resistencia

L_c = Altura de la columna

La capacidad de cortante de la columna dentro de la región de la rótula plástica, deberá ser calculada en base propiedades nominales de los materiales y deberá satisfacer:

$$\phi_s V_n \geq V_u$$

Las revisiones dependerán del tipo de elemento vertical que se esté considerando; si la relación de la altura libre con la dimensión máxima en planta es mayor a 2.5 el soporte vertical deberá ser considerado como una columna, si la relación es menor que 2.5 el soporte será considerado como una pila tipo muro (Pier Wall).
Sección 8.1 AASHTO LRFD Seismic

Tabla 116. Elemento columna o pila tipo muro

| PILA | Altura libre | Dimensión máxima | Relación | Tipo de elemento |
|------|--------------|------------------|----------|------------------|
| | m | m | S/U | |
| 1 | 2.8 | 3 | 0.93 | PILA |
| 2 | 3.6 | 3 | 1.20 | PILA |
| 3 | 7.8 | 2.5 | 3.12 | COLUMNNA |
| 4 | 14.5 | 6.5 | 2.23 | PILA |
| 5 | 16.5 | 6.5 | 2.54 | COLUMNNA |
| 6 | 19 | 6.5 | 2.92 | COLUMNNA |
| 7 | 19 | 6.5 | 2.92 | COLUMNNA |
| 8 | 9.5 | 2.5 | 3.80 | COLUMNNA |
| 9 | 9.2 | 3 | 3.07 | COLUMNNA |

4.6.13.1 Capacidad a cortante del concreto

$$V_c = v_c A_e$$

$$A_e = 0.8A_g$$

Si P_u está en compresión

$$v_c = 0.032\alpha' \left(1 + \frac{P_u}{2A_g} \right) \sqrt{f'_c} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 0.11\sqrt{f'_c} \\ 0.047\alpha'\sqrt{f'_c} \end{array} \right.$$

De otro modo $v_c = 0$

Para columnas rectangulares

$$\alpha' = \frac{f_w}{0.15} + 3.67 - \mu_D$$

$$f_w = 2\rho_w f_{yh} \leq 0.35$$

$$\rho_w = \frac{A_v}{bs}$$

Para columnas circulares

$$\alpha' = \frac{f_w}{0.15} + 3.67 - \mu_D$$

$$f_s = \rho_s f_{yh} \leq 0.35$$

$$\rho_s = \frac{4A_{sp}}{SD'}$$

4.6.13.2 Capacidad a cortante del acero

Para miembros de sección rectangular la capacidad a cortante del acero de refuerzo está definida como:

Sección rectangular

$$V_s = \frac{A_v f_{yh} d}{S}$$

Sección circular

$$V_s = \frac{\pi}{2} \left(\frac{n A_{sp} f_{yh} D'}{S} \right)$$

A_v = Área de la sección transversal del refuerzo por cortante en la dirección de la carga (mm²)

f_{yh} = Esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal (MPa)

d = Profundidad efectiva de la sección en la dirección de la carga, medida desde la cara de compresión del miembro hasta el centro de gravedad del acero de tensión (mm)

S = Separación del acero transversal (mm)

v_c = Esfuerzo cortante del concreto (kN/m²)

α' = Factor de ajuste del esfuerzo a cortante del concreto

Tabla 117. Resistencia al corte del concreto en la dirección longitudinal

| BENT | | A_g | A_e | P_u | ρ_w | f_w | α' | $0.11\sqrt{f'_c}$ | $0.047\alpha'\sqrt{f'_c}$ | v_c | $v_c \text{ min}$ | V_c |
|------|-------|--------|-------|-----------|----------|-------|-----------|-------------------|---------------------------|----------|-------------------|------------------|
| | HINGE | m^2 | m^2 | kN | S/U | Ksi | S/U | Ksi | Ksi | kN/m^2 | kN/m^2 | kN |
| 1 | T | 9.120 | 7.30 | 7154.073 | 0.005 | 0.35 | 1.210 | 0.206 | 0.106 | 0.076 | 0.076 | 3964.246 |
| | B | 9.120 | 7.30 | 7519.453 | 0.005 | 0.35 | 1.201 | 0.206 | 0.106 | 0.076 | 0.076 | 3942.821 |
| 2 | T | 9.120 | 7.30 | 6741.657 | 0.005 | 0.35 | 2.868 | 0.206 | 0.252 | 0.180 | 0.180 | 9368.575 |
| | B | 9.120 | 7.30 | 7278.981 | 0.005 | 0.35 | 2.859 | 0.206 | 0.251 | 0.180 | 0.180 | 9363.474 |
| 3 | T | 11.130 | 8.90 | 6399.183 | 0.004 | 0.35 | 3.000 | 0.206 | 0.264 | 0.187 | 0.187 | 11823.025 |
| | B | 11.130 | 8.90 | 8155.876 | 0.004 | 0.35 | 3.000 | 0.206 | 0.264 | 0.188 | 0.188 | 11893.909 |
| 4 | T | 26.520 | 21.22 | 13994.398 | 0.005 | 0.35 | 3.000 | 0.206 | 0.264 | 0.186 | 0.186 | 28113.549 |
| | B | 26.520 | 21.22 | 25237.619 | 0.005 | 0.35 | 2.984 | 0.206 | 0.262 | 0.189 | 0.189 | 28554.993 |
| 5 | T | 26.520 | 21.22 | 15796.362 | 0.004 | 0.35 | 3.000 | 0.206 | 0.264 | 0.187 | 0.187 | 28239.321 |
| | B | 26.520 | 21.22 | 28289.525 | 0.004 | 0.35 | 3.000 | 0.206 | 0.264 | 0.191 | 0.191 | 28899.171 |
| 6 | T | 26.520 | 21.22 | 15733.242 | 0.004 | 0.35 | 3.000 | 0.206 | 0.264 | 0.187 | 0.187 | 28234.906 |
| | B | 26.520 | 21.22 | 29788.831 | 0.004 | 0.35 | 3.000 | 0.206 | 0.264 | 0.192 | 0.192 | 28977.279 |
| 7 | T | 26.520 | 21.22 | 14194.879 | 0.005 | 0.35 | 3.000 | 0.206 | 0.264 | 0.186 | 0.186 | 28129.017 |
| | B | 26.520 | 21.22 | 28250.468 | 0.005 | 0.35 | 3.000 | 0.206 | 0.264 | 0.191 | 0.191 | 28871.389 |
| 8 | T | 11.130 | 8.90 | 5879.001 | 0.004 | 0.35 | 3.000 | 0.206 | 0.264 | 0.186 | 0.186 | 11784.907 |
| | B | 11.130 | 8.90 | 8081.421 | 0.004 | 0.35 | 3.000 | 0.206 | 0.264 | 0.187 | 0.187 | 11873.777 |
| 9 | T | 9.120 | 7.30 | 6298.793 | 0.005 | 0.35 | 3.000 | 0.206 | 0.264 | 0.188 | 0.188 | 9769.424 |
| | B | 9.120 | 7.30 | 8039.724 | 0.005 | 0.35 | 3.000 | 0.206 | 0.264 | 0.190 | 0.190 | 9851.693 |

El factor de ajuste por cortante del concreto α' no deberá ser mayor a 3 ni menor que 0.3 La resistencia al cortante fue calculada con una sección rectangular equivalente pues la norma no brinda ecuaciones para pilas ovaladas.

Tabla 118. Resistencia al corte del concreto en la dirección transversal

| BENT | | A_g m^2 | A_e m^2 | P_u kN | ρ_w S/U | f_w Ksi | α' S/U | $0.11\sqrt{f'_c}$ Ksi | $0.047\alpha'\sqrt{f'_c}$ Ksi | v_c kN/m^2 | $v_c \text{ min}$ kN/m^2 | V_c kN |
|------|---|----------------|----------------|---------------|-------------------|----------------|--------------------|----------------------------|------------------------------------|-------------------|-------------------------------|------------------|
| 1 | T | 9.120 | 7.30 | 7154.073 | 0.006 | 0.35 | 3.000 | 0.206 | 0.264 | 0.189 | 0.189 | 9829.881 |
| | B | 9.120 | 7.30 | 7519.453 | 0.006 | 0.35 | 3.000 | 0.206 | 0.264 | 0.190 | 0.190 | 9847.147 |
| 2 | T | 9.120 | 7.30 | 6741.657 | 0.006 | 0.35 | 3.000 | 0.206 | 0.264 | 0.189 | 0.189 | 9799.171 |
| | B | 9.120 | 7.30 | 7278.981 | 0.006 | 0.35 | 3.000 | 0.206 | 0.264 | 0.189 | 0.189 | 9824.562 |
| 3 | T | 11.130 | 8.90 | 6399.183 | 0.005 | 0.35 | 3.000 | 0.206 | 0.264 | 0.187 | 0.187 | 11823.025 |
| | B | 11.130 | 8.90 | 8155.876 | 0.005 | 0.35 | 3.000 | 0.206 | 0.264 | 0.188 | 0.188 | 11893.909 |
| 4 | T | 26.520 | 21.22 | 13994.398 | 0.005 | 0.35 | 3.000 | 0.206 | 0.264 | 0.186 | 0.186 | 28113.549 |
| | B | 26.520 | 21.22 | 25237.619 | 0.005 | 0.35 | 3.000 | 0.206 | 0.264 | 0.190 | 0.190 | 28707.382 |
| 5 | T | 26.520 | 21.22 | 15796.362 | 0.005 | 0.35 | 3.000 | 0.206 | 0.264 | 0.187 | 0.187 | 28239.321 |
| | B | 26.520 | 21.22 | 28289.525 | 0.005 | 0.35 | 3.000 | 0.206 | 0.264 | 0.191 | 0.191 | 28899.171 |
| 6 | T | 26.520 | 21.22 | 15733.242 | 0.005 | 0.35 | 3.000 | 0.206 | 0.264 | 0.187 | 0.187 | 28234.906 |
| | B | 26.520 | 21.22 | 29788.831 | 0.005 | 0.35 | 3.000 | 0.206 | 0.264 | 0.192 | 0.192 | 28977.279 |
| 7 | T | 26.520 | 21.22 | 14194.879 | 0.005 | 0.35 | 3.000 | 0.206 | 0.264 | 0.186 | 0.186 | 28129.017 |
| | B | 26.520 | 21.22 | 28250.468 | 0.005 | 0.35 | 3.000 | 0.206 | 0.264 | 0.191 | 0.191 | 28871.389 |
| 8 | T | 11.130 | 8.90 | 5879.001 | 0.005 | 0.35 | 3.000 | 0.206 | 0.264 | 0.186 | 0.186 | 11784.907 |
| | B | 11.130 | 8.90 | 8081.421 | 0.005 | 0.35 | 3.000 | 0.206 | 0.264 | 0.187 | 0.187 | 11873.777 |
| 9 | T | 9.120 | 7.30 | 6298.793 | 0.006 | 0.35 | 3.000 | 0.206 | 0.264 | 0.188 | 0.188 | 9769.424 |
| | B | 9.120 | 7.30 | 8039.724 | 0.006 | 0.35 | 3.000 | 0.206 | 0.264 | 0.190 | 0.190 | 9851.693 |

El factor de ajuste por cortante del concreto α' no deberá ser mayor a 3 ni menor que 0.3 La resistencia al cortante fue calculada con una sección rectangular equivalente pues la norma no brinda ecuaciones para pilas ovaladas.

Tabla 119. Resistencia al corte del acero en la dirección longitudinal

| BENT | | S | A_v | f_{yh} | d | V_s |
|------|-------|-----|-----------------|----------|------|------------------|
| | HINGE | mm | mm ² | MPa | mm | kN |
| 1 | T | 150 | 1533 | 345 | 1850 | 6522.915 |
| | B | 150 | 1533 | 345 | 1850 | 6522.915 |
| 2 | T | 150 | 1533 | 345 | 1850 | 6522.915 |
| | B | 150 | 1533 | 345 | 1850 | 6522.915 |
| 3 | T | 150 | 1502 | 345 | 2350 | 8118.310 |
| | B | 150 | 1502 | 345 | 2350 | 8118.310 |
| 4 | T | 150 | 2189 | 345 | 2850 | 14348.895 |
| | B | 150 | 2189 | 345 | 2850 | 14348.895 |
| 5 | T | 150 | 1694 | 345 | 2850 | 11104.170 |
| | B | 150 | 1694 | 345 | 2850 | 11104.170 |
| 6 | T | 150 | 1694 | 345 | 2850 | 11104.170 |
| | B | 150 | 1694 | 345 | 2850 | 11104.170 |
| 7 | T | 150 | 2189 | 345 | 2850 | 14348.895 |
| | B | 150 | 2189 | 345 | 2850 | 14348.895 |
| 8 | T | 150 | 1502 | 345 | 2350 | 8118.310 |
| | B | 150 | 1502 | 345 | 2350 | 8118.310 |
| 9 | T | 150 | 1533 | 345 | 1850 | 6522.915 |
| | B | 150 | 1533 | 345 | 1850 | 6522.915 |

Tabla 120. Resistencia al corte del acero en la dirección transversal

| BENT | | S | A_v | f_{yh} | d | V_s |
|------|-------|-----|-----------------|----------|------|------------------|
| | HINGE | mm | mm ² | MPa | mm | kN |
| 1 | T | 150 | 1732 | 345 | 2850 | 11353.260 |
| | B | 150 | 1732 | 345 | 2850 | 11353.260 |
| 2 | T | 150 | 1732 | 345 | 2850 | 11353.260 |
| | B | 150 | 1732 | 345 | 2850 | 11353.260 |
| 3 | T | 150 | 1701 | 345 | 2350 | 9193.905 |
| | B | 150 | 1701 | 345 | 2350 | 9193.905 |
| 4 | T | 150 | 2388 | 345 | 6350 | 34876.740 |
| | B | 150 | 2388 | 345 | 6350 | 34876.740 |
| 5 | T | 150 | 2291 | 345 | 6350 | 33460.055 |
| | B | 150 | 2291 | 345 | 6350 | 33460.055 |
| 6 | T | 150 | 2291 | 345 | 6350 | 33460.055 |
| | B | 150 | 2291 | 345 | 6350 | 33460.055 |
| 7 | T | 150 | 2388 | 345 | 6350 | 34876.740 |
| | B | 150 | 2388 | 345 | 6350 | 34876.740 |
| 8 | T | 150 | 1701 | 345 | 2350 | 9193.905 |
| | B | 150 | 1701 | 345 | 2350 | 9193.905 |
| 9 | T | 150 | 1732 | 345 | 2850 | 11353.260 |
| | B | 150 | 1732 | 345 | 2850 | 11353.260 |

Tabla 121. Revisiones por cortante longitudinal

| BENT | | V_u | V_c | V_s | $\phi_s V_n$ | D/C |
|-------|------|-----------|-----------|-----------|--------------|------------|
| HINGE | TIPO | kN | kN | kN | kN | S/U |
| 1 | T | 12756.830 | 3964.246 | 6522.915 | 9438.445 | 1.4 |
| 1 | B | 12887.515 | 3942.821 | 6522.915 | 9419.162 | 1.4 |
| 2 | T | 11364.084 | 9368.575 | 6522.915 | 14302.341 | 0.8 |
| 2 | B | 11003.304 | 9363.474 | 6522.915 | 14297.750 | 0.8 |
| 3 | T | 3984.557 | 11823.025 | 8118.310 | 17947.201 | 0.2 |
| 3 | B | 4315.565 | 11893.909 | 8118.310 | 18010.997 | 0.2 |
| 4 | T | 22359.720 | 28113.549 | 14348.895 | 38216.200 | 0.6 |
| 4 | B | 23877.756 | 28554.993 | 14348.895 | 38613.499 | 0.6 |
| 5 | T | 13521.591 | 28239.321 | 11104.170 | 35409.142 | 0.4 |
| 5 | B | 14466.328 | 28899.171 | 11104.170 | 36003.007 | 0.4 |
| 6 | T | 14239.248 | 28234.906 | 11104.170 | 35405.169 | 0.4 |
| 6 | B | 15957.151 | 28977.279 | 11104.170 | 36073.304 | 0.4 |
| 7 | T | 17263.924 | 28129.017 | 14348.895 | 38230.120 | 0.5 |
| 7 | B | 19057.687 | 28871.389 | 14348.895 | 38898.256 | 0.5 |
| 8 | T | 5064.853 | 11784.907 | 8118.310 | 17912.895 | 0.3 |
| 8 | B | 5929.261 | 11873.777 | 8118.310 | 17992.878 | 0.3 |
| 9 | T | 8301.438 | 9769.424 | 6522.915 | 14663.105 | 0.6 |
| 9 | B | 9482.398 | 9851.693 | 6522.915 | 14737.147 | 0.6 |

Tabla 122. Revisiones por cortante Transversal (columna)

| BENT | | V_u | V_c | V_s | $\phi_s V_n$ | D/C |
|------|-------|-----------|-----------|-----------|--------------|-------------|
| | HINGE | kN | kN | kN | kN | S/U |
| 3 | T | 3918.093 | 11823.025 | 9193.905 | 18915.2366 | 0.21 |
| 3 | B | 4199.878 | 11893.909 | 9193.905 | 18979.0329 | 0.22 |
| 5 | T | 25989.545 | 28239.321 | 33460.055 | 55529.4382 | 0.47 |
| 5 | B | 28143.004 | 28899.171 | 33460.055 | 56123.3035 | 0.50 |
| 6 | T | 25043.595 | 28234.906 | 33460.055 | 55525.4651 | 0.45 |
| 6 | B | 27596.217 | 28977.279 | 33460.055 | 56193.6008 | 0.49 |
| 7 | T | 32590.872 | 28129.017 | 34876.740 | 56705.1809 | 0.57 |
| 7 | B | 35642.105 | 28871.389 | 34876.740 | 57373.3165 | 0.62 |
| 8 | T | 4563.943 | 11784.907 | 9193.905 | 18880.9304 | 0.24 |
| 8 | B | 5339.578 | 11873.777 | 9193.905 | 18960.9138 | 0.28 |
| 9 | T | 11575.473 | 9769.424 | 11353.260 | 19010.4159 | 0.61 |
| 9 | B | 13249.838 | 9851.693 | 11353.260 | 19084.4577 | 0.69 |

Tabla 123. Revisiones por cortante Transversal (Pila tipo muro)

| BENT | HINGE | $\phi_s V_n$ | V_u | D/C |
|------|-------|--------------|-----------|-------------|
| | | kN | kN | S/U |
| 1 | T | 21856.777 | 10427.330 | 0.48 |
| 1 | B | 21856.777 | 10427.330 | 0.48 |
| 2 | T | 21856.777 | 6395.933 | 0.29 |
| 2 | B | 21856.777 | 6499.564 | 0.30 |
| 4 | T | 63557.208 | 26332.122 | 0.41 |
| 4 | B | 63557.208 | 31594.170 | 0.50 |

Las revisiones por cortante trasversal se dividió en los elementos considerados como columnas y pilas tipo muro según lo especificado en AASHTO LRFD Arto.8.6.9. Para los elementos tipo muro la demanda de cortante será la brindada por CSI Bridge mediante el análisis dinámico, como se especifica en AASHTO LRFD Seismic 8.6.9.

La ecuación utilizada para calcular la resistencia al cortante en los elementos considerados como pilas tipo muro es:

$$V_n = \left(0.13 \sqrt{f'c} + \rho_h f_{yh} \right) bd \leq 0.25 \sqrt{f'c} A_e, \quad \rho_h = \frac{A_v}{bs}$$

d = Dimensión de la sección en la dirección de la carga

b = Ancho de la sección

CONCLUSIONES

Luego del estudio realizado al puente Santa Fe se comprobó que el diseño de la superestructura cumple con las especificaciones establecidas por la norma AASHTO LRFD 2012 correspondientes al dimensionamiento, chequeo por flexión y cortante para los estados límites de resistencia y servicio. De este modo se demostró que las secciones transversales de las vigas T y vigas cajón del puente cumplen con los requisitos descritos en la sección 5.14 de la norma con respecto al dimensionamiento de la sección.

Del análisis estructural del puente se obtuvo un momento último máximo factorado de 3631.757 kN.m y 71108.333 kN.m en el tramo A1P1 y P7P8 respectivamente. Así mismo procesando los esfuerzos obtenidos en CSI Bridge se obtuvieron valores de cortantes máximos factorados de 1030.076 kN y 6002.632 kN en los tramos P2P3 y P5P6. (Vigas T y vigas cajón).

Una vez calculadas las demandas de flexión y cortante en las vigas se determinó la capacidad resistente de las mismas, resultando la demanda menor a la capacidad en todos los casos, por lo tanto su comportamiento en condiciones de servicio será el adecuado como se muestran en las tablas 21-30 y 59-68.

En la revisión de los estribos de la subestructura, también se verificó que éstos cumplen con las especificaciones por flexión, cortante, volteo y deslizamiento establecidas por la norma antes mencionada.

Se obtuvo para el estribo A1 un momento máximo factorado de 37.573 kN.m y 641.048 kN.m y valores de cortante máximo de 25.919 kN y 195.881 kN por metro de base para el muro de respaldo y el cuerpo del estribo respectivamente. De la misma forma para el estribo A2 se tienen valores de 36.342 kN.m, 2,310.041 kN.m y 20.739 kN, 450.892 kN como demandas de momento y cortante. Teniendo estos valores se determinó la cantidad de acero requerido, resultando adecuado al comparar con el acero provisto según los planos del puente.

En el chequeo de estabilidad se calculó una excentricidad de 0.861 m siendo ésta menor a la máxima permitida de 2.83 m según el artículo 11.6.3.3 AASHTO LRFD por lo que el estribo no presenta riesgo de volteo.

Los estribos tampoco presentaron falla por deslizamiento pues la resistencia nominal contra esta falla es de 1,678.289 kN mayor a la componente horizontal de fuerzas de 549.642 kN. A su vez la capacidad de cargas de los suelos es de 14885.16 kN mayor a la resultante de fuerzas de 12804.50 kN para el estribo A1 y $2,274.839 \text{ kN/m}^2 > 373.45 \text{ kN/m}^2$ para el estribo A2.

Por lo explicado anteriormente se puede concluir que las dimensiones de los estribos (muro de respaldo y cuerpo) son adecuadas para resistir las solicitaciones máximas a las cuales serán sometidos.

Después de verificar los requerimientos de diseño sísmico para el sistema resistente a cargas laterales, se observó que algunas pilas no cumplen las especificaciones establecidas por la norma AASHTO LRFD Seismic 2011 en cuanto a la rigidez balanceada y a la capacidad por corte, presentando el siguiente comportamiento:

No se cumple el requisito de rigidez balanceada entre las columnas de los marcos, pues al calcular las relaciones de masa y rigidez estas resultaron menores al límite de 0.75 establecido por la norma, a excepción de las pilas P6 y P7, como se comprobó en la tabla 107. La falta de masa y rigidez balanceada puede ocasionar un incremento del daño en los elementos más rígidos, una distribución no balanceada de la respuesta inelástica a lo largo de la estructura y el incremento de rotación en las columnas según lo estipulado en el artículo 4.1.2 de la norma AASHTO LRFD Seismic Bridge Design.

La distribución no balanceada de la respuesta inelástica de la estructura provoca que en los elementos verticales más rígidos se concentre la mayor cantidad de fuerza, siendo éstos los más susceptibles a daños.

Por el contrario la relación de los periodos entre los marcos adyacentes es mayor de 0.7 cumpliendo con el criterio establecido en el artículo 4.1.3 LRFD Seismic

con lo que se previene la amplificación de los desplazamientos relativos que puedan incrementar la probabilidad de golpeteo en las juntas de expansión.

En la pila P1 la demanda de cortante de la sección excede en un 40% su capacidad, $12756.830 \text{ kN} > 9438.445 \text{ kN}$ en la dirección longitudinal. Este cortante es asociado directamente a la capacidad de momento plástico sobre resistente de la columna independientemente de las fuerzas de diseño elásticas obtenidas del sismo según lo estipulado en el artículo 8.6.1 LRFD Seismic; esto es mostrado en la tabla 121. Por el contrario las demás pilas cumplen con las especificaciones por cortante en ambas direcciones ortogonales.

Al evaluar la longitud mínima de soporte (Arto 4.12.1 LRFD Seismic) en los estribos y juntas de expansión (P3 Y P8), a través del análisis dinámico, se demostró que la distancia provista según los planos (650 mm) es adecuada para resistir el desplazamiento longitudinal esperado durante un sismo. El desplazamiento máximo obtenido fue de 177 mm ($< 650 \text{ mm}$), por lo tanto la superestructura no presenta riesgo de colapso ante el criterio mencionado anteriormente.

Otro aspecto importante fue la evaluación de la demanda de ductilidad (μ_D) en las columnas, resultando un valor máximo de 4.8 en la dirección longitudinal siendo inferior al valor máximo establecido por la norma ($\mu_D \leq 5$) y de 2.94 en la dirección transversal superando al valor máximo ($\mu_D \leq 1$) en esta dirección, lo que ocasiona una pérdida de la resistencia a cortante del elemento.

Al revisar el detalle en las juntas correspondiente a las pilas empotradas (P4-P7) estas satisfacen los criterios de proporcionamiento como se resume en la tabla 98, lo que significa que las dimensiones de estas juntas son adecuadas para resistir los esfuerzos de tensión y compresión principal producidos.

Los aceros longitudinales mínimos de las columnas no son satisfechos como se muestra en la tabla 105, sin embargo se demostró que la capacidad mínima a flexión requerida se cumple para todas las pilas del puente como se detalla en la tabla 114.

Según el análisis estático no lineal (pushover) se anticipa que los daños más severos durante un movimiento sísmico se presentarán en la parte inferior de las pilas P1, P2 y P9, pues es aquí donde se formaron las rótulas plásticas dejando a la estructura en el estado de desempeño de seguridad de vida con una rotación máxima de 0.0159 radianes en la dirección transversal correspondiente a la pila P1.

Según el artículo 1.5 del código FEMA 356 existen cuatro niveles de desempeño (operacional, ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención de colapso) y según el resultado obtenido por el análisis pushover para las pilas mencionadas anteriormente, el hecho de que la estructura esté en el estado de desempeño de seguridad de vida es apropiado según la filosofía de diseño de la AASHTO LRFD Seismic Design establecida en el artículo 3.2 que propone que ésta permanezca en dicho nivel de desempeño; esto significa que durante el sismo máximo que se puede producir en el sitio, la estructura va a sufrir daños en los elementos estructurales que podrán ser reparados, conservando su resistencia ante el colapso.

La demanda de desplazamiento fue obtenida mediante un análisis dinámico utilizando CSI Bridge siendo el máximo valor de 284 mm en la dirección transversal de la pila P6. La capacidad de desplazamiento de la estructura calculada con el análisis estático no lineal (Pushover) es óptima, teniendo un valor máximo de la relación demanda capacidad de 0.28 en la pila P1, muy por debajo del límite establecido por la norma sísmica.

En resumen, de acuerdo a los resultados obtenidos en el diseño de las pilas y por todo lo explicado anteriormente, la única falla encontrada fue en la pila P1, esperándose una falla frágil por corte del elemento en la región de la rótula plástica, por lo demás el puente se comportará de forma satisfactoria.

RECOMENDACIONES

Debido a que Nicaragua es un país sísmico se debe tener conciencia sobre la importancia de diseñar los elementos de una estructura sísmicamente para poder tener una respuesta aproximada de su comportamiento ante un sismo.

Una de las maneras en las se puede obtener esa respuesta es a través de la aplicación del método de análisis estático no lineal (pushover) el cual provee al ingeniero información sobre las demandas de desplazamiento de las pilas y una mayor comprensión de la respuesta del puente debido a que este método muestra los puntos en donde se concentrará el mayor daño provocado durante un terremoto.

El análisis estático no lineal es un procedimiento altamente recomendado en el diseño de puentes pues éste toma en cuenta las propiedades inelásticas de los materiales, a su vez provee una descripción acertada del comportamiento de los elementos más allá de la fluencia conduciendo a mejores estimaciones de la capacidad de desplazamiento en comparación con los métodos tradicionales.

Por otra parte, la herramienta computacional CSI Bridge es muy útil para realizar este procedimiento, presentando una gran cantidad de opciones para el desarrollo de modelos con gran variedad estructural; siendo una de los programas más conocidos y utilizados en la actualidad.

Con respecto a la potencial falla por cortante que ocurrirá en la pila P1, primeramente se debe evaluar la situación del elemento para luego saber cuál alternativa de reparación se puede aplicar mejor según sea el caso:

1. Recuperar el monolitismo con inyección de resina epoxi o lechada de cemento epóxica en caso de que solamente se presenten la formación de grietas pequeñas (0.1 a 1 mm) o moderadas (1 a 5 mm) después de un sismo.
2. Verificar la armadura existente y reforzar en caso de ser necesario, lo cual se puede lograr de la siguiente manera:

- a) Colocar insertos (tipo anclajes) a través de perforaciones y rellenar con epoxi.
 - b) Picar y colocar armadura adicional para luego hormigonar o rellenar con mortero epoxi.
 - c) Reforzar con armadura externa a través del encamisado con placas metálicas, encamisado con concreto o encamisado con materiales compuestos (polímeros reforzados); siendo el primero el de uso común.
 - d) Añadiendo una malla de alambre soldado adyacente a la pila.
 - e) Añadiendo estribos soldados a la pila.
4. Eventual demolición y reemplazo, para esto se debe analizar el grado del daño ocasionado al elemento.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- American association of state highway and transportation officials. (2012), AASHTO LRFD Bridge design specifications. Washington, EEUU.
- American association of state highway and transportation officials. (2011). AASHTO Guide specifications for LRFD seismic bridge design. Washington, EEUU.
- Barker, Richard M. & Puckett, Jay A. (1997). Design of Highway Bridges, Based on AASHTO LRFD Bridge Design Specifications
- Braja M. Das, (2012), Fundamento de ingeniería de cimentaciones. Mexico, D.F.
- Bridge Design Academy Prototype Bridge, (2006). LRFD Design Example B. EEUU.
- Burgos Namuche Maribel, (2007). Estudio de la metodología “diseño por capacidad” en edificaciones apertadas de concreto armado. Lima, Perú.
- California Department of transportation, (2006). CALTRANS Seismic Design Criteria. California, EEUU.
- Claros Chuquimia, R. & Meruvia Cabrera, P. (2004). Apoyo didáctico en la enseñanza-aprendizaje de la asignatura de puentes. Cochabamba, Bolivia.
- Chen Wai-Fah & Duan Lian, (2014). Bridge engineering handbook: Seismic Design. Florida, EEUU.
- Chen Wai-Fah & Duan Lian, (2014). Bridge engineering handbook: Superstructure Design. Florida, EEUU.
- Chen Wai-Fah & Duan Lian, (2014). Bridge engineering handbook: Suberstructure Design. Florida, EEUU.
- Computer & Structures Inc, (2015). Bridge Seismic Design, Automated Seismic Design of Bridges AASHTO Guide Specification for LRFD Seismic Bridge Design. EEUU.
- Computer & Structures Inc, (2015). CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSIBridge. EEUU.
- Computer & Structures Inc, (2015). Introduction to CSIBridge. EEUU
- Cosmin G. Chiorean, (2003). Application of pushover analysis on reinforced concrete bridge model. Portugal.

- Federal highway administration, Department of transportation (2015). Post-tensioned Box Girder design manual. Washington, EEUU.
- Federal emergency management agency, Fema 356, (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. EEUU.
- Ger, Jeffrey & Cheng Y. Franklin. (2012). SEISMIC DESIGN AIDS for nonlinear Pushover analysis of Reinforce concrete and steel bridges. EEUU
- Kaliprasanna sethy. (2011). Application of pushover analysis to reinforced concrete bridges. India
- Informe del estudio preparatorio para el proyecto de construcción del puente Santa Fe en la república de Nicaragua, (2009). Central Consultant inc.
- Martínez Jáenz, P. M. & Manzanarez Berroterán, J. S (2008). Diseño de Puentes con la Norma AASHTO LRFD 2005. Managua, Nicaragua.
- M.J.N Priestley. (2007). Displacement – Based seismic design of structures. Italia.
- M.J.N Priestley. (1996). Seismic design and retrofit of bridges. EEUU.
- Medina R. Christian D, (2012) Estudio de la relación momento – curvatura como herramienta para entender el comportamiento de secciones de hormigón armado. Ambato, Ecuador.
- Nancu N. María L. (2008). Metodología para el análisis y dimensionamiento de puentes construidos evolutivamente mediante avance por voladizo sucesivos. Sevilla, España.
- Narendra Taly, P. E. (1998). Design of Modern Highway Bridges. EEUU.
- Nilson, Arthur H. (1987). Design of prestressed concrete. New York, EEUU.
- Nawy, Edward G. (2009). Prestressed Concrete, A fundamental approach, fifth edition. EEUU.
- Naaman, Antonie E. (2004). Prestressed Concrete Analysis and Design, Fundamentals, Second Edition. EEUU.
- Post-tensioning institute (2006). Post-tensioning Manual, sixth edition. EEUU.

ANEXOS