



Pontificia Universidad
JAVERIANA
Cali

IMPACTO ECONÓMICO DE LA IMPLEMENTACIÓN DE AISLADORES
SÍSMICOS DE BAJO COSTO PARA LA MITIGACIÓN DEL RIESGO EN
PUENTES PREESFORZADOS NUEVOS Y EXISTENTES

POR:

Ing. Manuela Gómez Restrepo

PROYECTO DE GRADO PARA OPTAR AL TÍTULO DE
MAGÍSTER EN INGENIERÍA CIVIL

DIRECTOR:

INGRID ELIZABETH MADERA SIERRA, PhD.

CODIRECTOR:

ANDRÉS JULIÁN ENRÍQUEZ QUINTERO, MSc.

FACULTAD DE INGENIERÍA

SANTIAGO DE CALI

2020

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	31
2. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	32
3. OBJETIVOS	33
3.1. General.....	33
3.2. Específicos	33
4. JUSTIFICACIÓN	34
5. ALCANCE.....	41
6. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA	42
6.1. Antecedentes	42
6.1.1. Uso de Aisladores en Puentes a Nivel Mundial.....	42
6.1.2. Uso de Aisladores Sísmicos en Puentes en Colombia	43
6.2. Estado del Arte.....	46
6.3. Marco Teórico.....	47
6.3.1. Marco Teórico Vigas Postensadas	47
6.3.2. Marco Teórico Diseño de Estribos	49
6.3.3. Marco Teórico Diseño de Pórticos Centrales	51
6.3.4. Marco Teórico AASHTO Guía de Especificaciones para Diseño Sísmico de Puentes Aislados	51
6.3.5. Marco Teórico Aisladores Fibro-reforzados Sin Conexión (U-FREIs).....	53
6.3.6. Marco Teórico del Cambio en Normatividad CCDSP-95 – CCP-14	57
7. DIRECTORA Y CODIRECTOR DEL TRABAJO DE GRADO.....	60
8. DESCRIPCIÓN DEL PUENTE A ANALIZAR.....	61
9. DISEÑO Y COMPARACIÓN DEL NUEVO PUENTE CON Y SIN AISLADORES TIPO U-FREIs EN LOS APOYOS DE LAS VIGAS	66
9.1. Generalidades de Diseño.....	66
9.1.1. Espectros de diseño.....	67
9.1.2. Caracterización de los Aisladores Sísmicos U-FREIs	68
9.2. Diseño de la Estructura	69
9.2.1. Diseño de Vigas Postensadas.....	70

9.2.2.	Diseño del Pórtico Central	72
9.2.3.	Diseño del Estribo.....	76
9.2.4.	Diseño de Dados-Zapatas	77
9.2.5.	Diseño de Pilotes.....	80
9.3.	Resumen Comparativo Entre las Propuestas de Diseño	82
10.	EVALUACIÓN, DISEÑO DEL REFORZAMIENTO Y COMPARACIÓN DEL PUENTE EXISTENTE CON Y SIN AISLADORES TIPO U-FREIs EN LOS APOYOS DE LAS VIGAS.	84
10.1.	Generalidades de Diseño.....	85
10.2.	Evaluación y Diseño de la Estructura	85
10.2.1.	Reforzamiento de Vigas Postensadas	85
10.2.2.	Reforzamiento del Pórtico Central.....	89
10.2.3.	Reforzamiento del Estribo	93
10.2.4.	Reforzamiento de Dados-Zapatas	96
10.2.5.	Reforzamiento de Pilotes	96
10.3.	Resumen Comparativo entre las Propuestas de Reforzamiento	98
11.	EVALUACIÓN LOS COSTOS DIRECTOS DE LA SUB-ESTRUCTURA.....	101
11.1.	Comparación de Cantidades	101
11.2.	Comparación de Costos	104
12.	CONCLUSIONES	106
13.	PERSPECTIVAS.....	108
14.	REFERENCIAS.....	109
15.	ANEXO 1 – MEMORIA DE PUENTE CALCULADO DESDE CERO CON METODOLOGIAS CONVECIONALES DE DISEÑO - DNPSA.....	112
15.1.	Diseño de Vigas Postensadas.....	112
15.1.1.	Definición de Super-Estructura a Evaluar	112
15.1.2.	Definición de la Sección Transversal de Vigas Postensadas	113
15.1.3.	Definición de Materiales.....	114
15.1.4.	Diseño a Momento.....	115
15.1.5.	Diseño a Cortante.....	143
15.1.6.	Consideraciones Adicionales	151

15.2.	Diseño de Pórtico Central	133
15.2.1.	Definición de Propiedades Geométricas y Materiales	133
15.2.2.	Definición de Cargas y Fuerzas Actuantes	134
15.2.3.	Diseño de la Viga Pórtico	143
15.2.4.	Diseño de las Columnas del Pórtico Central.....	147
15.3.	Diseño de Estribos	150
15.3.1.	Propiedades Geométricas y Definición de Materiales	150
15.3.2.	Definición de Cargas.....	153
15.3.3.	Chequeo de Volcamiento.....	157
15.3.4.	Chequeo de Deslizamiento	160
15.3.5.	Chequeo a Flexión del Muro.....	161
15.3.6.	Chequeo a Cortante del Muro.....	161
15.4.	Diseño de Dados-Zapatas	162
15.4.1.	Chequeo a Flexión del Dado de Estribo	162
15.4.2.	Chequeo a Cortante del Dado de Estribo.....	162
15.4.3.	Chequeo a Flexión del Dado de Pórtico Central.....	163
15.4.4.	Chequeo a Cortante del Dado de Pórtico Central	163
15.5.	Diseño de Pilotes.....	164
15.5.1.	Verificación de la Capacidad Portante de la Cimentación Profunda.....	164
15.5.2.	Diseño a Momento y Cortante de Pilotes	171
16.	ANEXO 2 – MEMORIA DE CÁLCULO DE PUENTE NUEVO HACIENDO USO DE AISLADORES SISMICOS DE BAJO COSTO U-FREIs - DNPCA	175
16.1.	Diseño de Vigas Postensadas.....	175
16.2.	Diseño de Aisladores U-FREIs en los Apoyos de Vigas Según AASHTO.....	175
16.3.	Diseño de Pórtico Central	188
16.3.1.	Definición de Propiedades Geométricas y Materiales del Pórtico Central.....	189
16.3.2.	Definición de Cargas y Fuerzas Actuantes del Pórtico Central	189
16.3.3.	Diseño de la Viga Pórtico Central	190
16.3.4.	Chequeo y Rediseño de las Columnas del Pórtico Central.....	194
16.4.	Diseño del Muro del Estribo.....	195
16.4.1.	Chequeo a Flexión del Muro.....	196

16.4.2.	Chequeo a Cortante del Muro	196
16.5.	Diseño de Dados-Zapatas	196
16.6.	Diseño de Pilotes.....	197
16.6.1.	Verificación de la Capacidad Portante de la Cimentación Profunda	197
16.6.2.	Diseño a Momento y Cortante de Pilotes	203
17.	ANEXO 3 – MEMORIA DE CALCULO PUENTE REFORZADO CON METODOLOGÍA CONVENCIONAL DE DISEÑO - RPESA	206
17.1.	Diseño de Vigas Postensadas.....	206
17.1.1.	Definición de Superestructura a Evaluar	206
17.1.2.	Definición de la Sección Transversal de Vigas Postensadas	206
17.1.3.	Definición de Materiales.....	206
17.1.4.	Diseño a Momento.....	207
17.1.5.	Diseño a Cortante.....	211
17.1.6.	Resumen de Momentos y Cortantes Nominales para el Cálculo del Factor de Capacidad.....	219
17.1.7.	Cálculo de los Factores de Capacidad	220
17.2.	Diseño de Pórtico Central	222
17.2.1.	Definición de Propiedades Geométricas y Materiales	222
17.2.2.	Definición de Cargas y Fuerzas Actuantes	222
17.2.3.	Chequeo y Rediseño de la Viga Pórtico Central.....	223
17.2.4.	Chequeo y Rediseño de las Columnas del Pórtico Central.....	227
17.3.	Diseño de Estribos	232
17.3.1.	Propiedades Geométricas y Definición de Materiales	232
17.3.2.	Definición de Cargas.....	234
17.3.3.	Chequeo de Volcamiento	236
17.3.4.	Chequeo de Deslizamiento	239
17.3.5.	Chequeo a Flexión del Muro.....	239
17.3.6.	Chequeo a Cortante del Muro	241
17.4.	Diseño de Dados-Zapatas	241
17.4.1.	Chequeo a Flexión del Dado de Estribo	241
17.4.2.	Chequeo a Cortante del Dado de Estribo	242

17.4.3.	Chequeo a Flexión del Dado de Pórtico Central.....	242
17.4.4.	Chequeo a Cortante del Dado de Pórtico Central	243
17.5.	Diseño de Pilotes.....	243
17.5.1.	Verificación de la Capacidad Portante de la Cimentación Profunda.....	243
17.5.2.	Diseño a Momento y Cortante de Pilotes	251
18.	ANEXO 4 – MEMORIA DE CALCULO PUENTE REFORZADO HACIENDO USO DE AISLADORES SISMICOS DE BAJO COSTO U-FREIs - RPECA.....	256
18.1.	Diseño de Vigas Postensadas.....	256
18.2.	Diseño de Aisladores U-FREIs en los Apoyos de Vigas Según AASHTO.....	256
18.3.	Chequeo y Diseño de Reforzamiento del Pórtico Central	256
18.4.	Diseño del Muro del Estribo	258
18.4.1.	Chequeo a Flexión del Muro.....	259
18.4.2.	Chequeo a Cortante del Muro	260
18.5.	Diseño de Dados-Zapatas	261
18.6.	Diseño de Pilotes.....	262
19.	ANEXO 5 – EVALUACIÓN DE CANTIDADES Y COSTOS	264
19.1.	Cantidades de Obra de Nuevo Diseño sin Aisladores U-FREIs - DNPSA.....	264
19.2.	Cantidades de Obra de Nuevo Diseño con Aisladores U-FREIs - DNPCA.....	265
19.3.	Cantidades de Obra de Repotenciación de Puente Existente Sin Aisladores U-FREIs - RPESA.....	266
19.4.	Cantidades de Obra de Repotenciación de Puente Existente Cin Aisladores U-FREIs - RPECA.....	267

TABLA DE FIGURAS

Figura 1. <i>Movimiento de pasajeros por modo de transporte (Mintransporte Colombiano, 2017)</i>	35
.....	
Figura 2. <i>Movimiento de carga nacional por modo de transporte en miles de toneladas. (Mintransporte Colombiano, 2017)</i>	36
Figura 3. <i>Distribución de los materiales principales de la superestructura de puentes en Colombia. (Muñoz & Valbuena, 1996)</i>	36
Figura 4. <i>Tipo de estructuración transversal de la superestructura de los puentes en Colombia (Muñoz & Valbuena, 1996)</i>	37
Figura 5. <i>Tipos de apoyos en los estribos de puentes en Colombia según muestra de 244 estructuras (Muñoz & Valbuena, 1996)</i>	37
Figura 6. <i>Wuhu Yangtze River Bridge (China) (HIRUN Engineering Solution, n.d.)</i>	42
Figura 7. <i>Puente Marga Marga (Chile) (Tatiana & Joya, 2016)</i>	43
Figura 8. <i>Viaducto Portachuelo (Suarez, 2017)</i>	43
Figura 9. <i>Intersección vial Redoma San Mateo. Izquierda: Vista general. Derecha: Pila típica (Suarez, 2017)</i>	44
Figura 10. <i>Planta y alzado de puente PR12+505 (Suarez, 2017)</i>	44
Figura 11. <i>Puente El Rosal (Suarez, 2017)</i>	45
Figura 12. <i>Intersección vial de la Carrera 44 con Autopista Sur (Suarez, 2017)</i>	45
Figura 13. <i>Deformación de aislador elastomérico reforzado con fibra no anclado a la estructura. (Russo, Pauletta, & Cortesia, 2013)</i>	54
Figura 14. <i>Sección transversal de aisladores fibro-reforzados (elaboración propia)</i>	57
Figura 15. <i>Área Efectiva de aisladores circulares (A_{eff}) (Losanno et al., 2019)</i>	57
Figura 16. <i>Características Camión CCDSP-95 (Pino, 2017)</i>	58
Figura 17. <i>Características Camión CCP-14 (Ministerio de Transporte Instituto Nacional de Vías, 2014)</i>	59
Figura 18. <i>Modelación tridimensional del puente en análisis (elaboración propia)</i>	61
Figura 19. <i>Corte Longitudinal del puente (información suministrada para chequeo estructural)</i>	
.....	61

Figura 20. Distribución geométrica en planta de la superestructura del puente (información suministrada para chequeo estructural).....	62
Figura 21. Distribución geométrica en corte de la superestructura del puente – corte AA de la Figura 20 (información suministrada para chequeo estructura	63
Figura 22. Pórtico central (información suministrada para chequeo estructural).....	64
Figura 23. Sección típica de estribo (información suministrada para chequeo estructural).....	65
Figura 24. Detalle del apoyo de las vigas postensadas a la subestructura a) con el neopreno (DNPSA) y b) con los aisladores (DNPCA).....	66
Figura 25. Espectros de aceleraciones de diseño (elaboración propia).....	67
Figura 26. Esquema del aislador sísmico tipo U-FREIs (elaboración propia).....	69
Figura 27. Comparación de fuerzas últimas de viga pórtico central entre las propuestas DNPSA y DNPCA (elaboración propia).....	74
Figura 28. Comparación de fuerzas últimas de columna pórtico central del puente entre las propuestas DNPSA y DNPCA (elaboración propia).....	75
Figura 29. Comparación de fuerzas últimas del estribo entre las propuestas DNPSA y DNPCA (elaboración propia).....	76
Figura 30. Sección transversal de dado- zapata de estribo (elaboración propia).....	78
Figura 31. Sección transversal de dado- zapata de pórtico central (elaboración propia).....	78
Figura 32. Comparación de fuerzas últimas del dado-zapata típico del pórtico central entre las propuestas DNPSA y DNPCA (elaboración propia).....	79
Figura 33. Comparación de fuerzas últimas del dado-zapata típico del estribo entre las propuestas DNPSA y DNPCA (elaboración propia).....	79
Figura 34. Comparación entre los diámetros de los pilotes entre las propuestas DNPSA y DNPCA (elaboración propia).....	80
Figura 35. Comparación secciones de DNPSA con DNPCA (elaboración propia).....	82
Figura 36. Factor de capacidad a momento para vigas existentes sin reforzamiento (elaboración propia).....	86
Figura 37. Factor de capacidad a cortante para vigas existentes sin reforzamiento (elaboración propia).....	87
Figura 38. Reforzamiento a cortante con láminas FRP - Fuente: ACI 440.2R-08.....	87

Figura 39. Esquema reforzamiento viga a cortante para la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).....	88
Figura 40. Esquema reforzamiento viga a cortante para la viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).....	88
Figura 41. Factor de capacidad a cortante para las vigas existentes con reforzamiento (elaboración propia).....	88
Figura 42. Especificación de acero longitudinal y acero transversal de la viga pórtico existente. (Información suministrada para chequeo estructural).....	89
Figura 43. Especificación de acero longitudinal y acero transversal de la columna pórtico típica existente. (Información suministrada para chequeo estructural).....	89
Figura 44. Comparación de fuerzas nominales con fuerzas últimas de viga pórtico central del puente (elaboración propia).	90
Figura 45. Comparaciones de índices de sobreesfuerzo de viga pórtico central del puente existente (elaboración propia).....	91
Figura 46. Comparación de fuerzas nominales con fuerzas últimas de columna pórtico central del puente (elaboración propia).	92
Figura 47. Comparaciones de índices de sobreesfuerzo de columna pórtico central del puente existente (elaboración propia).....	92
Figura 48. Propuesta reforzamiento columna pórtico de PRESA (elaboración propia).....	93
Figura 49. Especificación de acero longitudinal y acero transversal del estribo existente. (Información suministrada para chequeo estructural).....	94
Figura 50. Especificación de acero longitudinal y acero transversal de la zapata del pórtico central. (Información suministrada para chequeo estructural).	96
Figura 51. Refuerzo de pilotes existentes. (Información suministrada para chequeo estructural).	96
Figura 52. Refuerzo de pilote nuevo de diámetro 1.25 metros (elaboración propia).....	97
Figura 53. Ampliación transversal de la zapata del pórtico existente para la ubicación de los nuevos	98
Figura 54. Comparación secciones de RPESA con RPECA (elaboración propia).....	99
Figura 55. Comparación de cantidades de concreto (elaboración propia).	102
Figura 56. Comparación de cantidades de acero. (Elaboración propia).....	103

Figura 57. Comparación de cantidades de resina epóxica. (Elaboración propia).	103
Figura 58. Comparación de cantidades de demoliciones. (Elaboración propia).	104
Figura 59. Comparación de costos totales. (Elaboración propia).	105
Figura 60. Corte transversal de la viga postensada típica (elaboración propia).	114
Figura 61. Caso 1, condición de carga para definición de líneas de influencia en vigas (información suministrada por el software de diseño).	116
Figura 62. Caso 2, condición de carga para definición de líneas de influencia en vigas (información suministrada por el software de diseño).	117
Figura 63. Caso 3, condición de carga para definición de líneas de influencia en vigas (información suministrada por el software de diseño).	117
Figura 64. Caso 4, condición de carga para definición de líneas de influencia en vigas (información suministrada por el software de diseño).	118
Figura 65. Caso 5, condición de carga para definición de líneas de influencia en vigas (información suministrada por el software de diseño).	118
Figura 66. Definición de envolvente de carga viva para vigas (información suministrada por el software de diseño).	119
Figura 67. Trayectoria de los Cables de Tensionamiento de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).	132
Figura 68. Trayectoria de los Cables de Tensionamiento de la viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).	133
Figura 69. Esquema geométrico del pórtico central (elaboración propia).	134
Figura 70. Espectro de aceleraciones de diseño para 5% de amortiguamiento y un periodo de retorno de 1000 años -Fuente: Figura 3.10.4.1-1 de CCP-14.	135
Figura 71. Diseño por flexo-compresión biaxial de columna típica del pórtico central en el sentido largo – Nuevo Diseño (elaboración propia).	148
Figura 72. Diseño por flexo-compresión biaxial de columna típica del pórtico central en el sentido corto – Nuevo Diseño (elaboración propia).	148
Figura 73. Esquemización sección transversal de estribo (elaboración propia).	151
Figura 74. Capacidad portante de los pilotes según diámetro y profundidad. (Información suministrada para chequeo estructural).	170

Figura 75. Diseño por flexo-compresión biaxial $L=0m - 7m$ para pilotes existentes de diámetro igual a 1.00 m (Pilotes del pórtico central) (elaboración propia).	172
Figura 76. Diseño por flexo-compresión biaxial $L=0m - 7m$ para pilotes existentes de diámetro igual a 1.15 m (Pilotes de muro de contención lateral) (elaboración propia).	172
Figura 77. Diseño por flexo-compresión biaxial $L=0m - 7m$ para pilotes de diámetro igual a 1.50 m (Pilotes del estribo) (elaboración propia).	173
Figura 78. Ilustración de los términos d_v , b_v y d_e para secciones circulares. (Figura C5.8.2.9-2-1 de la CCP-14)	173
Figura 79. Espectro de aceleraciones de diseño para 5% de amortiguamiento y un periodo de retorno de 2475 años - Fuente: Figura A.3-1 - AIS180-13.	175
Figura 80. Ábaco para definición de la relación E_{cf}/E_{cs} según la relación de Poisson y α_R	185
Figura 81. Diseño por flexo-compresión biaxial de columna típica del pórtico central existente en el sentido largo – puente nuevo con U-FREIs (elaboración propia).	194
Figura 82. Diseño por flexo-compresión biaxial de columna típica del pórtico central existente en el sentido corto – puente nuevo con aisladores U-FREIs (elaboración propia).	195
Figura 83. Diseño por flexo-compresión biaxial $L=0m - 7m$ para pilotes de diámetro igual a 0,90 m (Pilotes del pórtico central) (elaboración propia).	203
Figura 84. Diseño por flexo-compresión biaxial $L=0m - 7m$ para pilotes de diámetro igual a 1.00 m (Pilotes de muro de contención lateral) (elaboración propia).	204
Figura 85. Diseño por flexo-compresión biaxial $L=0m - 7m$ para pilotes de diámetro igual a 1.25 m, sin reforzamiento (Pilotes de estribo de puente). (Elaboración propia).	204
Figura 86. Tipo de envoltura a usar - Fuente: ACI 440.2R-08	214
Figura 87. Diseño por flexo-compresión biaxial de columna típica del pórtico central existente en el sentido largo (elaboración propia).	228
Figura 88. Diseño por flexo-compresión biaxial de columna típica del pórtico central existente en el sentido corto (elaboración propia).	228
Figura 89. Diseño por flexo-compresión biaxial de columna típica reforzada del pórtico central en el sentido largo (elaboración propia).	229
Figura 90. Diseño por flexo-compresión biaxial de columna típica reforzada del pórtico central en el sentido corto (elaboración propia).	229
Figura 91. Evaluación del punto de desempeño del pórtico existente (elaboración propia). ...	231

Figura 92. Diseño por flexo-compresión biaxial $L=0m - 7m$ para pilotes existentes de diámetro igual a 1.00 m (Pilotes del pórtico central) (elaboración propia)	251
Figura 93. Diseño por flexo-compresión biaxial $L=0m - 7m$ para pilotes existentes de diámetro igual a 1.15 m (Pilotes de muro de contención lateral) (elaboración propia).....	252
Figura 94. Diseño por flexo-compresión biaxial $L=0m - 7m$ para pilotes existente de diámetro igual a 1.25 m, sin reforzamiento (Pilotes de estribo de puente) (elaboración propia).....	252
Figura 95. Diseño por flexo-compresión biaxial $L=0m - 7m$ para pilotes existente de diámetro igual a 1.25 m, con reforzamiento (Pilotes de estribo de puente) (elaboración propia). ..	253
Figura 96. Diseño por flexo-compresión biaxial $L=0m - 7m$ para pilotes nuevos de diámetro igual a 1.25m (Pilotes de estribo de puente) (elaboración propia).....	253
Figura 97. Diseño por flexo-compresión biaxial de columna típica del pórtico central existente en el sentido largo – puente reforzado con aisladores U-FREIs (elaboración propia).....	257
Figura 98. Diseño por flexo-compresión biaxial de columna típica del pórtico central existente en el sentido corto – puente reforzado con aisladores U-FREIs (elaboración propia).....	257
Figura 99. Diseño por flexo-compresión biaxial $L=0m - 7m$ para pilotes existente de diámetro igual a 1.25 m, sin reforzamiento (Pilotes de estribo) con solicitaciones del puente con aisladores (elaboración propia).	262

LISTADO DE TABLAS

Tabla 1. <i>Infraestructura de transporte – modo carretero (Mintransporte Colombiano, 2017)...</i>	35
Tabla 2. <i>Definición de Cargas a evaluar en el diseño de vigas postensadas (elaboración propia)</i>	48
Tabla 3. <i>Combinaciones y Factores de Carga (Fuente: Tabla 3.4.1-1 de la CCP-14).</i>	68
Tabla 4. <i>Resumen propiedades de los aisladores sísmicos (elaboración propia).</i>	69
Tabla 5. <i>Cuadro resumen de tensionamiento de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).</i>	70
Tabla 6. <i>Cuadro resumen de tensionamiento de la viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).</i>	71
Tabla 7. <i>Resumen Fuerza cortante crítica resistida por el refuerzo no tensionado (estribos) a lo largo de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).....</i>	71
Tabla 8. <i>Resumen Fuerza cortante crítica resistida por el refuerzo no tensionado (estribos) a lo largo de la viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).....</i>	72
Tabla 9. <i>Comparación de secciones y diseño de acero de refuerzo para viga pórtico del puente entre las propuestas DNPSA y DNPCA (elaboración propia).</i>	73
Tabla 10. <i>Comparación de secciones y diseño de acero de refuerzo para columna pórtico entre las propuestas DNPSA y DNPCA (elaboración propia).</i>	75
Tabla 11. <i>Comparación de secciones y diseño de acero de refuerzo para el estribo entre las propuestas DNPSA y DNPCA (elaboración propia).</i>	77
Tabla 12. <i>Chequeo de la capacidad portante de los pilotes para la propuesta DNPSA (Elaboración propia).....</i>	80
Tabla 13. <i>Chequeo de la capacidad portante de los pilotes para la propuesta DNPCA (Elaboración propia).</i>	80
Tabla 14. <i>Comparación de secciones y diseño de acero de refuerzo para los pilotes entre las propuestas DNPSA y DNPCA (elaboración propia).</i>	81
Tabla 15. <i>Resumen comparativo entre elementos del puente aislado y no aislado (elaboración propia).....</i>	83
Tabla 16. <i>Comparación de secciones y diseño de acero de refuerzo para el estribo entre las propuestas RPESA y RPECA (elaboración propia).</i>	95
Tabla 17. <i>Chequeo de la capacidad portante de los pilotes existentes. (Elaboración propia)....</i>	97

Tabla 18. Resumen comparativo entre elementos del puente aislado y no aislado (elaboración propia).....	100
Tabla 19. Definición superestructura. (Tabla 4.6.2.2.1-1 de la norma CCP-14).....	112
Tabla 20. Definición propiedades geométricas de la viga postensada tipo 1 (elaboración propia).	113
Tabla 21. Definición propiedades geométricas de la viga postensada tipo 2 (elaboración propia)	113
Tabla 22. Definición de las propiedades iniciales y finales de los materiales a usar en la viga postensada (elaboración propia).....	115
Tabla 23. Avalúo de cargas muertas (elaboración propia).	115
Tabla 24. Cálculo de momentos debido a cargas muertas y cargas vivas para viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).	119
Tabla 25. Cálculo de momentos debido a cargas muertas y cargas vivas para viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).	120
Tabla 26. Factor de distribución de carga viva y factor de impacto viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).....	120
Tabla 27. Factor de distribución de carga viva y factor de impacto viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).....	121
Tabla 28. Momentos de servicio para análisis de tensionamiento viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).....	121
Tabla 29. Momentos de servicio para análisis de tensionamiento viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).....	122
Tabla 30. Propiedades geométricas de la sección simple y de la sección compuesta de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).	123
Tabla 31. Propiedades geométricas de la sección simple y de la sección compuesta de la viga Tipo 2 (L=25.55m). (Elaboración propia).....	124
Tabla 32. Valoración de la fuerza de tensionamiento de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).....	125
Tabla 33. Valoración de la fuerza de tensionamiento de la viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).....	126

Tabla 34. Definición y Chequeo general de etapas de tensionamiento de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).....	127
Tabla 35. Definición y Chequeo general de etapas de tensionamiento de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).....	128
Tabla 36. Definición de ecuaciones de los 4 cables del primer tensionamiento de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).	129
Tabla 37. Definición de ecuaciones de los 2 cables del primer tensionamiento de la viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).	129
Tabla 38. Definición de abscisas y ordenadas de los cables del primer tensionamiento de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).	130
Tabla 39. Definición de abscisas y ordenadas de los cables del primer tensionamiento de la viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).	130
Tabla 40. Definición de ecuaciones de los 2 cables del segundo tensionamiento de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).	131
Tabla 41. Definición de ecuaciones del cable del segundo tensionamiento de la viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).	131
Tabla 42. Definición de abscisas y ordenadas de los cables del segundo tensionamiento de la viga Tipo 1 (L=35.55m). (Elaboración propia).	131
Tabla 43. Definición de abscisas y ordenadas de los cables del segundo tensionamiento de la viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).	132
Tabla 44. Coeficientes de fricción para torones de postensado. (Tabla 5.9.5.2.2b-1 CCP-14)	133
Tabla 45. Definición del proceso para chequeo de estados de esfuerzos a lo largo de la viga (elaboración propia).....	134
Tabla 46. Chequeo detallado de estados de esfuerzos – Etapa 1 – Viga recién izada con tensionamiento parcial sin pérdidas de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).135	
Tabla 47. Chequeo detallado de estados de esfuerzos – Etapa 1 – Viga recién izada con tensionamiento parcial sin pérdidas de la viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).136	
Tabla 48. Chequeo detallado de estados de esfuerzos – Etapa 2 – Viga simplemente apoyada con tensionamiento parcial y actuando momentos debido a losa, diafragma y peso propio viga. Pérdidas del 16% de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).....	137

Tabla 49. Chequeo detallado de estados de esfuerzos – Etapa 2 – Viga simplemente apoyada con tensionamiento parcial y actuando momentos debido a losa, diafragma y peso propio viga. Pérdidas del 16% de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).....	138
Tabla 50. Chequeo detallado de estados de esfuerzos – Etapa 3 – Etapa de servicio sección compuesta con tensionamiento total y actuando todos los momentos debidos a carga muerta y viva. Pérdidas del 25% (16% primer tensionamiento y 9% segundo tensionamiento) de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).	139
Tabla 51. Chequeo detallado de estados de esfuerzos – Etapa 3 – Etapa de servicio sección compuesta con tensionamiento total y actuando todos los momentos debidos a carga muerta y viva. Pérdidas del 25% (16% primer tensionamiento y 9% segundo tensionamiento) de la viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).	140
Tabla 52. Verificación de estados de esfuerzos Etapa 1 con la sección neta del concreto de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).	141
Tabla 53. Verificación de estados de esfuerzos Etapa 1 con la sección neta del concreto de la viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).	141
Tabla 54. Verificación del máximo esfuerzo sobre el acero más Solicitado (elaboración propia).	141
Tabla 55. Cálculo del diámetro de los ductos de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).	142
Tabla 56. Cálculo del diámetro de los ductos de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).	142
Tabla 57. Resumen de cálculo de fuerza cortante última crítica de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).....	143
Tabla 58. Resumen de cálculo de fuerza cortante última crítica de la viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).....	144
Tabla 59. Resumen de cálculo de fuerza cortante última a lo largo de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).....	145
Tabla 60. Resumen de cálculo de fuerza cortante última a lo largo de la viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).....	145
Tabla 61. Cálculo del esfuerzo f_{Pe} a 1,12 m del apoyo de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).....	146

Tabla 62. Cálculo del esfuerzo f_{Pe} a 1,12 m del apoyo de la viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).....	146
Tabla 63. Resistencia al esfuerzo cortante cerca al apoyo suministrada por el concreto – Falla a Flexión y Corte V_{ci} de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).....	146
Tabla 64. Resistencia al esfuerzo cortante cerca al apoyo suministrada por el concreto – Falla a Flexión y Corte – V_{ci} de la viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).....	147
Tabla 65. Cálculo resistencia al esfuerzo cortante suministrada por el concreto- Falla por corte del en el alma – V_{cw} (elaboración propia).	147
Tabla 66. Resistencia al esfuerzo cortante suministrada por el concreto a lo largo de la viga – Falla a Flexión y Corte – V_{ci} (elaboración propia).....	148
Tabla 67. Resistencia al esfuerzo cortante suministrada por el concreto a lo largo de la viga – Falla por corte en el alma – V_{cw} (elaboración propia).....	149
Tabla 68. Fuerza cortante crítica resistida por el refuerzo no tensionado (estribos) a lo largo de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).	150
Tabla 69. Fuerza cortante crítica resistida por el refuerzo no tensionado (estribos) a lo largo de la viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).	150
Tabla 70. Cálculo de ángulo de salida de los cables de tensionamiento de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).	151
Tabla 71. Cálculo de ángulo de salida de los cables de tensionamiento de la viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).	151
Tabla 72. Longitudes de cables entre apoyos de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).	151
Tabla 73. Longitudes de cables entre apoyos de la viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).	151
Tabla 74. Cálculo de alargamiento de los cables de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).....	152
Tabla 75. Cálculo de alargamiento de los cables de la viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).....	152
Tabla 76. Diseño a momento último de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).	153
Tabla 77. Diseño a momento último de la viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).	154
Tabla 78. Verificación del acero mínimo de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).	129

Tabla 79. Verificación del acero mínimo de la viga Tipo 1 ($L=35.55m$) (elaboración propia).	129
Tabla 80. Revisión de límites de ductilidad de la viga Tipo 1 ($L=35.55m$) (elaboración propia).	130
Tabla 81. Revisión de límites de ductilidad de la viga Tipo 2 ($L=25.55m$) (elaboración propia).	130
Tabla 82. Cálculo de deflexiones y contra flecha de la viga Tipo 1 ($L=35.55m$) (elaboración propia).	131
Tabla 83. Cálculo de deflexiones y contra flecha de la viga Tipo 2 ($L=25.55m$) (elaboración propia).	132
Tabla 84. Propiedades de los materiales usados en el pórtico central (elaboración propia).	133
Tabla 85. Propiedades geométricas del pórtico central. (Elaboración propia).	133
Tabla 86. Evaluación de cargas del peso propio de la viga pórtico (elaboración propia).	134
Tabla 87. Evaluación de cargas Carga viva vehicular (LL) e incremento de carga dinámica vehicular (IM) (elaboración propia).	134
Tabla 88. Evaluación de cargas del peso propio de los componentes estructurales y de los accesorios no estructurales (DC), peso propio carpeta de rodamiento y de las instalaciones (DW) (elaboración propia).	135
Tabla 89. Propiedades sísmicas según ubicación y tipo de suelo (elaboración propia).	136
Tabla 90. Valores espectro de diseño (elaboración propia).	136
Tabla 91. Elección del Factor de Modificación de Respuesta — Subestructuras - Fuente: Tabla 3.10.7.1-ICCP-14	142
Tabla 92. Evaluación de cargas de fricción (elaboración propia).	142
Tabla 93. Evaluación de cargas de viento (elaboración propia).	142
Tabla 94. Chequeo acero longitudinal por momento positivo de la viga pórtico (elaboración propia).	143
Tabla 95. Chequeo acero longitudinal por momento negativo de la viga pórtico. (elaboración propia).	143
Tabla 96. Chequeo acero mínimo longitudinal de la viga pórtico (elaboración propia).	144
Tabla 97. Chequeo de limitación de la fisuración para acero positivo (elaboración propia).	144
Tabla 98. Chequeo de limitación de la fisuración para acero negativo (elaboración propia).	145

Tabla 99. Cálculo de armadura de contracción y temperatura viga pórtico – Nuevo Diseño (elaboración propia).....	145
Tabla 100. Chequeo de armadura superficial para limitar la fisuración del alma - Fuente: elaboración propia (elaboración propia).....	146
Tabla 101. Cálculo de la cortante que resiste el concreto de la viga pórtico (elaboración propia).	146
Tabla 102. Cálculo de la cortante que resiste el acero en varillas #4 de la viga pórtico (elaboración propia).....	146
Tabla 103. Cálculo acero mínimo por corte requerido de la viga pórtico (elaboración propia).	147
Tabla 104. Chequeo de espaciamiento máximo del refuerzo transversal de la viga pórtico (elaboración propia).....	147
Tabla 105. Solicitaciones máximas de diseño para columna pórtico (elaboración propia).....	147
Tabla 106. Chequeo acero máximo de la columna pórtico típica reforzada (elaboración propia).	149
Tabla 107. Chequeo acero mínimo de la columna pórtico típica reforzada (elaboración propia).	149
Tabla 108. Cálculo de la cortante que resiste el concreto de la columna del pórtico central típica en el sentido largo (elaboración propia).....	149
Tabla 109. Cálculo de la cortante que resiste el concreto de la columna del pórtico central típica en el sentido corto (elaboración propia).	149
Tabla 110. Propiedades geométricas del estribo (elaboración propia).....	150
Tabla 111. Definición de secciones de estabilización por peso propio (elaboración propia)...	152
Tabla 112. Propiedades de los materiales usados en el estribo (elaboración propia).....	152
Tabla 113. Peso propio de los componentes estructurales y de los accesorios no estructurales (DC) y peso propio carpeta de rodamiento y de las instalaciones (DW) (elaboración propia).	153
Tabla 114. Carga viva vehicular (LL) e incremento de carga dinámica vehicular (IM) (elaboración propia).....	153
Tabla 115. Carga sísmica (EQ) - Reacciones por 3 metros de ancho de estribo (elaboración propia).....	154

Tabla 116. <i>Carga de Frenado (FR) - Reacciones por 3 Metros de Ancho de Estribo (elaboración propia).....</i>	154
Tabla 117. <i>Cálculo de coeficientes para definición de empujes de tierra debido a peso propio y a la acción sísmica (elaboración propia).</i>	154
Tabla 118. <i>Fuerzas de gravedad en el muro por 3 metros de muro (elaboración propia).....</i>	155
Tabla 119. <i>Fuerzas horizontales por metro cuadrado de muro (elaboración propia).</i>	155
Tabla 120. <i>Fuerzas horizontales puntuales por 3 metros de muro (elaboración propia).</i>	155
Tabla 121. <i>Carga adicional de sismo por acción del terreno y peso del muro (elaboración propia).</i>	156
Tabla 122. <i>Resumen de cargas verticales y horizontales del muro (elaboración propia).....</i>	156
Tabla 123. <i>Factor de mayoración o reducción de carga según combinación de carga para estados límites de servicio (elaboración propia).....</i>	157
Tabla 124. <i>Cargas verticales y horizontales para estados límites de servicio (elaboración propia).</i>	157
Tabla 125. <i>Momentos estabilizantes y de volcamiento para estados límites de servicio (elaboración propia).....</i>	158
Tabla 126. <i>Chequeo de volcamiento para estados límites de servicio. (Elaboración propia). .</i>	158
Tabla 127. <i>Factor de mayoración o reducción de carga según combinación de carga para condiciones de resistencia y eventos extremos (elaboración propia).</i>	158
Tabla 128. <i>Cargas verticales y horizontales para condiciones de resistencia y eventos extremos (elaboración propia).....</i>	159
Tabla 129. <i>Momentos estabilizantes y de volcamiento para condiciones de resistencia y eventos extremos (elaboración propia).</i>	159
Tabla 130. <i>Chequeo de volcamiento para condiciones de resistencia y eventos extremos (elaboración propia).....</i>	159
Tabla 131. <i>Definición de factores para el chequeo del volcamiento (elaboración propia).....</i>	160
Tabla 132. <i>Estados límites de chequeo para deslizamiento – servicio (elaboración propia)....</i>	160
Tabla 133. <i>Estados límites de chequeo para deslizamiento - resistencia y evento extremo (elaboración propia).....</i>	160
Tabla 134. <i>Chequeo refuerzo vertical del para el puente no aislado (elaboración propia).....</i>	161
Tabla 135. <i>Chequeo refuerzo horizontal del para el puente no aislado (elaboración propia). 161</i>	161

Tabla 136. Chequeo a cortante del muro reforzado $e=40$ cm (elaboración propia).....	161
Tabla 137. Chequeo de refuerzo longitudinal del dado cimentación de estribo (elaboración propia).....	162
Tabla 138. Chequeo de refuerzo transversal del dado cimentación de estribo (elaboración propia).....	162
Tabla 139. Chequeo a cortante del dado cimentación de estribo (elaboración propia).	162
Tabla 140. Chequeo de refuerzo longitudinal del dado cimentación de pórtico central (elaboración propia).....	163
Tabla 141. Chequeo de refuerzo transversal del dado cimentación de pórtico central (elaboración propia).....	163
Tabla 142. Chequeo a cortante del dado cimentación de pórtico central (elaboración propia).	163
Tabla 143. Reacciones para los diferentes estados límites de servicio de pilotes de diámetro igual a 100 centímetros y profundidad de desplante igual a 7 metros, ubicados en el dado soporte de las columnas del pórtico central del nuevo puente. (Información suministrada por el software de diseño).	164
Tabla 144. Reacciones para los diferentes estados límites de servicio de pilotes de diámetro igual a 115 centímetros y profundidad de desplante igual a 7 metros, ubicados en el dado soporte de los muros laterales de contención. del nuevo puente. (Información suministrada por el software de diseño).	166
Tabla 145. Reacciones para los diferentes estados límites de servicio de pilotes de diámetro igual a 150 centímetros y profundidad de desplante igual a 7 metros ubicados en el dado de soporte de ambos estribos del nuevo puente. (Información suministrada por el software de diseño).	168
Tabla 146. Capacidad portante de los pilotes según diámetro y profundidad. (Información suministrada para chequeo estructural).....	170
Tabla 147. Coeficientes de Balasto del Terreno según Profundidad (Información suministrada para chequeo estructural).....	171
Tabla 148. Asignación de Coeficientes de Balasto Verticales y Horizontales según Geometría de Pilotes y Losas (elaboración propia).....	171

Tabla 149. Cálculo de la cortante que resiste el concreto del pilote nuevo de diámetro igual a 100cm (elaboración propia).....	173
Tabla 150. Cálculo de la cortante que resiste el concreto del pilote nuevo de diámetro igual a 115cm (elaboración propia).....	174
Tabla 151. Cálculo de la cortante que resiste el concreto del pilote nuevo de diámetro igual a 150cm (elaboración propia).....	174
Tabla 152. Cálculo de separación de estribos requerida en pilotes de diámetro igual a 115m. (Elaboración propia).....	174
Tabla 153. Propiedades sísmicas según ubicación y tipo de suelo para espectro de 2475 años de periodo de retorno (elaboración propia).....	176
Tabla 154. Valores espectro de diseño para un periodo de retorno de 2475 años (elaboración propia).....	176
Tabla 155. Valores de insumo para diseño de aisladores U-FREIs (elaboración propia).....	182
Tabla 156. Análisis de la Respuesta del puente (elaboración propia).....	183
Tabla 157. Definición del módulo de cortante del aislador según el estado de deformación (elaboración propia).....	184
Tabla 158. Cálculo del área y diámetro del aislador (elaboración propia).....	184
Tabla 159. Definición del espesor del caucho del aislador (elaboración propia).....	184
Tabla 160. Cálculo del factor de forma (elaboración propia).....	184
Tabla 161. Cálculo de capas de caucho (elaboración propia).....	184
Tabla 162. Especificaciones de la fibra de refuerzo (elaboración propia).....	184
Tabla 163. Cálculo de la altura total del aislador (elaboración propia).....	185
Tabla 164. Verificación del periodo natural (elaboración propia).....	185
Tabla 165. Cálculo de la rigidez vertical del aislador (elaboración propia).....	186
Tabla 166. Cálculo de la máxima deformación angular resultante y comparación con la máxima deformación admisible (elaboración propia).....	186
Tabla 167. Verificación del pandeo del aislador (elaboración propia).....	187
Tabla 168. Verificación del volcamiento del aislador (elaboración propia).....	187
Tabla 169. Descripción del modelo bilineal (elaboración propia).....	188
Tabla 170. Propiedades geométricas del pórtico central con U-FREIs (elaboración propia)...	189

Tabla 171. <i>Chequeo acero longitudinal por momento positivo de la viga pórtico – viga existente. (Elaboración propia).</i>	190
Tabla 172. <i>Chequeo acero longitudinal por momento negativo de la viga pórtico – viga existente. (elaboración propia).</i>	190
Tabla 173. <i>Chequeo acero mínimo longitudinal de la viga pórtico (elaboración propia).</i>	191
Tabla 174. <i>Chequeo de limitación de la fisuración para acero positivo (elaboración propia).</i>	191
Tabla 175. <i>Chequeo de limitación de la fisuración para acero negativo (elaboración propia).</i>	192
Tabla 176. <i>Cálculo de armadura de contracción y temperatura (elaboración propia).</i>	192
Tabla 177. <i>Chequeo de armadura superficial para limitar la fisuración del alma (elaboración propia).</i>	193
Tabla 178. <i>Cálculo de la cortante que resiste el concreto de la viga pórtico (elaboración propia).</i>	193
Tabla 179. <i>Cálculo de la cortante que resiste el acero en varillas #4 de la viga pórtico (elaboración propia).</i>	193
Tabla 180. <i>Cálculo acero mínimo por corte requerido de la viga pórtico (elaboración propia).</i>	193
Tabla 181. <i>Chequeo de espaciamiento máximo del refuerzo transversal de la viga pórtico (elaboración propia).</i>	193
Tabla 182. <i>Chequeo refuerzo vertical del estribo usando aisladores U-FREIs (elaboración propia).</i>	196
Tabla 183. <i>Chequeo refuerzo horizontal del estribo usando aisladores U-FREIs (elaboración propia).</i>	196
Tabla 184. <i>Chequeo a cortante del muro reforzado $e=30$ cm del estribo usando aisladores U-FREIs (elaboración propia).</i>	196
Tabla 185. <i>Reacciones para los diferentes estados límites de servicio de pilotes de diámetro igual a 90 centímetros y profundidad de desplante igual a 7 metros, ubicados en el dado soporte de las columnas del pórtico central. (Información suministrada por el software de diseño).</i>	197
Tabla 186. <i>Reacciones para los diferentes estados límites de servicio de pilotes de diámetro igual a 100 centímetros y profundidad de desplante igual a 7 metros, ubicados en el dado soporte</i>	

<i>de los muros laterales de contención. (Información suministrada por el software de diseño).</i>	199
Tabla 187. <i>Reacciones para los diferentes estados límites de servicio de pilotes de diámetro igual a 125 centímetros y profundidad de desplante igual a 7 metros ubicados en el dado de soporte de ambos estribos del puente. (Información suministrada por el software de diseño).</i>	201
Tabla 188. <i>Cálculo de la cortante que resiste el concreto del pilote de diámetro igual a 90cm (elaboración propia).....</i>	205
Tabla 189. <i>Cálculo de la cortante que resiste el concreto del pilote de diámetro igual a 100cm (elaboración propia).....</i>	205
Tabla 190. <i>Cálculo de la cortante que resiste el concreto del pilote de diámetro igual a 115cm. (elaboración propia).....</i>	205
Tabla 191. <i>Cálculo de la cortante que resiste el concreto del pilote de diámetro igual a 115cm. (elaboración propia).....</i>	205
Tabla 192. <i>Chequeo general de tensionamiento de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).....</i>	208
Tabla 193. <i>Chequeo general de tensionamiento de la viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).....</i>	208
Tabla 194. <i>Chequeo detallado de estados de esfuerzos – Etapa de servicio sección compuesta con tensionamiento total y actuando todos los momentos debidos a carga muerta y viva. Pérdidas del 25% Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).....</i>	209
Tabla 195. <i>Chequeo detallado de estados de esfuerzos – Etapa de servicio sección compuesta con tensionamiento total y actuando todos los momentos debidos a carga muerta y viva. Pérdidas del 25% Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).....</i>	210
Tabla 196. <i>Fuerza cortante crítica resistida por el refuerzo no tensionado (estribos) de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).....</i>	211
Tabla 197. <i>Fuerza cortante crítica resistida por el refuerzo no tensionado (estribos) de la viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).....</i>	211
Tabla 198. <i>Fuerza cortante crítica resistida por el refuerzo no tensionado (estribos) a lo largo de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).....</i>	212
Tabla 199. <i>Fuerza cortante crítica resistida por el refuerzo no tensionado (estribos) a lo largo de la viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).....</i>	212

Tabla 200. <i>Propiedades de láminas FRP y selección de espesor de lámina a usar y– Carbono - Fuente: MBACE_SPNSH-BASF0906.....</i>	214
Tabla 201. <i>Factor de reducción adicional de la capacidad a cortante de las láminas de FRP – Carbono - Fuente: ACI 440.2R-08</i>	214
Tabla 202. <i>Cálculo de la fuerza cortante resistida por una lámina de FRP. (Elaboración propia)</i>	215
Tabla 203. <i>Cálculo de la fuerza cortante resistida por una lámina de FRP para la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).</i>	216
Tabla 204. <i>Cálculo de la fuerza cortante resistida por una lámina de FRP para la viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).</i>	217
Tabla 205. <i>Límites de reforzamiento con láminas FRP para ambas vigas (elaboración propia).</i>	217
Tabla 206. <i>Resumen de reforzamiento con láminas de FRP para la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).....</i>	218
Tabla 207. <i>Resumen de reforzamiento con láminas de FRP para la viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).....</i>	218
Tabla 208. <i>Cálculo de momentos y cortantes nominales y de diseño para viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).....</i>	219
Tabla 209. <i>Cálculo de momentos y cortantes nominales y de diseño para viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).....</i>	219
Tabla 210. <i>Cálculo de factor de capacidad a momento para Tipo 1 (L=35.55m) sin reforzamiento (elaboración propia).....</i>	220
Tabla 211. <i>Cálculo de factor de capacidad a cortante para Tipo 1 (L=35.55m) sin reforzamiento (elaboración propia).....</i>	220
Tabla 212. <i>Cálculo de factor de capacidad a momento para Tipo 2 (L=25.55m) sin reforzamiento (elaboración propia).....</i>	221
Tabla 213. <i>Cálculo de factor de capacidad a cortante para Tipo 2 (L=25.55m) sin reforzamiento (elaboración propia).....</i>	221
Tabla 214. <i>Cálculo de factor de capacidad a cortante para Tipo 1 (L=35.55m) con reforzamiento (elaboración propia).....</i>	221

Tabla 215. Cálculo de factor de capacidad a cortante para Tipo 2 ($L=25.55m$) con reforzamiento (elaboración propia).....	222
Tabla 216. Chequeo acero longitudinal por momento positivo de la viga pórtico – viga existente. (elaboración propia).....	223
Tabla 217. Chequeo acero longitudinal por momento negativo de la viga pórtico – viga existente (elaboración propia).....	223
Tabla 218. Chequeo acero longitudinal por momento positivo de la viga pórtico (elaboración propia).....	224
Tabla 219. Chequeo acero longitudinal por momento negativo de la viga pórtico (elaboración propia).....	224
Tabla 220. Chequeo acero mínimo longitudinal de la viga pórtico (elaboración propia).	224
Tabla 221. Chequeo de limitación de la fisuración para acero positivo (elaboración propia)..	225
Tabla 222. Chequeo de limitación de la fisuración para acero negativo (elaboración propia).	225
Tabla 223. Cálculo de armadura de contracción y temperatura (elaboración propia).	226
Tabla 224. Chequeo de armadura superficial para limitar la fisuración del alma (elaboración propia).....	226
Tabla 225. Cálculo de la cortante que resiste el concreto de la viga pórtico (elaboración propia).	226
Tabla 226. Cálculo de la cortante que resiste el acero en varillas #4 de la viga pórtico (elaboración propia).....	226
Tabla 227. Cálculo acero mínimo por corte requerido de la viga pórtico (elaboración propia).	227
Tabla 228. Chequeo de espaciamiento máximo del refuerzo transversal de la viga pórtico (elaboración propia).....	227
Tabla 229. Chequeo acero máximo de la columna pórtico típica reforzada (elaboración propia).	230
Tabla 230. Chequeo acero mínimo de la columna pórtico típica reforzada (elaboración propia).	230
Tabla 231. Cálculo de la cortante que resiste el concreto de la columna del pórtico central típica en el sentido largo (elaboración propia).	230

Tabla 232. <i>Cálculo de la cortante que resiste el concreto de la columna del pórtico central típica en el sentido corto (elaboración propia).</i>	230
Tabla 233. <i>Propiedades geométricas del estribo existente</i>	232
Tabla 234. <i>Propiedades de los materiales usados en el estribo existente (elaboración propia).</i>	233
Tabla 235. <i>Definición de secciones de estabilización por peso propio (elaboración propia)...</i>	233
Tabla 236. <i>Fuerzas de gravedad en el muro por 3 metros de muro (elaboración propia).</i>	234
Tabla 237. <i>Fuerzas horizontales por metro cuadrado de muro (elaboración propia).</i>	234
Tabla 238. <i>Fuerzas horizontales por metro cuadrado de muro (elaboración propia).</i>	235
Tabla 239. <i>Carga adicional de sismo por acción del terreno y peso del muro (elaboración propia).</i>	235
Tabla 240. <i>Resumen de cargas verticales y horizontales del muro (elaboración propia).</i>	235
Tabla 241. <i>Factor de mayoración o reducción de carga según combinación de carga para estados límites de servicio (elaboración propia).</i>	236
Tabla 242. <i>Cargas verticales y horizontales para estados límites de servicio (elaboración propia).</i>	236
Tabla 243. <i>Momentos estabilizantes y de volcamiento para estados límites de servicio (elaboración propia).</i>	237
Tabla 244. <i>Chequeo de volcamiento para estados límites de servicio (elaboración propia).</i> ...	237
Tabla 245. <i>Factor de mayoración o reducción de carga según combinación de carga para condiciones de resistencia y eventos extremos (elaboración propia).</i>	237
Tabla 246. <i>Cargas verticales y horizontales para condiciones de resistencia y eventos extremos (elaboración propia).</i>	238
Tabla 247. <i>Momentos estabilizantes y de volcamiento para condiciones de resistencia y eventos extremos (elaboración propia).</i>	238
Tabla 248. <i>Chequeo de volcamiento para condiciones de resistencia y eventos extremos (elaboración propia).</i>	238
Tabla 249. <i>Estados límites de chequeo deslizamiento – servicio (elaboración propia).</i>	239
Tabla 250. <i>Estados límites de chequeo deslizamiento-resistencia y evento extremo (elaboración propia).</i>	239

Tabla 251. <i>Chequeo refuerzo existente vertical y diseño de reforzamiento (elaboración propia).</i>	239
Tabla 252. <i>Chequeo refuerzo existente horizontal y diseño de reforzamiento (elaboración propia).</i>	240
Tabla 253. <i>Chequeo a cortante del muro reforzado $e=40$ cm (elaboración propia).</i>	241
Tabla 254. <i>Chequeo de refuerzo longitudinal del dado cimentación de estribo (elaboración propia).</i>	241
Tabla 255. <i>Chequeo de refuerzo transversal del dado cimentación de estribo (elaboración propia).</i>	242
Tabla 256. <i>Chequeo a cortante del dado cimentación de estribo (elaboración propia).</i>	242
Tabla 257. <i>Chequeo de refuerzo longitudinal del dado cimentación de pórtico central (elaboración propia).</i>	242
Tabla 258. <i>Chequeo de refuerzo transversal del dado cimentación de pórtico central (elaboración propia).</i>	243
Tabla 259. <i>Chequeo a cortante del dado cimentación de pórtico central (elaboración propia).</i>	243
Tabla 260. <i>Reacciones para los diferentes estados límites de servicio de pilotes de diámetro igual a 100 centímetros y profundidad de desplante igual a 7 metros, ubicados en el dado soporte de las columnas del pórtico central. (Información suministrada por el software de diseño).</i>	243
Tabla 261. <i>Reacciones para los diferentes estados límites de servicio de pilotes de diámetro igual a 115 centímetros y profundidad de desplante igual a 7 metros, ubicados en el dado soporte de los muros laterales de contención. (Información suministrada por el software de diseño).</i>	245
Tabla 262. <i>Reacciones para los diferentes estados límites de servicio de pilotes de diámetro igual a 125 centímetros y profundidad de desplante igual a 7 metros ubicados en el dado de soporte de ambos estribos del puente. (Información suministrada por el software de diseño).</i>	247
Tabla 263. <i>Cálculo de la cortante que resiste el concreto del pilote de diámetro igual a 100cm. (Elaboración propia).</i>	254
Tabla 264. <i>Cálculo de la cortante que resiste el concreto del pilote de diámetro igual a 115cm (elaboración propia).</i>	254

Tabla 265. Cálculo de la cortante que resiste el concreto del pilote de diámetro igual a 115cm (elaboración propia).....	255
Tabla 266. Cálculo de separación de estribos requerida en pilotes de diámetro igual a 115m (elaboración propia).....	255
Tabla 267. Cálculo de la cortante que resiste el concreto de la columna del pórtico central típica existente en el sentido largo (elaboración propia).....	258
Tabla 268. Cálculo de la cortante que resiste el concreto de la columna del pórtico central típica existente en el sentido corto (elaboración propia).....	258
Tabla 269. Cálculo de la cortante que resiste el acero transversal de la columna del pórtico central típica en el sentido corto (elaboración propia).....	258
Tabla 270. Chequeo refuerzo existente vertical y diseño de reforzamiento (elaboración propia).	259
Tabla 271. Chequeo refuerzo existente horizontal y diseño de reforzamiento (elaboración propia).	260
Tabla 272. Chequeo a cortante del muro reforzado $e=40$ cm (elaboración propia).....	260
Tabla 273. Cálculo de la cortante que resiste el concreto del pilote de diámetro igual a 115cm (elaboración propia).....	263
Tabla 274. Cálculo de separación de estribos requerida en pilotes de diámetro igual a 115m (elaboración propia).....	263
Tabla 275. Cantidades y presupuesto de concreto para propuesta de diseño desde cero sin U-FREIs – DNPSA (elaboración propia).....	264
Tabla 276. Cantidades y presupuesto de acero de refuerzo para propuesta de diseño desde sin con U-FREIs – DNPSA (elaboración propia).....	264
Tabla 277. Cantidades y presupuesto de concreto para propuesta de diseño desde cero con U-FREIs – DNPCA (elaboración propia).....	265
Tabla 278. Cantidades y presupuesto de acero de refuerzo para propuesta de diseño desde con con U-FREIs – DNPCA (elaboración propia).....	265
Tabla 279. Cantidades y presupuesto de concreto para propuesta de reforzamiento de puente existente sin U-FREIs – RPESA (elaboración propia).....	266
Tabla 280. Cantidades y presupuesto de acero de refuerzo para propuesta de diseño desde sin U-FREIs – DNPSA (elaboración propia).....	266

Tabla 281. <i>Cantidades y presupuesto de concreto para propuesta de reforzamiento de puente existente con U-FREIs – RPECA (elaboración propia).</i>	267
Tabla 282. <i>Cantidades y presupuesto de acero de refuerzo para propuesta de diseño desde con U-FREIs – DNPCA (elaboración propia)</i>	267
Tabla 283. <i>Comparación de costos totales (elaboración propia)</i>	268

1. INTRODUCCIÓN

En el presente documento se data el procedimiento y análisis realizado para desarrollo del trabajo de grado prerequisite para obtener el título de Magíster en Ingeniería Civil de la Pontificia Universidad Javeriana Cali, que incurrió primordialmente en la evaluación del impacto económico de la implementación de aisladores sísmicos de bajo costo para la mitigación de riesgo en puentes preesforzados nuevos y existentes de la red vial del Valle del Cauca. El proyecto de grado que este documento describe se desarrolló mediante un estudio de caso de un puente existente, el cual se repotenció con metodologías convencionales de diseño, lo que finalmente se comparó con una repotenciación implementando aisladores fibro-reforzados sin conexión (U-FREIs) de bajo costo. Para el mismo puente se presentó una propuesta de diseño estructural nueva, y de igual forma, se hizo con metodología de diseño convencional, que luego se comparó con el diseño de un nuevo puente implementando U-FREIs de bajo costo. La comparación se realizó en términos de costos directos, cuantificados a partir de volumetrías y cuantías de refuerzo.

En Colombia los puentes representan una pieza clave en el engranaje de la infraestructura vial en todo tipo de corredores, bien sean de doble calzada, vías de cuarta generación o terciarias. Hasta 2035, el país invertirá casi \$40 billones en las llamadas vías 4G, según cifras del Departamento Nacional de Planeación (DNP). En los 30 proyectos de este tipo de corredores viales se prevé la construcción de 918 puentes adicionales, según las cuentas de la Agencia Nacional de Infraestructura (ANI) (Redacción Económica, 2018), de estas cifras se constata la necesidad inminente de desarrollar nuevas tecnologías más seguras y económicas de repotenciación y construcción de puentes, que permitan al país continuar con su desarrollo económico, social y de infraestructura.

Por la razón ya descrita, y otras más que se derivarán durante el desarrollo de este informe, el objetivo principal del trabajo de grado en referencia es evaluar el impacto económico de implementar aisladores de bajo costo en el diseño de puentes nuevos y repotenciación de existentes, representativos de la infraestructura vial de Colombia, más específicamente de la red vial del Valle del Cauca.

2. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

Dentro de las causas principales de colapsos de puentes predomina la ocurrencia de fenómenos poco predecibles como lo son los desastres hidrológicos y los eventos sísmicos. La actividad sísmica de los últimos años ha provocado daños de importancia en los sistemas de transporte, y han incrementado las pérdidas económicas: costos para reparación e interrupción de movilización de personas y materiales. Ejemplo de esto se evidencia en los sismos de San Fernando (1971), Tangshan (1976), Loma Prieta (1989), Northridge (1994), Kobe (1995) y Taiwán (1999), entre otros, que han provocado daños significativos en los sistemas de transporte. Colombia es un país cuyas actividades económicas, sociales y políticas se encuentran centralizadas en zonas de alto movimiento sísmico. Ejemplo de lo anterior se evidencia en el histórico de sismos que han ocurrido: el sismo de Tumaco en 1906, el sismo de Popayán en 1983 y el sismo de Armenia en 1999. Más recientemente, se destaca el sismo de Quetame en 2008 (Suarez, 2017).

La vulnerabilidad sísmica se ve reflejada en puentes nuevos y existentes, de los cuales gran porcentaje no cumple con la normatividad vigente ya que la última normativa de puentes empezó a regir en el año 2014, por lo cual todos los puentes construidos antes de este año no cumplen los parámetros de la nueva Norma Colombiana de Diseño de puentes CCP-14. En Colombia, entre 1986 y 2011 fallaron 282 puentes vehiculares, las fallas fueron producidas por: eventos sísmicos, avalanchas, socavación, deficiencias en el diseño estructuras, sobrecarga e impacto y deficiencias en la construcción (Diaz, Moreno, & Mohammadi, 2009). Por otro lado, los puentes de la red nacional presentan deterioro debido al incremento del volumen vehicular de la capacidad de carga del parque automotor. Por lo que surge la necesidad de implementar alternativas de diseño y repotenciación de puentes que cumplan con la normativa vigente CCP-14 y a su vez provean suficiente seguridad en movimiento sísmicos, sin causar daños irreparables en la estructura y a su vez que no implique grandes inversiones económicas. De las anteriores variables de diseño expuestas emerge una nueva tendencia de diseño, la cual consiste en implementar aisladores sísmicos en puentes nuevos y existentes, de bajo costo, como lo son los aisladores fibro-reforzados sin conexión (U-FREIs).

3. OBJETIVOS

3.1. General

Evaluar el impacto económico de implementar aisladores sísmicos de bajo costo en el diseño de un puente nuevo y en la repotenciación de uno existente, representativos de la infraestructura vial del Valle del Cauca.

3.2. Específicos

Formular una propuesta de diseño convencional y otra con aisladores fibro-reforzados sin conexión (U-FREIs), para un mismo puente representativo de la infraestructura vial del Valle del Cauca.

Formular una propuesta de repotenciación para un puente existente con técnicas convencionales y otra con aisladores fibro-reforzados sin conexión (U-FREIs), de un mismo puente representativo de la infraestructura vial del Valle del Cauca.

Determinar los costos directos de los puentes tanto nuevos como existentes y comparar económicamente los diseños, con y sin el uso de aisladores fibro-reforzados sin conexión (U-FREIs).

4. JUSTIFICACIÓN

La infraestructura vial es un factor determinante en el buen funcionamiento de la economía y hay una correlación directa entre inversiones en este sector y el crecimiento económico de un país. En Colombia, se estima que sólo el transporte de carga representa alrededor de 7 % del PIB nacional (Redacción Económica, 2018). A mediados del año 2017 el ministerio de transporte colombiano tenía contabilizados 5.506 puentes de la red nacional y red terciaria a cargo del INVIAS (Ministerio de Transporte Instituto Nacional de Vías, 2014) de los cuales menos del 30% están diseñados con los nuevos parámetros y cargas de la última actualización de la Norma Colombiana para Puentes CCP-14 (Tabla 1), donde se incorporó una evaluación probabilística de la amenaza sísmica en Colombia, utilizando metodologías de análisis moderna y la información disponible del entorno con respecto al catálogo de sismos y relaciones de atenuación de movimiento fuerte, para la determinación de los coeficientes de diseño denotados PGA, Ss y S1 (Salgado-Gálvez, Bernal, & Cardona, 2016).

Por otro lado, la infraestructura vial del país es la piedra angular de la movilidad de pasajeros y carga. En el 2017 se estimó que más del 80% de movimientos de pasajeros nacionales y aproximadamente el 77% de carga nacional, se movilizaron en transporte terrestre, lo cual permite deducir la importancia de la infraestructura vial del país para su propio desarrollo (Figura 1 y Figura 2). Para el 2004, la red la Red Vial Nacional contaba con aproximadamente 2296 puentes, de los cuales 87% están construidos en concreto: reforzado (63%) y pre-esforzado (24%) (Figura 3). Los puentes presforzados, a su vez hacen parte de una tipología de puentes losa-viga que son los más comunes del país (27.4%) (Figura 4), por lo cual su estudio y la búsqueda de mejores alternativas de diseño es un tema prioritario para la investigación estructural. Según una muestra de 244 puentes, en una investigación realizada por Edgar Muñoz y Edgar Valbuena, en el 2004, se dedujo que la tipología de estructuración longitudinal de los puentes en Colombia es en un 79% simplemente apoyados (Figura 5), lo cual es una condición favorable para la implementación de aisladores sísmicos, ya que facilita la implementación de los mismos sin necesidad de hacer intervenciones invasivas en la estructura original del puente a reforzar. Se ha encontrado que el aislamiento sísmico puede disipar la energía proveniente del sismo hasta en un 60% (Ahmad, Ghani, & Adil, 2009)

Tabla 1. Infraestructura de transporte – modo carretero (Mintransporte Colombiano, 2017)

AÑO	PRIMARIAS	SECUNDARIAS	TERCIARIAS	TOTAL RED VIAL NACIONAL	PUENTES (unidad)INVÍAS
2002	16.531	27.918	72.801	117.250	2.296
2003	16.528	34.918	65.893	117.339	2.296
2004	16.677	34.918	72.906	124.501	2.296
2005	16.750	34.918	72.906	124.574	2.296
2006	16.771	34.918	72.906	124.595	2.296
2007	16.676	34.918	72.906	124.500	2.361
2008	16.676	34.918	100.338	151.932	2.534
2009	16.786	34.918	100.338	117.234	2.534
2010	17.143	38.315	135.679	191.137	2.314
2011	16.898	42.954	141.945	201.797	3947
2012	17.118	43.327	141.945	202.390	3947
2013	17.037	44.399	141.955	203.392	3.947
2014	17.434	45.137	142.284	204.855	3.947
2015	19.306	45.137	142.284	206.727	5.097
2016	19.079	45.137	142.284	206.500	5.097
2017	18.516	45.137	142.284	205.937	5.506

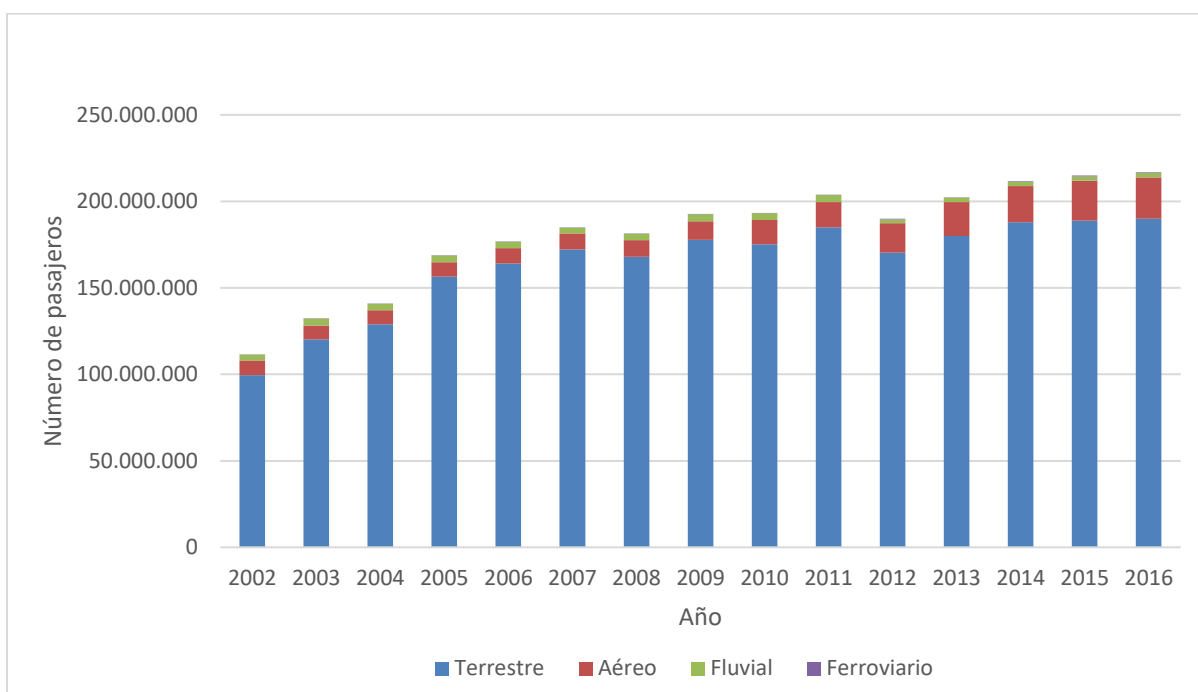


Figura 1. Movimiento de pasajeros por modo de transporte (Mintransporte Colombiano, 2017)

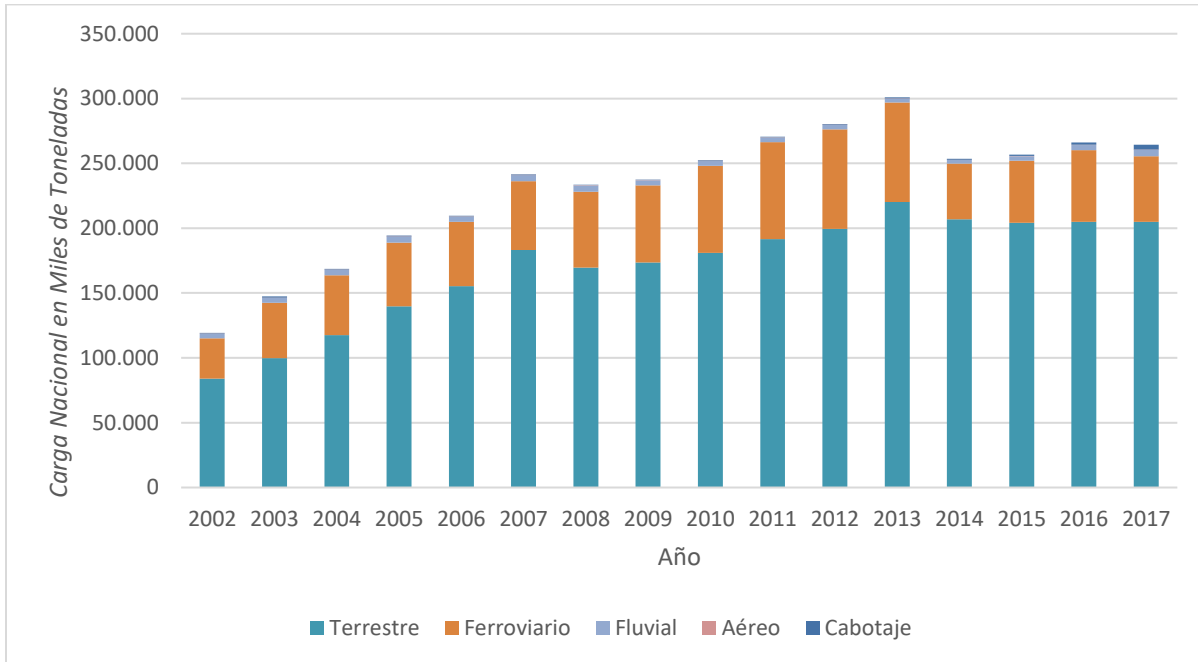


Figura 2. Movimiento de carga nacional por modo de transporte en miles de toneladas. (Mintransporte Colombiano, 2017)

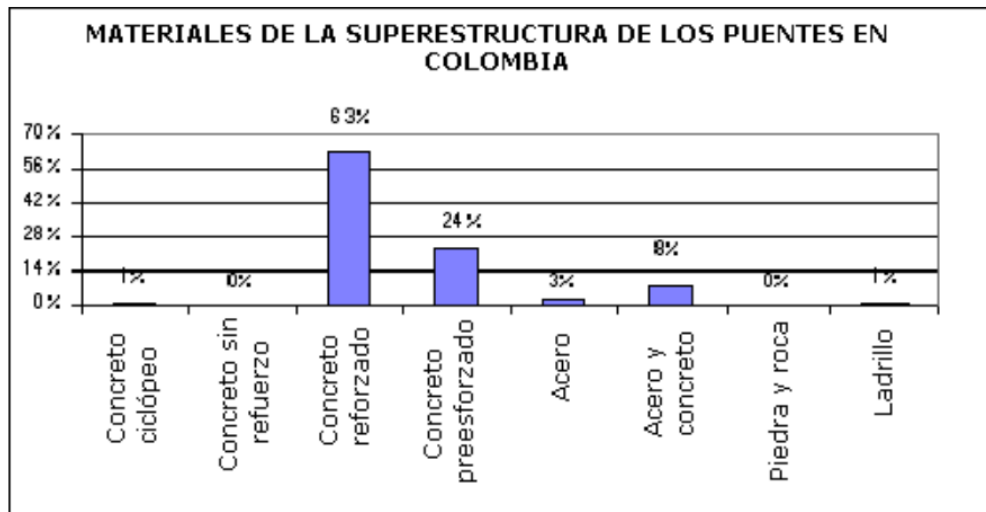


Figura 3. Distribución de los materiales principales de la superestructura de puentes en Colombia. (Muñoz & Valbuena, 1996)

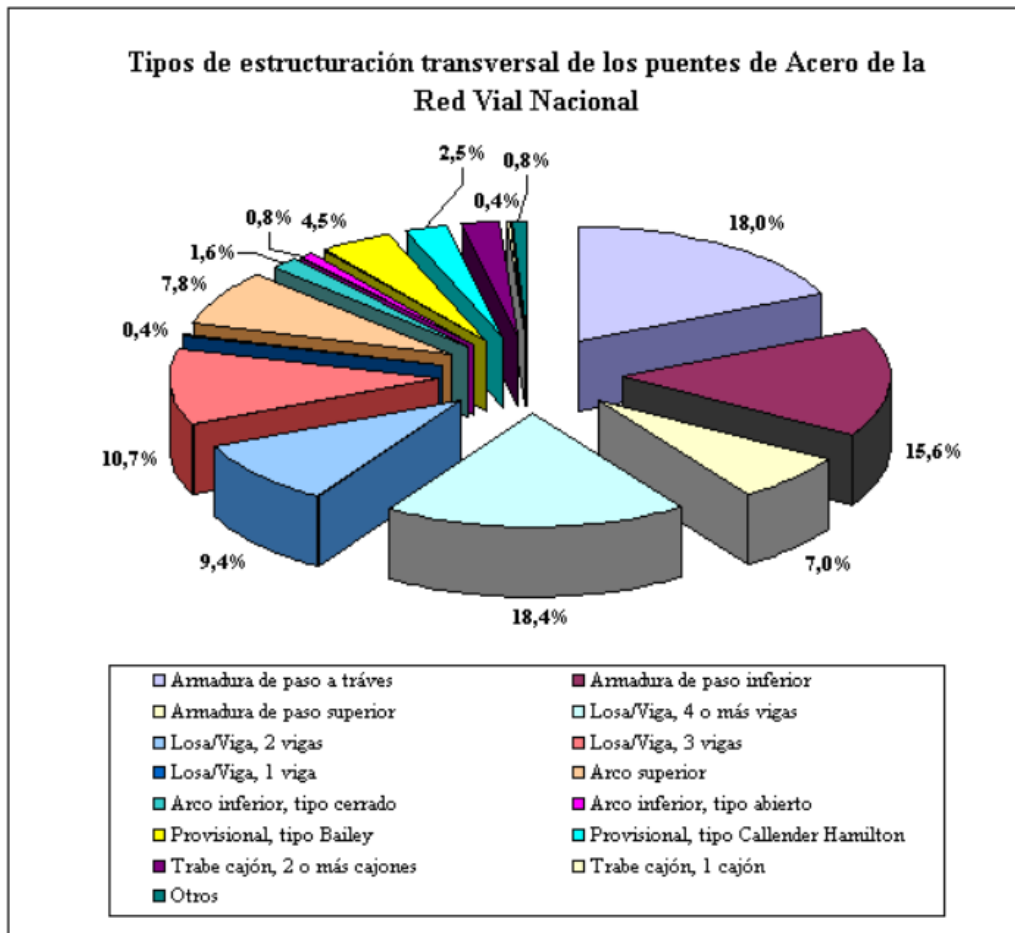


Figura 4. Tipo de estructuración transversal de la superestructura de los puentes en Colombia (Muñoz & Valbuena, 1996)

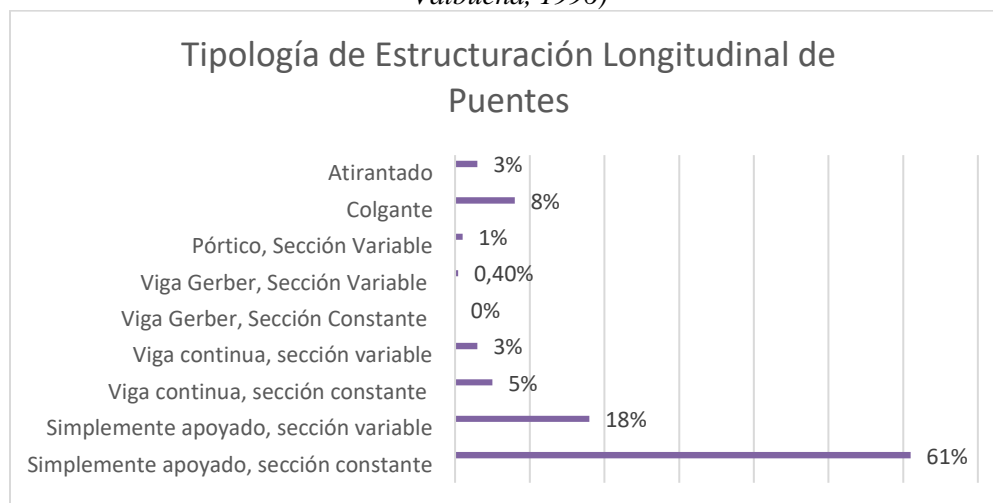


Figura 5. Tipos de apoyos en los estribos de puentes en Colombia según muestra de 244 estructuras (Muñoz & Valbuena, 1996)

A nivel internacional, muchos países han optado por generar mayor control sobre las estadísticas de daños en puentes para sismos de leves, moderados y altos, ejemplo de esto es el Departamento de Transporte del Estado de Washington WSDOT el cual se encarga de planificar las inspecciones posteriores a la ocurrencia de terremotos. Gran parte de los movimientos telúricos ocurridos son leves o moderados, lo cual no causa graves daños a nivel estructural, pero si generan deterioros en los elementos como daños de desprendimiento de recubrimientos, fisuras y grietas, fluencia en aceros de refuerzos, daños en elementos de apoyo y asentamientos diferenciales, que causan altos costos de mantenimiento de las estructuras. Estos daños moderados pueden suprimirse en gran porcentaje usando sistemas de aislamiento como los U-FREIs, en donde se afronta el problema desde dos frentes de trabajo: aumento del periodo de la estructura y disminución de fuerza de la cortante sísmica (Ahmadipour & Alam, 2017).

En Washington, el terremoto de Nisqually clasificado como un sismo moderado por la gran profundidad del hipocentro (52 km) produjo daños leves en 78 puentes, según el WSDOT, los cuales se clasificaron como: puentes móviles (6), puentes de celosía de acero (11), puentes de hormigón armado (33), puentes de hormigón pretensado (20) y otros puentes de acero (8). Los costos de reparación tuvieron las siguientes estadísticas: 51 puentes se repararon con costos por debajo \$30,000, 16 tuvieron costos de reparación entre \$30,000–\$100,000 y 11 tuvieron costos superiores a \$100,000 (Ranf et al., 2007), costos que pueden reducirse en su totalidad con sistemas de aislamiento sísmicos que permitenn amortiguar la transmisión de fuerzas de la superestructura a la subestructura, teniendo en cuenta que son sismos con aceleraciones del terreno muy inferiores a la del espectro de diseño.

En Tohoku, Japón, la Oficina Regional del Ministerio de Tierra, Infraestructura, Transporte y Turismo, encargada de controlar el estado de los puentes de la red nacional, realizó la evaluación del daño de 1.909 puentes, de los cuales 867 puentes (45%) no sufrieron daños; 885 puentes (46%) fueron dañados, por el movimiento telúricos; y 154 puentes (8%) fueron afectados por el tsunami (Kawashima, 2013), lo cual demuestra que la mayoría de daños estructurales de los puentes en Japón, suceden a causa de los sismos.

De lo anterior se deducen sustanciales motivos por los cuales buscar alternativas estructurales de repotenciación y diseño de nuevos puentes de concreto en Colombia, aún más cuando el principal objetivo de este tipo de diseños radica en reducir el riesgo de colapso. Para esto se han desarrollado diversas alternativas de diseño, dentro de las cuales se destacan los aisladores sísmicos en la base. El sistema de aislamiento sísmico y especialmente los aisladores elastoméricos reforzados con acero (SREI), se está desarrollando continuamente en los últimos años, como lo confirma el creciente número de aplicaciones en todo el mundo (Abedi, Bakhshi, & Valadoust, 2017). El principal motivo de las estructuras aisladas es salvar la vida de las personas en casos de un eventual sismo. En segunda instancia está la minimización del daño sísmico de tal modo que puedan seguir funcionando después del evento en referencia. No obstante, no se puede dejar a un lado el factor económico, el cual es derrotero en cualquier toma de decisión en proyectos de infraestructura. Es por este último motivo que se ha investigado el desarrollo de dispositivos seguros, con probabilidades bajas de riesgo y que a su vez tengan costos bajos directos, como lo son los aisladores fibro-reforzados sin conexión (U-FREIs). El sistema de aislamiento se ha implementado en más de 12,000 proyectos y su efectividad se ha demostrado durante diferentes eventos sísmicos en todo el mundo (Losanno, Madera, Spizzuoco, & Marulanda, 2019) . Sin ir muy lejos, en Colombia, Rico & Chio (2012), estudiaron el uso de aisladores de base en puentes de concreto simplemente apoyados, usando como estudio de caso el Viaducto La Flora, ubicado en la ciudad de Bucaramanga; al igual que el estudio anteriormente mencionado, se encontró que los diferentes sistemas de aislamiento sísmico reducen considerablemente la demanda de desplazamientos y fuerzas cortantes en las pilas del puente que le inducen los probables terremotos que puedan ocurrir.

Hasta el momento la justificación del estudio de la repotenciación de puentes existentes y diseño de puentes nuevos implementando U-FREIs se ha basado en la necesidad inminente que tiene el país, y por ende el departamento, de ampliar su red vial y repotenciar la existente dada las estadísticas del estado de los puentes en la actualidad y la información económica y mercantil que evidencia la importancia de tener una red vial amplia y segura para el movimiento del sector primario de la economía; sin embargo, existe una razón muy contundente que justifica el estudio de la repotenciación de puentes existentes y el diseño de nuevos puentes con aisladores de tipo U-FREIs, la cual radica en el cambio de normatividad de puentes que aconteció en el año 2014.

La mayoría de los puentes en Colombia están diseñados con una normatividad de diseño desactualizada (CCDSP-95), y la repotenciación de puentes con aisladores sísmicos es una opción segura y viable para traer el diseño de estos puentes a la luz de la nueva normatividad (Mintransporte Colombiano, 2017).

Las principales diferencias entre las Normas CCDSP-95 y CCP-14 son: la metodología de diseño (LFD y ASD a LRFD), la evaluación de cargas gravitacionales, los factores de mayoración de las mismas y la normalización de los coeficientes sísmicos para el diseño sísmico, conocidos como PGA, S_s y S_1 . Estos cambios normativos deben ser verificados en todos los puentes existentes diseñados antes de la vigencia de la Norma CCP-14. Las propuestas de repotenciación actuales implican intervenciones invasivas que buscan la rigidización de las estructuras, para salvaguardar vidas en caso de un sismo; sin embargo, salvar vidas no debe ser el único objetivo de diseño de estas estructuras de gran importancia, ya que, en caso de catástrofes ambientales, los puentes deben mantenerse en pie sin daños significativos para permitir la logística de la gestión del riesgo. Como se dijo anteriormente, la rigidización de las estructuras es la opción de diseño y repotenciación de puentes nuevos más utilizada actualmente; no obstante, existe una alternativa más segura y que provee mayor garantía de no colapsar en un evento sísmico, la cual se basa en el aislamiento de la superestructura de la subestructura, y es aquí donde entran los aisladores sísmicos en la base como la solución más adecuada al problema expuesto. En países en vía de desarrollo los aisladores sísmicos en la base implican un alto costo de inversión, ya que deben ser importados, y esto dificulta su aplicación en cualquier tipo de proyecto. Los U-FREIs son elementos estructurales que no requieren placas de conexión, lo cual reduce significativamente los costos al igual que no requieren ser importados, ya que son productos nacionales desarrollados al interior del país (Losanno et al., 2019). Haciendo uso de los U-FREIs los costos de repotenciación y de construcciones nuevas pueden optimizarse, generando estructuras mucho más seguras.

5. ALCANCE

Se realizó un estudio de caso de un puente postensado existente de la red vial del Valle del Cauca. El estudio consistió en realizar las siguientes consideraciones:

- A. Se generó el diseño de un nuevo puente sin aislamiento Sísmico (DNPSA) teniendo en cuenta las actualizaciones de la Norma CCP-14.
- B. Se generó el diseño de un nuevo puente con aislamiento Sísmico (DNPCA) teniendo en cuenta las actualizaciones de la Norma CCP-14 y los requerimientos de la AASHTO para puentes aislados.
- C. Se diseñó el reforzamiento de un puente existente sin aislamiento sísmico (RPESA).
- D. Se diseñó el reforzamiento de un puente existente con aislamiento sísmico (RPECA).
- E. Finalmente se cuantificaron los costos de las cuatro propuestas para proceder con la comparación, y, finalmente, definir el impacto económico de la aplicación de U-FREIs de bajo costo, en puentes nuevos y en puentes existentes.

6. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

6.1. Antecedentes

6.1.1. Uso de Aisladores en Puentes a Nivel Mundial

En Japón, a causa de los daños ocurridos en el sismo Niigata, registrado en 1964, se empezó a identificar la necesidad de iniciar con el desarrollo e implementación de nuevas tecnologías de control sísmico. En los setenta, se comenzó la implementación de amortiguadores viscosos, que funcionan a base de un pistón hidráulico que opera con aceite de silicona y válvulas mecánicas. Su función era disipar la energía con el periodo natural controlados por cables pretensados entre el tablero y la subestructura (Tatiana & Joya, 2016) .

Desde la primera implementación de aisladores sísmicos en puentes en Japón, otros países han tomado la misma iniciativa, ejemplo de ello son los puentes Wuhu Yangtze River – China (Figura 6) y Zhuhai - China (HIRUN Engineering Solution, n.d.). Sin embargo, América Latina no se queda atrás, Chile, por ejemplo, uno de los países con mayor afectación por eventos sísmicos frecuentes, ha optado por implementar en sus estructuras sistemas de aislación de base, aplicando sistemas de alto amortiguamiento como lo es el caso del Puente Amolanas, donde se empleó en sus estribos amortiguadores viscos elásticos. Otro ejemplo de la implementación del aislamiento sísmico en puentes es el puente Marga Marga (Figura 7) que fue la primera obra de infraestructura vial en Chile que incluyó bajo el tablero un sistema de aisladores sísmicos (Tatiana & Joya, 2016).



Figura 6. Wuhu Yangtze River Bridge (China) (HIRUN Engineering Solution, n.d.).



Figura 7. Puente Marga Marga (Chile) (Tatiana & Joya, 2016).

6.1.2. Uso de Aisladores Sísmicos en Puentes en Colombia

En Colombia ya se ha implementado en varios puentes aisladores en la base como solución a la amenaza sísmica que afecta los sectores urbanos y rurales de todo el país. Como por ejemplo son los puentes descritos a continuación:

Viaducto Portachuelo, Zipaquirá: la estructura se encuentra en una zona de amenaza sísmica intermedia, el principal inconveniente era la diferencia de rigideces entre las pilas, como solución a esto se utilizaron aisladores de bajo amortiguamiento (LDRB), los cuales flexibilizan la estructura, pero no inducen ninguna disipación de energía adicional al sistema. (Figura 8). (Suarez, 2017).



Figura 8. Viaducto Portachuelo (Suarez, 2017).

Intersección vial Redoma San Mateo, Cúcuta: este viaducto se encuentra ubicado en una zona de amenaza sísmica alta. Los apoyos de neopreno tienen efectos similares a los comentados en la anterior estructura, los periodos fundamentales en cada sentido alcanzan los 2,5 segundos, que corresponde a una aceleración espectral de diseño de 0,22g. (Figura 9) (Suarez, 2017).



Figura 9. Intersección vial Redoma San Mateo. Izquierda: Vista general. Derecha: Pila típica (Suarez, 2017).

Puentes del PR12 y PR13, vía Bucaramanga-Cúcuta: se utilizaron aisladores LCRB logrando un periodo estructural de 1.50 segundos en ambas direcciones, para una aceleración espectral de 0,18g. Si no se hubieran utilizado estos aisladores, la estructura hubiese tenido un periodo estructural de 0,83 segundos, lo que corresponde a una aceleración espectral de 0,82g, por lo que debido al uso de aisladores se redujo la demanda sísmica en un 78% (Figura 10) (Suarez, 2017).

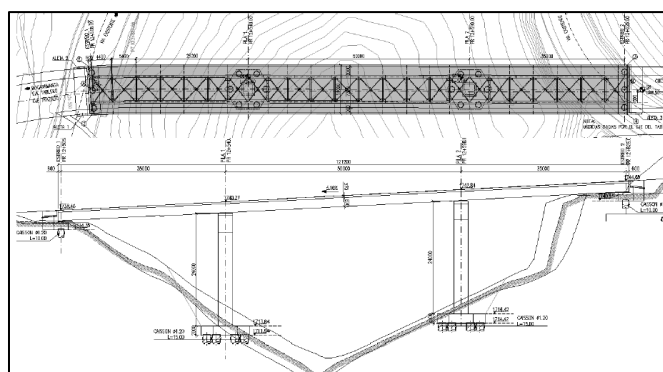


Figura 10. Planta y alzado de puente PR12+505 (Suarez, 2017).

Puente Intersección El Rosal, El Rosal: debido a que la demanda sísmica es moderada, se seleccionaron aisladores sísmicos HDRB que le proporcionaron a la estructura 20% de amortiguamiento. El efecto de los aisladores incrementó el periodo estructural de 0,51 segundos a 1,42 segundos en sentido transversal y de 0,20 segundos a 1,35 segundos en sentido longitudinal. La reducción de la aceleración espectral de diseño bajó de 0,50g a 0,15g en ambos sentidos (reducción del 70% en la fuerza sísmica) (Figura 11) (Suarez, 2017).



Figura 11. Puente El Rosal (Suarez, 2017).

Intersección de la Cr. 44, Cali: la infraestructura del viaducto está compuesta por pilas y estribos de concreto reforzado, ambos protegidos con un sistema de aislamiento sísmico proporcionado por apoyos elastoméricos con núcleo de plomo (LCRB). En la etapa de diseño se analizó la estructura utilizando apoyos convencionales de neopreno y topes sísmicos, obteniendo como resultado un periodo de vibración fundamental de 0,55 segundos en sentido transversal y 0,30 segundos en sentido longitudinal, por lo que la aceleración espectral de diseño fue de 0,82g y 1,00g en sentido transversal y longitudinal, respectivamente. Gracias al uso de aisladores, en el punto de desempeño se logró un amortiguamiento estructural del 20% y un periodo de vibración fundamental en cada sentido de 1,90 segundos, lo cual correspondió a una aceleración espectral en cada sentido de 0.35g, lo que significó una reducción en la fuerza sísmica de diseño del 57% en sentido transversal y del 65% en sentido longitudinal. (Figura 12) (Suarez, 2017).



Figura 12. Intersección vial de la Carrera 44 con Autopista Sur (Suarez, 2017).

6.2. Estado del Arte

En Colombia y en otros países se han llevado a cabo investigaciones de uso de aisladores sísmicos y amortiguadores en puentes, donde se ha concluido que el uso de aisladores sísmicos en puentes tiene una considerable reducción en las derivas y por ende en las proporciones de las estructuras de apoyo. Ejemplo de esto se evidencia en la investigación que realizaron (Guo & Gao, 2016) en la Escuela de Ingeniería Civil, Instituto de Tecnología de Harbin, China, donde estudiaron el comportamiento sísmico de pilares de puentes postensados con amortiguadores viscoelásticos externos; los resultados obtenidos expusieron un aumento significativo en la resistencia y en la amortiguación de la subestructura del puente postensado, el análisis del historial de tiempo indicó que el amortiguador viscoelástico en estudio puede reducir efectivamente las respuestas dinámicas estructurales y mejorar el rendimiento sísmico del sistema híbrido. En este caso específicamente se usaron amortiguadores viscoelásticos en la base de los pilares, elementos diferentes de los aisladores sísmicos que se evaluaron en el caso de estudio del presente documento; por otro lado la ubicación de estos aisladores se determinó en la base de las vigas postensadas de la superestructura y no de los pilares, como se realizó en el estudio mencionado, mostrando un factor diferencial que amplifica el rango de estudio de la protección sísmica no convencional en puentes.

Los U-FREIs se han evaluado en la mayoría de estudios para estructuras tipo edificaciones, en obras civiles como lo son los puentes, han tenido un rango reducido de estudios. Uno de ellos es el estudio realizado por Al-anany & Tait, 2017, donde se evalúan las rigideces verticales, horizontales y rotacionales de estos elementos, llegando finalmente a la conclusión que la rotación del aislador no presentó problemas de inestabilidad. Otro estudio similar, evidenció un análisis de estos aisladores para puentes bajo modelaciones tridimensionales en elementos finitos para evaluar las tensiones y deformaciones que desarrollan los aisladores bajo la carga máxima aplicada, comparando la respuesta de tres aisladores, cuya diferencia radicaba en la geometría en planta, demostrando que la deformación rotacional tiene poco efecto en la respuesta lateral de todos los aisladores, pero fue menos incidente para los aisladores con relaciones de geometría en planta más bajas (Al-anany & Tait, 2017b). El anterior análisis se realizó directamente sobre las propiedades intrínsecas de los aisladores tipo U-FREIs en puentes, sin embargo, otras investigaciones han analizado de manera global el comportamiento de puentes haciendo usos de este tipo de aisladores y se ha demostrado que los U-FREIs tienen el potencial de mejorar de

manera eficiente la respuesta sísmica en puentes vehiculares durante un evento sísmico, al aislar las vigas de la superestructura de los estribos y pórticos de la subestructura (Isolators & Eeri, 2018).

Sin ir muy lejos, en Colombia, Rico & Chio (2012), estudiaron el uso de aisladores de base de las vigas de la superestructura en puentes de concreto simplemente apoyados, usando como estudio de caso el Viaducto La Flora, ubicado en la ciudad de Bucaramanga; se encontró que los diferentes sistemas de aislamiento sísmico reducen considerablemente la demanda de desplazamientos y fuerzas cortantes en las pilas del puente que le inducen los probables terremotos que puedan ocurrir.

Sin embargo, estos estudios se han enfocado más en analizar la respuesta dinámica global de la estructura y no en el diseño detallado de cada elemento que compone el puente, por lo cual los análisis del estudio de caso presentado a continuación, tienen como objeto profundizar aún más en el tema y mostrar resultados en términos de ahorros de secciones y cuantías al usar U-FREIs en puentes, que denoten la viabilidad económica de su implementación. Para cumplir dichos objetivos, es necesario realizar el diseño acucioso de cada elemento que compone el puente (vigas, pórticos y estribos) teniendo en cuenta las cargas plenas a las que el puente está sometido sin aislamiento y las cargas reducidas que provee el aislamiento sísmico en puentes nuevos y existentes; presentando finalmente dos propuestas de diseño que al ser comparadas, en términos de volúmenes y cuantías, muestren la incidencia de usar U-FREIs en los apoyos de las vigas de la superestructura en los costos directos.

6.3. Marco Teórico

6.3.1. Marco Teórico Vigas Postensadas

Para realizar el diseño de las vigas postensadas se deben seguir los siguientes requerimientos:

Predimensionamiento: altura estimada de la viga según tabla 2.5.2.6.3-1 CCP-14

Avalúo de cargas (Tabla 2)

Tabla 2. Definición de Cargas a evaluar en el diseño de vigas postensadas (elaboración propia)

Tipo de Carga	Simbología	Definición	Descripción
Carga Muerta	DC	Peso propio de tablero	Carga Distribuida
		Peso de barrera en concreto tipo new jersey	Carga Distribuida
		Peso propio de las vigas	Carga Distribuida
		Peso propio de los diafragmas	Cargas Puntuales
	DW	Peso de la carpeta asfáltica	Carga Distribuida
Carga Viva	LL	Carga Viva Vehicular	<p>Líneas de influencia según los siguientes casos de carga</p> <ul style="list-style-type: none"> - CASO 1: un solo vehículo ubicado en cualquier punto de la viga con distancia variable entre las llantas medias y traseras de 4.3 a 9 metros como lo indica la norma. Esta condición incluye carga distribuida que indica la norma CCP-14 de 10.3 kN/m. - CASO 2: dos vehículos ubicados en cualquier punto de la viga con distancia variable entre las llantas delanteras de uno y traseras de otro de 4.3 a 9 metros como lo indica la norma. Esta condición incluye carga distribuida que indica la norma CCP-14 de 10.3 kN/m. - CASO 3: tres vehículos ubicados en cualquier punto de la viga con distancia variable entre las llantas delanteras de uno y traseras de otro de 4.3 a 9 metros como lo indica la norma. Esta condición incluye carga distribuida que indica la norma CCP-14 de 10.3 kN/m. - CASO 4: un solo vehículo tándem ubicado en cualquier punto de la viga con distancia fija entre llantas de 1.25 metros como lo indica la norma. Esta condición incluye carga distribuida que indica la norma CCP-14 de 10.3 kN/m. - CASO 5: un solo vehículo tándem ubicado en cualquier punto de la viga con distancia variable entre llantas de 4.3 a 9 metros. Esta condición incluye carga distribuida que indica la norma CCP-14 de 10.3 kN/m, únicamente en la luz en la que el camión se encuentra.
	IM	Incremento de carga dinámica vehicular	Se asume el incremento de la carga vehicular en un 33%
	Factor de Distribución		En la Tablas 4.6.2.2.2-1 de la norma CCP-14 se encuentran las expresiones que permiten calcular el factor de distribución de cargas para momentos en vigas teniendo en cuenta el tipo de superestructura a diseñar.

Definición de materiales: las propiedades de los materiales a usar se definen según la resistencia a la compresión del concreto a usar, el esfuerzo de fluencia del acero de tensionamiento y del acero de refuerzo, al igual que la resistencia de tracción para el acero de preesfuerzo. Conociendo la resistencia a la compresión del concreto ($f'c$) se procede a definir los límites a compresión en el concreto preesforzado antes y después de las pérdidas ($f'ci$ y $f'cf$) y los límites para los esfuerzos de tracción en el concreto preesforzado en el estado límite de servicio antes y después de las pérdidas (fti y ftf), esto teniendo en cuenta los parámetros que la norma CCP-14 plantea en las Tablas 5.9.4.2.1-1 y 5.9.4.1.1-1/ 5.9.4.2.2-1, respectivamente de la CCP-14

Cálculo de factor de Distribución de Carga y Definición del Factor de Impacto: en la CCP-14 se encuentran las expresiones que permiten calcular el factor de distribución de cargas para cortantes y momentos en vigas teniendo en cuenta el tipo de superestructura a diseñar.

Diseño a Momentos: Valoración de la fuerza de tensionamiento según el chequeo detallado de las etapas de tensionamiento. Se debe realizar:

Verificación de estados de esfuerzos con la sección neta del concreto

Verificación del máximo esfuerzo sobre el acero más solicitado

Diseño a Cortante:

Resistencias al esfuerzo cortante suministrada por el concreto (V_{ci} y V_{cw}): De acuerdo con el CCP-14, la resistencia al corte V_c provista por el concreto, debe ser el menor de los valores V_{ci} o V_{cw} (Fuerza cortante V_{ci} resistida por el concreto - falla por flexión y corte y Fuerza cortante resistida por el concreto V_{cw} - Falla en el alma de la viga).

Fuerza cortante resistida por el refuerzo no tensionado: estribos.

6.3.2. Marco Teórico Diseño de Estribos

Los estribos de un puente son estructuras de contención, las cuales se diseñan considerando los siguientes conceptos: los empujes laterales de tierra, la pendiente del terreno y la dirección de la resultante del empuje de la masa de terreno, las fuerzas estabilizadoras de gravedad provenientes de la tierra y peso propio de la estructura, la resistencia de los materiales del muro, la capacidad de soporte del suelo que sirve de apoyo a la estructura y las fuerzas de fricción entre las superficies de contacto del suelo y la zapata del muro. El muro debe presentar estabilidad tanto al volcamiento como al deslizamiento, para garantizar el equilibrio del sistema. (Martinez, 2018).

Presiones Laterales del Suelo: En un suelo la presión activa (P_a) se considera como el efecto del empuje de la tierra sobre el muro y es definida como:

$$P_a = k_a * \gamma_s * h \quad \text{Ec 1}$$

donde

P_a = Presión activa de empuje.

γ_s = peso unitario del suelo

k_a = un factor menor a la unidad llamado coeficiente de presión activa el cual varía según el tipo de suelo y la teoría que se esté aplicando para su determinación.

h = altura de la tierra actuando lateralmente en el muro.

El empuje pasivo se opone al activo. La presión pasiva (P_p) se define como:

$$P_p = k_p * \gamma_s * h \quad \text{Ec 2}$$

Donde γ es el peso unitario del suelo y k_p un factor menor a la unidad llamado coeficiente de presión pasiva, el cual varía según el tipo de suelo y la teoría que se esté aplicando para su determinación.

donde

P_a = Presión pasiva de empuje.

k_p = un factor menor a la unidad llamado coeficiente de presión pasiva el cual varía según el tipo de suelo y la teoría que se esté aplicando para su determinación.

Predimensionamiento: Los momentos y las cortantes decrecen a lo largo de la pantalla siendo máximos en la base y mínimos en la corona. Se recomienda que el espesor del estribo en la corona se tome aproximadamente como 1/24 de la altura o mínimo de 20 cm para facilitar la colocación del concreto, y que en la base de la pantalla el ancho oscile entre 1/14 y 1/8 con un valor promedio de 1/10 para dar inicio al predimensionamiento (Martinez, 2018).

El espesor de la cimentación debe ser por lo menos igual el espesor de la pantalla en la base, es decir, corresponde a valores entre 1/14 y 1/8 de la altura del muro, pero preferiblemente debe tomarse un valor un poco mayor que el espesor máximo de la pantalla. El espesor mínimo sugerido para la cimentación debe ser de 20 cm que corresponde al ancho mínimo de la corona en la pantalla del muro (Martinez, 2018).

Análisis de Estabilidad: Los estribos deben analizarse en términos estabilidad por volcamiento y por deslizamiento involucrando en los cálculos cargas de servicio.

$$FS_{Volcamiento} = \frac{M_r}{M_e} \quad Ec 3$$

$$FS_{deslizamiento} = \frac{\mu_r * R_r}{H_e} \quad Ec 4$$

Donde:

M_r = corresponde al momento resistente, de las fuerzas verticales que impiden el volcamiento

M_e = momento de las fuerzas horizontales que tratan de producir el volcamiento.

R_r = resultante de todas las cargas verticales

H_e = resultante de las fuerzas del empuje horizontal del terreno de relleno más sobrepeso.

μ_r = coeficiente de fricción entre el material en la base del muro y el concreto.

Diseño a Flexión y Chequeo a Cortante: el diseño a flexión y cortante del estribo se debe realizar según lo expresado en la ecuación Ec 5 y Ec 6 respectivamente (Ministerio de Transporte Instituto Nacional de Vías, 2014).

$$\phi M_n = \phi * \rho * f_y * d^2 * \left(1 - 0,59 * \rho * \frac{f_y}{f'_c} \right) \quad Ec 5$$

$$\phi V_n = \phi * \frac{\sqrt{f'_c}}{6} * b * d \quad Ec 6$$

6.3.3. Marco Teórico Diseño de Pórticos Centrales

El diseño de un pórtico central debe hacerse según el método de diseño por factores de carga resistencia (LRFD-Load and Resistance Factor Design) según lo propone la norma CCP-14, donde las cargas de diseño se mayoran y las resistencias se reducen según factores mayor a la unidad y menor a la unidad, respectivamente.

Diseño de la Viga Pórtico: el diseño de la viga pórtico debe realizarse según los criterios de momento último, el cual debe ser menor al momento nominal resistido por la misma. Debe cumplirse con un acero mínimo según el momento de agrietamiento de la viga (M_{cr}) y el momento último mayorado en un 30% ($1.30 * M_{cu}$). Finalmente, debe chequearse la armadura por contracción y temperatura en las caras laterales de la viga, revisar el estado límite de servicio y chequear la armadura superficial para limitar la fisuración del alma. Lo anterior en términos de refuerzo longitudinal, en términos de refuerzo transversal debe realizar con el debido chequeo a cortante, en este tipo de vigas el diseño a cortante es predominante debido a que las cargas puntuales que transmiten las vigas del puente.

Diseño Pilares: los parámetros de diseño de pilares de puentes según la norma AASHTO-LRFD deben ser los siguientes: refuerzo máximo y mínimo en miembros a compresión, resistencia axial y flexión biaxial y armadura transversal para elementos sometidos a compresión.

6.3.4. Marco Teórico AASHTO Guía de Especificaciones para Diseño Sísmico de Puentes Aislados

Las estructuras sísmicamente aisladas se han desempeñado como se esperaba en terremotos recientes y el registro de estas estructuras muestra una buena correlación entre la predicción analítica y el rendimiento registrado. La intención básica del aislamiento sísmico es aumentar el

período fundamental de vibración de modo que la estructura esté sujeta a fuerzas sísmicas más bajas. Sin embargo, la reducción en la fuerza va acompañada de un aumento en la demanda de desplazamiento que debe acomodarse dentro del soporte flexible.

- **Amenaza Sísmica:** se caracterizará de la misma manera que en el sitio de un puente convencional. Para ello se debe utilizar un espectro de respuesta de aceleración o un conjunto de historias de tiempo de aceleración en tierra. Los efectos del sitio se determinarán según la clase de sitio y los factores correspondientes del sitio. Factores del sitio para período cero (F_{pg}), período corto (F_a) y período largo (F_v).
- **Espectro de Diseño:** el diseño de puentes convencionales se realiza con espectros de diseño con periodos de retorno de 1000 años. Para puentes aislados deben usarse espectros de diseño con periodos de retorno de 2500 aproximadamente.
- **Factor de Modificación de Respuesta (R):** para todas las subestructuras no debe ser mayor a 1.5.
- **Procedimientos de Análisis:** se debe utilizar uno o más de los siguientes procedimientos en el análisis de un puente sísmicamente aislado: procedimiento 1 (método simplificado), procedimiento 2 (método espectral unimodal), procedimiento 3 (método espectral multimodal) y procedimiento 4 (método de historial de tiempo).
- **Propiedades de Diseño del Sistema de Aislamiento:** propiedades nominales de diseño (rigidez efectiva mínima y máxima) y factores de modificación de las propiedades del sistema de aislamiento (λ) los cuales debe incluir la consideración de los efectos de la temperatura, el envejecimiento, el raspado, la velocidad, el desplazamiento y la contaminación. Los siguientes factores de ajuste se aplicarán a todos los factores λ excepto el factor de velocidad

1,00 para puentes críticos

0.75 para puentes esenciales

0,66 para todos los demás puentes.

- **Tolerancias:** no serán inferiores a una pulgada o al 80% del desplazamiento dado por la siguiente ecuación:

$$d = \left(\frac{g}{4 * \pi^2} \right) * \frac{S_{D1} * T_{eff}}{B_L} \quad Ec 7$$

- **Otros Requerimientos:**
 - **Fuerzas laterales no sísmicas:** el sistema de aislamiento debe resistir todas las combinaciones de carga lateral sísmicas o no sísmicas.
 - **Fuerza de restauración lateral:** el sistema de aislamiento se configurará para producir una fuerza de restauración lateral.
 - **Capacidad de carga vertical:** la capacidad de carga vertical del sistema de aislamiento en su estado no deformado lateralmente debe ser al menos tres veces la carga vertical aplicada.
 - **Capacidad rotacional:** la capacidad de rotación de diseño de la unidad de aislamiento debe incluir los efectos de las cargas muertas, la carga viva y las desalineaciones de la construcción. En ningún caso la rotación de diseño para la desalineación de la construcción será inferior a 0.005 rad
- **Pruebas Requeridas del Sistema de Aislamiento:** Todos los sistemas de aislamiento deberán verificar su rendimiento sísmico mediante pruebas. En general, hay tres tipos de pruebas para realizar en sistemas de aislamiento: prueba de caracterización del sistema, pruebas de prototipo y pruebas de control de calidad.
- **Apoyos Elastoméricos:** los procedimientos de diseño se basarán en cargas de servicio.

6.3.5. Marco Teórico Aisladores Fibro-reforzados Sin Conexión (U-FREIs)

La finalidad del aislamiento sísmico es conseguir que la energía que llega a la estructura proveniente de un sismo pueda ser disipada al máximo por medio de elementos flexibles horizontalmente, denominados “aisladores sísmicos”, los cuales son colocados usualmente entre la superestructura y subestructura de un puente. Los sistemas de aislamiento sísmico hacen que la frecuencia fundamental de la superestructura (vigas y tablero) disminuya y sea de menor magnitud que la frecuencia de la subestructura (base fija). Al disminuir la frecuencia fundamental de la estructura, se aumenta el período, disminuyendo así la aceleración espectral. En una estructura aislada sísmicamente los esfuerzos basales ocasionados por el sismo son más pequeños que los de la misma estructura sin un sistema de aislamiento. La principal ventaja del aislamiento sísmico es asegurar la funcionalidad de la estructura antes, durante y después del evento extremo (Suarez, 2017).

Los aisladores en la base han surgido como una solución eficaz al problema sísmico que enfrentan las estructuras civiles. Ejemplo de estos son los dispositivos convencionales denominados aisladores reforzados con acero (SREI); dentro de esta clasificación se incluyen los aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDRB-High Damping Rubber), los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB-Lead Rubber Bearings), el sistema de péndulo de fricción (FPS-Friction Pendulum System), entre otros. Estos aisladores están compuestos por dispositivos de conexión que los hacen pesados y costosos, lo que los convierte en una alternativa económicamente difícil de aplicar, más que todo en países en vía de desarrollo, como Colombia.

Los U-FREIs se han propuesto como una solución al aislamiento de estructuras sin necesidad de incurrir en altos costos (Figura 13). Los U-FREIs cumplen la misma función de un aislador sísmico convencional, ya descrita anteriormente, con la única diferencia de que no tienen placas de conexión a la estructura, eliminando los costos de conexión y a su vez, permitiendo que se liberen tensiones durante el proceso volcamiento; además están reforzados con fibras de diferentes materiales (e. g. carbono y poliéster) y no con láminas de metales pesados lo cual reduce los costos, ya que el refuerzo con fibras de poliéster y no con láminas de acero, por ejemplo, es mucho más económico; por otro lado las fibras proveen un elemento menos pesado, lo cual reduce costos de la edificación. Los aisladores convencionales con placas de conexión deben ser importados, lo cual genera un costo adicional. Con los U-FREIs se busca eliminar los costos de importación y de las placas de conexión (Losanno et al., 2019).

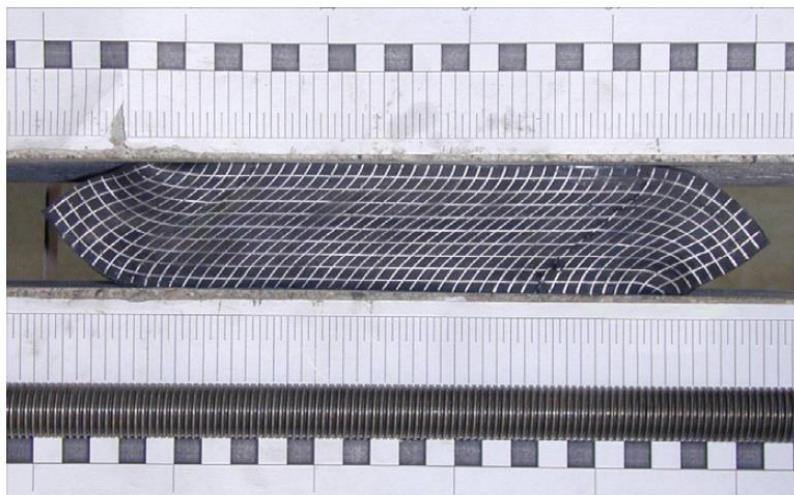


Figura 13. Deformación de aislador elastomérico reforzado con fibra no anclado a la estructura. (Russo, Pauletta, & Cortesia, 2013)

En los últimos años varios autores han desarrollado modelos analíticos que deducen las rigideces horizontal y vertical de los SREI convencionales, los cuales se resumen con las siguientes expresiones:

$$K_H = \frac{G * A}{H_r} \quad Ec 8$$

$$K_V = \frac{E_c^f * A}{H_r} \quad Ec 9$$

Donde:

K_H : rigidez horizontal del aislador.

K_V : rigidez vertical del aislador.

A: área de sección transversal completa del aislador

H_r : es la altura total del caucho

G: módulo de corte del material del aislador.

E_c^f : módulo de compresión en el caso de refuerzo flexible.

El cálculo del área de sección transversal del aislador (A), el módulo de corte (G) y el módulo de compresión (E_c^f), varía según la efectividad planteada por cada autor que ha estudiado el tema, sin embargo, las expresiones expuestas resumen los modelos propuestos.

En las investigaciones experimentales realizadas por Losanno et al. en 2019 se deduce un modelo matemático para dos tipos de U-FREIs tomando como base las expresiones de los aisladores SREI, variando el cálculo de la sección efectiva, módulo de corte efectivo y altura efectiva del aislador; este modelo matemático se resume en los siguientes pasos:

Paso 1: se calcula el módulo de corte efectivo (G_{eff}) a partir de la curva de caracterización del caucho para las deformaciones esperadas. Esta curva debe ser suministrada por la empresa fabricante.

Paso 2: la altura del aislador comprimido (h), definida como $h = H - u_p$, se estima analíticamente una vez que se ha realizado una prueba de compresión en un aislador. Una expresión que considera el desplazamiento vertical bajo la carga de diseño (u_p) como la suma del desplazamiento del caucho no confinado (u_r) y confinado (u_{rf}): $u_p = u_r + u_{rf}$. En la primera parte, u_r , se calcula como el producto de la altura inicial H y la deformación en el punto límite del cambio de rigidez ($u_r < \varepsilon H$). Esta deformación se obtiene a partir de los resultados de la

prueba de compresión llevados a cabo en el caucho puro una vez que el aislador en estudio conoce el punto límite de cambio de rigidez. La segunda parte, u_{rf} , se calcula utilizando la expresión $u_{rf} = \Delta P / K_V$, donde ΔP es la carga máxima aplicada (P) menos la carga en el límite de cambio de rigidez (P_{sc}). La rigidez teórica vertical K_V se obtiene a partir de la Ec 9.

Paso 3: El área efectiva (Figura 15) se calcula de acuerdo con el nivel de deformación. Como resultado, la parte del aislador en contacto con el soporte y sometida a cizallamiento puro (A_{eff}) será igual al área total (A) menos el área del semicírculo separado (A_d) (Figura 14 y Figura 15). El área separada se calcula como lo indica la expresión Ec 10 y la longitud “ s ” como lo indica la expresión Ec 11. El punto de desprendimiento (d_0) y la longitud (s) de la porción desprendida se calculan como lo indican las expresiones Ec 12 y Ec 13. A_{eff} se calcula como en la ecuación Ec 14 basado en d_0 y el nivel de desplazamiento (d):

$$A_d = R^2 / 2 * (\theta - \sin \theta) \quad 2, \quad \theta = 2 * \arcsin (c / 2R) \quad Ec 10$$

$$d \quad s = \sqrt{\left(R - \frac{s}{2}\right) * 8s} \quad Ec 11$$

$$d_0 = \sqrt{H^2 - h^2}. \quad Ec 12$$

$$s = d - d_0 \quad Ec 13$$

$$A_{eff} = A \quad for \quad d \leq d_0 \quad Ec 14$$

$$A_{eff} = A - A_d \quad for \quad d > d_0$$

Paso 4: se calcula K_H con los Valores obtenidos de G_{eff} y A_{eff} . Dos aspectos importantes de este método deben ser destacados. Primero, es posible suponer que toda la superficie lateral estará en contacto con el soporte superior cuando $s = s_{max}$ donde s_{max} se calcula según lo propuesto en la expresión Ec 15.

$$s_{max} = \pi H / 2. \quad Ec 15$$

Esto significa que el desplazamiento total de vuelco es $d_{max} = d_0 + s_{max}$. El método podría aplicarse hasta ese punto con buena precisión. Sobre la base de las ecuaciones propuestas, se puede afirmar que se espera que los aisladores que experimentan un mayor desplazamiento vertical bajo la carga de diseño P , sean más rígidos en la dirección horizontal, ya que el proceso de desprendimiento demorará más tiempo en comenzar, asegurando así un área de contacto mayor.

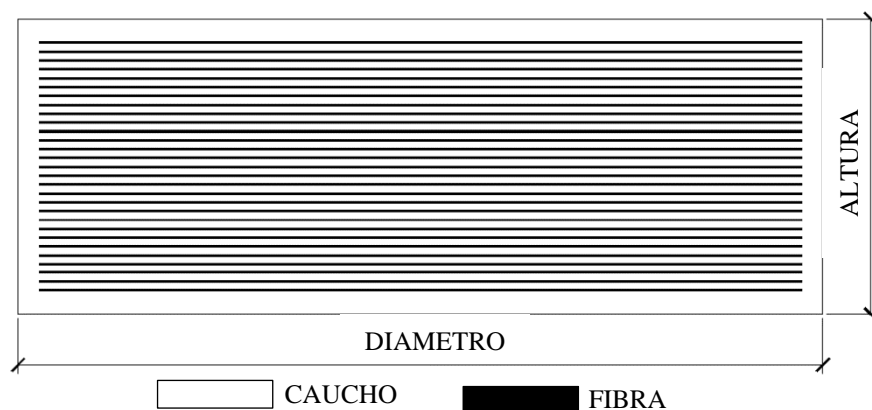


Figura 14. Sección transversal de aisladores fibro-reforzados (elaboración propia)

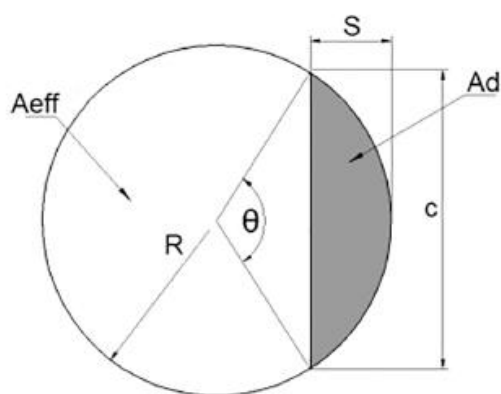


Figura 15. Área Efectiva de aisladores circulares (A_{eff}) (Losanno et al., 2019)

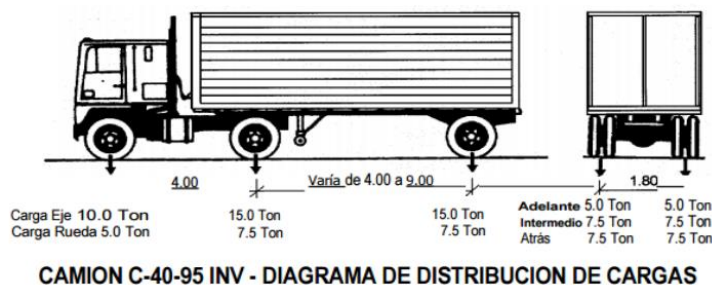
6.3.6. Marco Teórico del Cambio en Normatividad CCDSP-95 – CCP-14

Hasta el 2014 el diseño estructural de puentes tenía como directriz la Norma CCDSP-95, la cuál permitía usar las filosofías de diseño basadas de un lado en los esfuerzos admisibles (ASD) y por otra parte realizando el diseño por los factores de carga (LFD). Luego de 20 años de uso de este código, el Gobierno colombiano por intermedio del Ministerio de Transporte-Invias, actualizó esta normatividad, en función de los avances obtenidos en temas de diseño estructural, que se han tenido a través de investigaciones de la AASHTO en el transcurso de los años, lo cual se ha consolidado dentro de una metodología denominada “Diseño por Estados Límites” (LRFD), considerando factores de carga y resistencia para el diseño estructural. De esta manera, el Ministerio de Transporte-Invias, mediante un convenio con la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS), realizó la actualización que se encuentra vigente, elaborando la Norma CCP-14 en donde se consignan los parámetros para el análisis y diseño de las estructuras que

conforman la infraestructura de la red vial nacional denominada “Norma Colombiana de Diseño de Puentes (CCP-14)” (Pino, 2017).

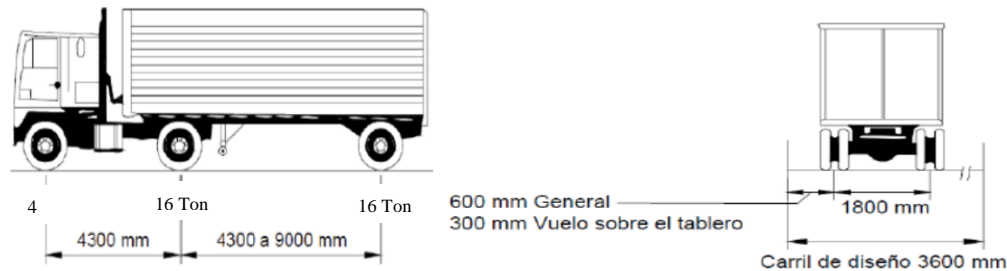
Además de cambiar la metodología de diseño (LFD y ASD a LRFD) la AIS ha establecido el valor de los coeficientes de diseño sismorresistente compatibles con la forma funcional del espectro elástico de diseño seleccionado. Para ello, se ha actualizado la evaluación probabilística de la amenaza sísmica a escala nacional y, a partir de ella, se han calculado dichos coeficientes para todo el territorio nacional. Con respecto al último estudio general de amenaza sísmica de Colombia, se dispone de cinco años más de registros de sismicidad y, por consiguiente, de un mejor entendimiento del entorno sísmico colombiano, lo cual ha permitido realizar actualizaciones relacionadas con los parámetros de sismicidad de las fuentes sismogénicas y utilizar relaciones de atenuación de movimiento fuerte calibradas a partir de registros locales. En la actualización se ha evaluado la amenaza sísmica con un enfoque probabilístico y espectral con el fin de normalizar los valores de los coeficientes sísmico para el diseño, llamados PGA, Ss, S1, utilizando 5 años más de registros y leyes de atenuación de movimiento fuerte, para tener así una probabilidad de excedencia del 7% en 75 años equivalente a un período de retorno promedio de 975 años aproximadamente (Salgado-Gálvez et al., 2016).

En términos de carga las modificaciones de la Norma CCDSP95 a la Norma CCP-14 han sido significativos, pues, además de cambiar el camión de diseño (Figura 16 y Figura 17) se han actualizado las directrices para la designación de los factores de carga e impacto:



Fuente: CCDSP - 95

Figura 16. Características Camión CCDSP-95 (Pino, 2017)



Fuente: CCP-14

Figura 17. Características Camión CCP-14 (Ministerio de Transporte Instituto Nacional de Vías, 2014)

Comparando los camiones de diseño, en primera instancia se observa que sumando la totalidad de cargas por eje de ruedas (CCDSP-95=15ton+15ton+10ton=40 ton > CCP-14=4 ton+16ton+16ton=36 ton) la Norma CCDSP-95 proponía una condición de carga más alta, sin embargo la CCP-14 propone dos condiciones de carga, la ya descrita por el camión de peso 36 t o un camión tándem de 25 t con una carga distribuida de 1.03 t/m; por lo tanto, para puentes con luces superiores a los 15 m, las condiciones de carga de viva son más altas bajo los parámetros propuestos por la nueva Norma CCP-14.

Comparando las filosofías basada en esfuerzos admisibles ASD y factores de carga y resistencia - LRFD, la diferencia radica en que el método ASD no se mayor la carga por trabajar en el rango elástico de los materiales bajo cargas de servicio, mientras que, para el CCP-14, el valor de la carga viva está afectado por un valor de mayoración en un 1.75 para el estado límite de resistencia. Los factores de impacto obtenidos al usar el código CCDSP-95 resultan menores y están en función de la luz del puente con un máximo del 30%, mientras que al aplicar el CCP14, se da un valor único del 33%. Con relación a los factores de distribución los valores que designan que porcentaje de carga se distribuye a una viga interior o exterior son mayores para el código CCP-14 (Pino, 2017).

La lista de diferencias entre las normas de diseño CCDSP-95 y CCP-14 puede seguir extendiéndose, y siempre se llegará a la conclusión que han aumentado las solicitaciones de cargas gravitacionales y sísmicas, como lo expresan investigaciones en el tema como lo son Pino, (2017), Salgado-Gálvez et al.,(2016), ANI, (2015), entre otras.

7. DIRECTORA Y CODIRECTOR DEL TRABAJO DE GRADO

La directora para el trabajo de grado es la Ingeniera Ingrid Elizabeth Madera Sierra, quien tiene la siguiente formación académica:

Doctorado en Ingeniería, Universidad del Valle
Maestría en Ingeniería Civil, Universidad del Valle
Especialización en Estructuras, Universidad del Valle
Pregrado Ingeniería Civil, Universidad del Valle

El codirector para el trabajo de grado es el ingeniero Julián Andrés Julián Enríquez Quintero, quien tiene la siguiente formación académica:

Maestría en Ingeniería Civil, Universidad del Valle
Especialización en Estructuras, Universidad del Valle
Pregrado Ingeniería Civil, Universidad del Valle

8. DESCRIPCIÓN DEL PUENTE A ANALIZAR

El 27,8% de los puentes de la red vial de Colombia son tipo viga losa de una y dos luces como superestructura y como subestructura estribos y pórticos (porcentaje considerablemente alto frente otras tipologías de puentes - Figura 4). Específicamente, para este estudio se seleccionó un puente ubicado sobre la vía Palmira – Tuluá del departamento del Valle del Cauca, de dos luces, con una superestructura compuesta por 5 cinco vigas postensadas, y una subestructura conformada por dos estribos y un pórtico central (Figura 18, Figura 19 y Figura 20).

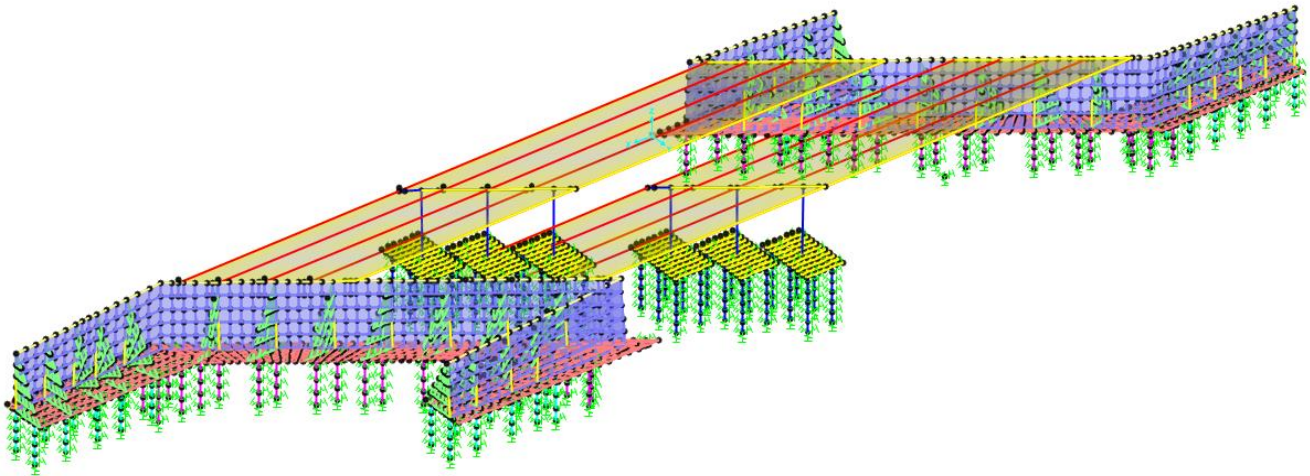


Figura 18. Modelación tridimensional del puente en análisis (elaboración propia).

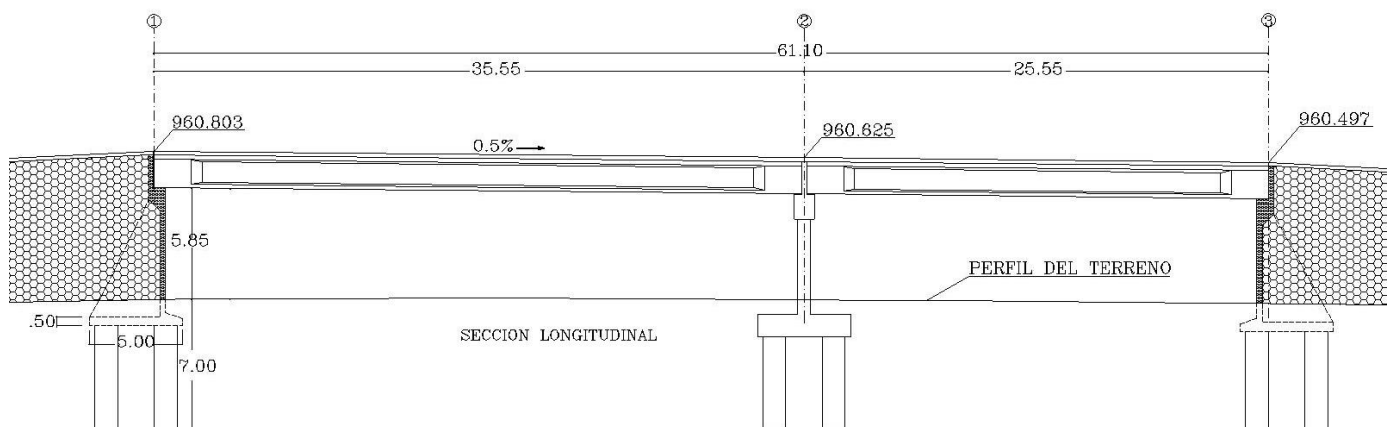


Figura 19. Corte Longitudinal del puente (información suministrada para chequeo estructural).

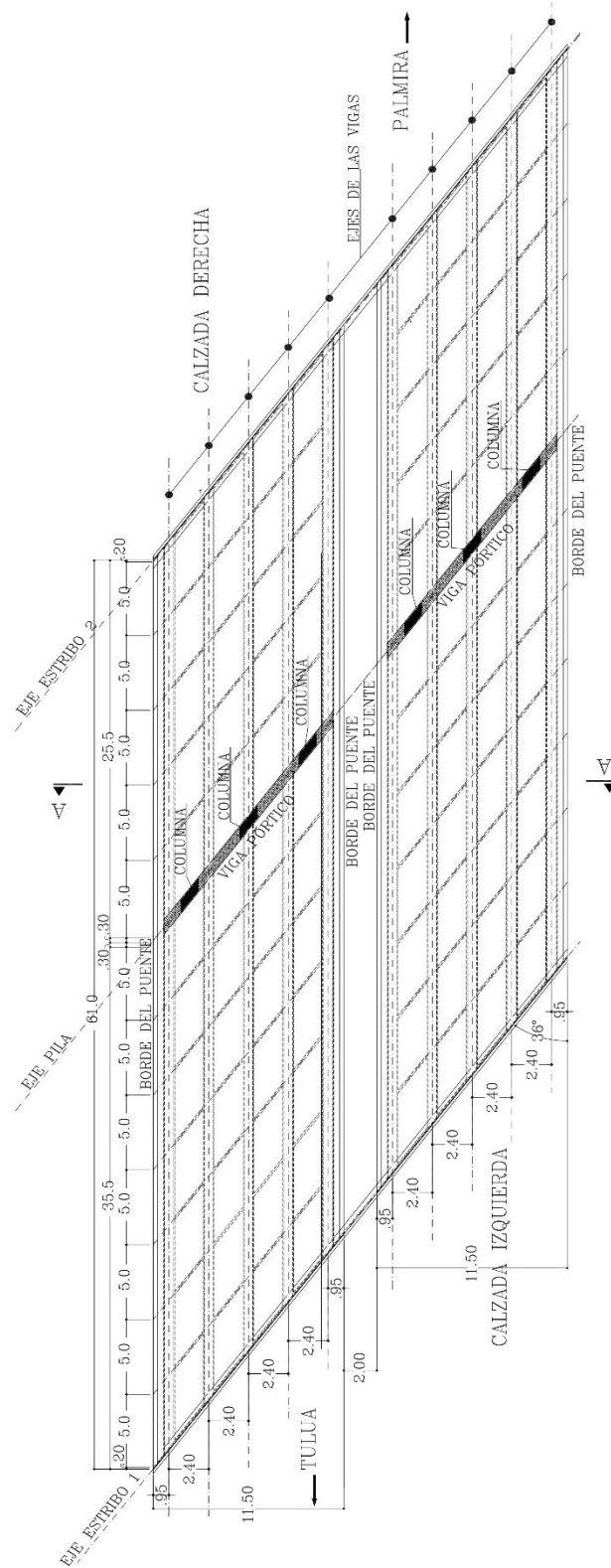


Figura 20. Distribución geométrica en planta de la superestructura del puente (información suministrada para chequeo estructural).

Sistema Estructural de Superestructura: Vigas Postensadas (Figura 21).

- Longitud Total: 61,1 m.
- Luz 1: 35.55 m.
- Luz 2: 25.55 m.
- Número de Apoyos de Vigas: 3.
- Distancia Entre Vigas: 2,4 m
- Material de Carpeta de Rodadura: Asfalto.
- Espesor Carpeta de Rodadura: 5 cm.
- Espesor Losa: 20 cm.
- Numero de Vigas: 10 (5 por luz).
- Altura de viga: 1.75 m.
- Ancho de viga: 0.55 m.

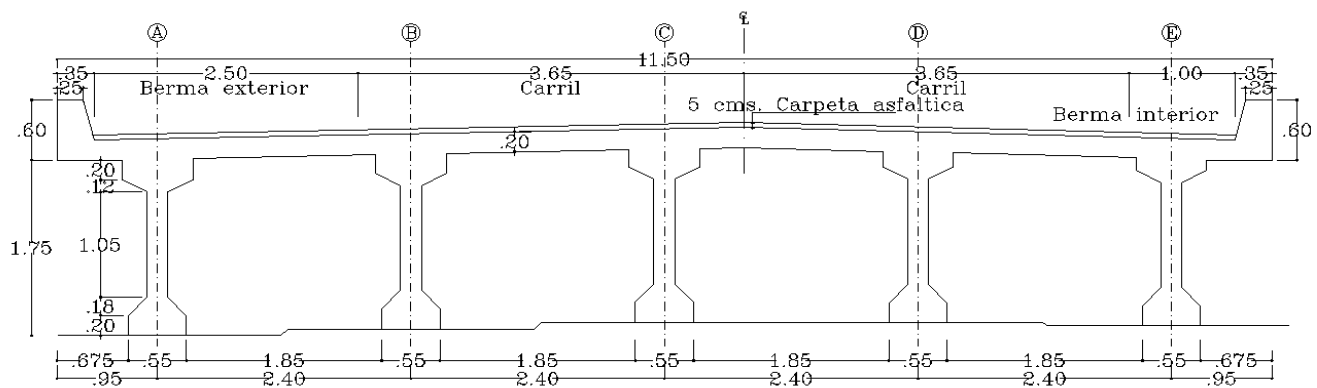


Figura 21. Distribución geométrica en corte de la superestructura del puente – corte AA de la Figura 20 (información suministrada para chequeo estructural)

Las características geométricas del pórtico central son (Figura 22):

- Altura de Pila: 4,50 m.
- Empotramiento de la Pila: 0,50 m.
- Dimensión Longitudinal de la Viga Pórtico que Sobresale de la Pila: 1,00 m.
- Distancia Pila y Pila 3,6 m.
- Longitud Total de la Viga pórtico: 11 m.
- Número de pilas por pórtico: 3.
- Número de pórticos: 2.

- Número de vigas por pórtico: 5.
- Tipo de cimentación: pilotes de 90 cm de diámetros con 4,5 m de longitud aproximadamente.

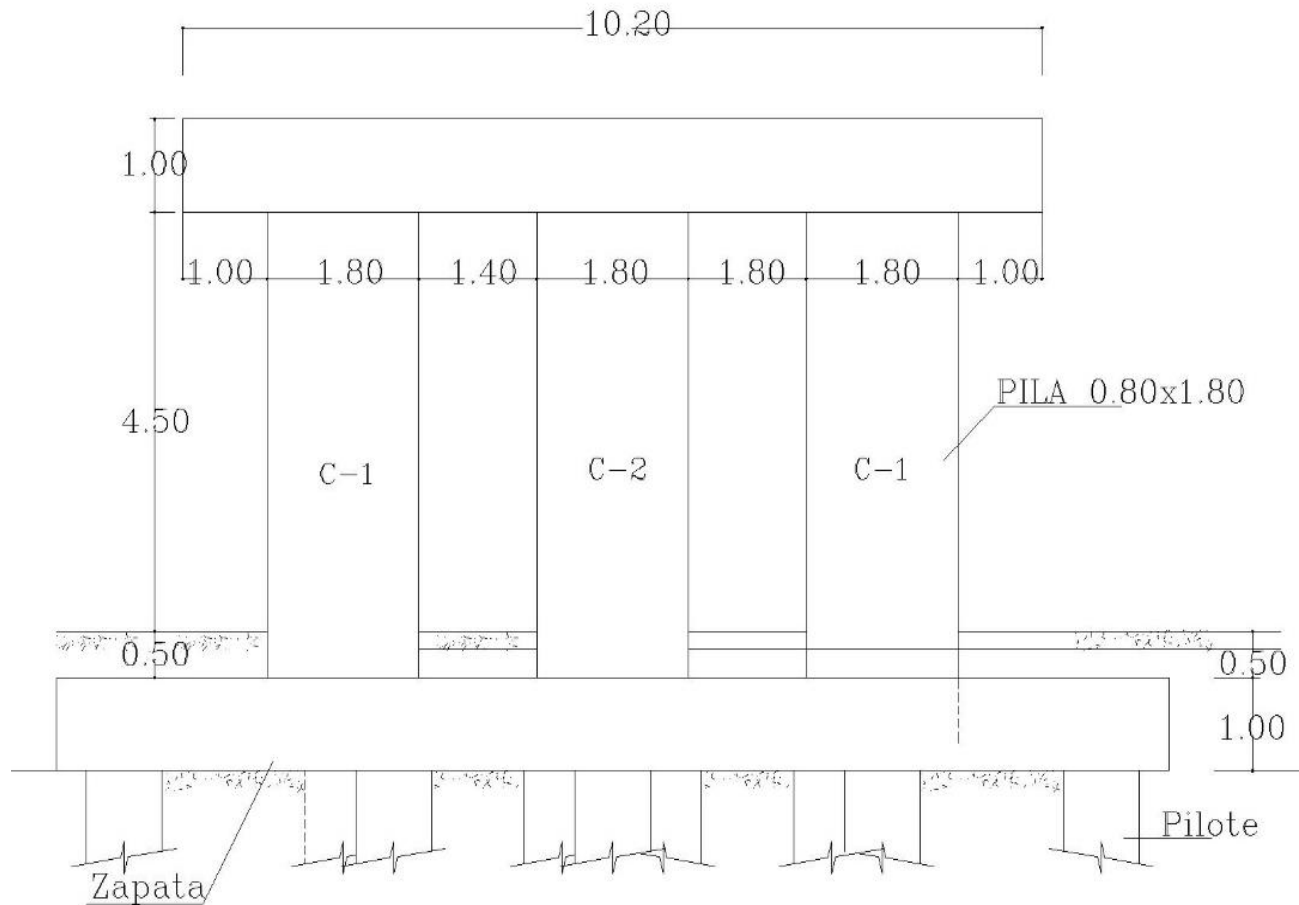


Figura 22. Pórtico central (información suministrada para chequeo estructural).

Las características geométricas del estribo típico son (Figura 23):

- Luz de Zapata: 47 m.
- Longitud de estribo: 43, 5 m.
- Altura aproximada: 6,2 m.
- Contrafuertes: 1 cada 3 m.
- Tipo de cimentación: Pilotes de 1,15, 1,25 y 1,50 m de diámetro y 4,5 m de longitud aproximadamente.

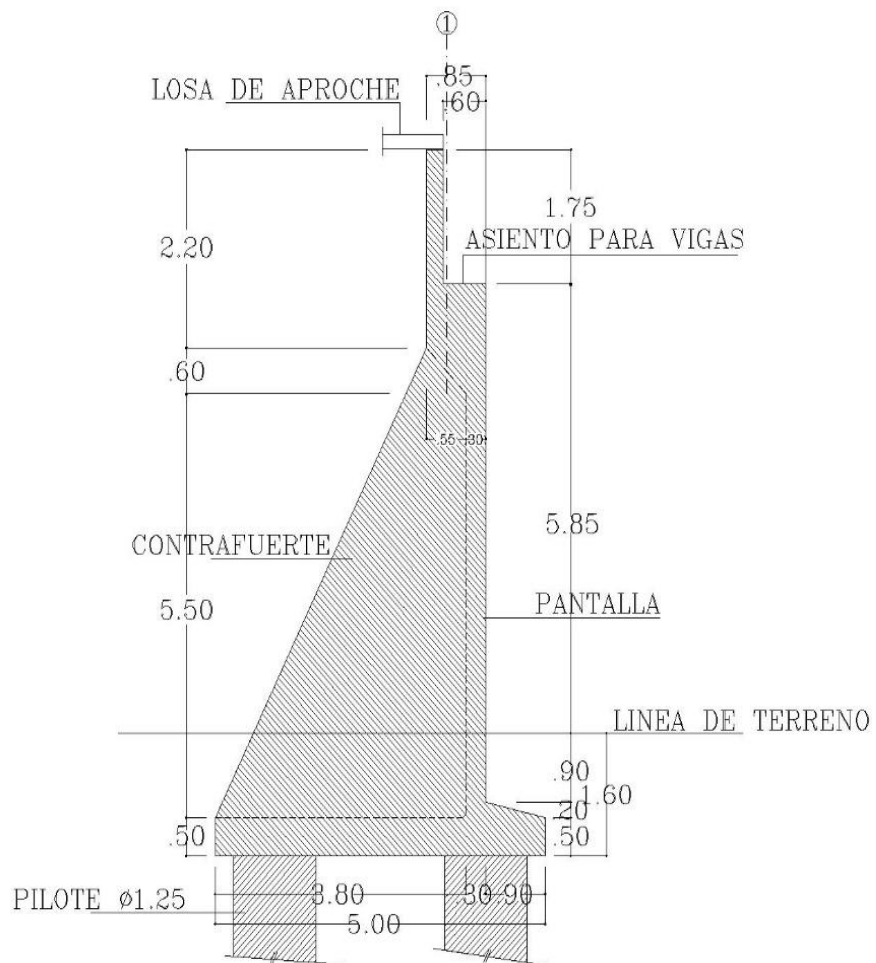


Figura 23. Sección típica de estribo (información suministrada para chequeo estructural).

Las propiedades geométricas y de materiales más definidas del puente a evaluar en cada uno de los diseños, se pueden ver con más detalle en los ANEXOS 1, 2, 3 y 4 del presente documento.

9. DISEÑO Y COMPARACIÓN DEL NUEVO PUENTE CON Y SIN AISLADORES TIPO U-FREIs EN LOS APOYOS DE LAS VIGAS

Con el fin de comparar las propuestas del puente sin aislamiento sísmico (DNPSA) y del puente con aislamiento sísmico (DNPCA), se tuvieron en cuenta las siguientes evaluaciones:

- Diseño de Vigas Postensadas.
- Diseño del del Pórtico Central
- Diseño del Estribo
- Diseño de Dados-Zapatatas
- Diseño de Pilotes

El análisis más detallado de las propuestas DNPSA y DNPCA se encuentran en el ANEXO 1 y en el ANEXO 2 respectivamente, del presente documento.

9.1. Generalidades de Diseño

Para el diseño de cada uno de los elementos del puente bajo las dos propuestas se realizó la evaluación de cargas muertas, cargas vehiculares, cargas de viento, cargas de terreno y cargas de sismo, con las respectivas combinaciones de diseño propuestas por la CCP-14 para el diseño sin aislamiento y los requerimientos de diseño según la guía de diseño de puentes aislados de la AASHTO. En la etapa de diseño, se analizó la estructura utilizando apoyos convencionales de neopreno (DNPSA), y, como una opción alternativa, haciendo uso de los aisladores tipo U-FREIs en la base las vigas postensadas, es decir, entre la subestructura y la superestructura (DNPCA) (Figura 24).

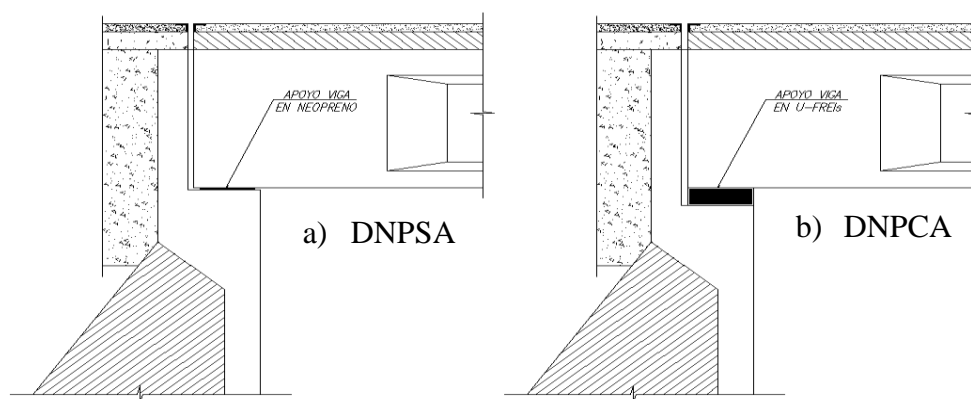


Figura 24. Detalle del apoyo de las vigas postensadas a la subestructura a) con el neopreno (DNPSA) y b) con los aisladores (DNPCA).

9.1.1. Espectros de diseño

En términos de cargas sísmicas se debe tener en cuenta dos espectros de diseño:

- Espectro de diseño para 1.000 años de periodo de retorno, para el diseño del puente sin aislamiento en el apoyo de las vigas.
- Espectro de diseño para 2.475 años de periodo de retorno, para el diseño del puente con aislamiento en el apoyo de las vigas.

Según lo dispuesto en la CCP-14 los puentes deben diseñarse con un espectro de un periodo de retorno igual o superior a 1.000 años. Por otro lado, de acuerdo con la Guía de Diseño de Aisladores Sísmicos de la AASHTO (AASHTO, 2014) los puentes con aisladores sísmicos deben diseñarse con un espectro de un periodo de retorno de 2.500 años. Para cumplir con este requerimiento se decide trabajar con el espectro de diseño propuesto por la guía de diseño AIS180-13 (AISC-180, 2012), donde se propone en el Apéndice A “Determinación de las Fuerzas Sísmicas de Diseño de Acuerdo con ASCE7-10” las propiedades de sitio, según cada localidad geográfica de Colombia, necesarias para el cálculo del espectro de diseño para un periodo de retorno de 2,475 años y amortiguamiento del 5% (Figura 25).

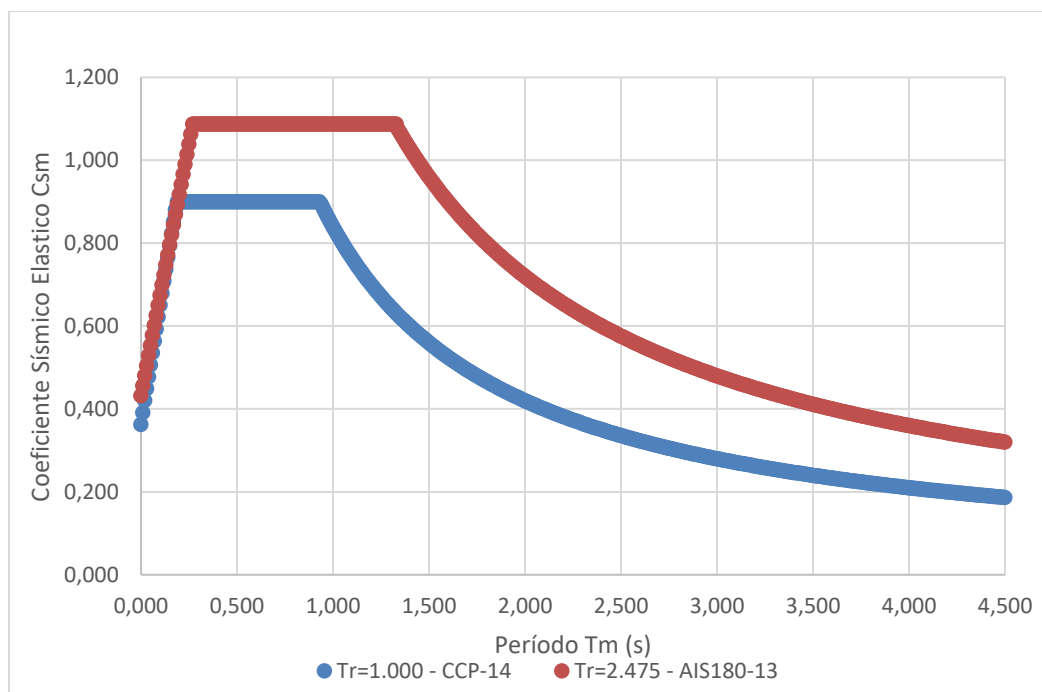


Figura 25. Espectros de aceleraciones de diseño (elaboración propia).

Las cargas aplicadas en el puente para el diseño fueron:

- Carga Muerta: peso propio de los elementos
- Carga de Carpeta de Rodadura: peso de parapetos y asfalto.
- Carga Viva: carga vehicular según líneas de influencia definida por casos de carga que se evalúan según ubicación del vehículo de diseño a lo largo de la viga.
- Carga sísmica: según espectro de diseño.
- Carga de Frenado: se toma como el 25% adicional del peso total del camión de diseño.
- Carga de Viento: se aplica una carga equivalente sobre superficie laterales de vigas y camiones.
- Carga Laterales de Estribos por Rellenos: empuje pasivo (H_{EP}), empuje sobre carga (H_{LS}), empuje lateral de tierra (H_{EH}) y empuje de acción sísmica (H_{EQ}).

Tabla 3. Combinaciones y Factores de Carga (Fuente: Tabla 3.4.1-1 de la CCP-14).

Estado Límite de la Combinación de carga	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use uno de estos a la vez				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Resistencia I (a menos que se indique)	γ_p	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia II	γ_p	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia III	γ_p	-	1.00	1.40 0	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia IV	γ_p	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-	-
Resistencia V	γ_p	1.35	1.00	0.40 0	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Evento Extremo I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-
Evento Extremo II	γ_p	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
Servicio I	1.00	1.00	1.00	0.30 0	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	-	-	-	-	-	-	-
Servicio III	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio IV	1.00	-	1.00	0.70 0	-	1.00	1.00/1.20	-	1.0	-	-	-	-	-
Fatiga I- Sólo LL, IM & CE	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fatiga I II- Sólo LL, IM & CE	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

9.1.2. Caracterización de los Aisladores Sísmicos U-FREIs

Después de realizar el diseño detallado del aislador sísmico presentado en el ANEXO 2, se obtuvo un aislador con las características propuestas en la Tabla 4. Dichas características fueron usadas

para la definición de elementos tipo Links del modelo en SAP, para simular los aisladores sísmicos en la modelación (Figura 26).

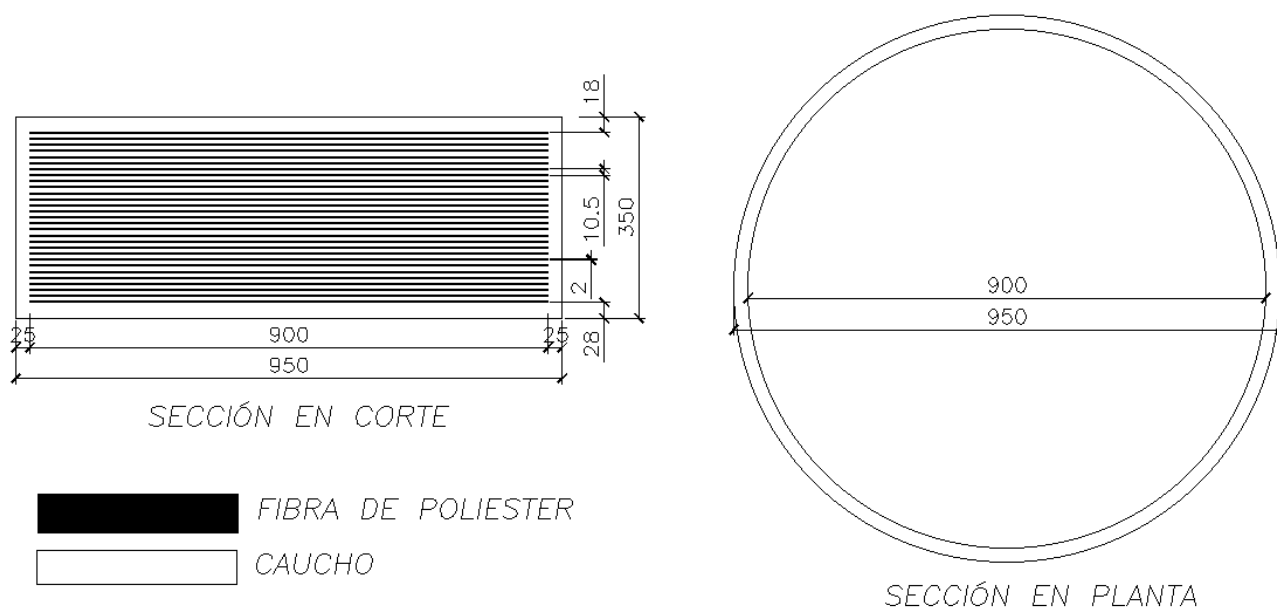


Figura 26. Esquema del aislador sísmico tipo U-FREIs (elaboración propia).

Tabla 4. Resumen propiedades de los aisladores sísmicos (elaboración propia).

DATO	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD
Altura Total del Aislador	H	35	Cm
Diámetro del Aislador	D	90	cm
Densidad de la Fibra	γ_{fiber}	0,1	kg/m ³
Densidad del Caucho	γ_{caucho}	950	kg/m ³
Masa Aislador	Ma	16,7	kg
Peso Aislador	Wa	164	kg
Rigidez efectiva Vertical	Kv	333677	kg/cm
Amortiguamiento Efectivo Vertical	Cv	270	kg*seg/cm
Rigidez efectiva Horizontal	Kh	814	kg/cm
Amortiguamiento Efectivo Horizontal	Ch	97	kg*seg/cm
Rigidez Horizontal	K	2605	kg/cm
Fuerza de Fluencia	Fy	7815	kg
Relación de Rigidez Post Fluencia	K_2/K_1	0,24	N.A

9.2. Diseño de la Estructura

Después de realizar la modelación en el software SAP 2000 del puente descrito anteriormente, con la definición de materiales, secciones geométricas y la asignación de cargas descritas en los

apartados 15.1.2. y 15.1.3. del ANEXO 1, para la estructura con apoyos convencionales de neopreno (DNPSA) se obtuvo un periodo de vibración fundamental de 0,55 segundos en sentido longitudinal y 0,42 segundos en sentido transversal, por lo que la aceleración espectral de diseño fue de 0,9g. Por otro lado, haciendo uso de los aisladores tipo U-FREIs se logró un amortiguamiento estructural del 14% y un periodo de vibración fundamental en cada sentido de 2,00 segundos, lo cual correspondió a una aceleración espectral en cada sentido de 0.72g, lo que significó una reducción en la fuerza sísmica de diseño del 20% en ambos sentidos. El diseño de cada uno de los elementos de la estructura se presenta continuación.

9.2.1. Diseño de Vigas Postensadas

El diseño de las vigas postensadas fue el mismo para el DNPSA y para el DNPCA, ya que este procedimiento se realiza con requerimientos de cargas verticales sin incidencia del sismo a causa de su condición de apoyo en estribo y pórtico.

- **Propuesta de Diseño a Flexión de las Vigas Postensadas**

Al evaluar las cargas muertas del peso propio, cargas muertas sobrepuestas y cargas vivas vehiculares y de impacto, se calcularon los momentos últimos de diseño y se analizaron las respectivas etapas de tensionamiento según la constructibilidad y prestación del servicio del puente (apartado 15.1.4.). A continuación, se presenta el resumen del tensionamiento calculado (Tabla 5 y Tabla 6).

Tabla 5. Cuadro resumen de tensionamiento de la viga Tipo 1 ($L=35.55m$) (elaboración propia).

Cable	Torones (und)	Tensión Gato (ton)	Tensión Centro de la Luz (ton)	Ubicación Tensionamiento	Longitud entre Anclajes (m)	Alargamiento (cm)	Orden de Tensionamiento	Etapas
1	10	141,30	110,02	Extremo Izquierdo	47,98	31,74	1	Primer Tens.
2	8	140,10	88,02	Extremo Derecho	43,53	28,80	2	
3	8	111,13	88,02	Extremo Izquierdo	38,73	25,62	3	
4	8	138,91	88,02	Extremo Derecho	51,20	33,87	4	
5	10	125,66	119,19	Extremo Izquierdo	54,81	36,26	5	Segundo Tens.
6	10	130,42	119,19	Extremo Derecho	55,67	36,83	6	

Tabla 6. Cuadro resumen de tensionamiento de la viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).

Cable	Torones (und)	Tensión Gato (ton)	Tensión Centro de la Luz(ton)	Ubicación Tensionamiento	Longitud entre Anclajes (m)	Alargamiento (cm)	Orden de Tensionamiento	Etapas
1	10	140,5	110,0	Extremo Izquierdo	34,24	22,65	1	Primer Tens.
2	10	138,8	110,0	Extremo Derecho	31,20	20,64	2	
3	10	114,3	110,0	Extremo Izquierdo	36,42	24,09	3	Segundo

- **Propuesta de Diseño a Cortante de las Vigas Postensadas**

Según el cálculo de la resistencia a cortante suministrada por la sección de concreto y por el tensionamiento, y teniendo en cuenta la cortante última de diseño, se proponen tres separaciones diferentes de estribos: en los primeros dos metros de ambos extremos deben ubicarse estribos #4 cada 12 cm, en el tercio medio se deben ubicarse estribos #4 cada 20 cm, en el resto de la viga se sugiere ubicar estribos #4 cada 15 cm (Tabla 7 y Tabla 8).

Tabla 7. Resumen Fuerza cortante crítica resistida por el refuerzo no tensionado (estribos) a lo largo de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).

x(m)	Vci (ton)	Vcw (ton)	Vu (ton)	Vs (ton)	S(m) Propuesta	S(m) Existente	Chequeo
0,00	11,1	68,08	42,4	38,77	0,43	0,20	Cumple
1,50	11,1	73,75	54,0	52,51	0,32	0,20	Cumple
3,00	11,1	79,41	65,7	66,25	0,25	0,20	Cumple
4,50	15,5	85,07	78,0	76,25	0,22	0,20	Cumple
6,00	20,0	90,73	91,2	87,23	0,19	0,15	Cumple
7,50	24,6	96,38	104,2	97,99	0,17	0,15	Cumple
9,00	30,7	102,03	117,4	107,34	0,16	0,15	Cumple
10,50	41,0	107,69	130,6	112,63	0,15	0,15	Cumple
12,00	55,9	113,34	143,8	113,23	0,15	0,15	Cumple
13,50	80,7	118,99	157,0	103,95	0,16	0,15	Cumple
15,00	132,4	124,64	170,1	75,53	0,22	0,12	Cumple
16,50	319,7	130,30	184,2	86,41	0,19	0,12	Cumple

Tabla 8. Resumen Fuerza cortante crítica resistida por el refuerzo no tensionado (estribos) a lo largo de la viga Tipo 2 ($L=25.55m$) (elaboración propia).

x(m)	Vci (ton)	Vcw (ton)	Vu (ton)	Vs (ton)	S(m)- Propuesta	S(m)- Existente	Chequeo
0,00	11,1	42,24	33,4	28,27	0,59	0,20	Cumple
1,00	11,1	45,56	42,2	38,62	0,43	0,20	Cumple
2,00	11,1	48,91	51,2	49,16	0,34	0,20	Cumple
3,00	14,4	52,28	60,3	56,45	0,29	0,20	Cumple
4,00	19,1	55,67	70,5	63,93	0,26	0,20	Cumple
5,00	23,3	59,09	68,7	57,50	0,29	0,20	Cumple
6,00	29,3	62,54	77,4	61,77	0,27	0,20	Cumple
7,00	36,8	66,02	86,5	64,95	0,26	0,15	Cumple
8,00	47,9	69,52	101,2	71,16	0,23	0,15	Cumple
9,00	63,1	73,05	110,7	67,14	0,25	0,15	Cumple
10,00	88,4	76,61	120,3	64,95	0,26	0,12	Cumple
11,23	171,9	80,19	136,8	80,79	0,21	0,12	Cumple

9.2.2. Diseño del Pórtico Central

Teniendo en cuenta la definición de materiales, secciones geométricas y la asignación de cargas descritas en los apartados 15.2.1. y 15.2.2 del ANEXO 1 y 16.3.2. del ANEXO 2 se procedió a realizar el diseño de la viga pórtico y las columnas, teniendo en cuenta la diferencia de solicitaciones entre el DNPSA y el DNPCA.

- **Propuesta Diseño de Viga Pórtico**

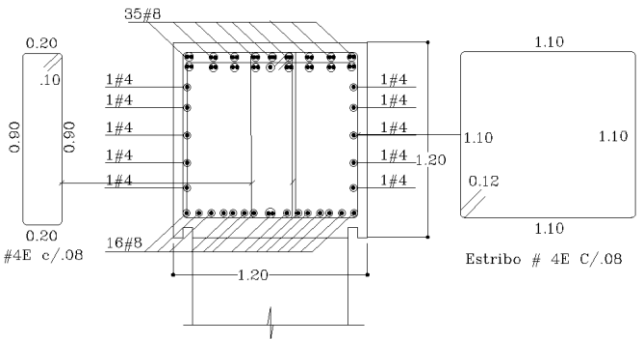
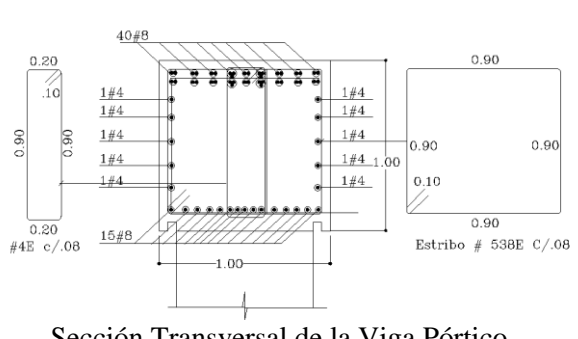
Como se evidencia en la Figura 27, para el DNPCA, en términos de momentos últimos, se obtuvo una reducción entre 12% y 20%, y en términos de cortantes se alcanzó una disminución de fuerza actuante de 23%. Esto llevó a una disminución en la sección y el acero de refuerzo longitudinal, lo cual se puede evidenciar en la Tabla 9. Se puede concluir que el DNPCA es un diseño con un 30% menos de volumen de concreto, sin embargo, para poder efectuar este ahorro se debe aumentar un 8% en cuantías de acero, en consiguiente en términos de acero de refuerzo longitudinal no hubo ahorro alguno.

En términos de acero transversal la viga pórtico debe tener un estribo cerrado y dos ramas de estribos suplementarios #4 separadas cada 8 cm, para ambas propuestas (DNPCA y DNPSA), esto

a causa de la reducción de sección en la viga pórtico del puente aislado, ya que al aportar menos cortante nominal por sección de concreto, debe ser compensado con la separación de estribos. Por tal razón, la cuantía de acero transversal es la misma para ambas propuestas a pesar de que el puente aislado tiene un 23% menos de solicitación por corte.

Finalmente, por el chequeo de espaciamiento por limitación de la fisuración del alma se propone acero lateral en cada cara de la viga #4 cada 13 cm, para ambos puentes, ya que es un requerimiento restringido por un mínimo de norma y no depende de las solicitaciones cargas.

Tabla 9. Comparación de secciones y diseño de acero de refuerzo para viga pórtico del puente entre las propuestas DNPSA y DNPCA (elaboración propia).

Diseño de Viga Pórtico del Puente Sin Aislamiento Tipo U-FREIs (DNPSA)	Diseño de Viga Pórtico del Puente con Aislamiento Tipo U-FREIs (DNPCA)
 <p>Sección Transversal de la Viga Pórtico</p>	 <p>Sección Transversal de la Viga Pórtico</p>
Sección Transversal	Sección Transversal
1.20mx1.20m	1.00mx1.00m
Refuerzo Superior	Refuerzo Superior
35#8	40#8
Refuerzo Inferior	Refuerzo Inferior
16#8	15#8
Refuerzo Transversal	Refuerzo Transversal
4 ramas #4 cada 8 cm	4 ramas #4 cada 8 cm
Refuerzo por Fisuración del Alma	Refuerzo por Fisuración del Alma
20#4	20#4

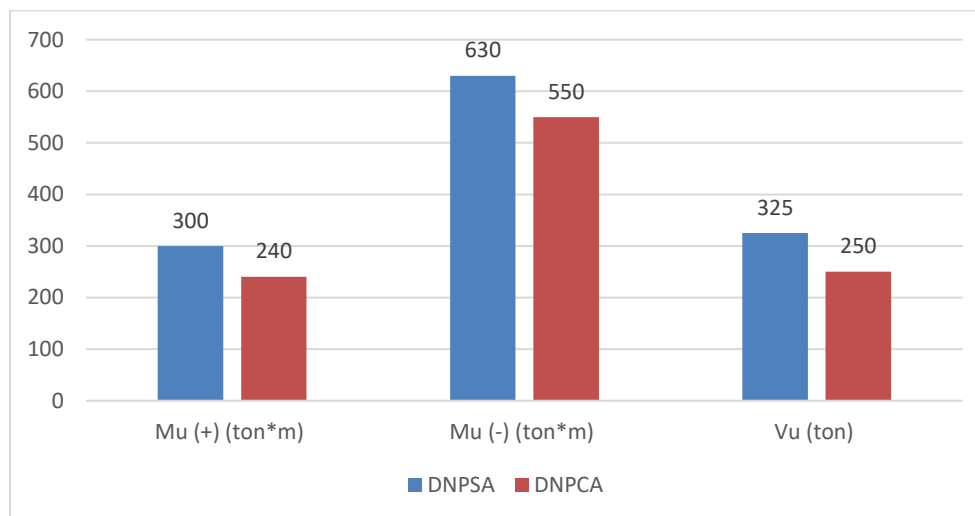


Figura 27. Comparación de fuerzas últimas de viga pórtico central entre las propuestas DNPSA y DNPCA (elaboración propia).

- **Propuesta de Diseño Columna Pórtico**

Después de haber definido las combinaciones críticas de diseño se tomaron del software las solicitaciones máximas según las cargas asignadas para realizar el diseño a flexo-compresión y cortante de la columna típica del pórtico central (Figura 28). Teniendo en cuenta las dimensiones y aceros dispuestos en la Tabla 10 se procedió a chequear la resistencia a flexo-compresión (Figura 71 y Figura 72 del ANEXO 1; Figura 81 y Figura 82 del ANEXO 2).

Para el DNPCA, en términos de momentos últimos, se obtuvo una reducción de 70% y 34% en el sentido longitudinal y transversal del puente, respectivamente (Figura 28), al ser comparado con el DNPSA. Con respecto a la cortante se observó disminución de la fuerza actuante de 25% en un sentido y de 37% en el otro. La disminución en secciones y acero de refuerzo se puede evidenciar en la Tabla 10, de donde se concluye que el DNPCA tiene un ahorro del 57% en volumen en concreto, y un ahorro del 60% en cuantías de acero longitudinal, en comparación con el DNPSA. En términos de acero transversal, la columna se diseñó con un estribo cerrado #4 cada 10 cm y 7 ramas de estribos suplementarios #4 separadas cada 20cm; para ambos puentes, esto a causa de la distribución por cuantía mínima que se requiere, que es la misma en los dos casos.

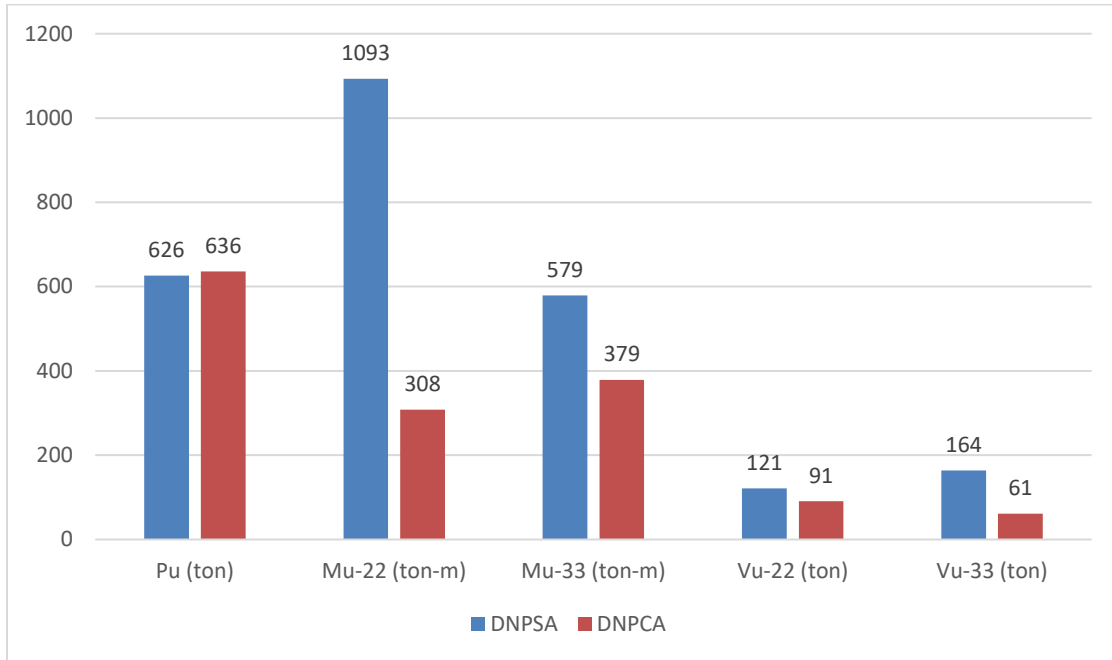


Figura 28. Comparación de fuerzas últimas de columna pórtico central del puente entre las propuestas DNPSA y DNPCA (elaboración propia).

Tabla 10. Comparación de secciones y diseño de acero de refuerzo para columna pórtico entre las propuestas DNPSA y DNPCA (elaboración propia).

Diseño de Columna Pórtico del Puente Sin Aislamiento (DNPSA)	Diseño de Columna Pórtico del Puente con Aislamiento Tipo U-FREIs (DNPCA)
<p>Sección Transversal Columna Pórtico</p>	<p>Sección Transversal Columna Pórtico</p>
Sección Transversal	Sección Transversal
2.40mx1.40m	1.80mx0.80m
Refuerzo Vertical	Refuerzo Vertical
110#8	44#8
Refuerzo Transversal	Refuerzo Transversal
Estribo Cerrado #4 cada 10 cm y 7 Estribos Suplementario #4 cada 20 cm	Estribo Cerrado #4 cada 10 cm y 7 Estribos Suplementario #4 cada 20 cm

9.2.3. Diseño del Estribo

El chequeo del estribo se realizó en dos partes, primero se hizo un análisis de estabilidad donde se definieron los factores de seguridad de volcamiento y deslizamiento y luego se realizó el diseño a flexión y corte.

- **Chequeo de Estabilidad**

Tanto el chequeo de volcamiento como el chequeo de deslizamiento fueron satisfactorios para el estribo propuesto en la Figura 23, con factores de seguridad superiores a la unidad (Tabla 126, Tabla 130, Tabla 132 y Tabla 133 del ANEXO 1).

- **Propuesta de Diseño a Flexión y Cortante del Estribo**

Teniendo en cuenta las fuerzas actuantes sobre el estribo (Figura 29), para el DNPSA, se escogió un muro de 40 cm de espesor, mientras que para el DNPCA un muro de 30 cm de espesor, lo que representó un ahorro de 25% en volumetría y de 28% en cuantía de refuerzo (Tabla 11; Tabla 134 y la Tabla 135 del ANEXO 1; Tabla 182 y Tabla 183 del ANEXO 2).

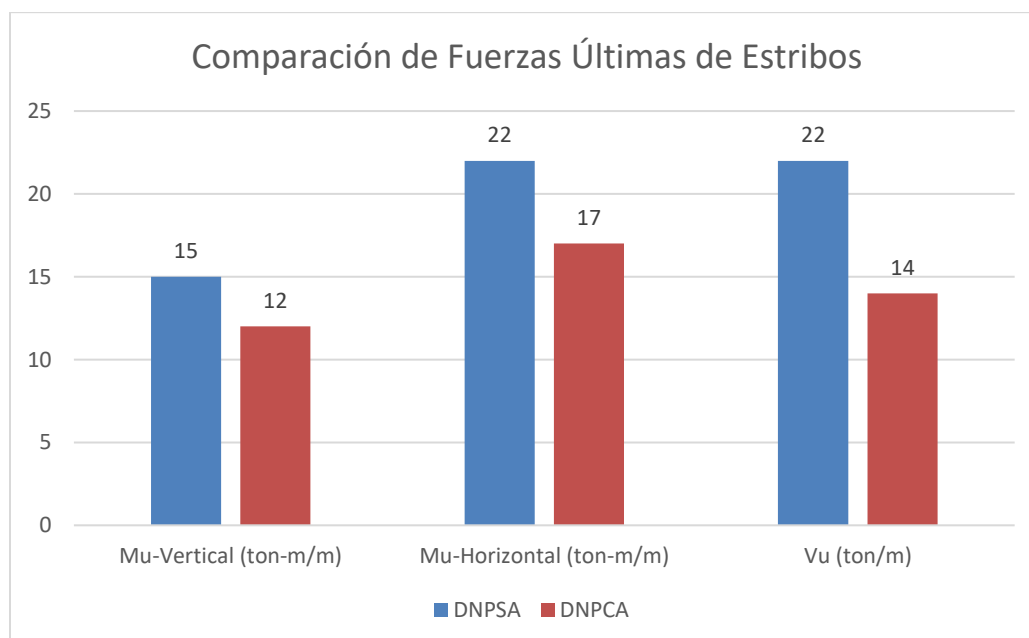
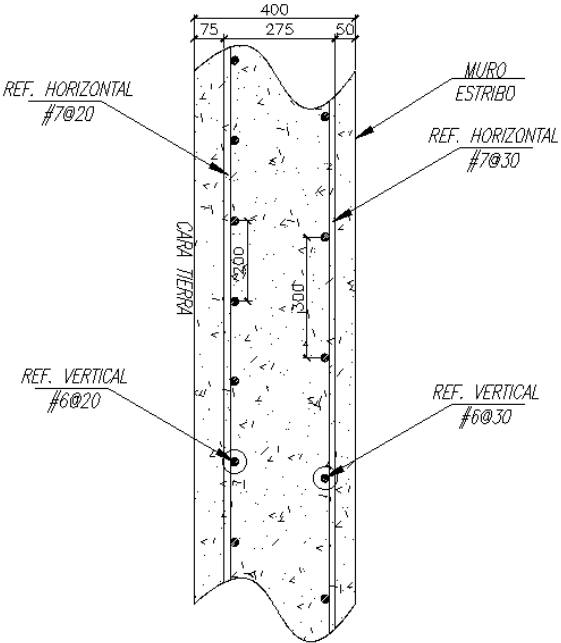
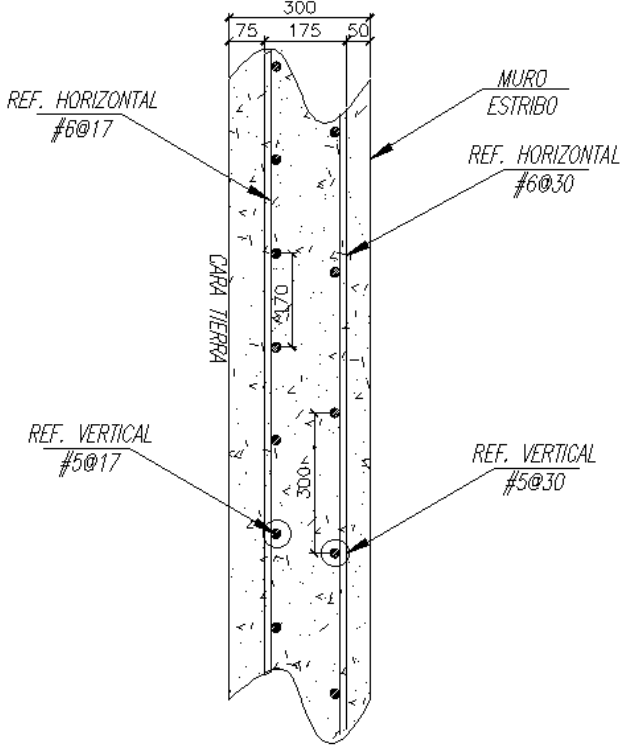


Figura 29. Comparación de fuerzas últimas del estribo entre las propuestas DNPSA y DNPCA (elaboración propia)

Tabla 11. Comparación de secciones y diseño de acero de refuerzo para el estribo entre las propuestas DNPSA y DNPCA (elaboración propia).

Diseño del Estribo del Puente Sin Aislamiento	Diseño del Estribo Pórtico de Puente con Aislamiento Tipo U-FREIs
 <p style="text-align: center;">Sección Transversal en Planta</p>	 <p style="text-align: center;">Sección Transversal en Planta</p>
Espesor 0.40 m	Espesor 0.30 m
Refuerzo Vertical #7@20 cm cara interna #7@30 cm cara externa	Refuerzo Vertical #6@17 cm cara interna #6@30 cm cara externa
Refuerzo Horizontal #6@20 cm cara interna #6@30 cm cara externa	Refuerzo Horizontal #5@17 cm cara interna #5@30 cm cara externa

9.2.4. Diseño de Dados-Zapatas

Dado que las solicitaciones de los dados-zapatas de los pórticos y estribos de la propuesta DNPSA no difieren en gran porcentaje con la propuesta DNPECA (Figura 32 y Figura 33), se decide proponer el mismo diseño para estos elementos de los dos puentes. El detallado final se observa en la Figura 30 y en la Figura 31.

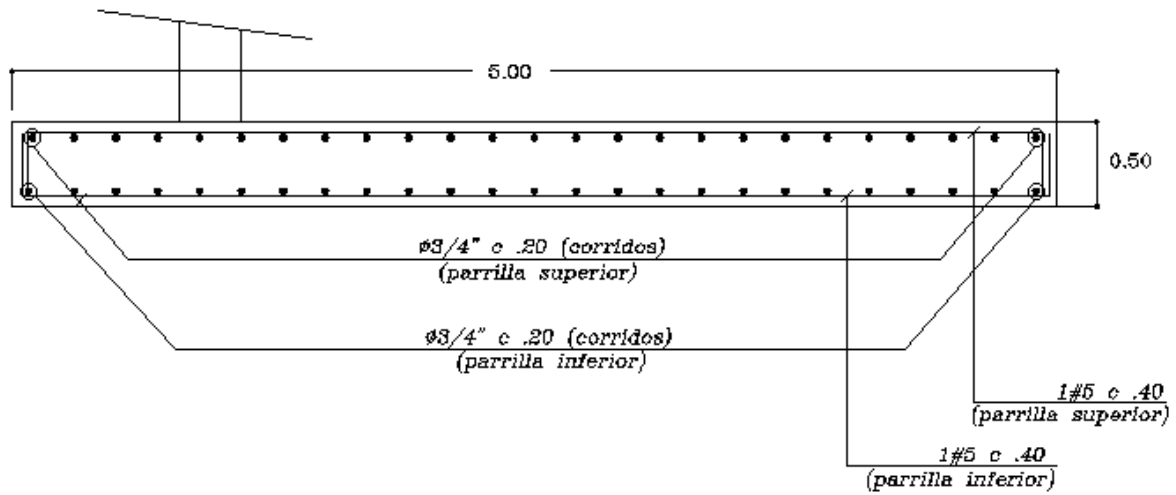


Figura 30. Sección transversal de dado- zapata de estribo (elaboración propia).

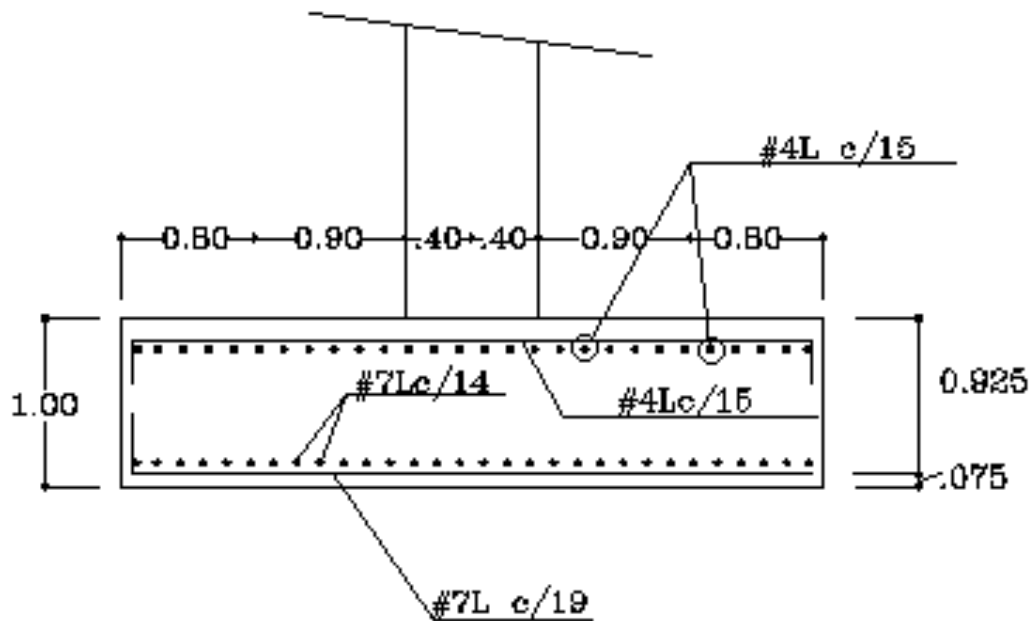


Figura 31. Sección transversal de dado- zapata de pórtico central (elaboración propia).

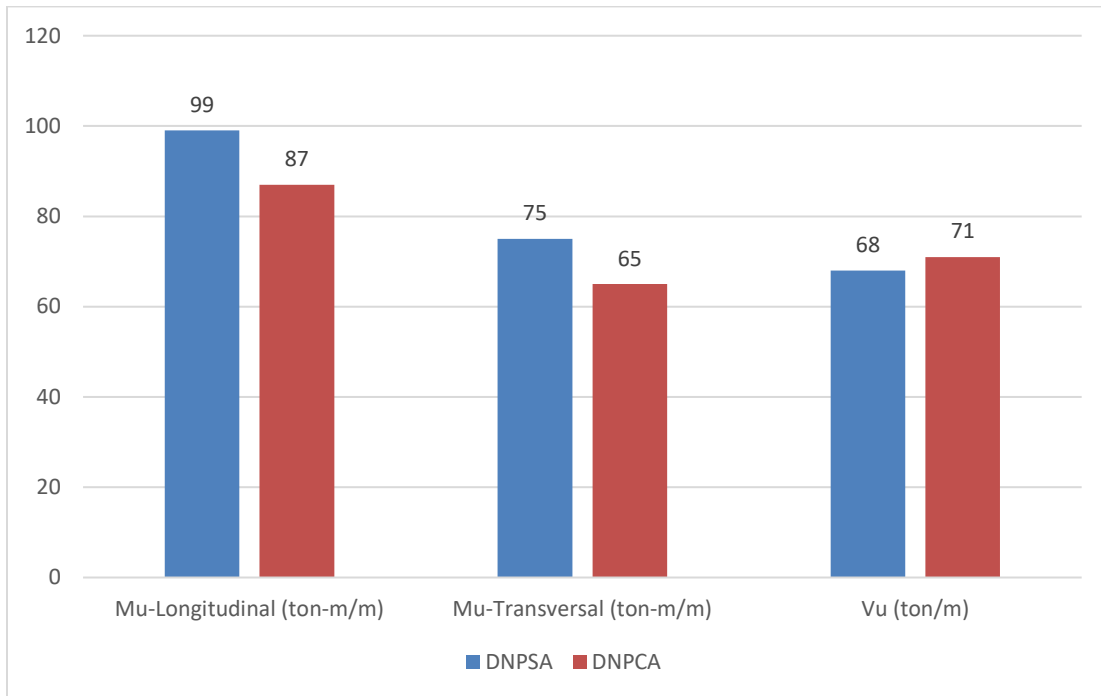


Figura 32. Comparación de fuerzas últimas del dado-zapata típico del pórtico central entre las propuestas DNPSA y DNPCA (elaboración propia).

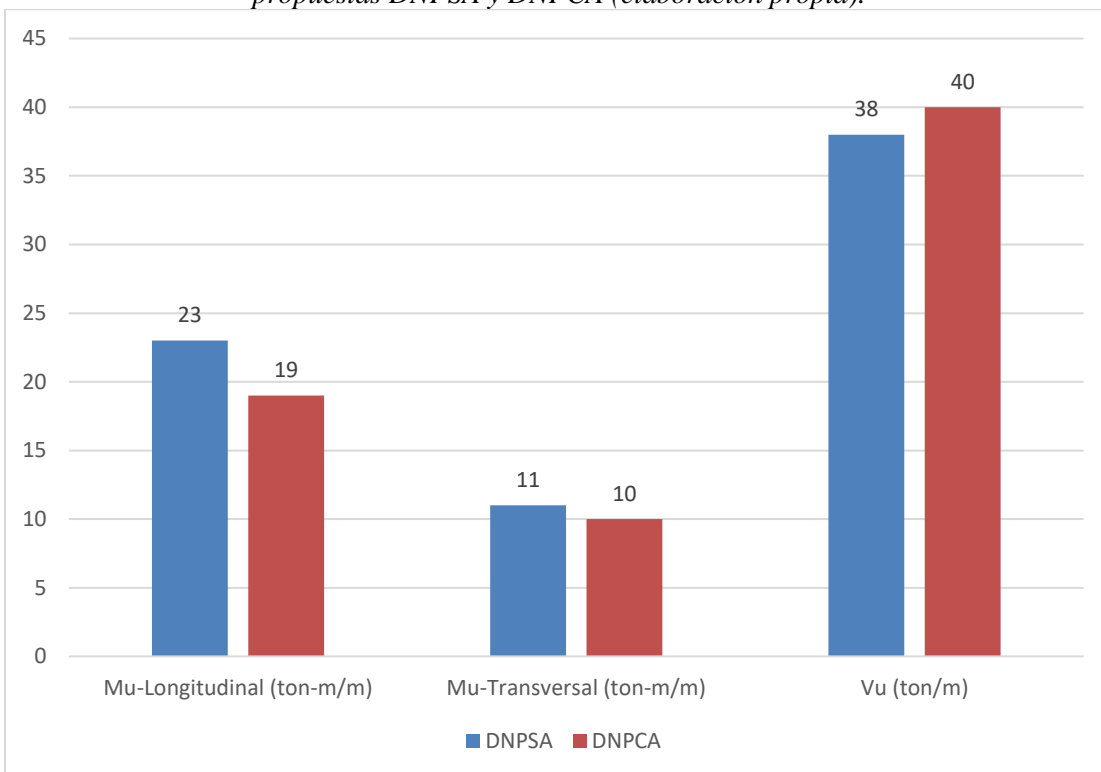


Figura 33. Comparación de fuerzas últimas del dado-zapata típico del estribo entre las propuestas DNPSA y DNPCA (elaboración propia).

9.2.5. Diseño de Pilotes

El chequeo de los pilotes se realizó en dos partes, primero se hizo un análisis de capacidad portante y luego se realizó el diseño a flexo-compresión y corte.

- **Chequeo de Capacidad Portante**

En la Tabla 12 y en la Tabla 13 se evidencia el chequeo de la capacidad portante para DNPSA y DNPCA, respectivamente, donde se evidencia que los tres tipos de pilotes (pilotes del pórtico, estribo frontal y estribo lateral) chequean en términos de capacidad portante. La distribución de pilotes es la expresada en la Figura 34.

Tabla 12. Chequeo de la capacidad portante de los pilotes para la propuesta DNPSA (Elaboración propia).

Pilote Diámetro (m)	1,00	1,15	1,50
Profundidad (m)	7	7	7
Capacidad Portante (ton)	108	134	200
Solicitud máxima actuante (ton)	26,8647	36,0993	157,53
Chequeo	Cumple	Cumple	Cumple

Tabla 13. Chequeo de la capacidad portante de los pilotes para la propuesta DNPCA (Elaboración propia).

Pilote Diámetro (m)	0,90	1,00	1,25
Profundidad (m)	7	7	7
Capacidad Portante (ton)	92	108	152
Solicitud máxima actuante (ton)	27,955	45,4926	79,7015
Chequeo	Cumple	Cumple	Cumple

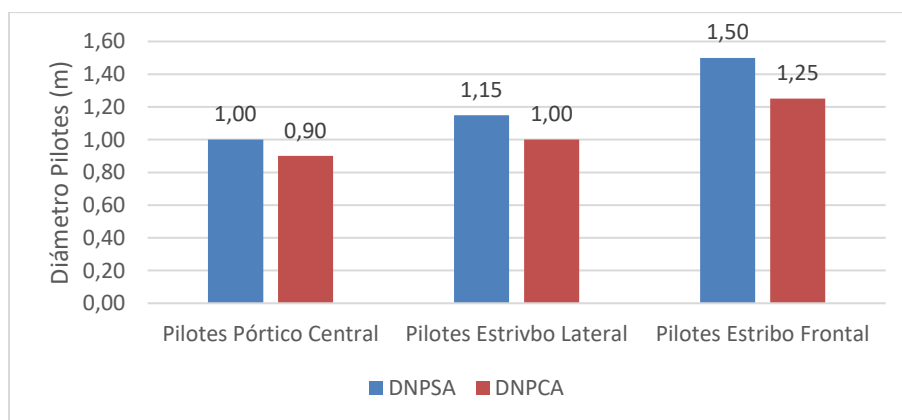
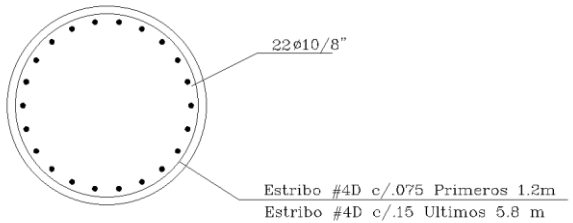
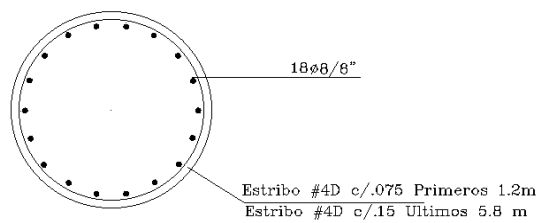
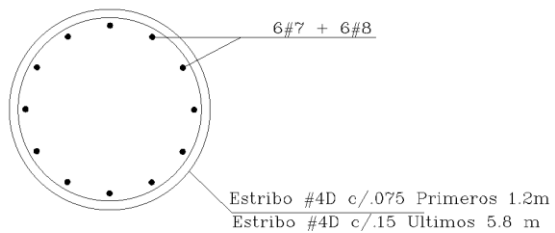
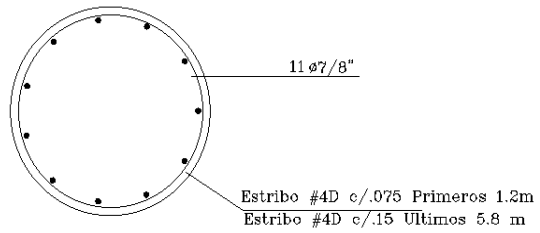
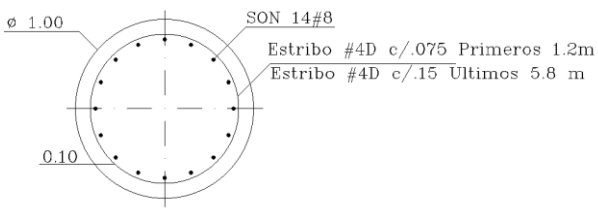
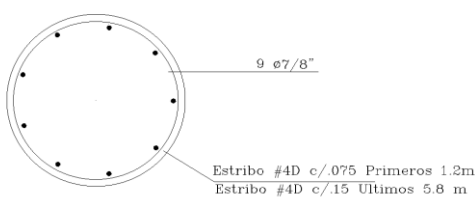


Figura 34. Comparación entre los diámetros de los pilotes entre las propuestas DNPSA y DNPCA (elaboración propia)

• **Propuesta de Diseño a Flexo-compresión y Cortante de los Pilotes**

En la Tabla 14 se presenta el diseño de cada una de la tipología de pilotes del DNPSA y del DNPCA. Para los tres tipos de pilotes presentados en la Figura 34, se obtuvo ahorro tanto en volumetría de concreto como en cuantía de acero longitudinal, tal como se expresa en la Tabla 15.

Tabla 14. Comparación de secciones y diseño de acero de refuerzo para los pilotes entre las propuestas DNPSA y DNPCA (elaboración propia).

Diseño de Pilotes del Puente Sin Aislamiento (DNPSA)	Diseño de Pilotes del Puente con Aislamiento Tipo U-FREIs (DNPCA)
<p align="center">Pilote de Diámetro 1.50 metros.</p>  <p align="center">Sección Transversal del Pilote</p>	<p align="center">Pilote de Diámetro 1.25 metros.</p>  <p align="center">Sección Transversal del Pilote</p>
<p align="center">Pilote de Diámetro 1.15 metros.</p>  <p align="center">Sección Transversal del Pilote</p>	<p align="center">Pilote de Diámetro 1.00 metros.</p>  <p align="center">Sección Transversal del Pilote</p>
<p align="center">Pilote de Diámetro 1.00 metros.</p>  <p align="center">Sección Transversal del Pilote</p>	<p align="center">Pilote de Diámetro 0.90 metros.</p>  <p align="center">Sección Transversal del Pilote</p>
<p align="center">Refuerzo Vertical</p>	<p align="center">Refuerzo Vertical</p>
<p align="center">Pilote de 1.50 m 22#10 Pilote de 1.15 m 6#7+6#8 Pilote de 1.00 m 14#8</p>	<p align="center">Pilote de 1.25 m 18#8 Pilote de 1.00 m 11#7 Pilote de 0.90 m 9#7</p>
<p align="center">Refuerzo Horizontal</p>	<p align="center">Refuerzo Horizontal</p>
<p align="center">#4@7.5 cm primeros 1.2 m #4@15 cm últimos metros</p>	<p align="center">#4@7.5 cm primeros 1.2 m #4@15 cm últimos metros</p>

9.3. Resumen Comparativo Entre las Propuestas de Diseño

Al igual que el estudio realizado por Rico & Chio en el 2012, sobre la geometría del Viaducto la Flora, se encontró que el sistema de aislamiento sísmico reduce considerablemente la demanda de fuerzas en la subestructura del puente durante la ocurrencia de eventos sísmicos, lo cual permite el diseño de elementos menos robustos y a su vez menos costosos.

En la Tabla 15 y en la Figura 35 se presenta un resumen comparativo de los resultados obtenidos en el DNPCA con respecto al DNPSA. Se puede observar que el mayor ahorro se presenta en las columnas del pórtico central y que hay elementos que no se ven afectados por el aislamiento como las vigas postensadas de la superestructura y las zapatas de la subestructura. Además, se evidenció un ahorro significativo en los estribos y los pilotes, tanto en el volumen de concreto como en la cuantía de acero.

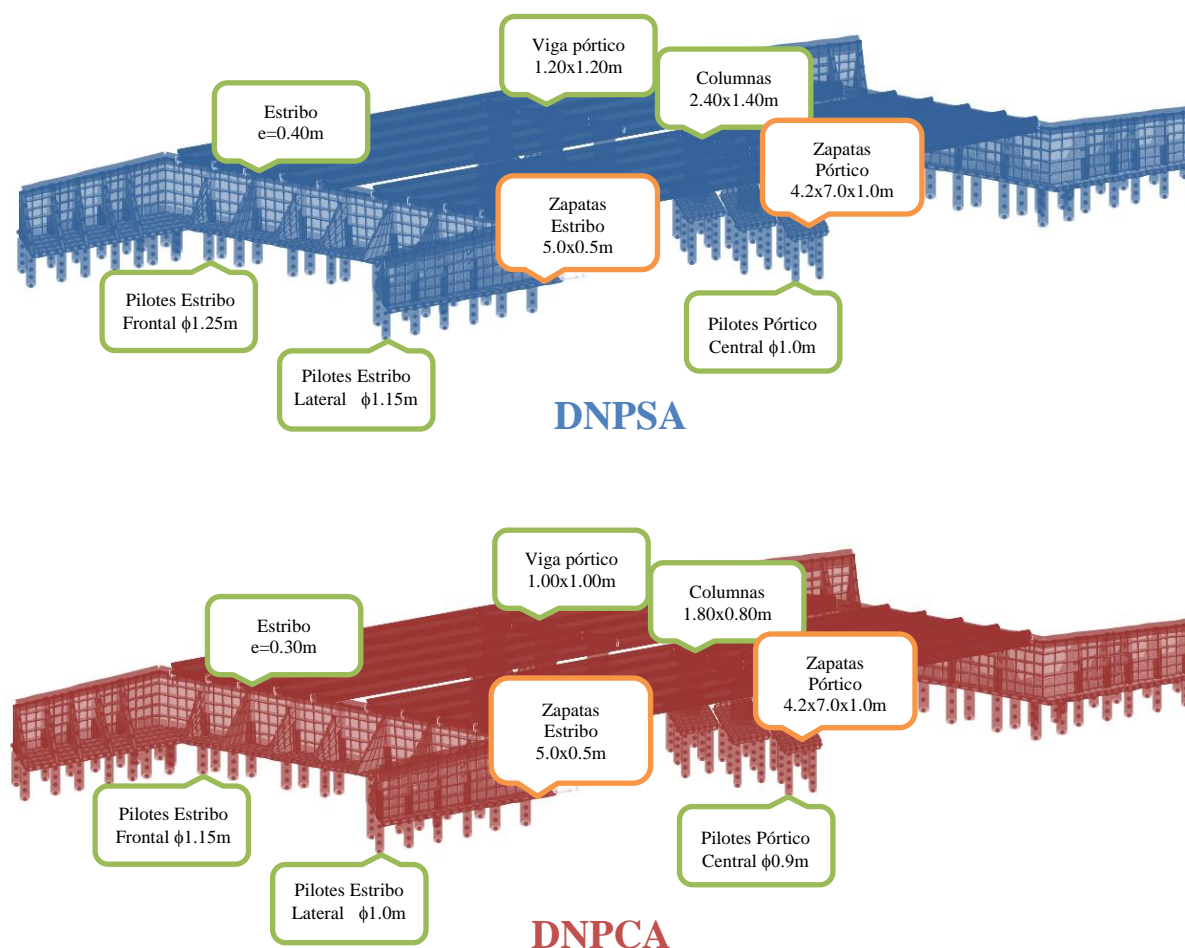


Figura 35. Comparación entre las secciones del DNPSA y del DNPCA (elaboración propia)

Por otro lado, hay un caso puntual, que, en lugar de demostrar ahorro, demostró aumento, como lo fue el refuerzo longitudinal de la viga pórtico, la cual disminuyó su altura específica (d) por lo que se tuvo que aumentar el refuerzo longitudinal, quedando con 8% más de refuerzo en el DNPCA que en el DNPSA. Sin embargo, este valor no es significativo en términos de costo si se compensa con el ahorro que hubo en sección de concreto.

Al comparar el DNPSA con el DNPCA, se encontró que hay elementos que evidencian un mayor ahorro que otros, por ejemplo, las columnas del pórtico central resultaron ser un 58% menos robustas para el puente aislado que para el puente sin aislamiento. Por su parte, los estribos del puente, presentaron un ahorro del 27%, valor inferior al ahorro evidenciado en el pórtico central; esto se debe a que el estribo está sometido a cargas permanentes como el empuje lateral del suelo y su respectiva activación durante el sismo que no sufren reducción alguna al implementar aisladores sísmicos en la base de las vigas de la subestructura. Caso contrario a lo que sucede en el pórtico central que únicamente está sometido a las cargas que la superestructura le aporta, las cuales se logran reducir por la disipación de energía que el aislador permite durante el sismo.

Tabla 15. Resumen comparativo entre elementos del puente aislado y no aislado (elaboración propia).

Elemento Analizado	Cambio la Sección	% Disminución de Sección	% Disminución Refuerzo Longitudinal	% Disminución Refuerzo Transversal
Vigas Postensadas	NO	N.A	N.A	N.A
Viga Pórtico	SÍ	30%	-8%*	30%
Columna Pórtico	SÍ	57%	60%	57%
Estribos	SÍ	25%	28%	N.A
Zapatas Pórtico	NO	N.A	N.A	N.A
Zapatas Estribo	NO	N.A	N.A	N.A
Pilotes Pórtico Central	SÍ	10%	51%	10%
Pilotes Estribo Frontal	SÍ	17%	49%	17%
Pilotes Muros Laterales	SÍ	13%	21%	13%

* Aumento de Cuantía

10. EVALUACIÓN, DISEÑO DEL REFORZAMIENTO Y COMPARACIÓN DEL PUENTE EXISTENTE CON Y SIN AISLADORES TIPO U-FREIS EN LOS APOYOS DE LAS VIGAS.

Para el análisis comparativo de las opciones de repotenciación de un puente existente, se seleccionó el puente descrito en capítulos anteriores (geometría). Se analizaron dos opciones de refuerzo, el reforzamiento convencional (RPESA), y el reforzamiento implementado aisladores sísmicos tipo U-FREIS en los apoyos de las vigas (RPECA). Para los análisis se utilizaron planos de diseño estructural, y se asumió que se construyó en el año 2000 (antes del CCP-14) como lo indicaban los planos, y con los materiales y características del suelo que estos especificaban. Teniendo en cuenta esta información, se realizaron los respectivos chequeos descritos por la CCP-14 y por la AASHTO para puentes aislados.

El análisis de vulnerabilidad de los puentes existentes es recomendable realizarlo bajo los parámetros de la Guía para Evaluación de Condiciones y Clasificación de Factores de Carga y Resistencia (LRFR) de la AASHTO; sin embargo el estudio de vulnerabilidad del puente existente con y sin aislamiento se realizó bajo los requerimientos normativos de la CCP-14, la cual se basa en un Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD), donde se evaluaron las capacidades nominales de cada uno de los elementos del puente y se compararon con las solicitaciones últimas arrojando, en gran parte de los casos, índices de sobrefuerzos superiores a la unidad lo cual indicó la necesidad reforzar los elementos. Para los elementos que arrojaron índices de sobrefuerzos inferiores a la unidad se aclaró que no era necesario realizar reforzamiento. Esto con el fin con la normatividad vigente del país y continuar con el mismo análisis realizado para los diseños del puente desde cero, que se presentó en el capítulo anterior del presente documento.

La evaluación del puente existente y el diseño de las opciones de reforzamiento comprendió los siguientes pasos:

- Chequeo y Diseño del Reforzamiento de Vigas Postensadas.
- Chequeo y Diseño del Reforzamiento del Pórtico Central.
- Chequeo y Diseño del Reforzamiento del Estribo.
- Chequeo y Diseño del Reforzamiento de Dados-Zapatatas
- Chequeo y Diseño de Pilotes

El análisis más detallado de los chequeos y rediseños del puente existente se encuentra en el ANEXO 3 y en el ANEXO 4 del presente documento.

10.1.Generalidades de Diseño

Para la evaluación estructural de cada uno de los elementos del puente existente se realizó la asignación de cargas muertas, cargas vehiculares, cargas de viento, cargas laterales de suelo y cargas de sismo, con las respectivas combinaciones de diseño propuestas por la CCP-14 y por la AASHTO, las cuales fueron mencionadas en el Capítulo 9 del presente documento.

10.2.Evaluación y Diseño de la Estructura

Para el reforzamiento convencional (RPESA) se analizó la estructura utilizando apoyos convencionales de neopreno. Se obtuvieron resultados globales muy similares entre la modelación del puente totalmente nuevo y del reforzamiento del existente, ya que la geometría del puente existente es exactamente la misma que la del puente diseñado desde cero en el Capítulo 9 del presente documento. Específicamente, se obtuvo un periodo de vibración fundamental de 0,54 segundos en el sentido longitudinal y de 0,40 segundos en el sentido transversal, con una aceleración espectral de 0,9g.

Por otro lado, con el reforzamiento empleando aisladores tipo U-FREIs (RPECA) se logró un amortiguamiento estructural del 14%, y un periodo de vibración fundamental en un sentido de 1,97 segundos y de 2,00 segundos en el otro, con una aceleración espectral en cada sentido de 0.72g, lo que significó una reducción en la fuerza sísmica de diseño del 20% en ambos sentidos. Estos resultados son similares a los obtenidos para el diseño nuevo (DNPCA) presentado en el Capítulo anterior. Para el proceso de reforzamiento de ambas opciones, se evaluaron los elementos existentes del puente

10.2.1. Reforzamiento de Vigas Postensadas

Dado que el diseño de las vigas postensadas simplemente apoyadas se realizó bajo solicitaciones de cargas gravitacionales, la implementación del aislamiento sísmico no afectó el diseño de estos elementos, por lo cual se propuso un reforzamiento de vigas igual para el RPESA y para el RPECA.

Después de realizar la respectiva asignación de cargas descrita en anteriores apartados y según la definición de materiales y secciones geométricas, se procedió a verificar si las vigas existentes requerían ser reforzadas mediante la evolución de factor de capacidad, el cual se calculó según la Ec 16 y Ec 17, el cual debe ser igual o superior a uno para concluir que la viga no debe reforzarse.

$$FC_M = \frac{\phi M_n - \gamma_D * M_D}{\gamma_{L(1+I)} * M_L} \quad Ec 16$$

$$FC_V = \frac{\phi V_n - \gamma_D * V_D}{\gamma_{L(1+I)} * V_L} \quad Ec 17$$

donde:

FC_M: Factor de capacidad a momento.

φV_n: Cortante nominal.

FC_V: Factor de capacidad a cortante.

γ_D: Factor de mayoración para carga muerta.

φM_n: Momento nominal.

γ_{L(1+i)}: Factor de mayoración de carga viva más impacto

Los resultados del cálculo de los factores de capacidad de cada uno de los tipos de vigas se evidencian en la Figura 36 y en la Figura 37. Según los cálculos de los factores de capacidad calculados para ambas vigas, tanto para momento como cortante se concluye que ambas vigas no requieren ser reforzadas a momento, pero sí deben ser intervenidas para aumentar su capacidad a cortante ya que el factor de capacidad en gran parte de ambas luces es menor a la unidad. En consiguiente las vigas deben ser reforzadas.

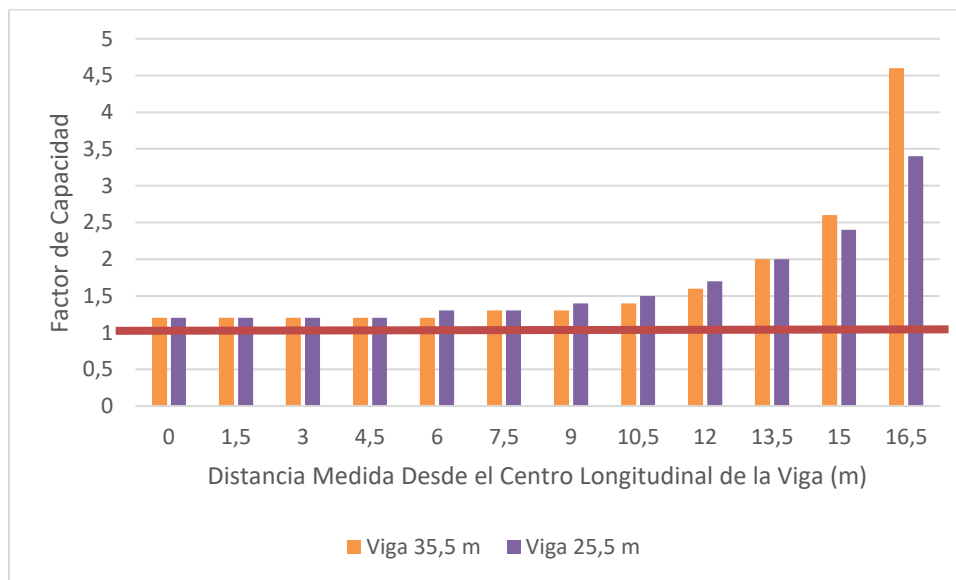


Figura 36. Factor de capacidad a momento para vigas existentes sin reforzamiento (elaboración propia)

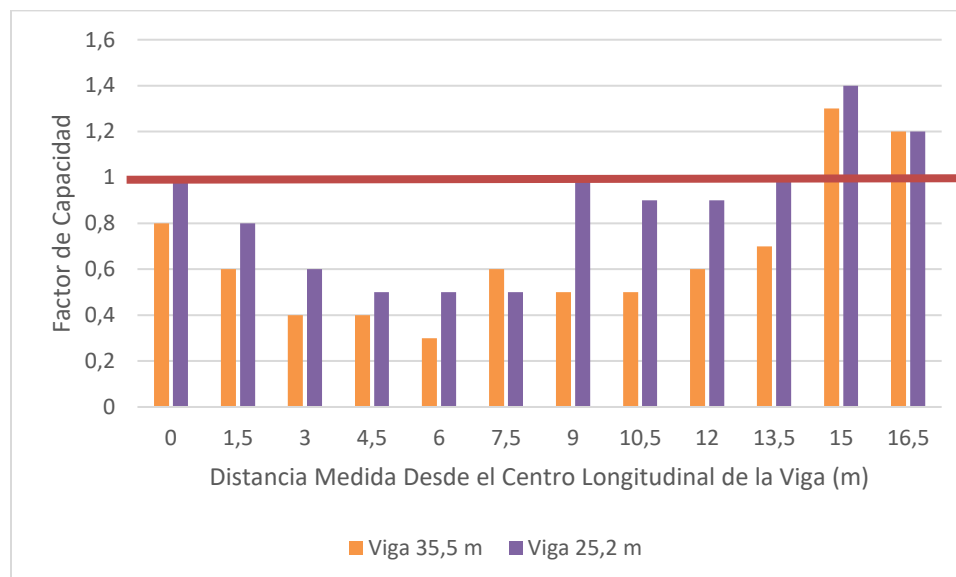


Figura 37. Factor de capacidad a cortante para vigas existentes sin reforzamiento (elaboración propia).

• **Propuesta de Reforzamiento**

Se propone implementar un sistema de polímeros reforzados con fibras, comúnmente conocidas como láminas de FRP, tal como se evidencia en la Figura 38. Después de realizar el respectivo chequeo, se reforzará en toda la luz con láminas FRP de fibra de carbono (Modulo de elasticidad: 20645120 lb/in²) de 15 cm de ancho ubicadas cada 25 cm (medidos de eje a eje) en el primer tercio de las vigas (extremos) y cada 35 cm en el tercio medio de las vigas (centro). En la Figura 39 y en la Figura 40 se evidencia de manera gráfica el resumen del reforzamiento con láminas FRP calculado. Finalmente, en la Figura 41 se muestran los factores de capacidad a cortante de las vigas después del reforzamiento los cuales demuestran que los resultados son satisfactorios para la viga reforzada.

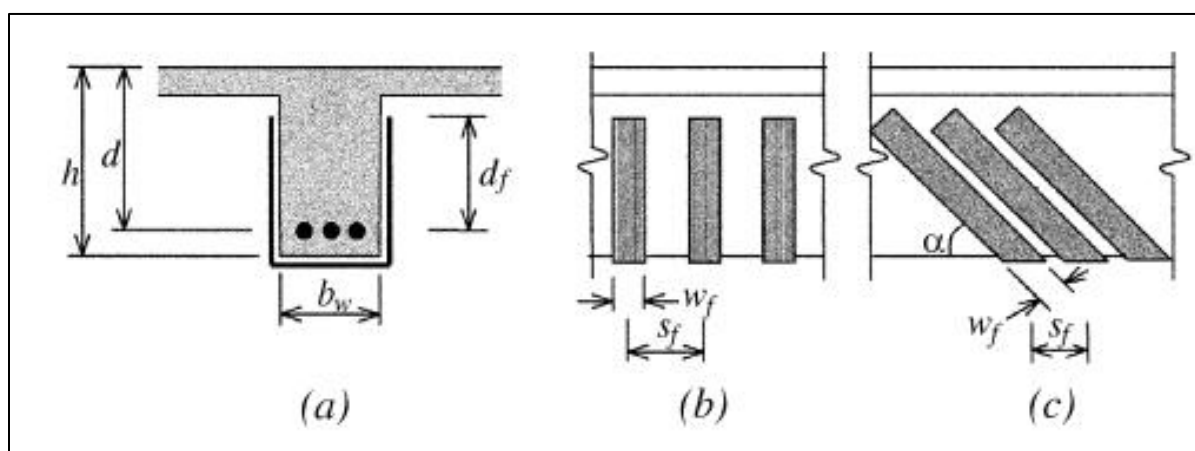


Figura 38. Reforzamiento a cortante con láminas FRP - Fuente: ACI 440.2R-08

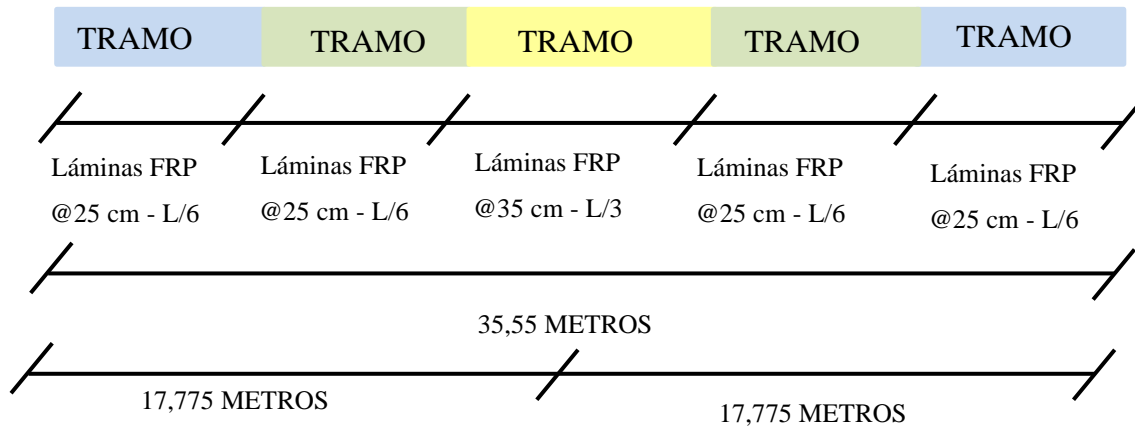


Figura 39. Esquema reforzamiento viga a cortante para la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).

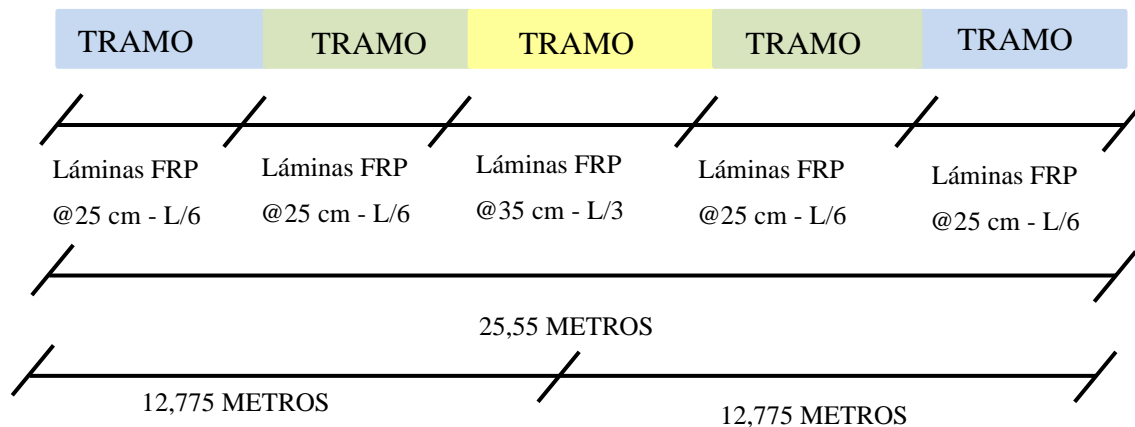


Figura 40. Esquema reforzamiento viga a cortante para la viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).

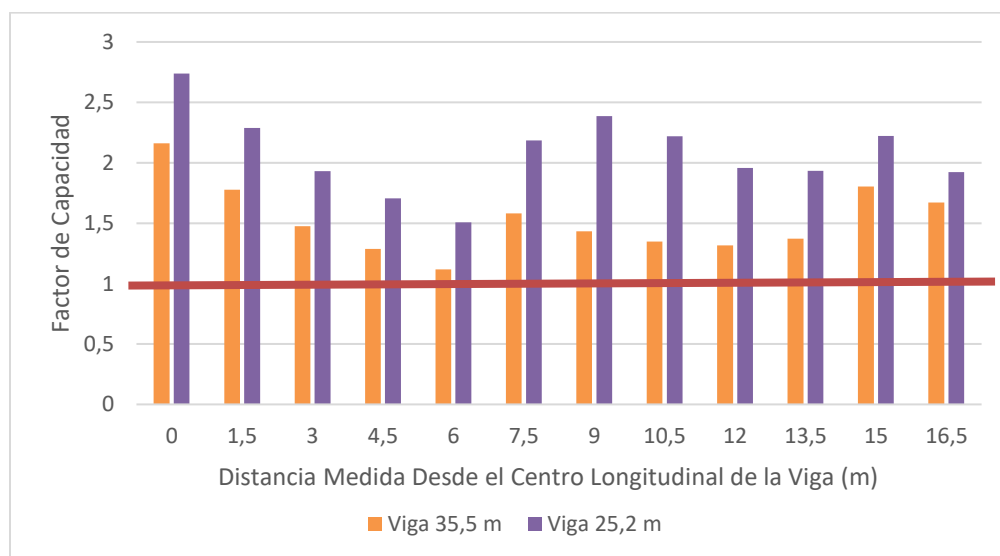


Figura 41. Factor de capacidad a cortante para las vigas existentes con reforzamiento (elaboración propia).

10.2.2. Reforzamiento del Pórtico Central

En la Figura 42 y la Figura 43, se evidencian las secciones de las vigas pórticos y de las columnas pórticos existentes las cuales se evaluaron empleando una modelación en el software SAP 2000, teniendo en cuenta las nuevas condiciones de cargas estáticas y dinámicas del puente.

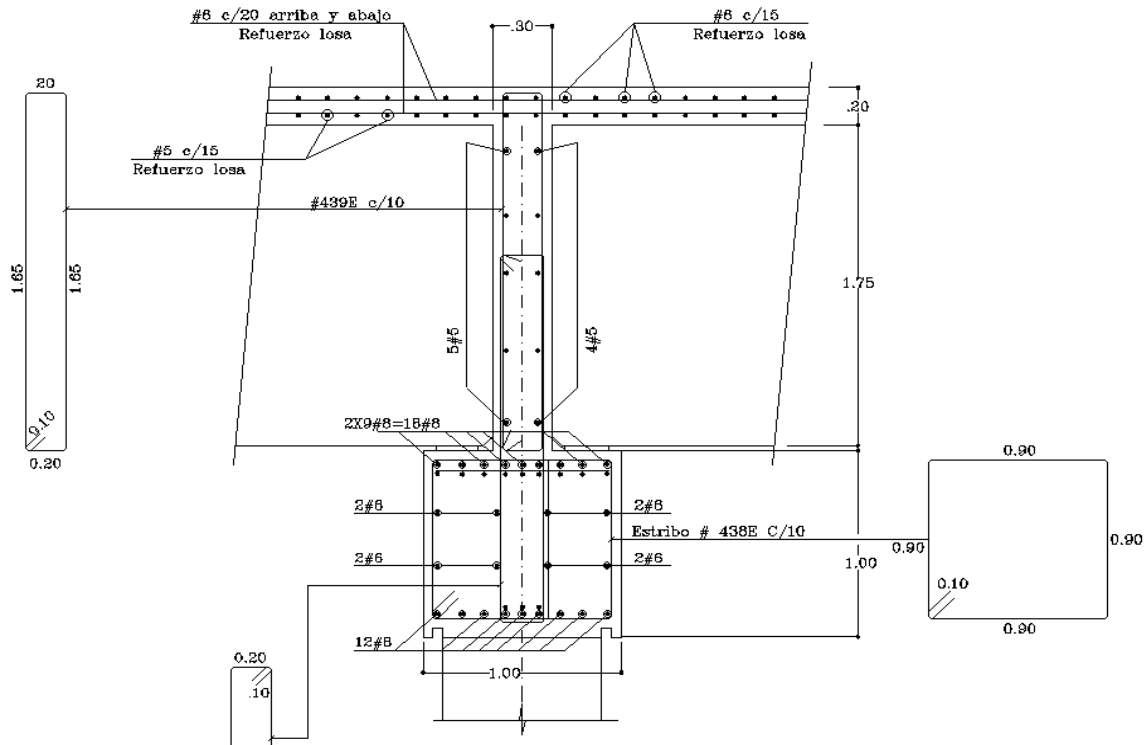


Figura 42. Especificación de acero longitudinal y acero transversal de la viga pórtico existente. (Información suministrada para chequeo estructural).

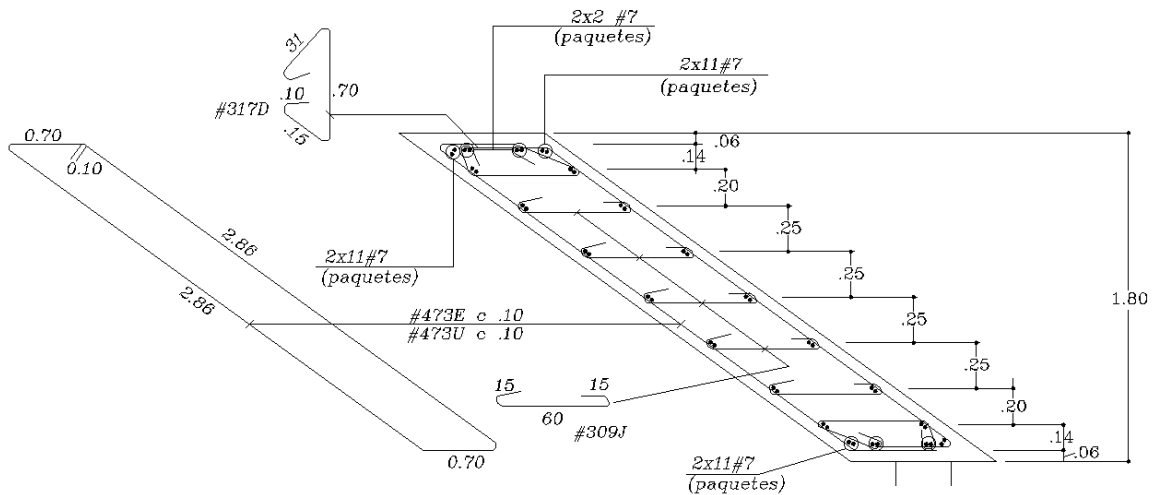


Figura 43. Especificación de acero longitudinal y acero transversal de la columna pórtico típica existente. (Información suministrada para chequeo estructural).

- **Reforzamiento de la Viga Pórtico**

Según el cálculo de los índices de sobreesfuerzo de la viga pórtico, para la propuesta de RPESA (Figura 44 y Figura 45) es necesario demoler por completo el elemento y realizar el reforzamiento pertinente, el cual consiste en realizar una nueva viga de 1,20m X 1.20m con 35 varillas #8 de acero superior y 16 varillas #8 en la parte inferior. Por otro lado, el análisis de la propuesta RPECA demostró una reducción de cargas del 25% según lo expuesto en la Figura 44, sin embargo, las solicitaciones actuantes siguen excediendo las solicitaciones nominales. Por lo tanto, para este caso también es necesario demoler por completo el elemento y realizar una nueva viga de 1.0 m X 1.0 m, más pequeña que en el caso del RPESA, con 40 varillas #8 en la parte superior y 15 varillas #8 en la parte inferior.

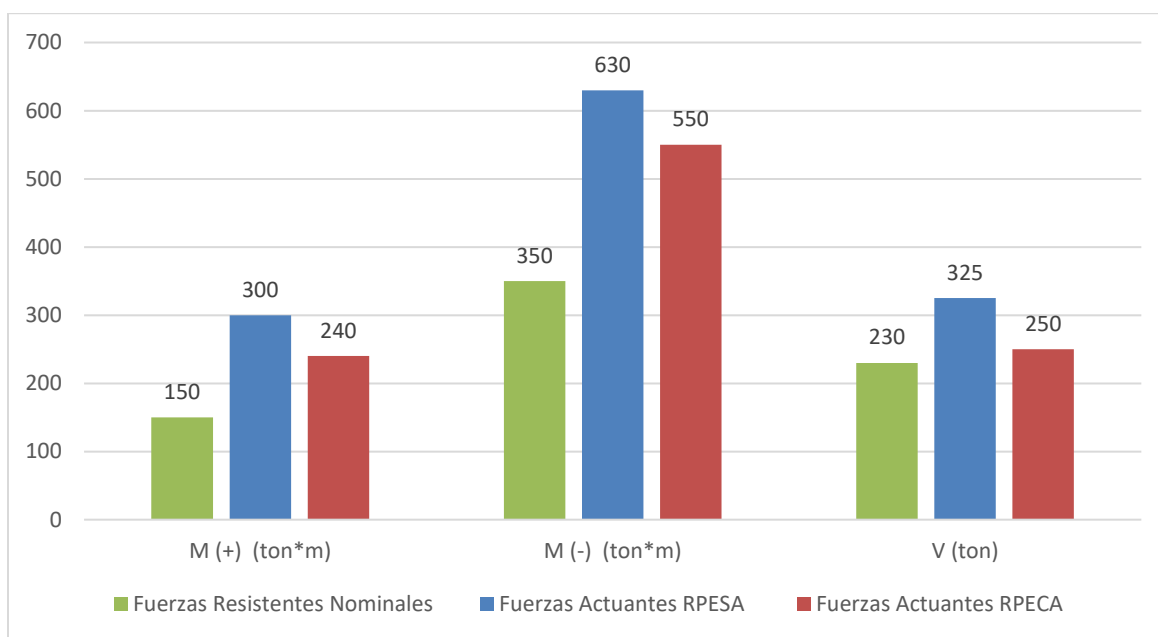


Figura 44. Comparación de fuerzas nominales con fuerzas últimas de viga pórtico central del puente (elaboración propia).

En términos de acero transversal la viga pórtico actualmente posee cuatro ramas de estribos #4 separadas cada 10 cm, lo cual es superior a la separación mínima necesaria calculada (8 cm). Por lo tanto, para el RPESA y el RPECA, se deben ubicar estribos cerrados y dos estribos suplementarios cada 8 cm. Finalmente, como el chequeo de espaciamiento por limitación de la fisuración del alma no cumple, por el espaciamiento entre varillas (espaciamiento existente 36cm), se propone disminuir el espaciamiento manteniendo la cuantía, ubicando 20 varilla #4 para ambas

propuestas (cuantía de requerimiento mínimo), quedando un espaciamiento de 12 cm para el DNPSA y 10 cm para el DNPCA. La distribución de este acero se presenta en la Tabla 9.

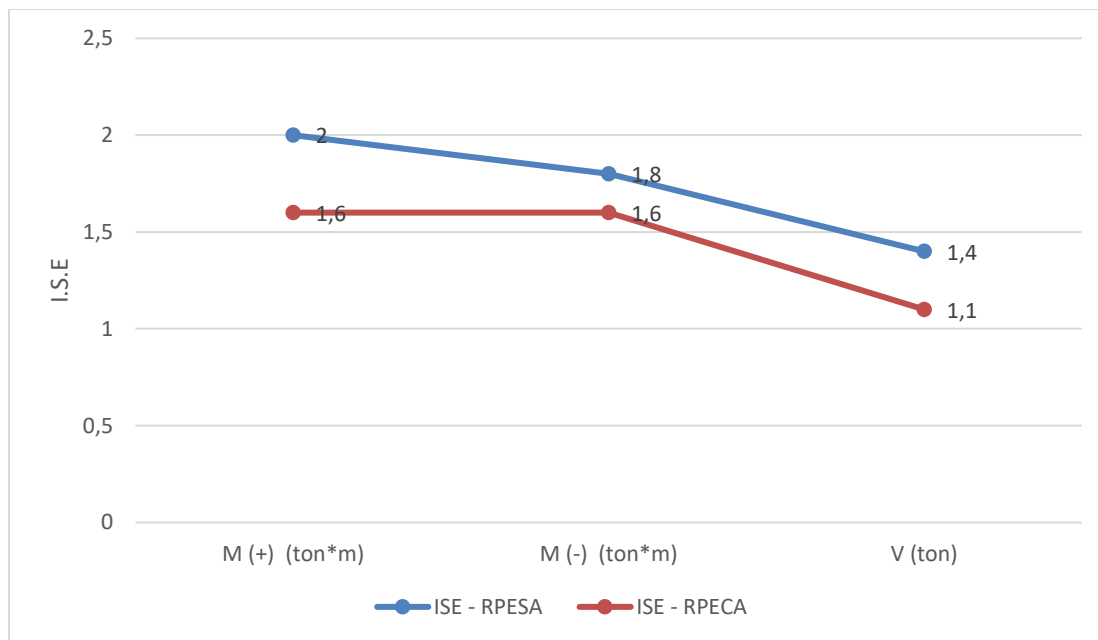


Figura 45. Comparaciones de índices de sobreesfuerzo de viga pórtico central del puente existente (elaboración propia).

Dado que en ambos casos fue necesario hacer una viga completamente nueva, el diseño presentado fue el mismo que el realizado en el Apartado 9.2.2 del presente documento, donde se presentó el diseño de la viga pórtico para un puente completamente nuevo con y sin aislamiento (Tabla 9)

- **Propuesta de Reforzamiento de la Columna Pórtico**

Para la propuesta RPESA la columna típica debe ser reforzada de acuerdo con los diagramas de interacción en sentido longitudinal y transversal, ya que no cumple el chequeo por flexo-compresión ante las solicitaciones (Figura 79 y Figura 80). Por esta razón se sugiere realizar un encamisado de 30 cm a cada una de las columnas. El encamisado tendrá 80 varillas #8. En términos de acero transversal, con la nueva sección que se genera por el encamisado de 30 cm, se debe ubicar acero transversal según la cuantía mínima transversal requerida por norma. Ya existe un estribo cerrado y ramales en sentido corto en varilla #4 según lo dispuesto en la Figura 43, por lo cual se ubica en

la camisa de reforzamiento un estribo longitudinal cerrado #4 cada 10 cm por aspectos constructivos de armado.

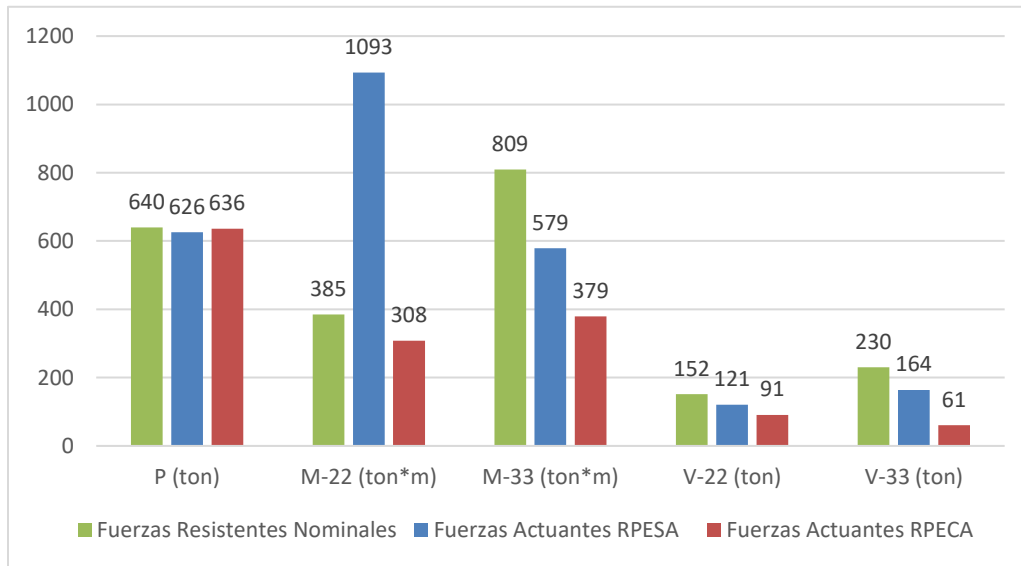


Figura 46. Comparación de fuerzas nominales con fuerzas últimas de columna pórtico central del puente (elaboración propia).

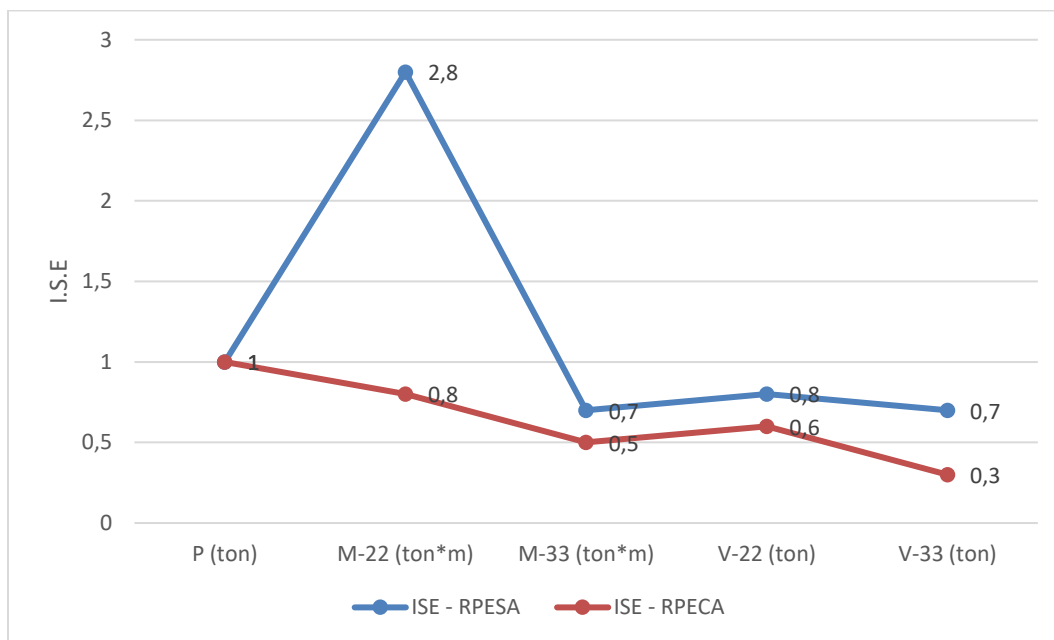


Figura 47. Comparaciones de índices de sobrefuerzo de columna pórtico central del puente existente (elaboración propia).

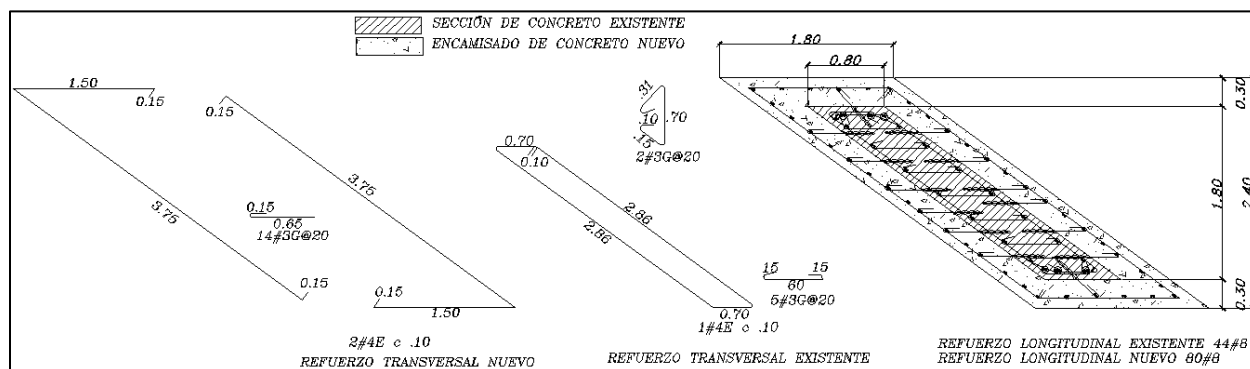


Figura 48. Propuesta reforzamiento columna pórtico de PRESA (elaboración propia)

La propuesta PRESA, a diferencia de la viga pórtico, en la columna pórtico si se evidenciaron cambios significativos en términos de momentos y cortantes, ante las nuevas solicitaciones. En el sentido corto de la columna los momentos se redujeron en un 70%, mientras que en el sentido largo hubo una reducción del 35%, y en términos de cortantes se percibieron reducciones entre el 25% y 37%. Al chequear el diseño a flexo-compresión de la columna típica, según lo dispuesto en los diagramas de interacción en sentido longitudinal y trasversal (Figura 97 y Figura 98), con las nuevas solicitaciones últimas de diseño del puente aislado, esta no debe ser reforzada, ya que la geometría y acero de refuerzo existente cumple tanto el chequeo por flexo-compresión y como el diseño a cortante.

10.2.3. Reforzamiento del Estribo

El chequeo del estribo existente (Figura 49) se realizó en dos partes, primero se hizo un análisis de estabilidad donde se definieron los factores de seguridad de volcamiento y deslizamiento y luego se realizó el diseño a flexión y corte.

- **Propuesta de Reforzamiento a Flexión y Cortante del Estribo**

Tanto en la propuesta RPESA como en la propuesta RPECA se propone aumentar el espesor del muro de 30 cm a 40 cm generando un sobre espesor de 10cm adicionando una parrilla a 5 cm de la cara a vía como se muestra en la Tabla 16. Además de ubicar esta nueva parrilla a 5 cm de la cara exterior de la pantalla, durante el proceso de reforzamiento se debe escarificar hasta llegar a la parrilla externa existente (cara vía) donde debe ubicarse acero vertical y horizontal junto con el

acero existente, quedando un total de tres parrillas dispuestas de la siguiente manera: parrilla 1- cara tierra– parrilla 2 - intermedia– parrilla 3 cara vía.

El refuerzo vertical existente del estribo está compuesto por dos parrillas #4 dispuesto cada 30 cm, mientras que el refuerzo horizontal está compuesto por dos parrillas #5 cada 30 cm (Figura 49).

En la Tabla 16 se presenta las propuestas de reforzamiento para el RPESA y para el RPECA, siguiendo los lineamientos descritos anteriormente, lo cual arrojó un ahorro del 28% en cuantía de refuerzo para este último caso; sin embargo, en términos de volumetría no hubo ahorro ya que en ambos casos se requería hacer una camisa de 10 cm.

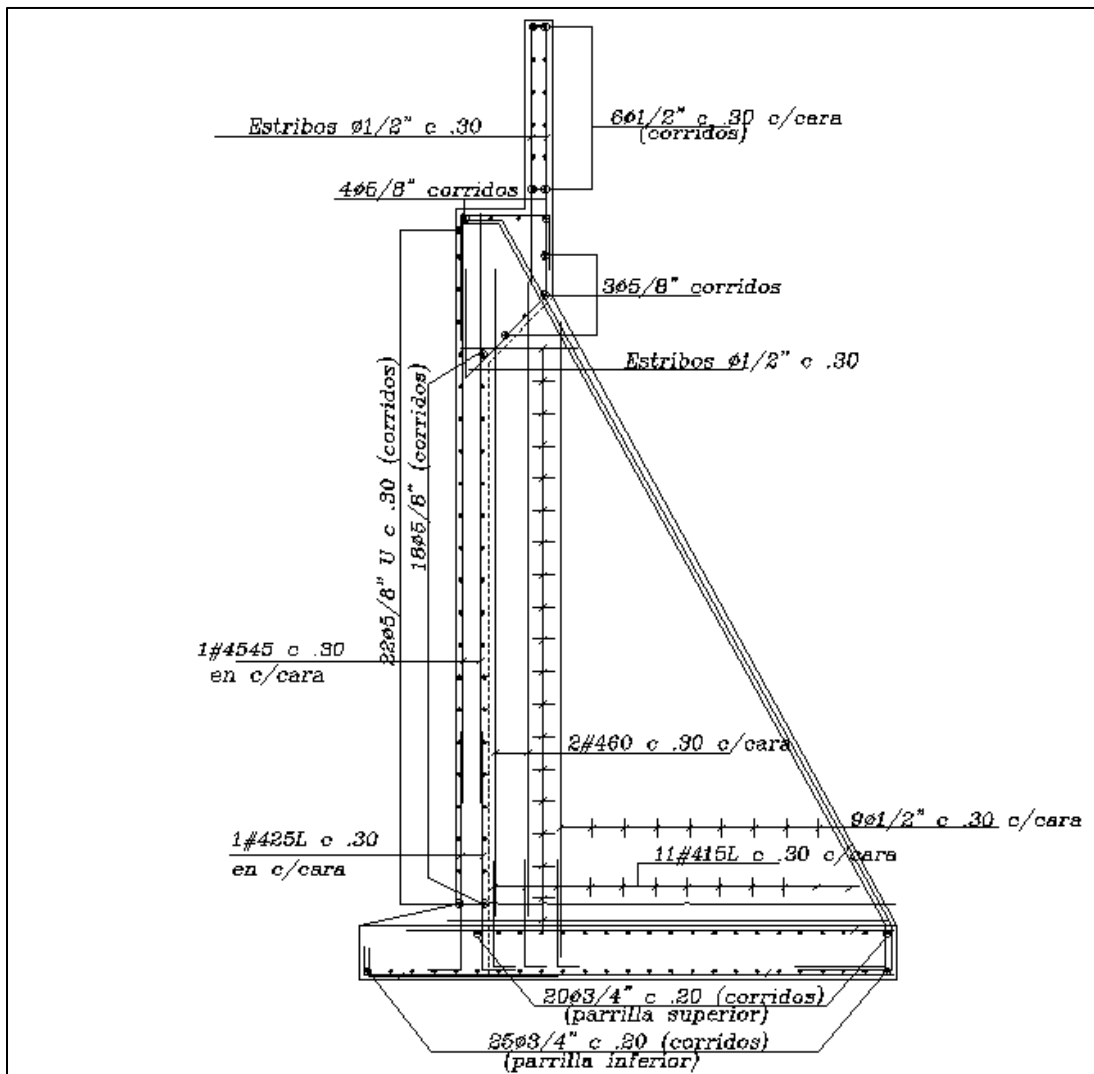
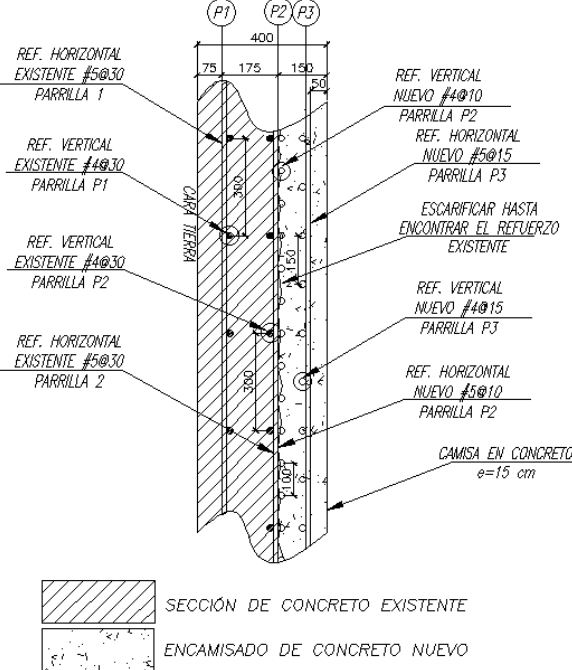
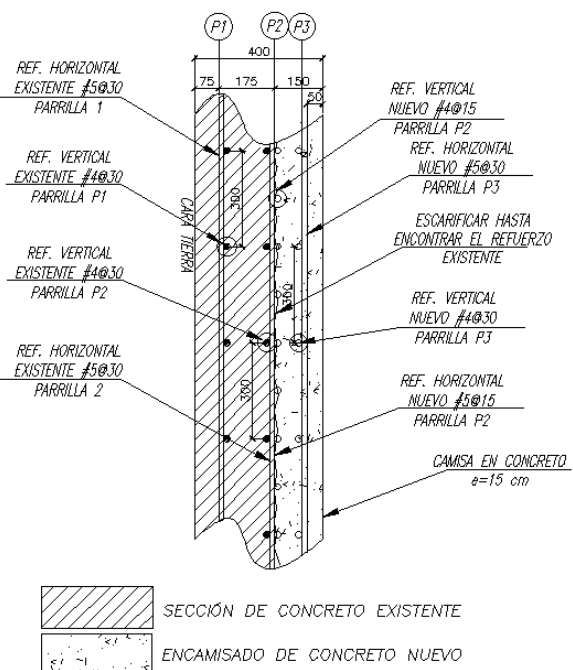


Figura 49. Especificación de acero longitudinal y acero transversal del estribo existente. (Información suministrada para chequeo estructural).

• **Chequeo de Estabilidad**

Tanto el chequeo de volcamiento como el chequeo de deslizamiento fueron satisfactorios para el estribo existente con factores de seguridad superiores a la unidad tal como se evidencia en las Tabla 244 y Tabla 248 para el chequeo de volcamiento y las Tabla 249 y Tabla 250 para el chequeo de deslizamiento propuesto en el ANEXO 3.

Tabla 16. Comparación de secciones y diseño de acero de refuerzo para el estribo entre las propuestas RPESA y RPECA (elaboración propia).

Diseño del Estribo del Puente Sin Aislamiento RPESA	Diseño del Estribo Pórtico de Puente con Aislamiento Tipo U-FREIs RPECA
 <p>SECCIÓN TRANSVERSAL EN PLANTA</p> <p>SECCIÓN DE CONCRETO EXISTENTE ENCAMISADO DE CONCRETO NUEVO</p>	 <p>SECCIÓN TRANSVERSAL EN PLANTA</p> <p>SECCIÓN DE CONCRETO EXISTENTE ENCAMISADO DE CONCRETO NUEVO</p>
Sobre-Espesor	Sobre-Espesor
0.10 m	0.10 m
Refuerzo Vertical	Refuerzo Vertical
Parrilla 1- cara tierra #5@30 cm – Acero Existente Parrilla 2 – intermedia #5@10cm - Acero Existente + Acero Nuevo Parrilla 3 – cara vía #5@15 cm – Acero Nuevo	Parrilla 1- cara tierra #5@30 cm – Acero Existente Parrilla 2 – intermedia #5@15cm - Acero Existente + Acero Nuevo Parrilla 3 – cara vía #5@30 cm – Acero Nuevo
Refuerzo Horizontal	Refuerzo Horizontal
Parrilla 1- cara tierra #4@30 cm – Acero Existente Parrilla 2 – intermedia #4@10cm - Acero Existente + Acero Nuevo Parrilla 3 – cara vía #4@15 cm – Acero Nuevo	Parrilla 1- cara tierra #4@30 cm - Acero Existente Parrilla 2 – intermedia #4@15cm - Acero Existente + Acero Nuevo Parrilla 3 – cara vía #4@30 cm - Acero Nuevo

10.2.4. Reforzamiento de Dados-Zapatas

Como se logra evidenciar en el apartado 17.4. del ANEXO 3 y en el apartado 18.5. del ANEXO 4 los dados- zapatas de cimentación tanto del estribo como del pórtico central, no requieren reforzamiento alguno, ya que las condiciones actuales soportan las nuevas solicitaciones de diseño.

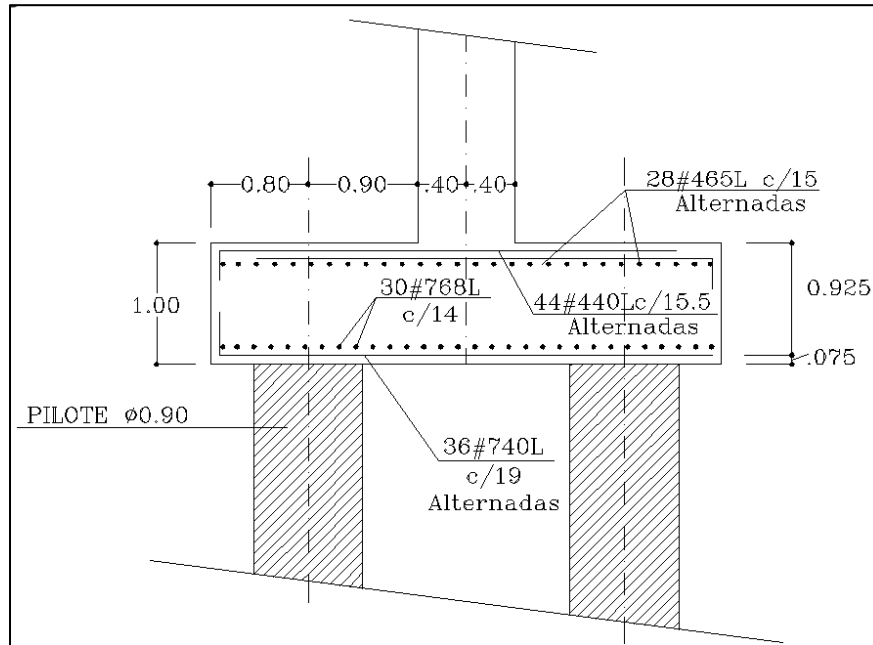


Figura 50. Especificación de acero longitudinal y acero transversal de la zapata del pórtico central. (Información suministrada para chequeo estructural).

10.2.5. Reforzamiento de Pilotes

El chequeo de los pilotes se realizó en dos partes, primero se hizo un análisis de capacidad portante y luego se realizó el diseño a flexión y corte (Figura 51).

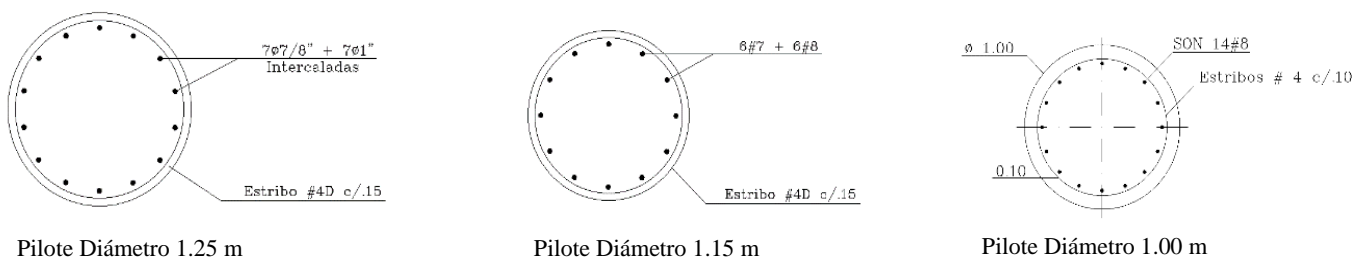


Figura 51. Refuerzo de pilotes existentes. (Información suministrada para chequeo estructural).

- **Chequeo de Capacidad Portante**

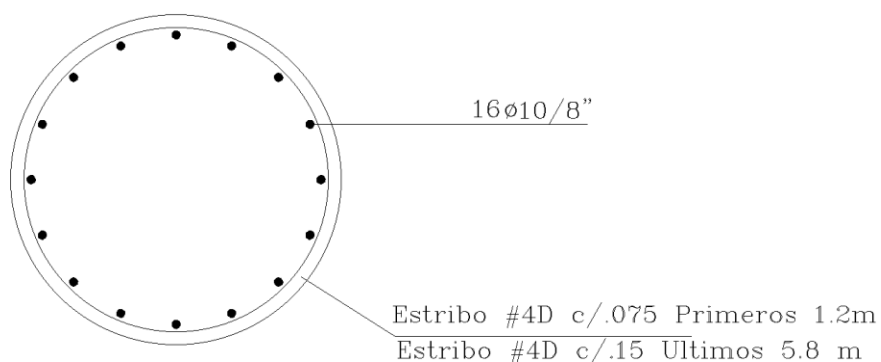
En la Tabla 17 se realiza el chequeo por capacidad portante de los pilotes existente bajo las condiciones más críticas de diseño que son las del RPESA.

Tabla 17. Chequeo de la capacidad portante de los pilotes existentes. (Elaboración propia)

Chequeo de Capacidad Portante			
Pilote Diámetro (m)	1,00	1,15	1,25
Profundidad (m)	7	7	7
Capacidad Portante (ton)	108	134	152
Solicitación máxima actuante (ton)	26,96	37,39	89,79
Chequeo	Cumple	Cumple	Cumple

- **Propuesta de Reforzamiento según Chequeo por Flexo-Compresión de Pilotes.**

De acuerdo con los diagramas de interacción realizados para el chequeo a flexo-compresión de los pilotes del PRESA (Figura 92, Figura 93 y Figura 94 del ANEXO 3), se puede afirmar que los pilotes del pórtico central de diámetro de 1,0 metro no requieren ser reforzados al igual que los pilotes del estribo de diámetro de 1,15 metros; caso contrario sucede con los pilotes de 1,25 metros, del estribo, los cuales fallan por flexo-compresión por lo cual se sugiere aumentar el dado de cimentación dos metros en sentido transversal y agregar una hilera de pilotes de diámetro de 1,25 metros con el refuerzo dispuesto en la Figura 52. Esto redistribuye las cargas de los pilotes y permite que tanto los pilotes existentes como los nuevos chequeen a flexo-compresión tal como se evidencia en la Figura 95 y la Figura 96 del ANEXO 3.



REFUERZO PILOTE

Figura 52. Refuerzo de pilote nuevo de diámetro 1.25 metros (elaboración propia).

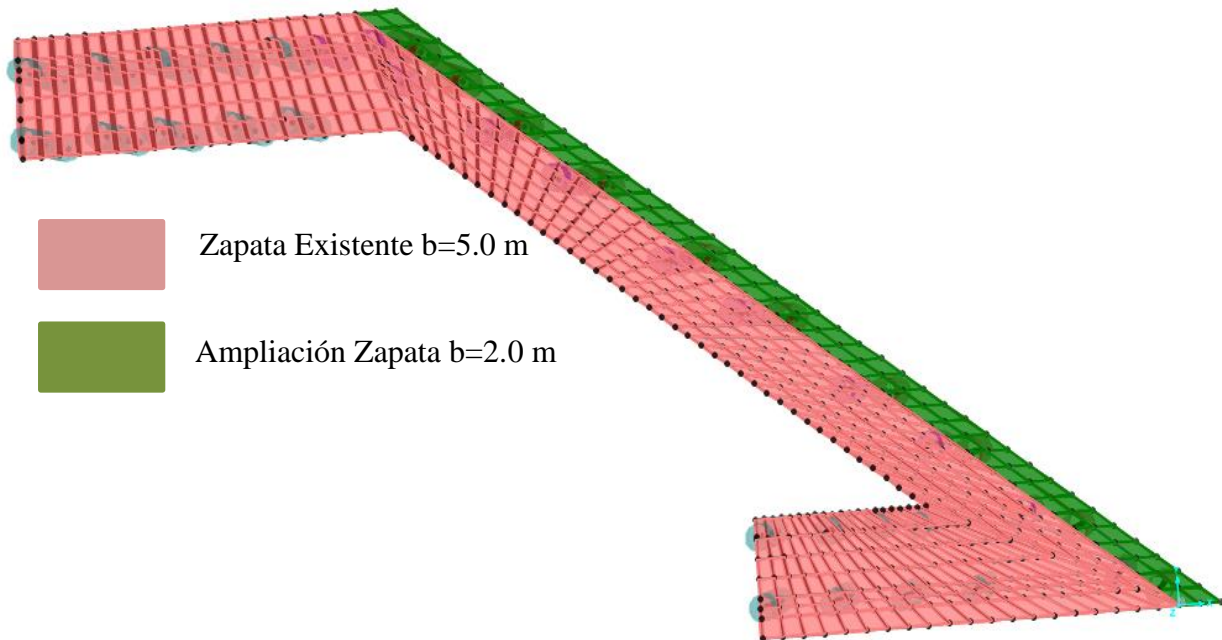


Figura 53. Ampliación transversal de la zapata del pórtico existente para la ubicación de los nuevos pilotes de 1,25 m de diámetro (elaboración propia).

Considerando las mayores solicitaciones presentes sobre la subestructura en el RPESA, y que ni los pilotes de 1,00 m de diámetro del pórtico central ni los pilotes de diámetro 1,15 metros del estribo evidenciaron falla alguna, siendo necesario sólo reforzar los pilotes de 1,15 metros de diámetro del estribo para ese caso, estos últimos fueron los únicos pilotes que se chequearon para el RPECA. Este chequeo se evidencia en la Figura 99 del ANEXO 4, según lo cual se concluye que los pilotes existentes de 1,25 metros no requieren ser reforzados, ya que las condiciones de geometría y refuerzo actual absorben los esfuerzos que la estructura superior le transmite a la cimentación. En conclusión, la cimentación de todo el puente no debe ser intervenida si en el puente se instalan aisladores tipo U-FREIs para su reforzamiento, lo cual representa un gran ahorro en costos directos e indirectos.

10.3. Resumen Comparativo entre las Propuestas de Reforzamiento

En la Tabla 18 y en la Figura 54 se puede observar el resumen de los ahorros obtenidos en el reforzamiento de un puente con aisladores comparado con el mismo puente reforzado sin aisladores en la base de las vigas. El mayor ahorro se evidencia en las columnas del pórtico central

ya que en el RPECA no es necesario generar ningún tipo de encamisado. Al ubicar aisladores en la base de las vigas el puente no debe ser reforzado en términos de cimentación, lo cual implica un ahorro considerable en términos de costos directos y tiempos de ejecución, debido a que el reforzamiento estructural de cimentación es lo que más tiempo y costos directos e indirectos toma en la repotenciación de todo tipo de estructura.

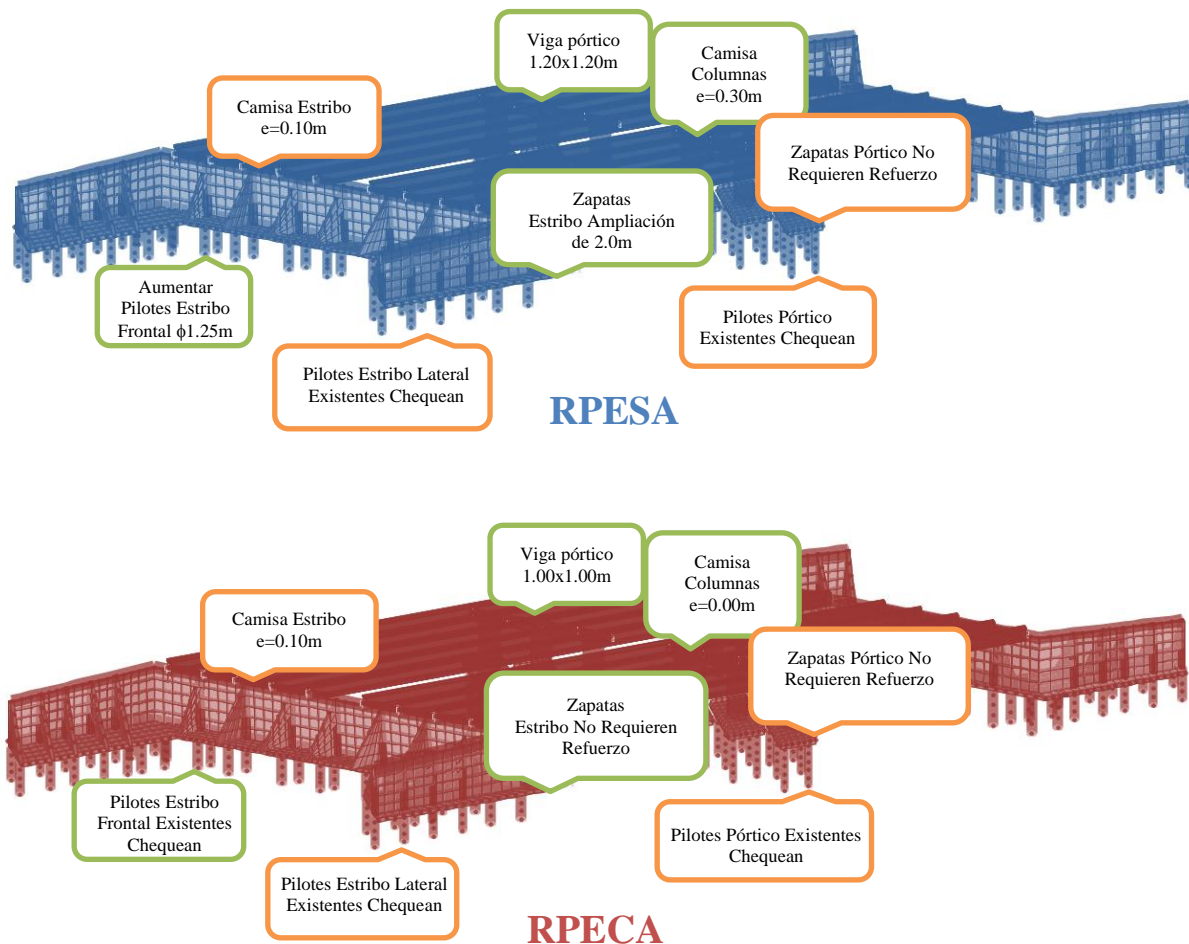


Figura 54. Comparación entre las secciones del RPESA y del RPECA (elaboración propia)

Tabla 18. Resumen comparativo entre elementos del puente aislado y no aislado (elaboración propia).

Elemento Analizado	Cambio de Sección	% Ahorro en Volumen de Concreto	% Ahorro Acero de refuerzo Longitudinal	% Ahorro Acero de refuerzo Transversal
Vigas Postensadas	NO	N.A	N.A	N.A
Viga Pórtico	SÍ	30%	-8%*	30%
Columna Pórtico	SÍ	100%	100%	100%
Estribos	SÍ	0%	28%	N.A
Zapatas Pórtico	NO	N.A	N.A	N.A
Zapatas Estribo	SÍ	100%	100%	N.A
Pilotes	SÍ	100%	100%	100%

* Aumento de Cuantía

11. EVALUACIÓN LOS COSTOS DIRECTOS DE LA SUB-ESTRUCTURA

Se expondrá la comparación en términos de volúmenes de concreto, pesos de acero, volúmenes de demoliciones y cantidades de resina epóxica, entre los cuatro análisis realizados en capítulos anteriores.

- PROPUESTA 1 - Diseño Nuevo Puente Sin Aisladores Sísmicos (DNPSA).
- PROPUESTA 2 - Diseño Nuevo Puente Con Aisladores Sísmicos en los Apoyos de las Vigas (DNPCA).
- PROPUESTA 3 - Reforzamiento Puente Existente Sin Aisladores Sísmicos (RPESA).
- PROPUESTA 4 - Reforzamiento Puente Existente Con Aisladores Sísmicos en los Apoyos de las Vigas (RPECA).

11.1. Recomendaciones Constructivas para la Evaluación de Costos

Los neoprenos convencionales, donde se apoyan las vigas postensadas de la superestructura de las propuestas sin aislamiento tienen una altura aproximada de 12 cm; por otro lado, los aisladores sísmicos tipo U-FREIs tiene una altura de 35 cm. Esta diferencia de altura puede afectar el trazado longitudinal de la rasante de la vía, tanto del puente nuevo como del puente existente, por lo cual se ha definido que esta diferencia de altura sea asumida y compensada en la altura de la silleta del estribo donde se apoyan estos elementos, esto con el fin de mantener la rasante de la vía igual para los cuatro casos de diseño y evitar costos de desmonte y nuevo montaje de losa de aproximación para el reforzamiento del puente existente, lo cual puede inducir costos significativos (Figura 54-A).

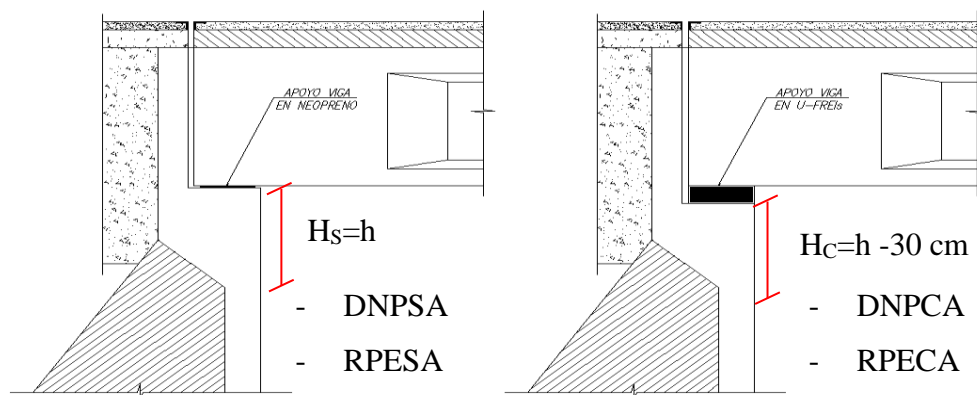


Figura 54-A. Diferencia de alturas de silleta de estribo apoyo de neoprenos y aisladores tipo U-FREIs.

Como se puede observar en la Figura 54-A, para el puente existente se tuvieron en cuenta las cantidades la demolición de 30 cm de la silleta del estribo y la fundición de 8 cm donde se reemplazará el acero afectado durante la demolición, para la propuesta del puente reforzado con aisladores; para el puente reforzado sin estos elementos no se tuvo en cuenta estos costos adicionales ya que este seguirá teniendo los neoprenos convencionales en los apoyos de las vigas postensadas de la superestructura.

11.2.Comparación de Cantidades

En términos de volúmenes de concreto, para un puente construido desde cero se evidenciaron ahorros de aproximadamente 19% entre el DNPSA y el DNPCA. Por otro lado, para el RPECA se observaron ahorros del 75% con respecto al RPESA (Figura 55).

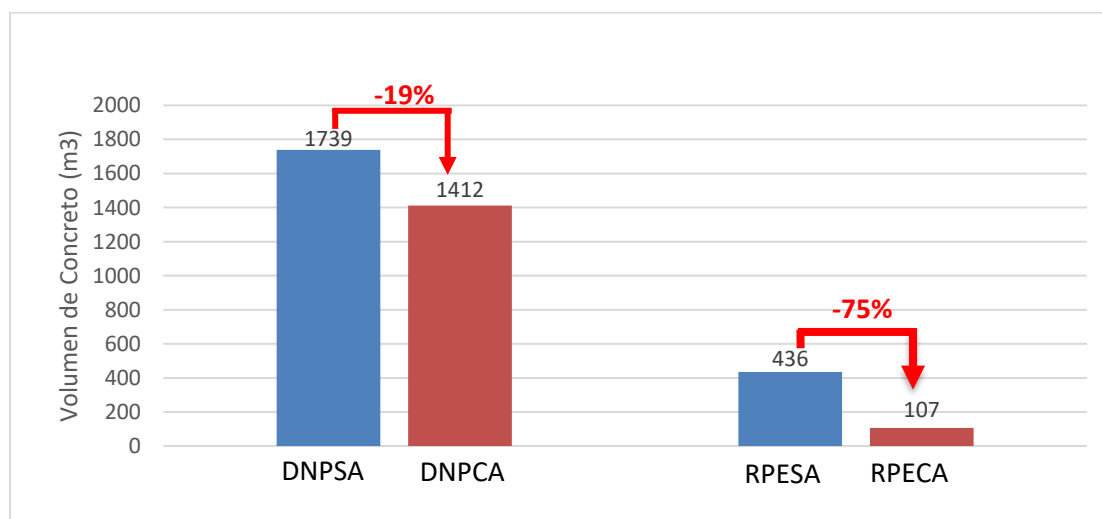


Figura 55. Comparación de cantidades de concreto (elaboración propia).

Al comparar las cantidades de acero corrugado de un puente construido desde cero se observaron ahorros de aproximadamente 27% para el DNPCA. De igual forma, para el RPECA de un puente existente se observaron ahorros de 72%. (Figura 56).

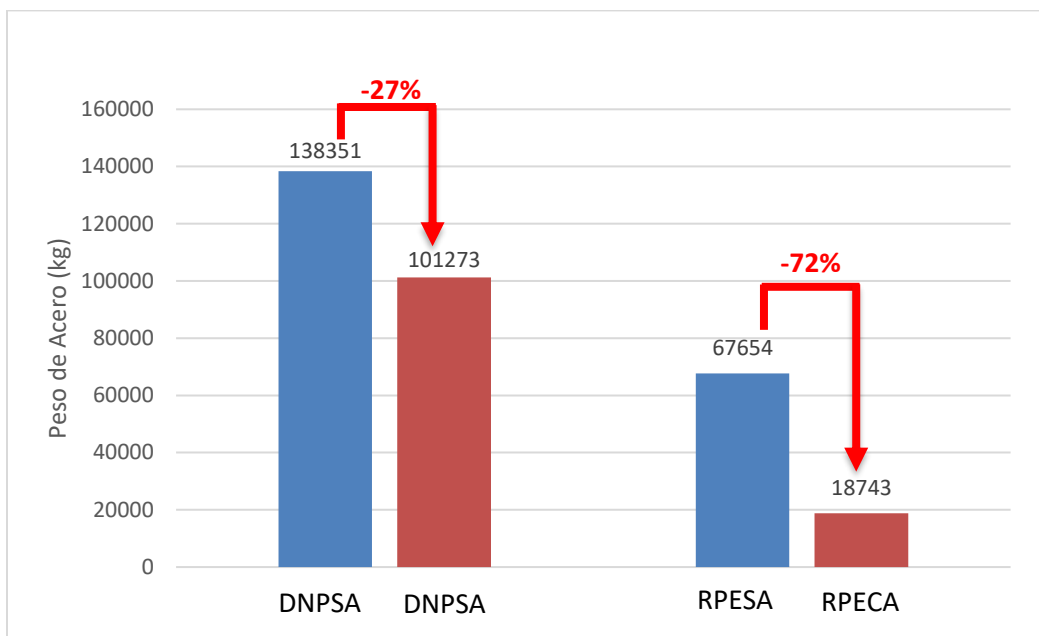


Figura 56. Comparación de cantidades de acero. (Elaboración propia).

Para el reforzamiento de estructuras existentes se requiere generar anclajes entre los elementos en concreto. Para esto se han evaluado las cantidades de resina epóxica necesarias tanto para el RPESA como para el RPECA, obteniendo un ahorro de 62% para este último caso. (Figura 57).

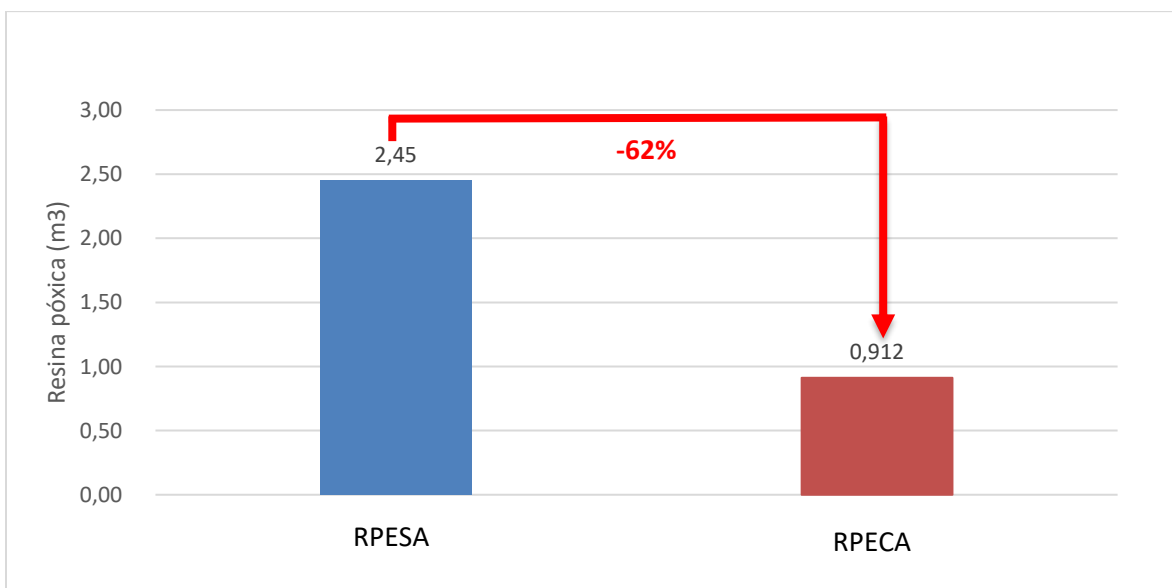


Figura 57. Comparación de cantidades de resina epóxica. (Elaboración propia).

Para las propuestas de reforzamiento, se evidenció que era necesario realizar demoliciones completas o parciales de elementos, como lo fue el caso de la viga pórtico, mientras que en el caso de los estribos y columnas pórticos fue necesario abujardar hasta encontrar el acero de refuerzo existente, lo cual generó volúmenes de concreto de demolición que fueron cuantificados para evaluar el ahorro en dicha actividad. Según lo presentado. Según lo presentado en la Figura 58, se observó un ahorro de 22% para el RPECA con respecto al RPESA.

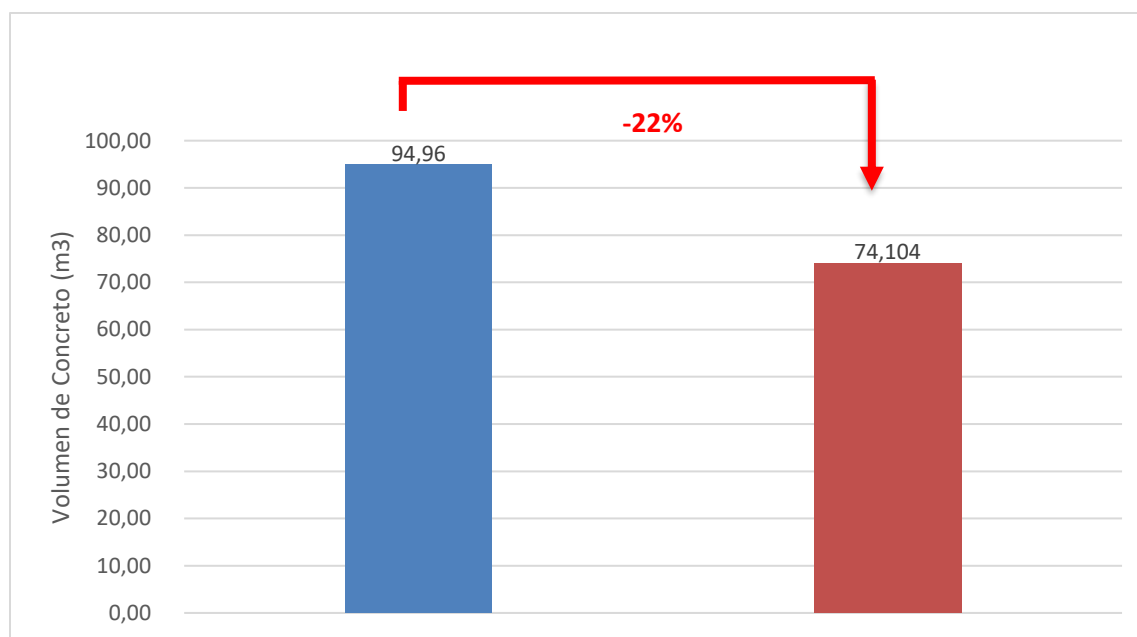


Figura 58. Comparación de cantidades de demoliciones. (Elaboración propia).

11.3. Comparación de Costos

Finalmente, teniendo todas las cantidades y costos de las actividades de construcción y reforzamiento de las estructuras, se cuantificaron los costos totales de cada una de las cuatro propuestas, considerando que a la Propuesta 2 y a la Propuesta 4 se les debió añadir el costo de los aisladores sísmicos tipo U-FREIs nacionales, los cuales se estimaron en \$9.500.000 COP, por unidad, según la geometría calculada (Madera, 2018). En la Figura 59 se evidencia el cálculo de costos directos de construcción y reforzamiento de la subestructura de las cuatro propuestas evaluadas en los anteriores apartados.

Como se puede visualizar en la Figura 59, para el diseño de puentes nuevos el ahorro en costos directos entre una estructura aislada en la base de las vigas y otra no aislada, no es significativo (2%), esto a causa de la magnitud de los costos fijos que poseen ambas estructuras. Sin embargo, al ser los costos prácticamente iguales, el factor económico no es un impedimento para implementar el sistema de aislamiento. Cabe resaltar que esto se logró porque se tuvieron en cuenta precios de aisladores nacionales. Además de no incrementar el valor de construcción, el sistema de aislamiento le permitirá al puente tener una vida útil más larga (más de 2.0500 años, período de diseño) y no sufrir fallas considerables durante un sismo, siguiendo en funcionamiento una vez este evento haya terminado.

Caso contrario sucede con el reforzamiento de puentes existentes donde, a causa del aislamiento de las vigas se puede suprimir por completo el reforzamiento de ciertos elementos, como es el caso de los pilotes y el pórtico central del puente analizado, lo cual permitió obtener un ahorro de 15%.

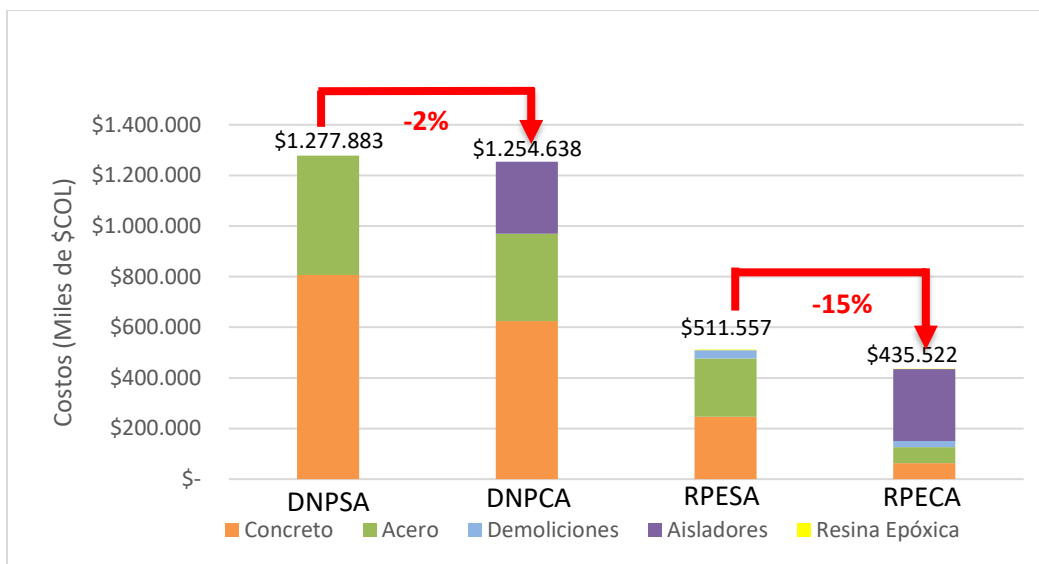


Figura 59. Comparación de costos totales. (Elaboración propia).

12. CONCLUSIONES

En este trabajo se analizó un puente empleando aisladores tipo U-FREIs en la base de las vigas postensadas (superestructura), comparando su repuesta con la de un puente sin estos dispositivos tanto para un diseño nuevo como para un reforzamiento. La comparación se hizo en términos de la respuesta sísmica (aceleraciones, períodos y fuerzas), en cantidades de concreto y de acero de refuerzo, y en los costos directos de construcción. A partir de los resultados obtenidos se concluyó lo siguiente:

- Usar aisladores sísmicos en puentes vehiculares reduce las fuerzas internas de los elementos de la subestructura, y por consiguiente se obtiene elementos menos robustos que reducen los costos directos. Específicamente, los aisladores sísmicos tipo U-FREIs permitieron que el periodo fundamental de la estructura aumentara en 72%, lo que a su vez redujo la aceleración espectral en un 20%, minimizando así la magnitud de las fuerzas sísmicas de diseño, permitiendo elementos menos robustos y económicamente más factibles.
- El uso de aisladores sísmicos en puentes aumenta la vida útil de este tipo de estructuras, ya que estas se diseñan con un periodo de retorno mayor o igual a 2.500 años, según la cuarta edición de especificaciones de diseño para aisladores sísmicos de la AASHTO, lo cual es superior al periodo de retorno sísmico para el cual se diseñan los puentes en Colombia según la CCP-14, el cual es de 1.000 años. Además, el usar los aisladores sísmicos tipo U-FREIs en puentes existentes permite que no sean intervenidos ciertos elementos del puente, reduciendo la probabilidad de afectar la integridad y funcionalidad del puente durante el proceso constructivo.
- Al realizar el diseño del nuevo puente sin aisladores sísmicos tipo U-FREIs y después compararlo con el diseño desde cero del mismo puente con aisladores, se encontró que hay elementos que evidencian un mayor ahorro que otros, por ejemplo, las columnas del pórtico central resultaron ser 58% menos robustas para el puente aislado que para el puente sin aislamiento. Por su parte, los estribos del puente presentaron un ahorro de 27%, valor inferior al ahorro evidenciado en el pórtico central. Por otro lado, el aislamiento sísmico no afectó las dimensiones de algunos elementos, como lo fue el caso de las zapatas de estribos y pórticos de los casos de estudios realizados en el presente documento; la disminución de las cargas sísmicas en este tipo de elementos fue 7% y 8% respectivamente.

- Al comparar el puente existente reforzado sin aislamiento tipo U-FREIs, con el mismo puente aislado en la base de las vigas, se encontró que en este último no es necesario reforzar columnas ni pilotes lo cual permitió un ahorro del 100%, en el reforzamiento de dichos elementos. Por otro lado, hubo elementos que no fue necesario reforzar en ninguna de las dos condiciones, como lo fue el caso de las zapatas, por lo tanto, no hay ahorro en el reforzamiento de este tipo de elementos.
- El diseño desde cero del puente representativo de la red vial del Valle del Cauca – Colombia, sin aisladores, arrojó un total de costos directos de subestructura de \$ 1.277.883.107; de igual forma se diseñó el mismo puente, haciendo uso de aisladores sísmicos tipo U-FREIs en el apoyo de las vigas, y esto arrojó un costo total de \$ 1.254.637.712, lo que demuestra un ahorro del 1,8%, volviéndolo una opción factible desde el punto de vista económico. Además, el uso del aislamiento en puentes de mínimo dos luces y simplemente apoyados provee estructuras más seguras y con una vida útil mucho más extensa, que un puente sin este tipo de elementos, lo cual demuestra un ahorro a largo plazo en términos de repotenciación y mantenimiento.
- Al realizar el diseño de la repotenciación de un puente existente representativo de la red vial del Valle del Cauca – Colombia, sin aisladores sísmicos en el apoyo de las vigas se cuantificó un total de costos directos de subestructura de \$ 511.557.130; de igual forma se diseñó la repotenciación del mismo puente, haciendo uso de aisladores sísmicos tipo U-FREIs en el apoyo de las vigas, y esto arrojó un costo total de \$ 435.522.038, lo cual demuestra un ahorro del 15%, resultado suficiente para sustentar que el uso de U-FREIs en la repotenciación de puentes de dos luces simplemente apoyados provee estructura económicamente más viables, sin dejar a un lado que son estructuras más seguras.

13. PERSPECTIVAS

Mediante la evaluación de los estudios de casos realizados en presente documento se evaluaron costos directos que permitieron concluir que era factible, en términos económicos, los diseños desde cero de puentes haciendo uso de aisladores tipo U-FREIs y la repotenciación de puentes existentes con estos elementos, sin embargo, se puede evaluar en un futuro, la viabilidad económica en términos de costos indirectos y de costos futuros durante el tiempo de funcionamiento del puente. Los puentes a lo largo de su vida útil se ven afectados por eventos sísmicos inferiores al sismo de diseño, lo cual afecta a los elementos de la estructura, para lo cual se realizar reparaciones puntuales, las cuales pueden evitarse en su totalidad con el aislamiento sísmico de la superestructura, esto puede cuantificarse y demostrar finalmente la viabilidad económica del uso de los U-FREIs en puentes en términos de costos de mantenimiento a largo plazo.

Por otro lado, es importante que esta investigación se extienda a puentes de otros tipos, como lo puede ser tipos con otro sistema estructural o puentes con otros materiales de diseño, para lograr una conclusión global que permita determinar, en términos generales, si los aisladores sísmicos tipo U-FREIs utilizados en puentes son una opción económicamente viable de diseño y reforzamiento.

14. REFERENCIAS

- AASHTO. (2014). *AASHTO Guide Specifications for Seismic Isolation Design, 4th Edition (2014).pdf*.
- Abedi, S., Bakhshi, A., & Valadoust, V. (2017). Experimental investigation on effects of elastomer components on dynamic and mechanical properties in seismic isolator compounds. *Construction and Building Materials*, 135, 267–278. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.12.184>
- Ahmad, S., Ghani, F., & Adil, R. (2009). Seismic friction base isolation performance using demolished waste in masonry housing. *Construction and Building Materials*, 23(1), 146–152. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2008.01.012>
- Ahmadipour, M., & Alam, M. S. (2017). Sensitivity analysis on mechanical characteristics of lead-core steel-reinforced elastomeric bearings under cyclic loading. *Engineering Structures*, 140, 39–50. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.02.014>
- AISC-180. (2012). *AISI180-13(EstructurasDiferentesEdificaciones) (1).pdf*.
- Al-anany, Y. M., & Tait, M. J. (2017a). Experimental assessment of utilizing fiber reinforced elastomeric isolators as bearings for bridge applications. *Composites Part B*, 114, 373–385. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2017.01.060>
- Al-anany, Y. M., & Tait, M. J. (2017b). Fiber reinforced elastomeric isolators for the seismic isolation of bridges. *Composite Structures*, 160, 300–311. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2016.10.008>
- ANI. (2015). *COMPARATIVO DE RESULTADOS DEL CODIGO COLOMBIANO DE PUENTES DEL AÑO 1995 Y EL RECIENTE DEL AÑO 2014 PARA UN PUENTE DE 180 . 0 m DE LARGO DESARROLLADO EN VOLADIZOS SUCESIVOS CON LUZ CENTRAL DE 90 . 0m Y TRES PUENTES*. Retrieved from file:///C:/Users/carlos rizo/Downloads/4. Anexo Comparativo Codigos de Puentes (CCP95 vs CCP14).pdf
- Diaz, E. E. M., Moreno, F. N., & Mohammadi, J. (2009). Investigation of Common Causes of Bridge Collapse in Colombia. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 14(4), 194–200. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)sc.1943-5576.0000006](https://doi.org/10.1061/(asce)sc.1943-5576.0000006)
- Guo, A., & Gao, H. (2016). Seismic Behavior of Posttensioned Concrete Bridge Piers with External Viscoelastic Dampers. *Shock and Vibration*, 2016, 1–12. <https://doi.org/10.1155/2016/1823015>
- HIRUN Engineering Solution. (n.d.). *Aisladores y juntas sísmicas, disipadores, apoyos para puentes*
- Isolators, F. E., & Eeri, M. (2018). *Modeling and Evaluation of a Seismically Isolated Bridge Using Unbonded*. 34(1), 145–168. <https://doi.org/10.1193/072416EQS118M>
- Kawashima, K. (2013). *Structural Performance of Bridges in the Tohoku-Oki Earthquake*. 29(March), 2–12. <https://doi.org/10.1193/1.4000129>
- Losanno, D., Madera, I. E., Spizzuoco, M., & Marulanda, J. (2019). Experimental assessment and analytical

- modeling of novel fiber-reinforced isolators in unbounded configuration. *Composite Structures*, 212(October 2018), 66–82. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2019.01.026>
- Madera, I. E. (2018). *Desarrollo tecnológico de un aislador sísmico de bajo costo para edificaciones bajas*. Tesis para Optar por el Título de Doctora en Ingeniería con Énfasis en Mecánica de Sólidos. Universidad del Valle.
- Martinez, J. J. (2018). *Estribos de Puentes*.
- Ministerio de Transporte Instituto Nacional de Vías. (2014). *NORMA COLOMBIANA DE DISEÑO DE PUENTES CCP-14*.
- Mintransporte Colombiano. (2017). *Transporte en Cifras Estadísticas 2017*.
- Muñoz, E., & Valbuena, E. (1996). Evaluación Del Estado De Los Puentes De Acero De La Red Vial. *Rev. Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, 4(2), 125–128.
- Pino, M. (2017). *Análisis de la Incidencia Técnica al Aplicar la Norma CCP-14 Versus la Norma CCDSP 95 En El Diseño Estructural de la Superestructura de un Puente Reforzado Simplemente Apoyado de 20 Metros de Longitud* (Universidad Santo Tomás). Retrieved from <https://repository.usta.edu.co/bitstream/handle/11634/10029/Pino2017.pdf?sequence=1&isAllowed>
- Ranf, R. T., Eeri, M., Eberhard, M. O., Eeri, M., Malone, S., & Eeri, A. M. (2007). *Post-earthquake Prioritization of Bridge Inspections*. 23(1), 131–146. <https://doi.org/10.1193/1.2428313>
- Redacción Económica. (2018). ¿Qué pasa con los puentes en Colombia? *BALANCE DEL MINTRANSPORTE*. Retrieved from <https://www.elespectador.com/economia/que-pasa-con-los-puentes-en-colombia-articulo-740292>
- Rico, L., & Chio, G. (2012). *Uso de aisladores de base en puentes de concreto simplemente apoyados*. (34), 103–124.
- Russo, G., Pauletta, M., & Cortesia, A. (2013). *A study on experimental shear behavior of fiber-reinforced elastomeric isolators with various fiber layouts , elastomers and aging conditions*. 52, 422–433.
- Salgado-Gálvez, M. A., Bernal, G. A., & Cardona, O. D. (2016). Evaluación probabilista de la amenaza sísmica de Colombia con fines de actualización de la Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14. *Revista Internacional de Metodos Numericos Para Calculo y Diseno En Ingenieria*, 32(4), 230–239. <https://doi.org/10.1016/j.rimni.2015.07.001>
- Suarez, N. B. (2017). *Experiencias sobre aislamiento sísmico en Colombia*. (June 2014).
- Tatiana, L., & Joya, L. (2016). *Disipadores Y Aisladores Sísmicos, Modelo De Puente Vehicular Con Disipador Y Sin Disipador De Energía, Comparación De La Respuesta Sísmica*. Unviersidad Catolica De Colombia Facultad De Ingenieria Programa De Ingenieria Civil Bogota D.C. 2016. Retrieved from https://repository.ucatolica.edu.co/bitstream/10983/13931/4/Laura_Tatiana_Leon_Trabajo_de_grado.pdf

ANEXOS

ANEXO 1 – MEMORIA DE PUENTE CALCULADO DESDE CERO CON METODOLOGIAS CONVECIONALES DE DISEÑO - DNPSA

En el presente anexo se evidenciarán los cálculos y análisis de diseño del puente en cuestión, sin usar aisladores sísmicos.


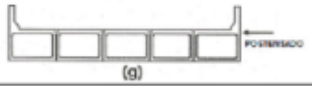
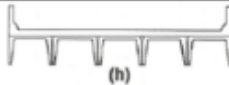
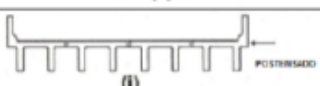
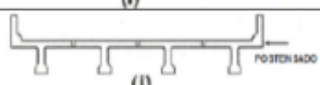
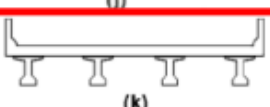

15.1. Diseño de Vigas Postensadas

La siguiente memoria de cálculo estructural tiene como objetivo evidenciar y explicar el chequeo de la viga postensada del puente en referencia, según la última actualización de la norma colombiana para dicho fin CCP-14. Inicialmente se chequearán las vigas bajo la geometría y refuerzo actual de diseño, en caso de requerir reforzamiento se propondrán metodologías convencionales de reforzamiento.

15.1.1. Definición de Super-Estructura a Evaluar

El puente a diseñar en su superestructura está definido como Secciones I y T con nervios de concreto prefabricado, sección transversal típica según denominación de la norma CCP-14 en la Tabla 4.6.2.2.1-1.

Tabla 19. Definición superestructura. (Tabla 4.6.2.2.1-1 de la norma CCP-14).

Cajón de concreto prefabricado (macizo, aligerado o celular) con llaves de cortante	Recubrimiento de concreto fundido in situ	
Sección cajón de concreto prefabricado (macizo, aligerado o celular) con llaves de cortante, con o sin pre esfuerzo transversal	Concreto integral	
Secciones canal de concreto prefabricado con llaves de cortante	Recubrimiento de concreto fundido in situ	
Sección doble T de concreto prefabricado con llaves de cortante y con o sin pre esfuerzo transversal	Concreto integral	
Sección T de concreto prefabricado con llaves de cortante y con o sin pre esfuerzo transversal	Concreto integral	
Secciones I o T con nervios de concreto prefabricado	Concreto vaciado in situ, o prefabricado	
Vigas de madera	Concreto fundido in situ o tableros, paneles laminados (pegados o clavados) o madera prensada	

15.1.2. Definición de la Sección Transversal de Vigas Postensadas

Tabla 20. Definición propiedades geométricas de la viga postensada tipo 1 (elaboración propia).

Descripción	Valor	Unidad
Número de Luces	2	UND
Longitud Luz	35,55	m
Distancia Entre Vigas	2,4	m
a	0,20	m
a'	0,20	m
b	0,18	m
b'	0,12	m
c	1,05	m
d	0,18	m
d'	0,24	m
e	0,20	m
Espesor Losa Superior	0,20	m
Espesor Diafragma	0,20	m
Cantidad de Diafragmas Por Luz	6	UND
Espesor Losa Inferior	0,00	m
Recubrimiento Vigas	0,09	m

Tabla 21. Definición propiedades geométricas de la viga postensada tipo 2 (elaboración propia).

Descripción	VALOR	UNIDAD
Número de Luces	2	UND
Longitud Luz	25,55	m
Distancia Entre Vigas	2,4	m
a	0,20	m
a'	0,20	m
b	0,18	m
b'	0,12	m
c	1,05	m
d	0,18	m
d'	0,24	m
e	0,20	m
Espesor Losa Superior	0,20	m
Espesor Diafragma	0,20	m
Cantidad de Diafragmas por Luz	6	UND
Espesor Losa Inferior	0,00	m
Recubrimiento Vigas	0,09	m

El puente en análisis cuenta con dos luces una de 35.55 metros de longitud y la otra de 25.55 metros. Ambas poseen la misma sección transversal en términos de geometría, pero tienen reforzamiento diferente a causa de la diferencia entre solicitaciones.

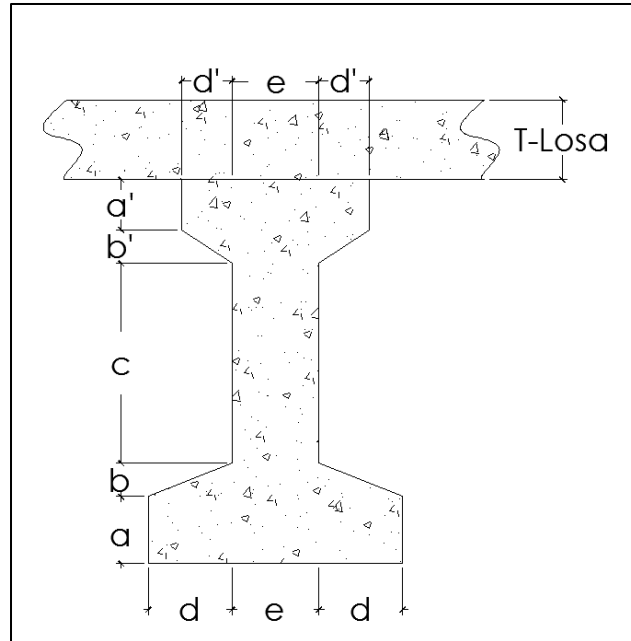


Figura 60. Corte transversal de la viga postensada típica (elaboración propia).

15.1.3. Definición de Materiales

Las propiedades de los materiales a usar se definen según la resistencia a la compresión del concreto a usar (3500 ton/m^2), el esfuerzo de fluencia del acero de tensionamiento (160000 ton/m^2) y del acero de refuerzo (42000 ton/m^2), al igual que la resistencia de tracción para el acero de preesfuerzo (189000 ton/m^2). Conociendo la resistencia a la compresión del concreto (f'_c) se procede a definir los límites a compresión en el concreto preesforzado después de las pérdidas (f'_{ci} : resistencia a compresión del concreto especificada para el momento de la transferencia de fuerzas en el torón y f'_{cf} : resistencia a compresión del concreto especificada para el momento posterior a la transferencia de fuerzas en el torón) y los límites para los esfuerzos de tracción en el concreto preesforzado en el estado límite de servicio después de las pérdidas (f_{ti} : resistencia a la tracción del concreto especificada para el momento de la transferencia de fuerzas en el torón y f_{tf} : resistencia a la tracción del concreto especificada para el momento posterior a la transferencia de fuerzas en el torón), esto teniendo en cuenta los parámetros que la norma CCP-14 plantea en las Tablas 5.9.4.2.1-1 y 5.9.4.1.1-1/ 5.9.4.2.2-1.

Tabla 22. Definición de las propiedades iniciales y finales de los materiales a usar en la viga postensada (elaboración propia)

Descripción	Valor	Unidades
f_c (Concreto)	3500	ton/m ²
$f_{ci}=0.8*f_c$ (Concreto)	2800	ton/m ²
$f_{cf}=0.45*f_c$ (Concreto)	1575	ton/m ²
$f_{ti}=0.25*\text{raiz}(f_{ci})$ (Concreto)	132,3	ton/m ²
$f_{tf}=0.5*\text{raiz}(f_c)$ (Concreto)	295,8	ton/m ²
f_{pu} (Acero de Tensionamiento)	189000	ton/m ²
f_{py} (Acero de Tensionamiento)	160000	ton/m ²
f_y (Acero de Refuerzo)	42000	ton/m ²
Es Acero	20000000	ton/m ²

15.1.4. Diseño a Momento

- Avalúo de Carga Muerta**

Tabla 23. Avalúo de cargas muertas (elaboración propia).

DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDADES
W_{DT} (Peso Propio de la Losa)	1,15	ton/m
W_{DV} (Peso Propio de la Viga)	1,43	ton/m
W_{DD} (Peso Diafragma)	0,27	ton/m
W_{DP} (Peso Parapetos)	0,10	ton/m
W_{DA} (Peso Asfalto)	0,240	ton/m

- Avalúo de Carga Viva**

Según la norma para el diseño de puentes CCP-14 la carga de diseño está dada por la siguiente condición de cargas (ver Figura 17). Para la definición de las cargas máximas actuantes en las vigas se definirán 5 condiciones de carga: CASO 1, CASO 2, CASO 3, CASO 4 y CASO 5.

- CASO 1: un solo vehículo ubicado en cualquier punto de la viga con distancia variable entre las llantas medias y traseras de 4.3 a 9 metros como lo indica la norma. Esta condición incluye carga distribuida que indica la norma CCP-14 de 10.3 kN/m.
- CASO 2: dos vehículos ubicados en cualquier punto de la viga con distancia variable entre las llantas delanteras de uno y traseras de otro de 4.3 a 9 metros como lo indica la norma. Esta condición incluye carga distribuida que indica la norma CCP-14 de 10.3 kN/m.

- CASO 3: tres vehículos ubicados en cualquier punto de la viga con distancia variable entre las llantas delanteras de uno y traseras de otro de 4.3 a 9 metros como lo indica la norma. Esta condición incluye carga distribuida que indica la norma CCP-14 de 10.3 kN/m.
- CASO 4: un solo vehículo tándem ubicado en cualquier punto de la viga con distancia fija entre llantas de 1.25 metros como lo indica la norma. Esta condición incluye carga distribuida que indica la norma CCP-14 de 10.3 kN/m.
- CASO 5: un solo vehículo tándem ubicado en cualquier punto de la viga con distancia variable entre llantas de 4.3 a 9 metros. Esta condición incluye carga distribuida que indica la norma CCP-14 de 10.3 kN/m, únicamente en la luz en la que el camión se encuentra.

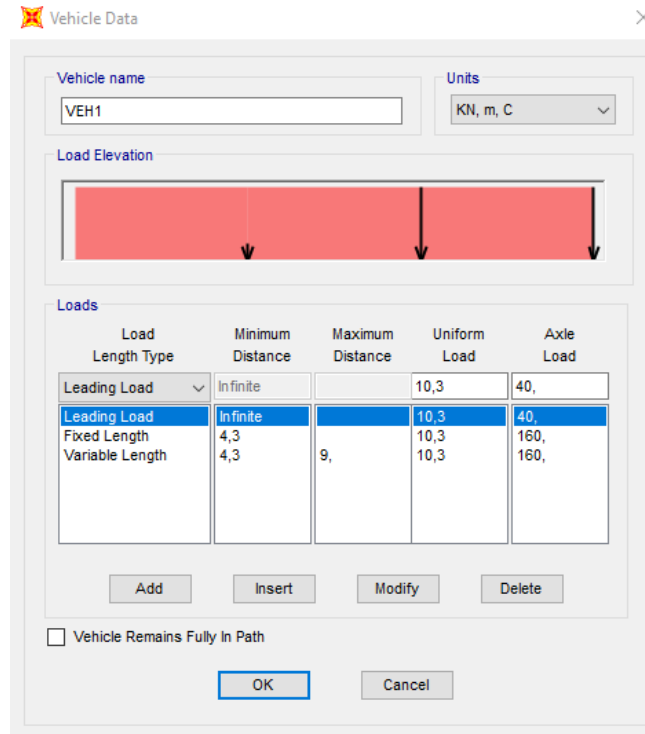


Figura 61. Caso 1, condición de carga para definición de líneas de influencia en vigas (información suministrada por el software de diseño).

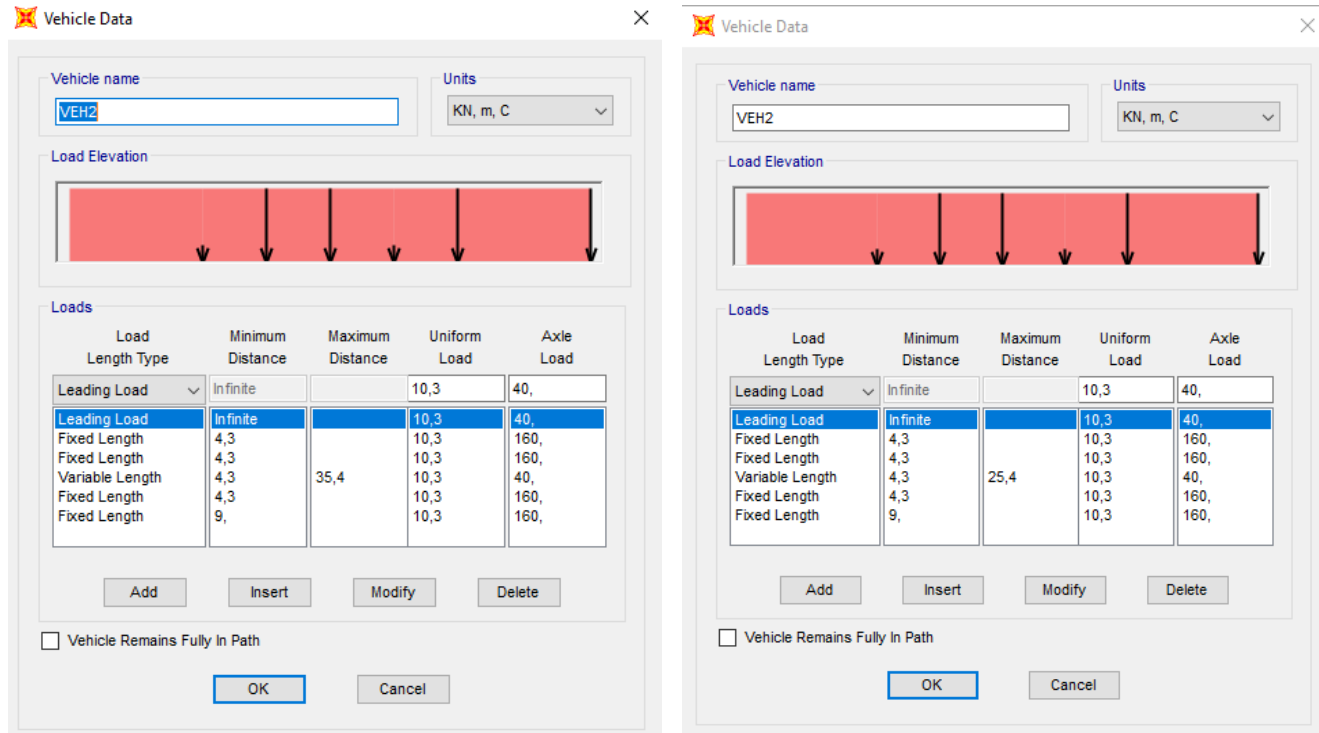


Figura 62. Caso 2, condición de carga para definición de líneas de influencia en vigas (información suministrada por el software de diseño).

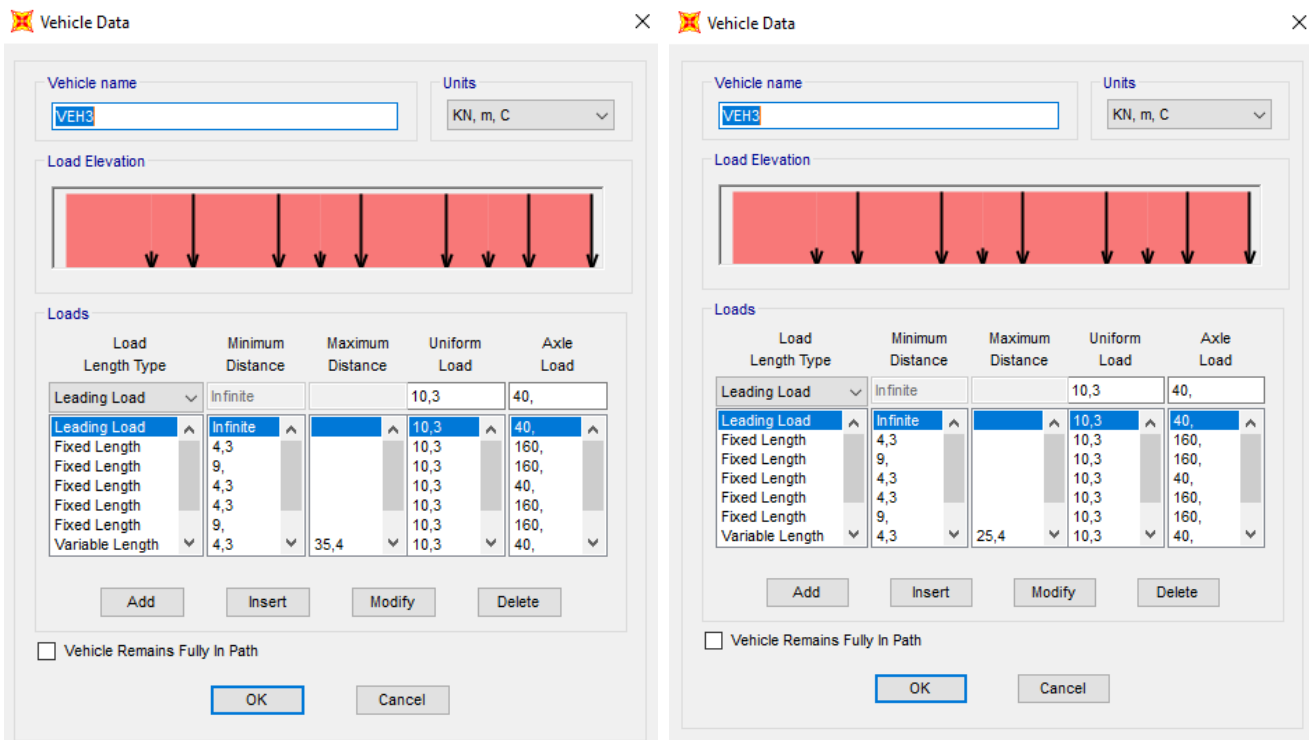


Figura 63. Caso 3, condición de carga para definición de líneas de influencia en vigas (información suministrada por el software de diseño).

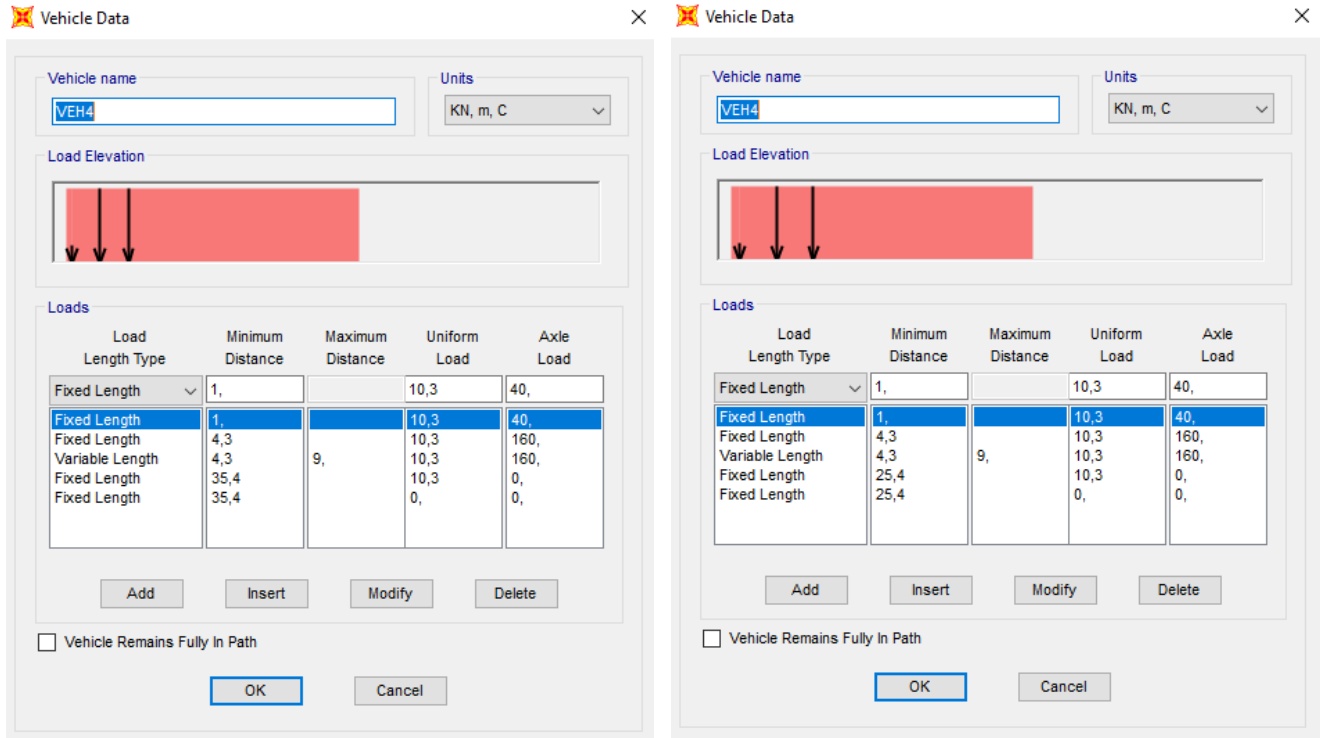


Figura 64. Caso 4, condición de carga para definición de líneas de influencia en vigas (información suministrada por el software de diseño).

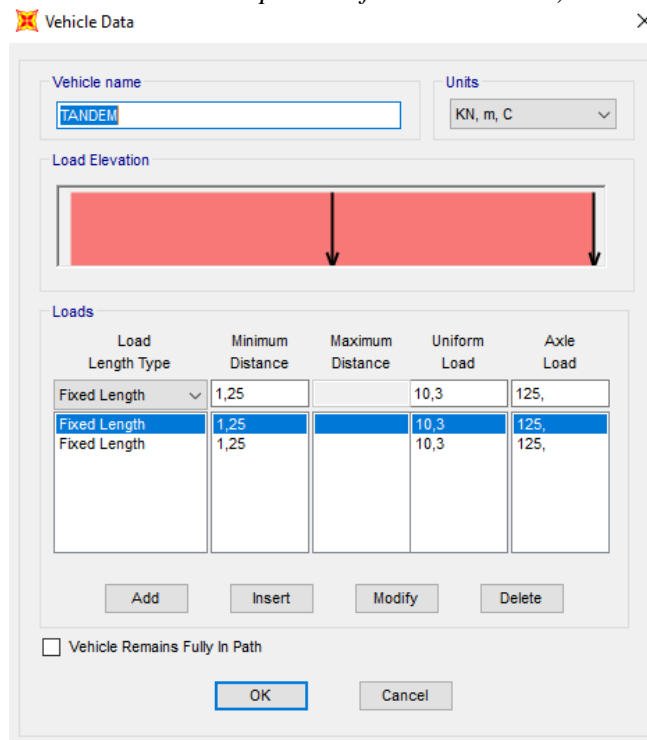


Figura 65. Caso 5, condición de carga para definición de líneas de influencia en vigas (información suministrada por el software de diseño).

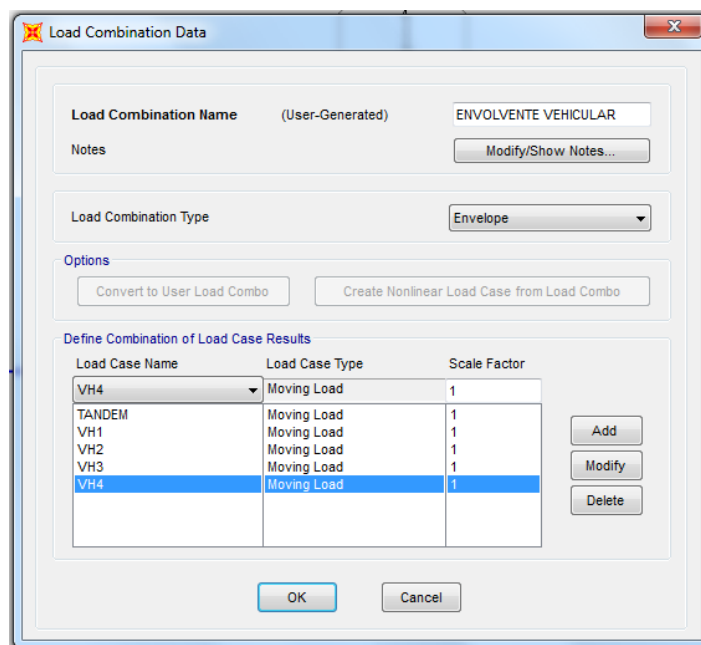


Figura 66. Definición de envolvente de carga viva para vigas (información suministrada por el software de diseño).

- **Resumen de Momentos**

Tabla 24. Cálculo de momentos debido a cargas muertas y cargas vivas para viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).

Descripción	Valor	Unidades
M_{DT} (Momento Peso Propio de la Losa) = $(W \cdot L^2) / 8$	178,9	ton*m
M_{DV} (Momento Peso Propio de la Viga) = $(W \cdot L^2) / 8$	222,8	ton*m
M_{DD} (Momento Peso Diafragma) = $(W \cdot L^2) / 8$	30,5	ton*m
M_{DT} (Momento Peso Propio de la Losa) = $W \cdot (L^2) \cdot (1/2) \cdot ((3L/8) / L) \cdot (0.75 - (3L/8) / L)$	100,6	ton*m
M_{DV} (Momento Peso Propio de la Viga) = $W \cdot (L^2) \cdot (1/2) \cdot ((3L/8) / L) \cdot (0.75 - (3L/8) / L)$	125,3	ton*m
M_{DD} (Momento Peso Diafragma) = $W \cdot (L^2) \cdot (1/2) \cdot ((3L/8) / L) \cdot (0.75 - (3L/8) / L)$	17,1	ton*m
M_{DP} (Momento Peso Parapetos) = $(W \cdot L^2) / 8$	15,3	ton*m
M_{DA} (Momento Peso Asfalto) = $(W \cdot L^2) / 8$	37,3	ton*m
M_{DP} (Momento Peso Parapetos) = $W \cdot (L^2) \cdot (1/2) \cdot ((3L/8) / L) \cdot (0.75 - (3L/8) / L)$	8,6	ton*m
M_{DA} (Momento Peso Asfalto) = $W \cdot (L^2) \cdot (1/2) \cdot ((3L/8) / L) \cdot (0.75 - (3L/8) / L)$	21,0	ton*m
M_{LL} (Momento Carga Viva) = Líneas de Influencia – Sección Simple	491,3	ton*m
M_{LL} (Momento Carga Viva) = Líneas de Influencia – Sección Compuesta	380,7	ton*m

Tabla 25. Cálculo de momentos debido a cargas muertas y cargas vivas para viga Tipo 2
(L=25.55m) (elaboración propia).

Descripción	Valor	Unidades
M_{DT} (Momento Peso Propio de la Losa) = $(W \cdot L^2) / 8$	92,9	ton*m
M_{DV} (Momento Peso Propio de la Viga) = $(W \cdot L^2) / 8$	115,7	ton*m
M_{DD} (Momento Peso Diafragma) = $(W \cdot L^2) / 8$	21,9	ton*m
M_{DT} (Momento Peso Propio de la Losa) = $W \cdot (L^2) \cdot (1/2) \cdot ((3L/8) / L) \cdot (0.75 - (3L/8) / L)$	52,3	ton*m
M_{DV} (Momento Peso Propio de la Viga) = $W \cdot (L^2) \cdot (1/2) \cdot ((3L/8) / L) \cdot (0.75 - (3L/8) / L)$	65,1	ton*m
M_{DD} (Momento Peso Diafragma) = $W \cdot (L^2) \cdot (1/2) \cdot ((3L/8) / L) \cdot (0.75 - (3L/8) / L)$	12,3	ton*m
M_{DP} (Momento Peso Parapetos) = $(W \cdot L^2) / 8$	5,7	ton*m
M_{DA} (Momento Peso Asfalto) = $(W \cdot L^2) / 8$	19,4	ton*m
M_{DP} (Momento Peso Parapetos) = $W \cdot (L^2) \cdot (1/2) \cdot ((3L/8) / L) \cdot (0.75 - (3L/8) / L)$	3,2	ton*m
M_{DA} (Momento Peso Asfalto) = $W \cdot (L^2) \cdot (1/2) \cdot ((3L/8) / L) \cdot (0.75 - (3L/8) / L)$	10,9	ton*m
MLL (Momento Carga Viva) = Líneas de Influencia – Sección Simple	375,2	ton*m
MLL (Momento Carga Viva) = Líneas de Influencia – Sección Compuesta	317,7	ton*m

- **Cálculo de Factor de Distribución de Carga para Momento y Definición del Factor de Impacto**

En la Tabla 4.6.2.2.2-1 de la norma CCP-14 se encuentran las expresiones que permiten calcular el factor de distribución de cargas para momentos en vigas teniendo en cuenta el tipo de superestructura a diseñar. A continuación, se procede a calcular cada uno de estos factores.

Tabla 26. Factor de distribución de carga viva y factor de impacto viga Tipo 1 (L=35.55m)
(elaboración propia).

Descripción	Valor	Unidades
$(Kg/Lts)^{0.1}$ - Tabla 4.6.2.2.1-2 —CCP-14	1,09	N.A
Factor para un carril de diseño cargado - Tabla 4.6.2.2.2b-1 - CCP-14	0,45	N.A
Factor Dos o más carriles de diseño cargados - Tabla 4.6.2.2.2b-1 - CCP-14	0,64	N.A
Factor de Ajuste por Distribución de Carga Crítico	0,64	N.A
Factor de Impacto	1,33	N.A

Tabla 27. Factor de distribución de carga viva y factor de impacto viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).

Factor De Distribución de Carga Viva y Factor de Impacto		
Descripción	Descripción	Descripción
(Kg/Lts) ^{0.1} - Tabla 4.6.2.2.1-2 —CCP-14	1,09	N.A
Factor para un carril de diseño cargado - Tabla 4.6.2.2.2b-1 - CCP-14	0,49	N.A
Factor Dos o más carriles de diseño cargados - Tabla 4.6.2.2.2b-1 - CCP-14	0,68	N.A
Factor de Ajuste por Distribución de Carga Crítico	0,68	N.A
Factor de Impacto	1,33	N.A

- **Cálculo de Momentos de Servicio para Valoración del Tensionamiento**

Tabla 28. Momentos de servicio para análisis de tensionamiento viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).

Viga Simplemente Apoyada		
Descripción	Valor	Unidades
M _{DT} (Momento Servicio Peso Propio de la Losa)	178,93	ton*m
M _{DV} (Momento Servicio Peso Propio de la Viga)	222,77	ton*m
M _{DD} (Momento Servicio Peso Diafragma)	30,46	ton*m
M _{DP} (Momento Servicio Peso Parapetos)	15,33	ton*m
M _{DA} (Momento Servicio Peso Asfalto)	37,28	ton*m
M _{LL} (Momento Servicio Carga Viva)	411,02	ton*m
Viga Continua		
Descripción	Valor	Unidades
M _{DT} (Momento Servicio Peso Propio de la Losa)	100,65	ton*m
M _{DV} (Momento Servicio Peso Propio de la Viga)	125,31	ton*m
M _{DD} (Momento Servicio Peso Diafragma)	17,13	ton*m
M _{DP} (Momento Servicio Peso Parapetos)	8,62	ton*m
M _{DA} (Momento Servicio Peso Asfalto)	20,97	ton*m
M _{LL} (Momento Servicio Carga Viva)	318,44	ton*m

Tabla 29. Momentos de servicio para análisis de tensionamiento viga Tipo 2 ($L=25.55m$) (elaboración propia).

Viga Simplemente Apoyada		
Descripción	Valor	Unidades
M_{DT} (Momento Servicio Peso Propio de la Losa)	92,90	ton*m
M_{DV} (Momento Servicio Peso Propio de la Viga)	115,67	ton*m
M_{DD} (Momento Servicio Peso Diafragma)	21,95	ton*m
M_{DP} (Momento Servicio Peso Parapetos)	5,74	ton*m
M_{DA} (Momento Servicio Peso Asfalto)	19,35	ton*m
M_{LL} (Momento Servicio Carga Viva)	332,61	ton*m
Viga Continua		
Descripción	Valor	Unidades
M_{DT} (Momento Servicio Peso Propio de la Losa)	52,26	ton*m
M_{DV} (Momento Servicio Peso Propio de la Viga)	65,06	ton*m
M_{DD} (Momento Servicio Peso Diafragma)	12,34	ton*m
M_{DP} (Momento Servicio Peso Parapetos)	3,23	ton*m
M_{DA} (Momento Servicio Peso Asfalto)	10,89	ton*m
M_{LL} (Momento Servicio Carga Viva)	281,66	ton*m

El chequeo de las vigas postensadas se realizará teniendo la última etapa de servicio, ya que no es necesario chequear las etapas constructivas dado que las vigas ya existentes. El proceso constructivo implica izar vigas simplemente apoyadas, a las cuales no se les dará continuidad, hasta que la losa del puente alcance la resistencia adecuada después de fundida. En la etapa de servicio es posible asumir una continuidad en el apoyo central a causa de la continuidad de la losa, lo cual reduce los momentos para el diseño del tensionamiento. Sin embargo, de manera conservadora, el chequeo del tensionamiento en todas sus etapas se hará con los momentos calculados con un análisis de viga simplemente apoyada.

- **Propiedades Geométricas de la Sección Simple y Compuesta de la Viga Postensada**

La definición de las propiedades de tensionamiento se puede visualizar en la Tabla 30 y Tabla 31. Para chequear el acero de tensionamiento que las vigas solicitan, teniendo en cuenta que la sección es irregular a lo largo de su altura, se verificará si viga funciona como una viga rectangular. Para dicho fin es necesario conocer el ancho efectivo de la viga teniendo en cuenta el espesor de la losa superior, el cual se determinará según la Tabla 4.6.2.6.2-2- de la norma CCP-14.

Tabla 30. Propiedades geométricas de la sección simple y de la sección compuesta de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).

Viga Simplemente Apoyada		
Descripción	Valor	Unidades
Ags (Área de la Sección simple)	0,57	m2
Ybs (Centroide Medido desde la Parte Inferior)	0,92	m
Yts (Centroide Medido desde la Parte Superior)	0,83	m
Igs (Inercia de la Sección Simple)	0,211	m4
Sts = Igs/Yts (Sección Simple)	0,25	m3
Sbs = Igs/Ybs (Sección Simple)	0,23	m3
Kts = -Sbs/Ags (Sección Simple)	-0,40	m
Kbs = Sts/Ags (Sección Simple)	0,44	m
radio ² s= Igs/Ags (Sección Simple)	0,37	m2
Sección Compuesta		
Descripción	Valor	Unidades
b/Li	0,029	N.A
Ancho Efectivo Según Figura 4.6.2.6.2-2 CCP-14	2,160	m
Agc (Área Sección Compuesta)	1,006	m2
Ybc (Centroide Medido desde la Parte Inferior)	1,319	m
Ytc (Centroide Medido desde la Parte Superior)	0,631	m
Ytv = Ytc-hf (hf es el espesor de la losa)	0,431	m
Igc (Inercia de la Sección Compuesta)	0,426	m4
Stc = Igc/Ybc (Sección Compuesta)	0,67	m3
Sbc = Igc/Ytc (Sección Compuesta)	0,32	m3
Stv =Igc/Ybc (Sección Compuesta)	0,99	m3

Tabla 31. Propiedades geométricas de la sección simple y de la sección compuesta de la viga Tipo 2 (L=25.55m). (Elaboración propia)

Viga Simplemente Apoyada		
Descripción	Valor	Unidades
Ags (Área de la Sección simple)	0,57	m ²
Ybs (Centroide Medido desde la Parte Inferior)	0,92	m
Yts (Centroide Medido desde la Parte Superior)	0,83	m
Igs (Inercia de la Sección Simple)	0,211	m ⁴
Sts = Igs/Yts (Sección Simple)	0,25	m ³
Sbs = Igs/Ybs (Sección Simple)	0,23	m ³
Kts = -Sbs/Ags (Sección Simple)	-0,40	m
Kbs = Sts/Ags (Sección Simple)	0,44	m
radio ² s= Igs/Ags (Sección Simple)	0,37	m ²
Sección Compuesta		
Descripción	Valor	Unidades
b/Li	0,040	N. A
Ancho Efectivo Según Figura 4.6.2.6.2-2 CCP-14	2,088	m
Agc (Área Sección Compuesta)	0,991	m ²
Ybc (Centroide Medido desde la Parte Inferior)	1,311	m
Ytc (Centroide Medido desde la Parte Superior)	0,639	m
Ytv = Ytc-hf (hf es el espesor de la losa)	0,439	m
Igc (Inercia de la Sección Compuesta)	0,422	m ⁴
Stc = Igc/Ybc (Sección Compuesta)	0,66	m ³
Sbc = Igc/Ytc (Sección Compuesta)	0,32	m ³
Stv =Igc/Ybc (Sección Compuesta)	0,96	m ³

- **Valoración de la Fuerza de Tensionamiento**

Para evaluar la fuerza de tensionamiento necesaria se deben tener en cuenta las siguientes consideraciones: el máximo de pérdidas a considerar debidas al tensionamiento, que para este caso se considerarán del 25%, de manera conservadora. Por otro lado, se debe definir el recubrimiento de los cables del tensionamiento el cual se define de 9 cm para la primera hilera de cables y en segunda fila se tomará un recubrimiento de 15 cm.

Tabla 32. Valoración de la fuerza de tensionamiento de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).

Descripción	Valor	Unidades
% Pérdidas Totales	0,25	N. A
es1 - Cable 1	0,09	m
es2 - Cable 2	0,09	m
es3 - Cable 3	0,09	m
es4 - Cable 4	0,15	m
es5 - Cable 5	0,15	m
es6 - Cable 6	0,15	m
Área de Torones	0,000099	m
Torones Cable 1	10	UND
Torones Cable 2	8	UND
Torones Cable 3	8	UND
Torones Cable 4	8	UND
Torones Cable 5	10	UND
Torones Cable 6	10	UND
$Pe1=(ftf-(MD+MDS+MLL) *Yic/Igc)/(1/Agc+es1 *Yic/Igc)$	95,61	ton
$Pe2=(ftf-(MD+MDS+MLL) *Yic/Igc)/(1/Agc+es2 *Yic/Igc)$	76,49	ton
$Pe3=(ftf-(MD+MDS+MLL) *Yic/Igc)/(1/Agc+es3 *Yic/Igc)$	76,49	ton
$Pe4=(ftf-(MD+MDS+MLL) *Yic/Igc)/(1/Agc+es4 *Yic/Igc)$	76,49	ton
$Pe5=(ftf-(MD+MDS+MLL) *Yic/Igc)/(1/Agc+es5 *Yic/Igc)$	95,61	ton
$Pe6=(ftf-(MD+MDS+MLL) *Yic/Igc)/(1/Agc+es6 *Yic/Igc)$	95,61	ton
$Pi=Pe/(1-\%Pérdidas)$	688,4	ton
Cálculo de torones ($Pi/(0.7*\text{Área de cables de } 1/2''*fpu)$)	53	UND
Cálculo de torones ($Pi/(0.8*\text{Área de cables de } 1/2''*fpy)$)	54	UND
Número de Cables de 10 torones cada uno	3	UND
Número de Cables de 8 torones cada uno	3	UND
Número de torones Necesario	54	UND

La fuerza de tensionamiento se calcula teniendo la fuerza de tensionamiento crítica producida por todos los momentos finales actuantes comparada con la capacidad final a tracción final máxima del concreto.

Tabla 33. Valoración de la fuerza de tensionamiento de la viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).

Descripción	Valor	Unidades
% Pérdidas Totales	0,25	N. A
es1 - Cable 1	0,09	m
es2 - Cable 2	0,09	m
es3 - Cable 3	0,15	m
Área de Torones de 1/2"	0,000099	m
Torones Cable 1	10	UND
Torones Cable 2	10	UND
Torones Cable 3	10	UND
$Pe1=(ftf-(MD+MDS+MLL)*Yic/Igc)/(1/Agc+es1*Yic/Igc)$	94,10	ton
$Pe2=(ftf-(MD+MDS+MLL)*Yic/Igc)/(1/Agc+es2*Yic/Igc)$	94,10	ton
$Pe3=(ftf-(MD+MDS+MLL)*Yic/Igc)/(1/Agc+es3*Yic/Igc)$	94,10	ton
$Pi=Pe/(1-\%Pérdidas)$	376,4	ton
Cálculo de torones ($Pi/(0.7*\text{Área de cables de } 1/2''*fpu)$)	29	UND
Cálculo de torones ($Pi/(0.8*\text{Área de cables de } 1/2''*fpy)$)	30	UND
Número de Cables de 10 torones cada uno	3	UND
Número de Cables de 8 torones cada uno	0	UND
Número de torones a Usar	30	UND

• **Chequeo General de las Etapas de Tensionamiento**

Para el chequeo general de las etapas de tensionamiento se tuvieron en cuenta tres etapas dentro de las cuales se realizaron entre uno y dos chequeos. Este análisis se evidencia en la Tabla 40 y Tabla 41. Para el análisis de las etapas de tensionamiento se definió que el primer tensionamiento se hará para tres cables y el segundo para dos de manera arbitraria, y finalmente se chequeará si esta distribución cumple con los esfuerzos definidos en la Tabla 22. Cada chequeo consistió en definir la fuerza a compresión o tensión resistida por el concreto en cada etapa y comparar si este valor era menor a la resistencia definida en la Tabla 22. Para el chequeo general de las etapas de tensionamiento se deben tener en cuenta tres etapas, dentro de las cuales se deben realizar uno o dos chequeos.

Esfuerzo en el concreto en la fibra inferior de la sección (σ_b)

$$-\frac{\sum_{j=1}^N P_j}{A} - \frac{\sum_{j=1}^N P_j * e_j}{W_i} + \frac{\sum_{k=1}^C M_c}{W_s} < f_{ti} \text{ o } f_{tf} \tag{Ec 18}$$

Esfuerzo en el concreto en la fibra superior de la sección (σ_t)

$$-\frac{\sum_{j=1}^N P_j}{A} + \frac{\sum_{j=1}^N P_j * e_j}{W_s} + \frac{\sum_{k=1}^C M_c}{W_s} < f_{ci} \text{ o } f_{cf} \tag{Ec 19}$$

Tabla 34. Definición y Chequeo general de etapas de tensionamiento de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).

	Torones a Tensionar en la primera Etapa	34	UND
	Fuerza de Tensionamiento 1	445,3	ton
	Fuerza de Tensionamiento 2	266,2	ton
De cero a 3 días (ETAPA 1)	Chequeo 1: σ_1 = Esfuerzo actuante en viga recién izada con tensionamiento parcial sin pérdidas	-1414,2	ton/m ²
	Chequeo 1 (primer tensionamiento antes de pérdidas) Chequeo 1 $\sigma_1 < f_{ci} = 0.8 * f_c$	CUMPLE	
	Chequeo 2: σ_2 = Esfuerzo actuante en viga recién izada con tensionamiento parcial con pérdidas = 6%	-1367,7	ton/m ²
	Chequeo 2 (primer tensionamiento con pérdidas=6%) Chequeo 2 $\sigma_2 < f_{ci} = 0.8 * f_c$	CUMPLE	
De 3 a 30 días (ETAPA 2)	Chequeo 3: σ_3 = Esfuerzo actuante en viga simplemente apoyada con tensionamiento parcial y actuando momentos debido a losa, diafragma y peso propio viga. Pérdidas del 16%	-120,1	ton/m ²
	Chequeo 3 (primer tensionamiento pérdidas del 16%) Chequeo 3 $\sigma_3 < f_{cf} = 0.45 * f_c$	CUMPLE	
De 30 días en adelante - Etapa de Servicio (ETAPA 3)	Chequeo 4: σ_4 = Esfuerzo actuante en viga en sección compuesta con tensionamiento total y actuando todos los momentos debidos a carga muerta. Pérdidas del 16% primer tensionamiento y 9% segundo tensionamiento)	-1423,3	ton/m ²
	Chequeo 4 (segundo tensionamiento pérdidas del 25% sin carga viva) Chequeo 4 $\sigma_4 < f_{cf} = 0.45 * f_c$	CUMPLE	
	Chequeo 5: σ_5 = Esfuerzo actuante en viga en sección compuesta con tensionamiento total y actuando todos los momentos debidos a carga muerta y viva. Pérdidas del 25% (16% primer tensionamiento y 9% segundo tensionamiento)	-150,49	ton/m ²
	Chequeo 5 (segundo tensionamiento pérdidas del 25% con carga viva) Chequeo 5 $\sigma_5 < f_{cf} = 0.45 * f_c$	CUMPLE	

Tabla 35. Definición y Chequeo general de etapas de tensionamiento de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).

	Torones a Tensionar en la primera Etapa	20	UND
	Fuerza de Tensionamiento 1	262,0	ton
	Fuerza de Tensionamiento 2	131,0	ton
De cero a 3 días (ETAPA 1)	Chequeo 1: σ_1 = Esfuerzo actuante en viga recién izada con tensionamiento parcial sin pérdidas	-898,9	ton/m ²
	Chequeo 1 (primer tensionamiento antes de pérdidas) Chequeo 1 $\sigma_1 < f_{ci} = 0.8 * f_c$	CUMPLE	
	Chequeo 2: σ_2 = Esfuerzo actuante en viga recién izada con tensionamiento parcial con pérdidas = 6%	-871,5	ton/m ²
	Chequeo 2 (primer tensionamiento con pérdidas=6%) Chequeo 2 $\sigma_2 < f_{ci} = 0.8 * f_c$	CUMPLE	
De 3 a 30 días (ETAPA 2)	Chequeo 3: σ_3 = Esfuerzo actuante en viga simplemente apoyada con tensionamiento parcial y actuando momentos debido a losa, diafragma y peso propio viga. Pérdidas del 16%	-173,9	ton/m ²
	Chequeo 3 (primer tensionamiento pérdidas del 16%) Chequeo 3 $\sigma_3 < f_{cf} = 0.45 * f_c$	CUMPLE	
De 30 días en adelante - Etapa de Servicio (ETAPA 3)	Chequeo 4: σ_4 = Esfuerzo actuante en viga en sección compuesta con tensionamiento total y actuando todos los momentos debidos a carga muerta. Pérdidas del 16% primer tensionamiento y 9% segundo tensionamiento)	-818,8	ton/m ²
	Chequeo 4 (segundo tensionamiento pérdidas del 25% sin carga viva) Chequeo 4 $\sigma_4 < f_{cf} = 0.45 * f_c$	CUMPLE	
	Chequeo 5: σ_5 = Esfuerzo actuante en viga en sección compuesta con tensionamiento total y actuando todos los momentos debidos a carga muerta y viva. Pérdidas del 25% (16% primer tensionamiento y 9% segundo tensionamiento)	38,86	ton/m ²
	Chequeo 5 (segundo tensionamiento pérdidas del 25% con carga viva) Chequeo 5 $\sigma_5 < f_{cf} = 0.45 * f_c$	CUMPLE	

- **Ecuación de los Cables de Tensionamiento**

Tabla 36. Definición de ecuaciones de los 4 cables del primer tensionamiento de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).

Ubicación del primer cable en el extremo de la viga medido desde abajo	0,9	m
Ubicación del segundo cable en el extremo de la viga medido desde abajo	0,6	m
Ubicación del tercer cable en el extremo de la viga medido desde abajo	0,3	m
Ubicación del cuarto cable en el extremo de la viga medido desde abajo	1,2	m
Ecuación Cable 1	$y_1 = \left(\frac{0.9 - 0.09}{17.625^2}\right) * x^2 + 0.09$	
Ecuación Cable 2	$y_2 = \left(\frac{0.6 - 0.09}{17.625^2}\right) * x^2 + 0.09$	
Ecuación Cable 3	$y_3 = \left(\frac{0.3 - 0.09}{17.625^2}\right) * x^2 + 0.09$	
Ecuación Cable 4	$y_4 = \left(\frac{1.2 - 0.15}{17.625^2}\right) * x^2 + 0.15$	

Tabla 37. Definición de ecuaciones de los 2 cables del primer tensionamiento de la viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).

Ubicación del primer cable en el extremo de la viga medido desde abajo	0,9	m
Ubicación del segundo cable en el extremo de la viga medido desde abajo	0,6	m
Ecuación Cable 1	$y_1 = \left(\frac{0.9 - 0.09}{12.7^2}\right) * x^2 + 0.09$	
Ecuación Cable 2	$y_2 = \left(\frac{0.6 - 0.09}{12.7^2}\right) * x^2 + 0.09$	

Tabla 38. Definición de abscisas y ordenadas de los cables del primer tensionamiento de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).

Abscisas y ordenadas de los cables del primer tensionamiento					Pendiente recta tangente a la curva de los cables del primer tensionamiento			
X (m)	Cable 1	Cable 2	Cable 3	Cable 4	$\alpha 1$	$\alpha 2$	$\alpha 3$	$\alpha 4$
0,00	0,0900	0,0900	0,0900	0,1500	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
1,50	0,0959	0,0937	0,0915	0,1576	0,0078	0,0049	0,0020	0,0101
3,00	0,1135	0,1048	0,0961	0,1804	0,0156	0,0099	0,0041	0,0203
4,50	0,1428	0,1232	0,1037	0,2184	0,0235	0,0148	0,0061	0,0304
6,00	0,1839	0,1491	0,1143	0,2717	0,0313	0,0197	0,0081	0,0406
7,50	0,2367	0,1823	0,1280	0,3401	0,0391	0,0246	0,0101	0,0507
9,00	0,3012	0,2230	0,1448	0,4238	0,0469	0,0296	0,0122	0,0608
10,50	0,3775	0,2710	0,1645	0,5227	0,0548	0,0345	0,0142	0,0710
12,00	0,4655	0,3264	0,1873	0,6367	0,0626	0,0394	0,0162	0,0811
13,50	0,5652	0,3892	0,2132	0,7660	0,0704	0,0443	0,0183	0,0913
15,00	0,6767	0,4594	0,2421	0,9105	0,0782	0,0493	0,0203	0,1014
16,50	0,7999	0,5370	0,2740	1,0702	0,0860	0,0542	0,0223	0,1115
17,63	0,9000	0,6000	0,3000	1,2000	0,0919	0,0579	0,0238	0,1191

Tabla 39. Definición de abscisas y ordenadas de los cables del primer tensionamiento de la viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).

Abscisas y ordenadas de los cables del primer tensionamiento			Pendiente recta tangente a la curva de los cables del primer tensionamiento	
X (m)	Cable 1	Cable 2	$\alpha 1$	$\alpha 2$
0,00	0,0900	0,0900	0,0000	0,0000
1,00	0,0950	0,0932	0,0100	0,0063
2,00	0,1101	0,1026	0,0201	0,0126
3,00	0,1352	0,1185	0,0301	0,0190
4,00	0,1704	0,1406	0,0402	0,0253
5,00	0,2156	0,1691	0,0502	0,0316
6,00	0,2708	0,2038	0,0603	0,0379
7,00	0,3361	0,2449	0,0703	0,0443
8,00	0,4114	0,2924	0,0804	0,0506
9,00	0,4968	0,3461	0,0904	0,0569
10,00	0,5922	0,4062	0,1004	0,0632
11,00	0,6977	0,4726	0,1105	0,0696
12,70	0,9000	0,6000	0,1276	0,0803

Tabla 40. Definición de ecuaciones de los 2 cables del segundo tensionamiento de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).

Ubicación del quinto cable en el extremo de la viga medido desde abajo (y)	1,50	m
Ubicación del sexto cable en el extremo de la viga medido desde abajo (y)	1,95	m
Ubicación del quinto cable en el extremo de la viga de extremo a centro (x)	0,00	m
Ubicación del sexto cable en el extremo de la viga de extremo a centro (x)	1,05	m
Ecuación Cable 5	$y_5 = \left(\frac{1.50 - 0.15}{(17.625 - 0.0)^2} \right) * x^2 + 0.15$	
Ecuación Cable 6	$y_6 = \left(\frac{1.95 - 0.15}{(17.625 - 1.05)^2} \right) * x^2 + 0.15$	

Tabla 41. Definición de ecuaciones del cable del segundo tensionamiento de la viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).

Ubicación del tercer cable en el extremo de la viga medido desde abajo (y)	1,20	m
Ecuación Cable 3	$y_3 = \left(\frac{1,2 - 0.15}{12.7^2} \right) * x^2 + 0.15$	

Tabla 42. Definición de abscisas y ordenadas de los cables del segundo tensionamiento de la viga Tipo 1 (L=35.55m). (Elaboración propia).

Abscisas y ordenadas de los cables del segundo tensionamiento			Pendiente recta tangente a la curva de los cables del segundo tensionamiento	
X (m)	Cable 1	Cable 2	$\alpha 1$	$\alpha 2$
0,00	0,1500	0,1500	0,0000	0,0000
1,50	0,1598	0,1647	0,0130	0,0147
3,00	0,1891	0,2090	0,0261	0,0295
4,50	0,2380	0,2827	0,0391	0,0442
6,00	0,3065	0,3859	0,0522	0,0590
7,50	0,3945	0,5185	0,0652	0,0737
9,00	0,5020	0,6807	0,0782	0,0885
10,50	0,6291	0,8723	0,0913	0,1032
12,00	0,7758	1,0935	0,1043	0,1179
13,50	0,9420	1,3441	0,1173	0,1327
15,00	1,1278	1,6242	0,1304	0,1474
16,50	1,3332	1,9337	0,1434	0,1622
17,63	1,5000	2,1853	0,1532	

Tabla 43. Definición de abscisas y ordenadas de los cables del segundo tensionamiento de la viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).

Abscisas y ordenadas de los cables del segundo tensionamiento		Pendiente recta tangente a la curva de los cables del segundo tensionamiento
X (m)	Cable 3	α_3
0,00	0,1500	0,0000
1,00	0,1565	0,0130
2,00	0,1760	0,0260
3,00	0,2086	0,0391
4,00	0,2542	0,0521
5,00	0,3128	0,0651
6,00	0,3844	0,0781
7,00	0,4690	0,0911
8,00	0,5666	0,1042
9,00	0,6773	0,1172
10,00	0,8010	0,1302
11,00	0,9377	0,1432
12,70	1,2000	0,1654

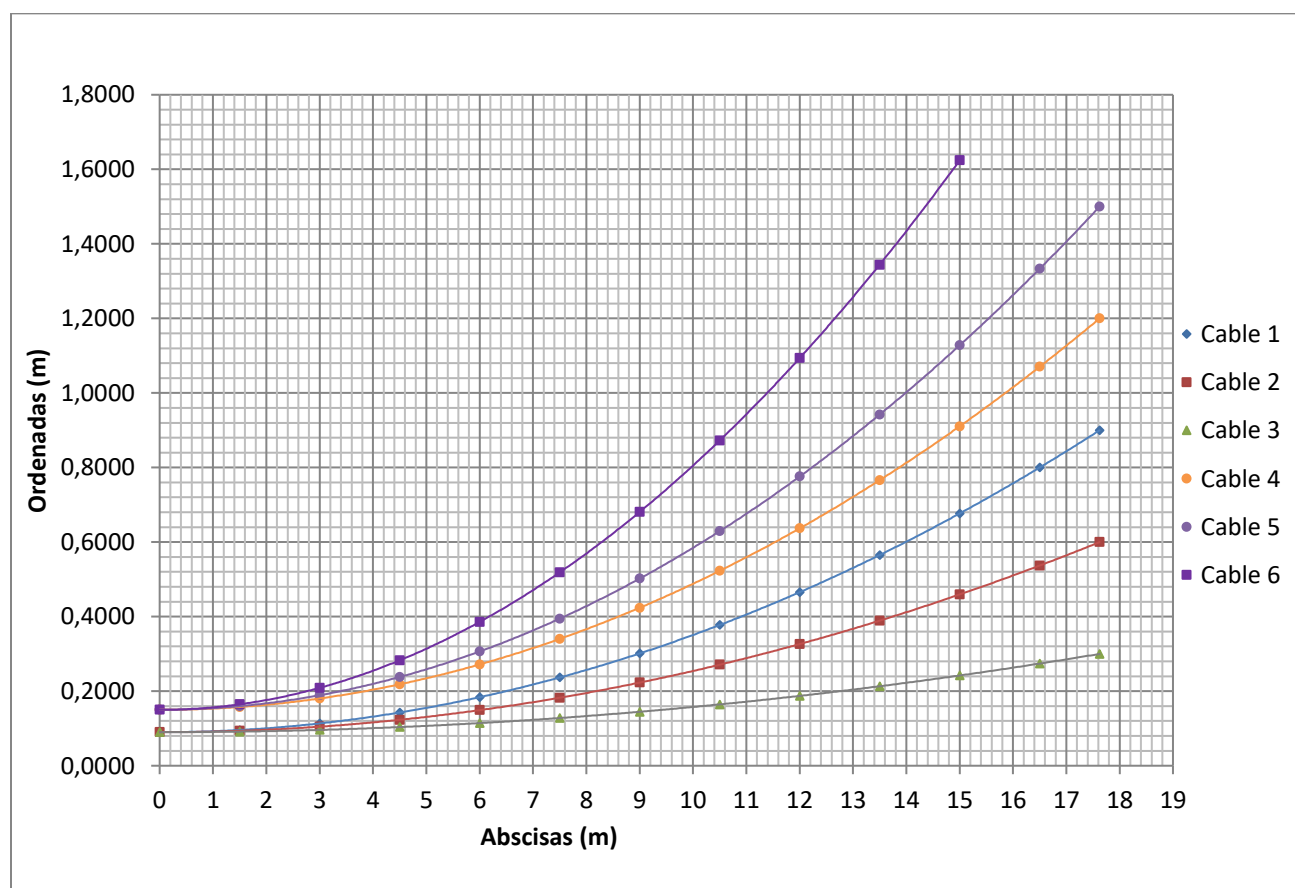


Figura 67. Trayectoria de los Cables de Tensionamiento de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).

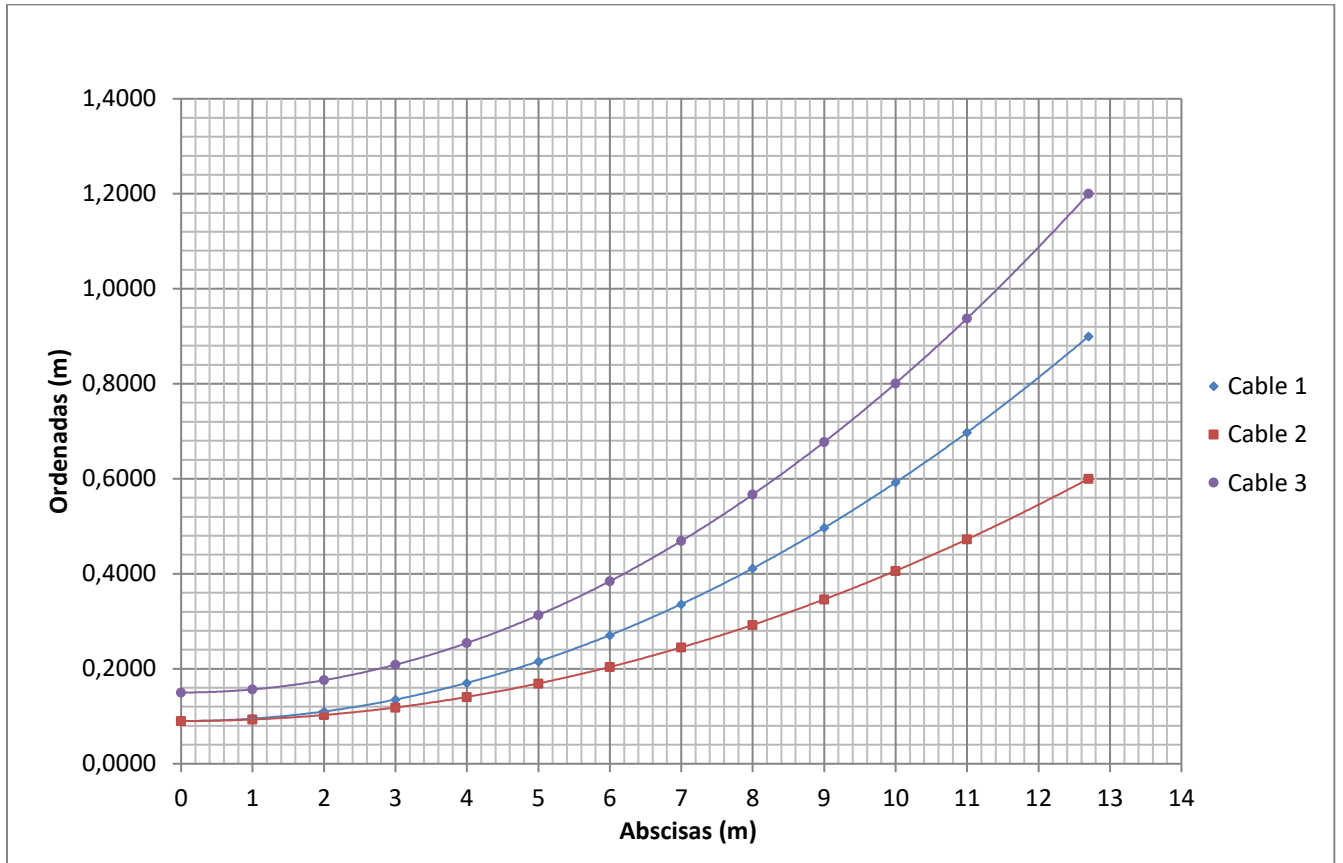


Figura 68. Trayectoria de los Cables de Tensionamiento de la viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).

- **Chequeo Detallado de las Etapas de Tensionamiento**

Tabla 44. Coeficientes de fricción para torones de postensado. (Tabla 5.9.5.2.2b-1 CCP-14)

Tipo de Acero	Tipo de Ducto	K	μ
Alambre o Torón	Ducto rígido y semirrígido de metal galvanizado	0.0002	0.15-0.25
	Polietileno	0.0002	0.23
	Desviadores de tubería de acero rígida para tendones externos	0.0002	0.25
Barras de alta resistencia	Ducto de metal galvanizado	0.0002	0.30

Tabla 45. Definición del proceso para chequeo de estados de esfuerzos a lo largo de la viga (elaboración propia).

Ecuación del momento flector debido al peso propio de la sección de la viga en función de la abscisa de la viga	$M_D = M_{D-Máx} - \frac{M_{D-Máx}}{l/2^2} * x^2$	
Ecuación de la excentricidad de los cables del primer tensionamiento - sección simple	$e=Ybs-y$	
Ecuación de la excentricidad de los cables del segundo tensionamiento - sección compuesta	$e=Ybc-y$	
Módulos de sección inferior y superior de la sección simple (Wb)	0.229	m ³
Módulos de sección inferior y superior de la sección simple (Wt)	0.254	m ³
Ecuación para el cálculo de la fuerza efectiva de tensionamiento P_x	$P_x = P_e / e^{-(\mu*\alpha+kx)}$	
Coefficientes de fricción y curvatura	μ	k
	0.25	0.003
Esfuerzo en el concreto en la fibra inferior de la sección (σ_b)	$-\frac{\sum_{j=1}^N P_j}{A} - \frac{\sum_{j=1}^N P_j * e_j}{W_i} + \frac{\sum_{k=1}^C M_c}{W_s}$	
Esfuerzo en el concreto en la fibra superior de la sección (σ_t)	$-\frac{\sum_{j=1}^N P_j}{A} + \frac{\sum_{j=1}^N P_j * e_j}{W_s} - \frac{\sum_{k=1}^C M_c}{W_s}$	

- **Verificación de Estados de Esfuerzos con la Sección Neta del Concreto**

Tabla 52. Verificación de estados de esfuerzos Etapa 1 con la sección neta del concreto de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).

A_D (Área ductos)	0,00538	m ²
Y_D (Posición del Centroide de los Ductos referido a la fibra Inferior de la Viga)	0,12	m
AN (Área Neta de la Sección Transversal de Concreto)	0,57	m ²
Y_N (Centroide Sección Neta del Concreto referida a la fibra inferior de la viga)	0,927	m
Momento Centroidal de Inercia IN de la Sección Neta de Concreto	0,210	m ⁴
σ. Superior	-209,24	ton/m ²
σ. Inferior	-1385,9	ton/m ²
Chequeo	Cumple	

Tabla 53. Verificación de estados de esfuerzos Etapa 1 con la sección neta del concreto de la viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).

A_D (Área ductos)	0,00297	m ²
Y_D (Posición del Centroide de los Ductos referido a la fibra Inferior de la Viga)	0,11	m
AN (Área Neta de la Sección Transversal de Concreto)	0,57	m ²
Y_N (Centroide Sección Neta del Concreto referida a la fibra inferior de la viga)	0,923	m
Momento Centroidal de Inercia IN de la Sección Neta de Concreto	0,210	m ⁴
σ. Superior	-48,35	ton/m ²
σ. Inferior	-886,5	ton/m ²
Chequeo	Cumple	

- **Verificación del Máximo Esfuerzo sobre el Acero más Solicitado**

Tabla 54. Verificación del máximo esfuerzo sobre el acero más Solicitado (elaboración propia).

fps=(máxima solicitud / # torones por cable * área torón) < 0,9fpy	132300	Cumple
--	--------	--------

- **Verificación del Máximo Esfuerzos sobre el Acero más Solicitado**

Tabla 55. Cálculo del diámetro de los ductos de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).

Aducto>2.0*Ácable1 (Ducto con 10 Cables)	0,00198	m ²
Aducto>2.0*Ácable2 (Ducto con 8 Cables)	0,001584	m ²
Aducto>2.0*Ácable3 (Ducto con 8 Cables)	0,001584	m ²
Aducto>2.0*Ácable4 (Ducto con 8 Cables)	0,001584	m ²
Aducto>2.0*Ácable5 (Ducto con 8 Cables)	0,00198	m ²
Aducto>2.0*Ácable6 (Ducto con 8 Cables)	0,00198	m ²
φducto1	5,0	cm
φducto2	4,5	cm
φducto3	4,5	cm
φducto4	4,5	cm
φducto5	5,0	cm
φducto6	5,0	cm

Tabla 56. Cálculo del diámetro de los ductos de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).

Aducto>2.0*Ácable1 (Ducto con 10 Cables)	0,00198	m ²
Aducto>2.0*Ácable2 (Ducto con 8 Cables)	0,00198	m ²
Aducto>2.0*Ácable3 (Ducto con 8 Cables)	0,00198	m ²
φducto1	5,0	cm
φducto2	5,0	cm
φducto3	5,0	cm

15.1.5. Diseño a Cortante

- **Cálculo de Fuerza Cortante Actuante de Diseño**

*Tabla 57. Resumen de cálculo de fuerza cortante última crítica de la viga Tipo 1 (L=35.55m)
(elaboración propia).*

Avalúo de Cargas		
Descripción	Valor	Unidades
WDT (Peso Propio de la Losa)	1,15	ton/m
WDV (Peso Propio de la Viga)	1,43	ton/m
WDD (Peso Diafragma)	0,20	ton/m
WDP (Peso Parapetos)	0,10	ton/m
WDA (Peso Asfalto)	0,24	ton/m
VDT (Cortante Peso Propio de la Losa) = $W*L/2$	19,01	ton
VDV (Cortante Peso Propio de la Viga) = $W*L/2$	25,28	ton
VDD (Cortante Peso Diafragma) = $W*L/2$	0,10	ton
VDP (Cortante Peso Parapetos) = $W*L/2$	1,63	ton
VDA (Cortante Peso Asfalto) = $W*L/2$	3,96	ton
VLL (Cortante Carga Viva) = Líneas de Influencia	63,45	ton
Factores de Ajuste e Impacto		
DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDADES
Factor para un carril de diseño cargado	0,676	N.A
Factor Dos o más carriles de diseño cargados	0,816	N.A
Factor de Ajuste por Distribución de Carga Crítico	0,816	N.A
Factor de Impacto	1,33	N.A
Factores de Mayoración Según Combinaciones o Estados De Carga		
Descripción	Valor	Unidades
Factor de Mayoración de Peso Propio de la Losa	1,25	N.A
Factor de Mayoración de Peso Propio de la Viga	1,25	N.A
Factor de Mayoración de Peso Propio del Diafragma	1,25	N.A
Factor de Mayoración de Peso Propio de Parapetos	1,25	N.A
Factor de Mayoración de Peso Propio de Asfalto	1,5	N.A
Factor de Mayoración de Carga Viva	1,75	N.A
Cortante Últimas		
Descripción	Valor	Unidades
VDT (Cortante Último Peso Propio de la Losa)	23,76	ton
VDV (Cortante Último Peso Propio de la Viga)	31,60	ton
VDD (Cortante Último Peso Diafragma)	0,12	ton
VDP (Cortante Último Peso Parapetos)	2,04	ton
VDA (Cortante Último Peso Asfalto)	5,94	ton
VLL (Cortante Último Carga Viva)	120,56	ton

Tabla 58. Resumen de cálculo de fuerza cortante última crítica de la viga Tipo 2 ($L=25.55m$) (elaboración propia).

Avalúo de Cargas		
Descripción	Valor	Unidades
WDT (Peso Propio de la Losa)	1,15	ton/m
WDV (Peso Propio de la Viga)	1,43	ton/m
WDD (Peso Diafragma)	0,27	ton/m
WDP (Peso Parapetos)	0,07	ton/m
WDA (Peso Asfalto)	0,24	ton/m
VDT (Cortante Peso Propio de la Losa) = $W*L/2$	12,93	ton
VDV (Cortante Peso Propio de la Viga) = $W*L/2$	18,21	ton
VDD (Cortante Peso Diafragma) = $W*L/2$	0,14	ton
VDP (Cortante Peso Parapetos) = $W*L/2$	0,80	ton
VDA (Cortante Peso Asfalto) = $W*L/2$	2,69	ton
VLL (Cortante Carga Viva) = Líneas de Influencia	48,75	ton
Factores de Ajuste e Impacto		
DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDADES
Factor para un carril de diseño cargado	0,676	N.A
Factor Dos o más carriles de diseño cargados	0,816	N.A
Factor de Ajuste por Distribución de Carga Crítico	0,816	N.A
Factor de Impacto	1,33	N.A
Factores de Mayoración Según Combinaciones o Estados De Carga		
Descripción	Valor	Unidades
Factor de Mayoración de Peso Propio de la Losa	1,25	N.A
Factor de Mayoración de Peso Propio de la Viga	1,25	N.A
Factor de Mayoración de Peso Propio del Diafragma	1,25	N.A
Factor de Mayoración de Peso Propio de Parapetos	1,25	N.A
Factor de Mayoración de Peso Propio de Asfalto	1,5	N.A
Factor de Mayoración de Carga Viva	1,75	N.A
Cortante Últimas		
Descripción	Valor	Unidades
VDT (Cortante Último Peso Propio de la Losa)	16,16	ton
VDV (Cortante Último Peso Propio de la Viga)	22,77	ton
VDD (Cortante Último Peso Diafragma)	0,17	ton
VDP (Cortante Último Peso Parapetos)	1,00	ton
VDA (Cortante Último Peso Asfalto)	4,04	ton
VLL (Cortante Último Carga Viva)	92,63	ton

En la Tablas 4.6.2.2.3A-1 de la norma CCP-14 se encuentran las expresiones que permiten calcular el factor de distribución de cargas para cortantes en vigas teniendo en cuenta el tipo de superestructura a chequear.

Tabla 59. Resumen de cálculo de fuerza cortante última a lo largo de la viga Tipo 1 (L=35.55m)
(elaboración propia).

X (m)	VD=VDT+VDV+VDD	VDS=VDP+VDA	VLL	VU
0,00	0,0	0,0	24,21	42,4
1,50	4,0	0,5	27,58	54,0
3,00	8,1	1,0	30,94	65,7
4,50	12,1	1,5	34,64	78,0
6,00	16,1	2,0	38,87	91,2
7,50	20,2	2,5	43,00	104,2
9,00	24,2	3,0	47,23	117,4
10,50	28,2	3,6	51,46	130,6
12,00	32,3	4,1	55,70	143,8
13,50	36,3	4,6	59,93	157,0
15,00	40,3	5,1	64,17	170,1
16,5	44,4	5,6	68,9	184,2

Tabla 60. Resumen de cálculo de fuerza cortante última a lo largo de la viga Tipo 2 (L=25.55m)
(elaboración propia).

X (m)	VD=VDT+VDV+VDD	VDS=VDP+VDA	VLL	VU
0,00	0,0	0,0	19,11	33,4
1,00	2,8	0,3	21,89	42,2
2,00	5,6	0,6	24,76	51,2
3,00	8,4	0,9	27,69	60,3
4,00	11,1	1,2	31,30	70,5
5,00	13,9	1,6	28,01	68,7
6,00	16,7	1,9	30,73	77,4
7,00	19,5	2,2	33,66	86,5
8,00	22,3	2,5	39,85	101,2
9,00	25,1	2,8	43,00	110,7
10,00	27,9	3,1	46,25	120,3
11,225	31,3	3,5	52,9	136,8

- **Resistencias al Esfuerzo Cortante Suministrada por el Concreto (Vci y Vcw)**

De acuerdo con el CCP-14, la resistencia al corte V_c provista por el concreto, debe ser el menor de los valores V_{ci} o V_{cw} .

- Fuerza cortante V_{ci} resistida por el concreto (falla por flexión y corte).
- Fuerza cortante resistida por el concreto V_{cw} . Falla en el alma de la viga.

Tabla 61. Cálculo del esfuerzo f_{pe} a 1,12 m del apoyo de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).

Cable	P(t)	e(m)	Pe (ton)
1	118	0,12	14,07
2	83	0,38	31,57
3	93	0,64	59,98
4	81	0,15	12,32
5	130	-0,01	-1,85
6	109	-0,62	-66,97
SUMA	375		118
σ_{inf} (t/m ²)	738		

Tabla 62. Cálculo del esfuerzo f_{pe} a 1,12 m del apoyo de la viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).

Cable	P(t)	e(m)	Pe (ton)
1	117	0,22	25,87
2	105	0,45	46,70
3	118	0,37	44,02
SUMA	339		117
σ_{inf} (t/m ²)	705		

Tabla 63. Resistencia al esfuerzo cortante cerca al apoyo suministrada por el concreto – Falla a Flexión y Corte V_{ci} de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).

Descripción	Valor	Unidades
Esfuerzo a la Compresión debido a Fuerzas Efectivas del Preesfuerzo $f_{cpe} = \frac{\sum_{i=1}^4 P_i}{A_{GC}} + \frac{Y_{bc+} * P_i * e_i}{I_{GC}}$	738	t/m ²
Momento debido a Cargas Muertas (Mdnc)	53	t*m
Módulo de rotura del concreto $M_{Rotura} = 0,52 * \sqrt{f'c}$	314	ton/m ²
Momento de Fisuración (Mcre) $M_{cre} = S_c * (f_r + f_{cpe} - \frac{M_{dcn}}{S_{nc}})$	265	ton*m
Fuerza Cortante en la Sección debida a las Cargas muertas sin Mayorar (Vd=VDT+VDV+VDD+VDP+VDA)	50,0	ton
Momento Máximo Mayorado en la Sección debido a las Cargas Aplicadas Externamente (Mmáx=MD+MDS+MLL)	164,9	ton*m
Fuerza Cortante Mayorada en la Sección debida a las Cargas Aplicadas Externamente y que Ocurren Simultáneamente con Mmáx (Vi)	184,2	ton
Fuerza Cortante Vci $V_{ci} = 0.01 * \sqrt{f'c} * b_v * d_v + V_{d+} \frac{V_i * M_{cre}}{M_{max}} \geq 0.06 * \sqrt{f'c} * b_v * d_v$	347,2	ton
$0.06 * \sqrt{f'c} * b_v * d_v$	11,1	ton

Tabla 64. Resistencia al esfuerzo cortante cerca al apoyo suministrada por el concreto – Falla a Flexión y Corte – V_{ci} de la viga Tipo 2 ($L=25.55m$) (elaboración propia).

Descripción	Valor	Unidades
Esfuerzo a la Compresión debido a Fuerzas Efectivas del Preesfuerzo $f_{cpe} = \frac{\sum_{i=1}^4 P_i}{A_{GC}} + \frac{Y_{bc+} * P_i * e_i}{I_{GC}}$	705	t/m ²
Momento debido a Cargas Muertas (M_{dnc})	50	t*m
Módulo de rotura del concreto $M_{Rotura} = 0,52 * \sqrt{f'c}$	314	ton/m ²
Momento de Fisuración (M_{cre}) $M_{cre} = S_c * (f_r + f_{cpe} - \frac{M_{dcn}}{S_{nc}})$	257	ton*m
Fuerza Cortante en la Sección debida a las Cargas muertas sin Mayorar (V_d=VDT+VDV+VDD+VDP+VDA)	34,8	ton
Momento Máximo Mayorado en la Sección debido a las Cargas Aplicadas Externamente (M_{máx}=MD+MDS+MLL)	176,6	ton*m
Fuerza Cortante Mayorada en la Sección debida a las Cargas Aplicadas Externamente y que Ocurren Simultáneamente con M _{máx} (V_i)	136,8	ton
Fuerza Cortante V_{ci} $V_{ci} = 0.01 * \sqrt{f'c} * b_v * d_v + V_{d+} \frac{V_i * M_{cre}}{M_{max}} \geq 0.06 * \sqrt{f'c} * b_v * d_v$	235,6	ton
$0.06 * \sqrt{f'c} * b_v * d_v$	11,1	ton

Tabla 65. Cálculo resistencia al esfuerzo cortante suministrada por el concreto- Falla por corte del en el alma – V_{cw} (elaboración propia).

Resistencia al Esfuerzo Cortante Suministrada por el Concreto – Falla por Corte en el Alma (V_{cw})
$V_{cw} = (0.06 * \sqrt{f'c} + 0.3 * f_{pe}) * b_v * d_v + V_p$

Tabla 66. Resistencia al esfuerzo cortante suministrada por el concreto a lo largo de la viga -- Falla a Flexión y Corte – Vci (elaboración propia).

x(m)	$0,01 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot v$	VD (ton)	VDS (ton)	VLL (ton)	VI (ton)	P(t)	Pe(t*m)	f _{cpe} (ton/m ²)	M _{dnc} (ton*m)	Sc (m ³)	S _{ns} (m ³)	f _r (ton/m ²)	M _{cr} (ton*m)	M _{máx} (ton*m)	Vci (ton)
0,0	2,31	0,0	0,0	24,2	42,4	374,1	304,8	1315,9	432,2	0,323	0,229	313,55	0,00	1334,55	11,07
1,5	2,31	4,0	0,5	27,6	54,0	374,1	303,1	1310,6	429,0	0,323	0,229	313,55	0,00	1324,89	11,07
3,0	2,31	8,1	1,0	30,9	65,7	374,2	297,9	1294,5	419,6	0,323	0,229	313,55	0,00	1295,89	11,07
4,5	2,31	12,1	1,5	34,6	78,0	374,2	289,1	1267,4	404,0	0,323	0,229	313,55	0,00	1247,56	15,47
6,0	2,31	16,1	2,0	38,9	91,2	374,3	276,9	1229,5	382,1	0,323	0,229	313,55	0,00	1179,89	20,02
7,5	2,31	20,2	2,5	43,0	104,2	374,4	261,1	1180,8	353,9	0,323	0,229	313,55	0,00	1092,90	24,56
9,0	2,31	24,2	3,0	47,2	117,4	374,5	241,8	1121,3	319,5	0,323	0,229	313,55	13,75	986,57	30,74
10,5	2,31	28,2	3,6	51,5	130,6	374,6	219,1	1051,0	278,8	0,323	0,229	313,55	48,30	860,90	40,97
12,0	2,31	32,3	4,1	55,7	143,8	374,7	192,9	969,9	231,8	0,323	0,229	313,55	88,19	715,91	55,90
13,5	2,31	36,3	4,6	59,9	157,0	374,9	163,2	878,0	178,6	0,323	0,229	313,55	133,41	551,58	80,70
15,0	2,31	40,3	5,1	64,2	170,1	375,0	130,0	775,4	119,1	0,323	0,229	313,55	183,97	367,92	132,36
16,5	2,31	44,4	5,6	68,9	184,2	375,2	93,3	662,0	53,4	0,323	0,229	313,55	239,87	164,93	319,71

x(m)	$0,01 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot v$	VD (ton)	VDS (ton)	VLL (ton)	VI (ton)	P(t)	Pe(t*m)	f _{cpe} (ton/m ²)	M _{dnc} (ton*m)	Sc (m ³)	S _{ns} (m ³)	f _r (ton/m ²)	M _{cr} (ton*m)	M _{máx} (ton*m)	Vci (ton)
0,000	2,31	0,0	0,0	19,1	33,4	220,0	182,4	789,1	230,5	0,322	0,229	313,55	31,53	807,11	11,07
1,000	2,31	2,8	0,3	21,9	42,2	220,1	181,6	786,7	229,1	0,322	0,229	313,55	32,76	802,11	11,07
2,000	2,31	5,6	0,6	24,8	51,2	220,3	179,0	778,6	224,8	0,322	0,229	313,55	36,18	787,10	11,07
3,000	2,31	8,4	0,9	27,7	60,3	220,4	174,5	765,0	217,7	0,322	0,229	313,55	41,80	762,07	14,45
4,000	2,31	11,1	1,2	31,3	70,5	220,5	168,3	745,6	207,6	0,322	0,229	313,55	49,61	727,05	19,05
5,000	2,31	13,9	1,6	28,0	68,7	220,6	160,2	720,6	194,8	0,322	0,229	313,55	59,59	682,01	23,34
6,000	2,31	16,7	1,9	30,7	77,4	220,8	150,3	689,8	179,1	0,322	0,229	313,55	71,74	626,96	29,29
7,000	2,31	19,5	2,2	33,7	86,5	220,9	138,5	653,3	160,5	0,322	0,229	313,55	86,04	561,91	36,77
8,000	2,31	22,3	2,5	39,8	101,2	221,0	124,8	611,0	139,0	0,322	0,229	313,55	102,49	486,85	47,94
9,000	2,31	25,1	2,8	43,0	110,7	221,2	109,3	562,9	114,7	0,322	0,229	313,55	121,07	401,78	63,08
10,000	2,31	27,9	3,1	46,3	120,3	221,3	91,9	508,9	87,6	0,322	0,229	313,55	141,77	306,70	88,44
11,225	2,31	31,3	3,5	52,9	136,8	221,5	72,6	449,1	50,4	0,322	0,229	313,55	174,60	176,59	171,91

Tabla 67. Resistencia al esfuerzo cortante suministrada por el concreto a lo largo de la viga – Falla por corte en el alma – V_{cw} (elaboración propia).

X(m)	P1 (ton)	P2 (ton)	P3 (ton)	P4 (ton)	P5 (ton)	P6 (ton)	α_1	α_2	α_3	α_4	α_5	α_6	Vp (ton)	$0,06\sqrt{f_c}$ (ton/m ²)	fpc (ton/m ²)	Vcw (ton)
0.0	110.0	88.0	88.0	88.0	119.2	119.2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	35.50	608.98	68.08
1.5	110.7	87.5	88.5	87.4	120.1	118.2	0.008	0.005	0.002	0.010	0.013	0.015	5.67	35.50	608.97	73.75
3.0	111.5	87.0	88.9	86.8	121.1	117.3	0.016	0.010	0.004	0.020	0.026	0.029	11.34	35.50	608.99	79.41
4.5	112.2	86.5	89.3	86.2	122.0	116.3	0.023	0.015	0.006	0.030	0.039	0.044	16.99	35.50	609.04	85.07
6.0	112.9	86.0	89.8	85.6	122.9	115.3	0.031	0.020	0.008	0.041	0.052	0.059	22.64	35.50	609.12	90.73
7.5	113.6	85.5	90.2	85.0	123.9	114.4	0.039	0.025	0.010	0.051	0.065	0.074	28.28	35.50	609.22	96.38
9.0	114.4	85.0	90.7	84.4	124.9	113.5	0.047	0.030	0.012	0.061	0.078	0.088	33.92	35.50	609.36	102.03
10.5	115.1	84.6	91.2	83.8	125.8	112.6	0.055	0.034	0.014	0.071	0.091	0.103	39.56	35.50	609.52	107.69
12.0	115.9	84.1	91.6	83.2	126.8	111.6	0.063	0.039	0.016	0.081	0.104	0.118	45.19	35.50	609.72	113.34
13.5	116.6	83.6	92.1	82.6	127.8	110.7	0.070	0.044	0.018	0.091	0.117	0.133	50.82	35.50	609.94	118.99
15.0	117.4	83.1	92.5	82.0	128.8	109.8	0.078	0.049	0.020	0.101	0.130	0.147	56.45	35.50	610.19	124.64
16.5	118.1	82.6	93.0	81.5	129.8	108.9	0.086	0.054	0.022	0.112	0.143	0.162	62.08	35.50	610.47	130.30

X(m)	P1 (ton)	P2 (ton)	P3 (ton)	α_1	α_2	α_3	Vp (ton)	$0,06\sqrt{f_c}$ (ton/m ²)	fpc (ton/m ²)	Vcw (ton)
0.0	110.0	110.0	110.0	0.000	0.000	0.000	0.000	35.50	332.96	42.240
1.0	110.6	109.5	110.7	0.010	0.006	0.013	3.245	35.50	333.76	45.560
2.0	111.2	109.0	111.4	0.020	0.013	0.026	6.514	35.50	334.57	48.905
3.0	111.9	108.5	112.1	0.030	0.019	0.039	9.808	35.50	335.40	52.276
4.0	112.5	108.0	112.8	0.040	0.025	0.052	13.126	35.50	336.23	55.672
5.0	113.1	107.5	113.5	0.050	0.032	0.065	16.470	35.50	337.07	59.094
6.0	113.7	107.0	114.2	0.060	0.038	0.078	19.838	35.50	337.93	62.543
7.0	114.3	106.5	114.9	0.070	0.044	0.091	23.232	35.50	338.79	66.018
8.0	115.0	106.1	115.7	0.080	0.051	0.104	26.653	35.50	339.66	69.520
9.0	115.6	105.6	116.4	0.090	0.057	0.117	30.099	35.50	340.55	73.049
10.0	116.3	105.1	117.1	0.100	0.063	0.130	33.572	35.50	341.44	76.606
11.2	116.9	104.6	117.9	0.110	0.070	0.143	37.072	35.50	342.35	80.191

- **Fuerza Cortante Resistida por el Refuerzo No Tensionado**

Tabla 68. Fuerza cortante crítica resistida por el refuerzo no tensionado (estribos) a lo largo de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).

x(m)	Vci (ton)	Vcw (ton)	Vu (ton)	Vs (ton)	S(m) Propuesta	S(m) Existente	Chequeo
0,00	11,1	68,08	42,4	38,77	0,43	0,20	Cumple
1,50	11,1	73,75	54,0	52,51	0,32	0,20	Cumple
3,00	11,1	79,41	65,7	66,25	0,25	0,20	Cumple
4,50	15,5	85,07	78,0	76,25	0,22	0,20	Cumple
6,00	20,0	90,73	91,2	87,23	0,19	0,15	Cumple
7,50	24,6	96,38	104,2	97,99	0,17	0,15	Cumple
9,00	30,7	102,03	117,4	107,34	0,16	0,15	Cumple
10,50	41,0	107,69	130,6	112,63	0,15	0,15	Cumple
12,00	55,9	113,34	143,8	113,23	0,15	0,15	Cumple
13,50	80,7	118,99	157,0	103,95	0,16	0,15	Cumple
15,00	132,4	124,64	170,1	75,53	0,22	0,12	Cumple
16,50	319,7	130,30	184,2	86,41	0,19	0,12	Cumple

Tabla 69. Fuerza cortante crítica resistida por el refuerzo no tensionado (estribos) a lo largo de la viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).

x(m)	Vci (ton)	Vcw (ton)	Vu (ton)	Vs (ton)	S(m)-Propuesta	S(m)-Existente	Chequeo
0,00	11,1	42,24	33,4	28,27	0,59	0,20	Cumple
1,00	11,1	45,56	42,2	38,62	0,43	0,20	Cumple
2,00	11,1	48,91	51,2	49,16	0,34	0,20	Cumple
3,00	14,4	52,28	60,3	56,45	0,29	0,20	Cumple
4,00	19,1	55,67	70,5	63,93	0,26	0,20	Cumple
5,00	23,3	59,09	68,7	57,50	0,29	0,20	Cumple
6,00	29,3	62,54	77,4	61,77	0,27	0,20	Cumple
7,00	36,8	66,02	86,5	64,95	0,26	0,15	Cumple
8,00	47,9	69,52	101,2	71,16	0,23	0,15	Cumple
9,00	63,1	73,05	110,7	67,14	0,25	0,15	Cumple
10,00	88,4	76,61	120,3	64,95	0,26	0,12	Cumple
11,23	171,9	80,19	136,8	80,79	0,21	0,12	Cumple

15.1.6. Consideraciones Adicionales

Tabla 70. Cálculo de ángulo de salida de los cables de tensionamiento de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).

Cable 1	X=17,625 m	a1	0,092	5,25	5°15'
Cable 2	X=17,625 m	a2	0,058	3,31	3°18'
Cable 3	X=17,625 m	a3	0,024	1,37	1°21'
Cable 4	X=17,625 m	a4	0,119	6,79	6°47'
Cable 5	X=17,625 m	a5	0,153	8,71	8°42'

Tabla 71. Cálculo de ángulo de salida de los cables de tensionamiento de la viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).

Cable 1	X=12,7 m	a1	0,128	7,27	7°16'
Cable 2	X=12,7 m	a2	0,080	4,59	4°35'
Cable 3	X=12,7 m	a3	0,165	9,39	9°23'

Tabla 72. Longitudes de cables entre apoyos de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).

$y = \frac{a}{b^2} x^2 \quad \text{Integrando} \rightarrow \quad L = \frac{b^2}{2a} \left[\frac{a}{b} \sqrt{\frac{4a^2}{b} + 1} + 0,5 \ln \left(\frac{2a}{b} + \sqrt{\frac{4a^2}{b} + 1} \right) \right]$			
Cable	a (m)	b (m)	L (m)
1	0,81	17,625	47,98
2	0,51	17,625	43,53
3	0,21	17,625	38,73
4	1,05	17,625	51,20
5	1,35	17,625	54,81
6	1,80	16,575	55,67

Tabla 73. Longitudes de cables entre apoyos de la viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).

$y = \frac{a}{b^2} x^2 \quad \text{Integrando} \rightarrow \quad L = \frac{b^2}{2a} \left[\frac{a}{b} \sqrt{\frac{4a^2}{b} + 1} + 0,5 \ln \left(\frac{2a}{b} + \sqrt{\frac{4a^2}{b} + 1} \right) \right]$			
Cable	a (m)	b (m)	L (m)
1	0,81	12,7	34,24
2	0,51	12,7	31,20
3	1,05	12,7	36,42

Tabla 74. Cálculo de alargamiento de los cables de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).

CABLE	P (ton)	L (m)	E (ton/m ²)	A (m ²)	$\Delta L = \frac{PL}{E_{SP}A_{SP}}$
1	130,98	47,98	20000000	0,0010	0,3174
2	104,78	43,53	20000000	0,0008	0,2880
3	104,78	38,73	20000000	0,0008	0,2562
4	104,78	51,20	20000000	0,0008	0,3387
5	130,98	54,81	20000000	0,0010	0,3626

Tabla 75. Cálculo de alargamiento de los cables de la viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).

CABLE	P (ton)	L (m)	E (ton/m ²)	A (m ²)	$\Delta L = \frac{PL}{E_{SP}A_{SP}}$
1	130,98	34,24	20000000	0,0010	0,2265
2	130,98	31,20	20000000	0,0010	0,2064
3	130,98	36,42	20000000	0,0010	0,2409

Tabla 76. Diseño a momento último de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).

Factores de Mayoración según Combinaciones o Estados de Carga		
Descripción	Valor	Unidades
Factor de Mayoración de Peso Propio de la Losa	1.25	N.A
Factor de Mayoración de Peso Propio de la Viga	1.25	N.A
Factor de Mayoración de Peso Propio del Diafragma	1.25	N.A
Factor de Mayoración de Peso Propio de Parapetos	1.25	N.A
Factor de Mayoración de Peso Propio de Asfalto	1.5	N.A
Factor de Mayoración de Carga Viva	1.75	N.A
Momentos Últimos (Viga Simplemente Apoyada)		
Descripción	Valor	Unidades
MDT (Momento Último Peso Propio de la Losa)	223,66	ton*m
MDV (Momento Último Peso Propio de la Viga)	278,46	ton*m
MDD (Momento Último Peso Diafragma)	38,07	ton*m
MDP (Momento Último Peso Parapetos)	19,16	ton*m
MDA (Momento Último Peso Asfalto)	55,92	ton*m
MLL (Momento Último Carga Viva)	719,28	ton*m
Mu (Momento Último Total)	1334,55	ton*m
Cálculo Momento Último Resistente		
Descripción	Valor	Unidades
YD (Centroide de ductos de preesfuerzo referido a la fibra inferior)	0,1211	m
dp (Altura efectiva)	1,83	m
Aps (Área Acero de Preesfuerzo)	0,0054	m ²
ρ_{ps} (Cuantía de Acero de Preesfuerzo)	0,0014	N. A
$f_{ps} = f_{pu} * \left(1 - 0.5 * \rho_{ps} * \frac{f_{pu}}{f'c} \right)$	182053	ton/m ²
$a = Aps * f_{ps} / 0,85 * f'c * b$	0,152	cm
$c = a / \beta 1$	0,190	cm
Se comporta como una viga rectangular		
Mu	1544,4	ton*m
El momento último resistente es mayor al momento último actuante, entonces el diseño es satisfactorio		

Tabla 77. Diseño a momento último de la viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).

Factores de Mayoración según Combinaciones o Estados de Carga		
Descripción	Valor	Unidades
Factor de Mayoración de Peso Propio de la Losa	1.25	N.A
Factor de Mayoración de Peso Propio de la Viga	1.25	N.A
Factor de Mayoración de Peso Propio del Diafragma	1.25	N.A
Factor de Mayoración de Peso Propio de Parapetos	1.25	N.A
Factor de Mayoración de Peso Propio de Asfalto	1.5	N.A
Factor de Mayoración de Carga Viva	1.75	N.A
Momentos Últimos (Viga Simplemente Apoyada)		
Descripción	Valor	Unidades
MDT (Momento Último Peso Propio de la Losa)	116,13	ton*m
MDV (Momento Último Peso Propio de la Viga)	144,58	ton*m
MDD (Momento Último Peso Diafragma)	27,43	ton*m
MDP (Momento Último Peso Parapetos)	7,17	ton*m
MDA (Momento Último Peso Asfalto)	29,03	ton*m
MLL (Momento Último Carga Viva)	482,77	ton*m
Mu (Momento Último Total)	807,11	ton*m
Cálculo Momento Último Resistente		
Descripción	Valor	Unidades
YD (Centroide de ductos de preesfuerzo referido a la fibra inferior)	0,1100	m
dp (Altura efectiva)	1,84	m
Aps (Área Acero de Preesfuerzo)	0,0030	m ²
ρ_{ps} (Cuantía de Acero de Preesfuerzo)	0,0008	N. A
$f_{ps} = f_{pu} * \left(1 - 0.5 * \rho_{ps} * \frac{f_{pu}}{f'c} \right)$	185055	ton/m ²
$a = Aps * f_{ps} / 0,85 * f'c * b$	0,088	cm
$c = a / \beta 1$	0,111	cm
Se comporta como una viga rectangular		
Mu	888,3	ton*m
El momento último resistente es mayor al momento último actuante, entonces el diseño es satisfactorio		

Dado que el momento último resistente es mayor al momento último actuantes, no es necesario acero adicional de refuerzo longitudinal, sin embargo, por facilidad de armado y de manera conservadora se procede a colocar un mínimo de acero.

Tabla 78. Verificación del acero mínimo de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).

SE DEBE CUMPLIR	$M_u \geq 1,2 * M_{cr}^*$	
Md/nc= Momento Carga Muerta Sección Simple	222,8	ton*m
fr=Módulo de Rotura del Concreto	313,6	ton/m ²
fpe (Esfuerzo de compresión en el concreto debido a tensionamiento de cables)	3382,5	ton/m ²
Sc (Módulo de la sección compuesta en la fibra externa precomprimida)	0,32	m ³
Ss (Módulo de la sección simple en la fibra externa precomprimida)	0,23	m ³
$M_{cr}^* = (f_r + f_{pe}) * S_c - M_{d/nc} * \frac{S_c}{S_h - 1}$	1286,9	ton*m
$1,2 * M_{cr}^*$	1544,3	ton*m
$M_u \geq 1,2 * M_{cr}^*$	Cumple	

Tabla 79. Verificación del acero mínimo de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).

SE DEBE CUMPLIR	$M_u \geq 1,2 * M_{cr}^*$	
Md/nc= Momento Carga Muerta Sección Simple	115,7	ton*m
fr=Módulo de Rotura del Concreto	313,6	ton/m ²
fpe (Esfuerzo de compresión en el concreto debido a tensionamiento de cables)	1178,5	ton/m ²
Sc (Módulo de la sección compuesta en la fibra externa precomprimida)	0,32	m ³
Ss (Módulo de la sección simple en la fibra externa precomprimida)	0,23	m ³
$M_{cr}^* = (f_r + f_{pe}) * S_c - M_{d/nc} * \frac{S_c}{S_h - 1}$	528,2	ton*m
$1,2 * M_{cr}^*$	633,8	ton*m
$M_u \geq 1,2 * M_{cr}^*$	Cumple	

Tabla 80. Revisión de límites de ductilidad de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).

SE DEBE CUMPLIR	$\frac{\rho_{PS} * f_{ps}}{f'c} < 0,36 * \beta_1$
$\frac{\rho_{PS} * f_{ps}}{f'c}$	0,071
$0,36 * \beta_1$	0,288
Cumple con los requisitos de ductilidad	

Tabla 81. Revisión de límites de ductilidad de la viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).

SE DEBE CUMPLIR	$\frac{\rho_{PS} * f_{ps}}{f'c} < 0,36 * \beta_1$
$\frac{\rho_{PS} * f_{ps}}{f'c}$	0,041
$0,36 * \beta_1$	0,288
Cumple con los requisitos de ductilidad	

Tabla 82. Cálculo de deflexiones y contra flecha de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).

Cálculo de Deflexiones			
Ec (Módulo de Elasticidad del Concreto)		3100000	ton/m ²
Igs (Inercia Sección Simple)		0.064	m ⁴
Igc (Inercia Sección Compuesta)		0.212	m ⁴
Ec*Igs		198112	ton*m ²
Ec*Igc		658415	ton*m ²
Deflexiones en el centro de la luz debidas a carga uniforme		Deflexiones en el centro de la luz debidas a Momento	
$\delta_w = \frac{5wL^4}{384E_cI_c}$		$\delta_M = \frac{ML^2}{8E_cI_c}$	
$w = \frac{8Pf}{L^2}$		$M = Pe$	
w1	0,683	M1	15,598
w2	0,430	M2	40,028
w3	0,177	M3	67,578
w4	0,885	M4	-15,848
δ_{w1} (m)	0,021	δ_{M1} (m)	0,004
δ_{w2} (m)	0,013	δ_{M2} (m)	0,010
δ_{w3} (m)	0,005	δ_{M3} (m)	0,016
δ_{w4} (m)	0,027	δ_{M4} (m)	-0,004
δ_{wtotal} (m)	0,067	δ_{Mtotal} (m)	0,026
δ_{total} -preesfuerzo (m)		0,0487	
δ_{total} -peso propio (m)		-0,0237	
Contra flecha en el centro de la luz (cm)		0,00	
δ_{total} -carga viva (m)		0,021	
δ -Admisible (m) (L/800)		0,032	
CHEQUEO		Cumple	

Tabla 83. Cálculo de deflexiones y contra flecha de la viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).

Cálculo de Deflexiones			
Ec (Módulo de Elasticidad del Concreto)		3100000	ton/m ²
Igs (Inercia Sección Simple)		0.064	m ⁴
Igc (Inercia Sección Compuesta)		0.212	m ⁴
Ec*Igs		198112	ton*m ²
Ec*Igc		658415	ton*m ²
Deflexiones en el centro de la luz debidas a carga uniforme		Deflexiones en el centro de la luz debidas a Momento	
$\delta_w = \frac{5wL^4}{384E_cI_c}$		$\delta_M = \frac{ML^2}{8E_cI_c}$	
$w = \frac{8Pf}{L^2}$		$M = Pe$	
w1	1,316	M1	28,988
w2	0,828	M2	58,466
w3	1,705	M3	48,917
w4	0,011	M4	0,004
δ_{w1} (m)	0,007	δ_{M1} (m)	0,007
δ_{w2} (m)	0,014	δ_{M2} (m)	0,006
δ_{w3} (m)	0,032	δ_{M3} (m)	0,017
δ_{w4} (m)	1,316	δ_{M4} (m)	28,988
δ_{wtotal} (m)	0,828	δ_{Mtotal} (m)	58,466
δ_{total} -preesfuerzo (m)		0,0487	
δ_{total} -peso propio (m)		-0,0237	
Contra flecha en el centro de la luz (cm)		0,00	
δ_{total} -carga viva (m)		0,021	
δ -Admisible (m) (L/800)		0,032	
CHEQUEO		Cumple	

15.2. Diseño de Pórtico Central

La siguiente memoria de cálculo estructural tiene como objetivo evidenciar y explicar el rediseño del puente en referencia, según la última actualización de la norma colombiana para dicho fin CCP-14.

15.2.1. Definición de Propiedades Geométricas y Materiales

Tabla 84. Propiedades de los materiales usados en el pórtico central (elaboración propia).

Descripción Propiedad	Valor	Unidad
Resistencia del Concreto (f_c)	2800	ton/m ²
Esfuerzo de Fluencia del Acero (f_y)	42000	ton/m ²
Módulo de Elasticidad Concreto (E_c)	2560180	ton/m ²
Módulo de Elasticidad Acero (E_s)	20000000	ton/m ²
E_s/E_c (n)	8	N.A
Aceleración Pico Efectivo (PGA)	0,25	N.A
Factor de Sitio de PGA (FPGA)	1,45	N.A
Peso Unitario Concreto (γ_c)	2,4	ton/m ²
Número de Vigas Soportadas	5	und
Área Longitudinal de la barrera New Jersey a Usar	45,83	m ²
Área Longitudinal de la Viga	53,46	m ²
Número de Pilas de Igual Dimensión	3	und
Recubrimiento de la Viga pórtico	0,09	m
Recubrimiento de la Pila	0,1	m

Tabla 85. Propiedades geométricas del pórtico central. (Elaboración propia).

Figura	Descripción	Dimensión (m)
Dimensiones Longitudinales		
D1	Altura de Pila	4,50
D2	Empotramiento de la Pila	0,50
D3	Espesor de Zapata o Dado de Cimentación	1,00
D4	Altura de Viga Pórtico	1,2
D5	Dimensión Longitudinal de la Viga Pórtico que Sobresale de la Pila	1,00
D6	Lado Longitudinal de la Pila	2,2
D7	Distancia libre de la Viga Pórtico entre Pila y Pila	1,2
D8	Longitud Total de la Viga pórtico	11,00
Dimensiones Transversales		
D1	Altura de Pila	4,50
D2	Empotramiento de la Pila	0,50
D3	Espesor de Zapata o Dado de Cimentación	1,00
D4	Altura de Viga Pórtico	1,00
D9	Base de la Viga Pórtico	1,2
D10	Lado Corto de la Pila	1,2

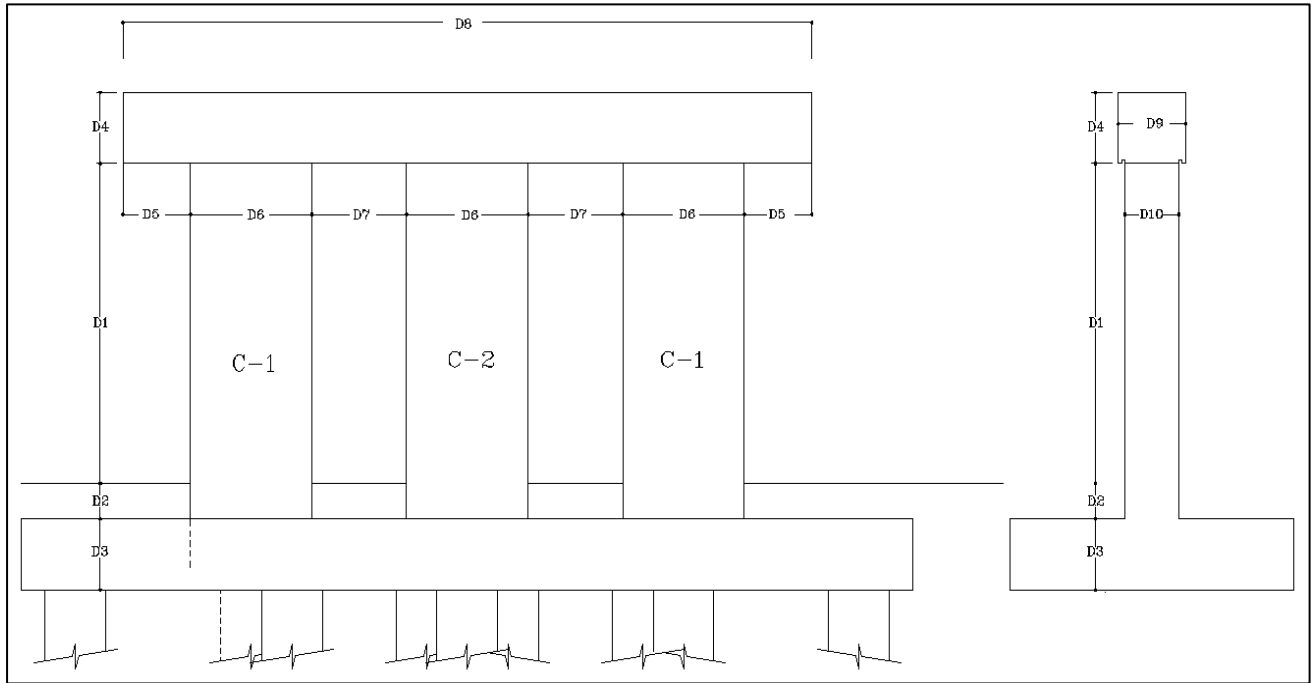


Figura 69. Esquema geométrico del pórtico central (elaboración propia).

15.2.2. Definición de Cargas y Fuerzas Actuantes

- **Peso Propio Viga Pórtico**

Tabla 86. Evaluación de cargas del peso propio de la viga pórtico (elaboración propia).

Descripción Propiedad	Valor	Unidad
R-Viga Pórtico	26,400	ton
Factor de Mayoración	1,25	N.A
Mu + viga pórtico (ton-m)	5,500	ton-m
Mu - viga pórtico (ton-m)	9,750	ton-m
Vu viga pórtico(ton)	9,625	ton

- **Carga viva vehicular (LL) e incremento de carga dinámica vehicular (IM)**

Tabla 87. Evaluación de cargas Carga viva vehicular (LL) e incremento de carga dinámica vehicular (IM) (elaboración propia).

Descripción Propiedad	Valor	Unidad
Carga Viva (LL)	96,2	ton
Factor de Mayoración	1,75	N.A
R LL+IM por Viga	168,35	ton
Mu + LL+IM	155,75	ton*m
Mu - LL+IM	271,25	ton*m
Vu LL+IM	140,00	ton

- **Peso propio de los componentes estructurales y de los accesorios no estructurales (DC) y peso propio carpeta de rodamiento y de las instalaciones (DW)**

Tabla 88. Evaluación de cargas del peso propio de los componentes estructurales y de los accesorios no estructurales (DC), peso propio carpeta de rodamiento y de las instalaciones (DW) (elaboración propia).

Tipo de Carga	Carga Sin Mayorar (Ton)	Factor De Mayoración	Carga Mayorada (Ton)
Vigas (DC)	43,53	1,25	54,42
Losa (DC)	33,70	1,25	42,12
Diafragma (DC)	11,59	1,25	14,49
Asfalto (DW)	30,89	1,25	38,61
Parapetos (DW)	2,14	1,5	3,21
R DC+DW (ton) por Viga		152,85	
Mu+ DC+DW (ton-m)		32,00	
Mu- DC+DW (ton-m)		234,00	
Vu DC+DW (ton)		119,00	

- **Carga sísmica (EQ)**

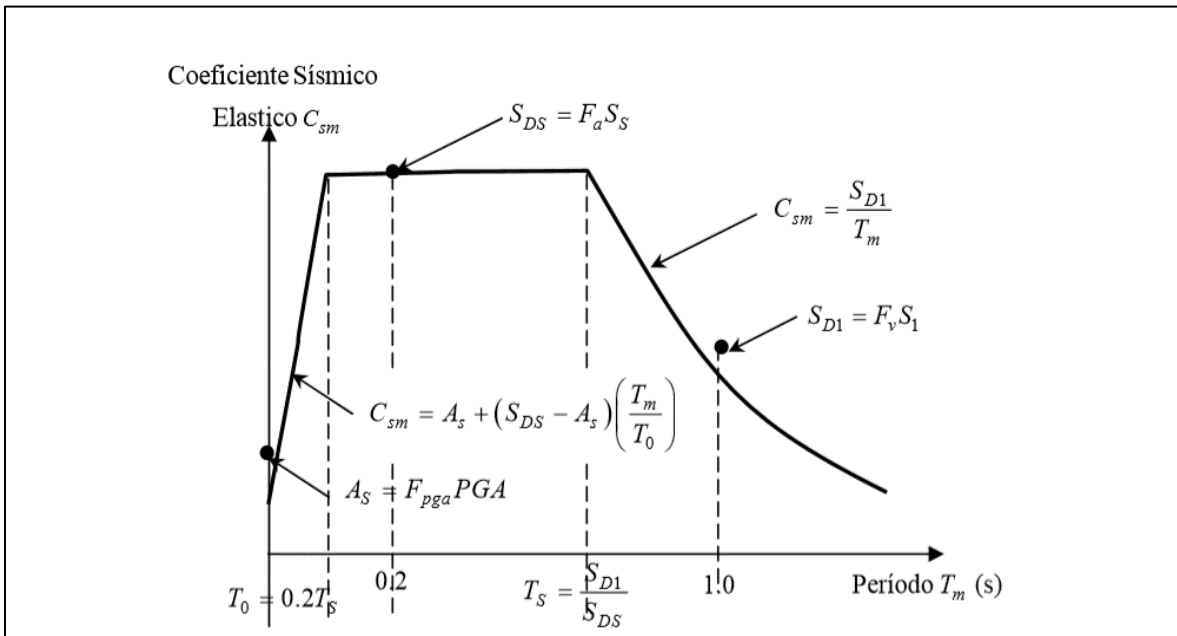


Figura 70. Espectro de aceleraciones de diseño para 5% de amortiguamiento y un periodo de retorno de 1000 años -Fuente: Figura 3.10.4.1-1 de CCP-14

Tabla 89. Propiedades sísmicas según ubicación y tipo de suelo (elaboración propia).

Propiedades Sísmicas Según Ubicación y Tipo de Suelo		
Propiedad	Valor	Fuente
PGA	0,25	Figura 3.10.2.1-1 CCP14
Ss	0,60	Figura 3.10.2.1-2 CCP14
S1	0,30	Figura 3.10.2.1-3 CCP14
Fpga	1,45	Tabla 3.10.3.2-1 CCP14
Fa	1,50	Tabla 3.10.3.2-2 CCP14
Fv	2,80	Tabla 3.10.3.2-3 CCP14
SD1	0,84	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
SDS	0,90	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
Ts	0,93	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
T0	0,19	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
As	0,36	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14

Tabla 90. Valores espectro de diseño (elaboración propia).

Tm (seg)	Csm	Fuente
0,000	0,363	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,010	0,391	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,020	0,420	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,030	0,449	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,040	0,478	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,050	0,506	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,060	0,535	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,070	0,564	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,080	0,593	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,090	0,622	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,100	0,650	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,110	0,679	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,120	0,708	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,130	0,737	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,140	0,766	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,150	0,794	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,160	0,823	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,170	0,852	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,180	0,881	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,190	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,200	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,210	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,220	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,230	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,240	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,250	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,260	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,270	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14

0,280	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,290	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,300	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,310	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,320	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,330	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,340	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,350	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,360	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,370	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,380	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,390	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,400	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,410	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,420	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,430	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,440	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,450	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,460	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,470	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,480	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,490	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,500	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,510	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,520	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,530	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,540	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,550	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,560	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,570	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,580	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,590	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,600	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,610	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,620	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,630	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,640	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,650	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,660	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,670	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,680	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,690	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,700	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,710	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,720	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14

0,730	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,740	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,750	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,760	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,770	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,780	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,790	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,800	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,810	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,820	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,830	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,840	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,850	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,860	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,870	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,880	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,890	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,900	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,910	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,920	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,930	0,900	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,940	0,894	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,950	0,884	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,960	0,875	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,970	0,866	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,980	0,857	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
0,990	0,848	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,000	0,840	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,010	0,832	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,020	0,824	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,030	0,816	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,040	0,808	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,050	0,800	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,060	0,792	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,070	0,785	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,080	0,778	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,090	0,771	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,100	0,764	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,110	0,757	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,120	0,750	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,130	0,743	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,140	0,737	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,150	0,730	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14

1,160	0,724	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,170	0,718	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,180	0,712	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,190	0,706	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,200	0,700	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,210	0,694	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,220	0,689	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,230	0,683	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,240	0,677	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,250	0,672	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,260	0,667	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,270	0,661	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,280	0,656	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,290	0,651	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,300	0,646	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,310	0,641	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,320	0,636	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,330	0,632	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,340	0,627	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,350	0,622	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,360	0,618	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,370	0,613	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,380	0,609	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,390	0,604	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,400	0,600	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,410	0,596	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,420	0,592	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,430	0,587	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,440	0,583	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,450	0,579	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,460	0,575	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,470	0,571	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,480	0,568	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,490	0,564	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,500	0,560	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,510	0,556	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,520	0,553	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,530	0,549	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,540	0,545	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,550	0,542	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,560	0,538	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,570	0,535	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,580	0,532	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,590	0,528	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,600	0,525	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14

1,610	0,522	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,620	0,519	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,630	0,515	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,640	0,512	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,650	0,509	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,660	0,506	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,670	0,503	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,680	0,500	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,690	0,497	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,700	0,494	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,710	0,491	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,720	0,488	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,730	0,486	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,740	0,483	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,750	0,480	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,760	0,477	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,770	0,475	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,780	0,472	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,790	0,469	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,800	0,467	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,810	0,464	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,820	0,462	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,830	0,459	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,840	0,457	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,850	0,454	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,860	0,452	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,870	0,449	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,880	0,447	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,890	0,444	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,900	0,442	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,910	0,440	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,920	0,438	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,930	0,435	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,940	0,433	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,950	0,431	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,960	0,429	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,970	0,426	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,980	0,424	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
1,990	0,422	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,000	0,420	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,010	0,418	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,020	0,416	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,030	0,414	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,040	0,412	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,050	0,410	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14

2,060	0,408	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,070	0,406	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,080	0,404	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,090	0,402	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,100	0,400	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,110	0,398	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,120	0,396	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,130	0,394	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,140	0,393	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,150	0,391	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,160	0,389	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,170	0,387	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,180	0,385	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,190	0,384	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,200	0,382	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,210	0,380	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,220	0,378	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,230	0,377	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,240	0,375	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,250	0,373	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,260	0,372	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,270	0,370	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,280	0,368	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,290	0,367	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,300	0,365	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,310	0,364	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,320	0,362	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,330	0,361	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,340	0,359	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,350	0,357	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,360	0,356	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,370	0,354	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,380	0,353	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,390	0,351	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,400	0,350	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,410	0,349	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,420	0,347	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,430	0,346	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,440	0,344	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,450	0,343	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,460	0,341	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,470	0,340	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,480	0,339	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,490	0,337	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14
2,500	0,336	Figura 3.10.4.1-1 CCP-14

Tabla 91. Elección del Factor de Modificación de Respuesta — Subestructuras - Fuente: Tabla 3.10.7.1-1CCP-14

Subestructura	Categoría Operacional		
	Crítica	Esencial	Otra
Pilares tipo muro-dimensión mayor	1.5	1.5	2.0
Pórticos de concreto reforzado			
• Pilas verticales únicamente	1.5	2.0	3.0
• Con pilas inclinadas	1.5	1.5	2.0
Columnas solas	1.5	2.0	3.0
Pórticos de acero o compuestos hacer/concreto			
• Pilas verticales únicamente	1.5	3.5	5.0
• Con pilas inclinadas	1.5	2.0	3.0
Pórticos con múltiples columnas	1.5	3.5	5.0

- **Carga de Fricción (FR)**

Tabla 92. Evaluación de cargas de fricción (elaboración propia).

Descripción Propiedad	Valor	Unidad
$0.25 \cdot R_{LL+IM}$	42,088	ton
Factor De Mayoración	1	N.A
R FR por viga	42,088	ton
MU FR (ton-m)	946,969	ton-m
VUFR (ton)	210,438	ton

- **Carga de Viento (WS)**

Tabla 93. Evaluación de cargas de viento (elaboración propia).

V_B (km/h)	P_B (ton/m ²)	V_0 (km/h)	Z_0 (m)	V_{30} (km/h)	Z (m)	V_{DZ} (km/h)
160	0,24	19,3	2,5	160	5,50	38,0
De manera conservadora se decide usar un $V_{DZ}=V_B=160$ km/h						
Descripción Propiedad	Valor		Unidad			
P_D	0,240		ton/m ²			
Factor de Mayoración	1,4		N.A			
R WS	33,36		ton			
Mu	150,1		ton-m			
Vu	33,36		ton			

15.2.3. Diseño de la Viga Pórtico

- **Diseño a Flexión**

Se propone una viga de 1.2 m X 1.2 m, con 16 varillas #8 en la parte inferior y 35 varillas #8 en la parte superior. A continuación, se evidencia el chequeo de esta nueva sección.

$$M_n = A_{ps} * f_{ps} * \left(d_p - \frac{a}{2} \right) = A_{ps} * f_{ps} * \left(d_p - 0,59 * \frac{A_{ps} * f_{ps}}{b * f'_c} \right) \quad Ec 20$$

Tabla 94. Chequeo acero longitudinal por momento positivo de la viga pórtico (elaboración propia).

Descripción Propiedad	Valor	Unidad
Mu + (ton-m)	300,00	ton-m
φ	0,9	N.A.
fy	42000	ton/m ²
f'c	2800	ton/m ²
b	1,00	m
d	1,11	m
ρ	0,0069	N.A.
As	76,504	cm ²
#Varilla a usar	8	N.A.
Área Varilla	5,1	cm ²
Cantidad Barras	16	UND

Tabla 95. Chequeo acero longitudinal por momento negativo de la viga pórtico. (elaboración propia).

Descripción Propiedad	Valor	Unidad
Mu - (ton-m)	630,00	ton-m
φ	0,9	N.A.
fy	42000	ton/m ²
f'c	2800	ton/m ²
b	1,00	m
d	1,1051	m
ρ	0,0159	N.A.
As	175,475	cm ²
#Varilla a usar	8	N.A.
Área Varilla	5,1	cm ²
Cantidad Barras	35	UND

• **Chequeo de Acero Mínimo Longitudinal**

Tabla 96. Chequeo acero mínimo longitudinal de la viga pórtico (elaboración propia).

f < r (ton-m2)	S (m3)	Mcr (ton-m)	1.33*Mu (ton-m)
333	0,24	88	399
$f_y = 0,63 * \sqrt{f'_c} \text{ (Mpa)}$	$S = \frac{b * h^2}{6}$	$M_{Cr} = 1.1 * f_r * S$	$1.33 * M_u$
min (Mcr, 133Mu)	r min		Chequeo
61	0,0019		Cumple

Tabla 97. Chequeo de limitación de la fisuración para acero positivo (elaboración propia).

Distancia "a" del Bloque de Compresión	31,7	cm
Distancia entre Par de Fuerzas "j_d"	99,9	cm
M_{servicio}	114,7	ton-m
$f_{ss} = \frac{M_s}{j_d * A_s}$	14068	ton/m ²
0.6f_y	25200	ton/m ²
f_{ss} < 0.6F_y	Cumple	
γ_e	0,75	N. A
$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7 * (h - d_c)}$	1,12	N.A
S_{max}	40,4	cm
$S_{max} = \frac{125000 * \gamma_e}{\beta_s * f_{ss}} - 2 * d_c$		
Separación Armadura	6,7	cm
Chequeo	Cumple	

Tabla 98. Chequeo de limitación de la fisuración para acero negativo (elaboración propia).

Distancia "a" del Bloque de Compresión	43,3	cm
Distancia entre Par de Fuerzas "j_d"	96,1	cm
$M_{servicio}$	318,8	ton-m
$f_{ss} = \frac{M_s}{j_d * A_s}$	18589	ton/m ²
$0.6f_y$	25200	ton/m ²
$f_{ss} < 0.6F_y$	Cumple	
γ_e	0,75	N. A
$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7 * (h - d_c)}$	1,12	N. A
S_{max}	25,9	cm
$S_{max} = \frac{125000 * \gamma_e}{\beta_s * f_{ss}} - 2 * d_c$		
Separación Armadura	6,0	cm
Chequeo	Cumple	

- **Armadura de Contracción y Temperatura Longitudinal en Caras Laterales**

$$2.33 \frac{cm^2}{m} < A_{s-temp} = \frac{0.18 * b * h}{2 * (b+h)} \frac{cm^2}{m} < 12.70 \frac{cm^2}{m} \quad Ec 21$$

Tabla 99. Cálculo de armadura de contracción y temperatura viga pórtico – Nuevo Diseño (elaboración propia).

As-calculado (cm ² /m)	As-min (cm ² /m)	As-max (cm ² /m)	As-requerido (cm ² /m)
5,40	2,33	12,7	5,40
Área de varilla a usar	Longitud por lado (m)	Cantidad de varillas	Espaciamiento entre varillas (cm)
1,27	1,0	5	20,204

Espaciamiento de acero longitudinal lateral por retracción y temperatura mínimo requerido 27 cm

Espaciamiento de acero longitudinal lateral por retracción y temperatura a disponer 13 cm

CUMPLE.

- **Armadura Superficial Longitudinal para Limitar la Fisuración del Alma**

$$A_{sk} > 0.1 * (d_l - 76) < \frac{A_s + A_{ps}}{4} \quad Ec 22$$

Tabla 100. Chequeo de armadura superficial para limitar la fisuración del alma - Fuente: elaboración propia (elaboración propia).

Propiedad	Valor
d_l (cm)	110,51
A_s (cm ²)	173,4
A_{ps} (cm ²)	0
A_{sk-min} (cm ²)	4,1412
A_{sk-max} (cm ²)	43,35
S_{max} (cm)	18,4
Chequeo Acero	Cumple
Chequeo Espaciamiento	Cumple

- **Diseño a Cortante**
- **Diseño por Corte – Cortante que Resiste el Concreto V_c**

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_v * d_v \quad Ec 23$$

$$d_v = c - \frac{a}{2} \quad Ec 24$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} < 0.9 * d_e < 0,72 * h \quad Ec 25$$

Tabla 101. Cálculo de la cortante que resiste el concreto de la viga pórtico (elaboración propia).

a (cm)	dv (cm)	0.9 de (cm)	0.72*de (cm)	Vc (ton)
31,50	95	99	86,4	88,2

- **Diseño por Corte - Cortante que Resiste el Acero V_s**

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d_v * (\cot\theta + \cot\alpha) * \text{sena}}{s} \quad Ec 26$$

Tabla 102. Cálculo de la cortante que resiste el acero en varillas #4 de la viga pórtico (elaboración propia).

Vu (ton)	Vs (ton)	# Varilla a usar	área Varilla a usar	# de ramas	Av (cm2)	Separación (cm)
325,0	236,8	4	1,27	4	5,08	8

- **Refuerzo Transversal Mínimo**

$$A_v > 0.27 * \sqrt{f'_c} * \frac{b_v * S}{f_y} \quad Ec 27$$

Tabla 103. Cálculo acero mínimo por corte requerido de la viga pórtico (elaboración propia).

Av-min (cm ²)	Chequeo
1,4	Cumple

- **Espaciamiento Máximo del Refuerzo Transversal**

$$V_u = \frac{V_u - \phi * V_p}{\phi * b_v * d_v} \quad Ec 28$$

$$si V_u < 0.125 * f'_c \rightarrow S_{max} = 0,80 * d_v < 60 \text{ cm} \quad Ec 29$$

$$si V_u > 0.125 * f'_c \rightarrow S_{max} = 0,40 * d_v < 30 \text{ cm} \quad Ec 30$$

Tabla 104. Chequeo de espaciamiento máximo del refuerzo transversal de la viga pórtico (elaboración propia).

V _u (ton/m ²)	0.125*f' _c (ton/m ²)	S _{max} (cm)	Chequeo
315,0	350	76	Cumple

15.2.4. Diseño de las Columnas del Pórtico Central

Definición de Axiales, Momentos, Cortantes y Definición inicial de Aceros

Después de haber definido las combinaciones críticas de diseño se toma del software de diseño las solicitaciones máximas según las cargas asignadas para realizar el diseño a flexo-compresión y cortante de la columna típica del pórtico central. El refuerzo para el chequeo es el siguiente: ref. longitudinal 110 varillas #8 y estribos cerrado #4 cada 10 cm y ganchos cada 20 cm, para una sección de 1,40m X 2,40m.

Tabla 105. Solicitaciones máximas de diseño para columna pórtico (elaboración propia).

Pu (ton)	Mu-22 (ton-m)	Mu-33 (ton-m)	Vu-22 (ton)	Vu-33 (ton)
618	1092	564	127	157

- **Diseño por Flexo-Compresión Biaxial de la Columna del Pórtico Central**

Con la sección definida de la columna del pórtico central típica se realiza el respectivo diseño Flexo-Compresión Biaxial elaborando el respectivo diagrama de interacción y chequeando que los momentos y axiales que llegan a cada columna estén dentro del rango admisible.

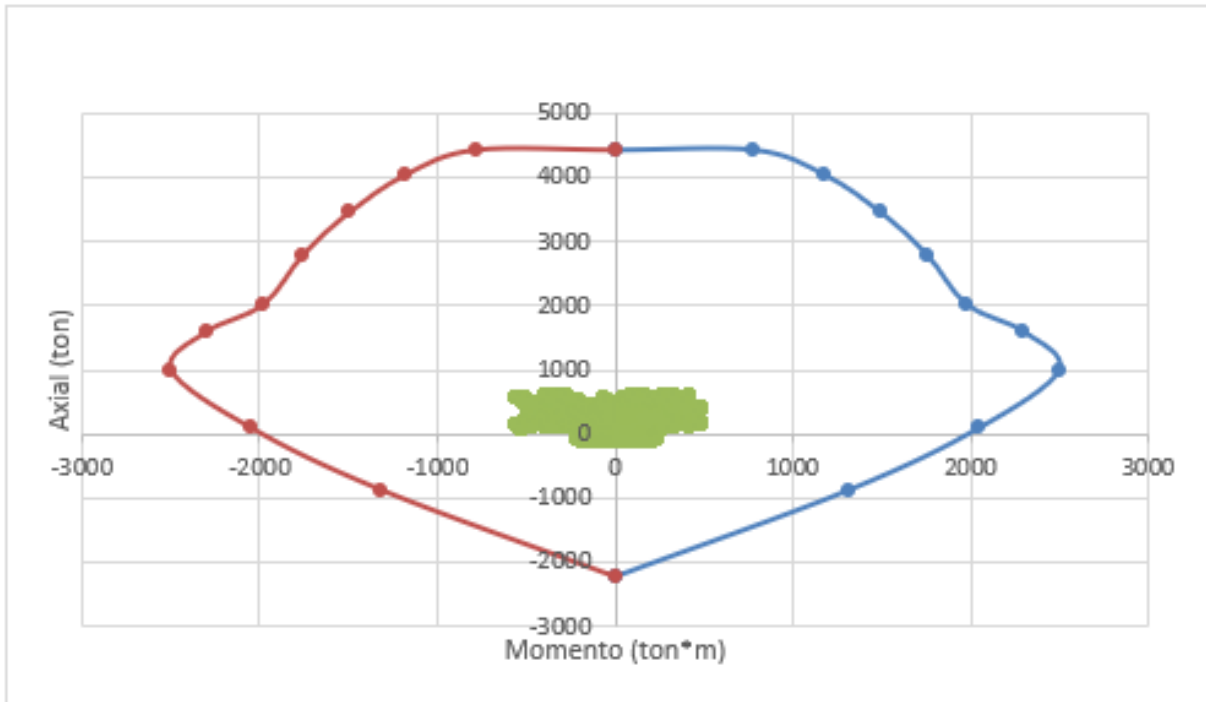


Figura 71. Diseño por flexo-compresión biaxial de columna típica del pórtico central en el sentido largo – Nuevo Diseño (elaboración propia).

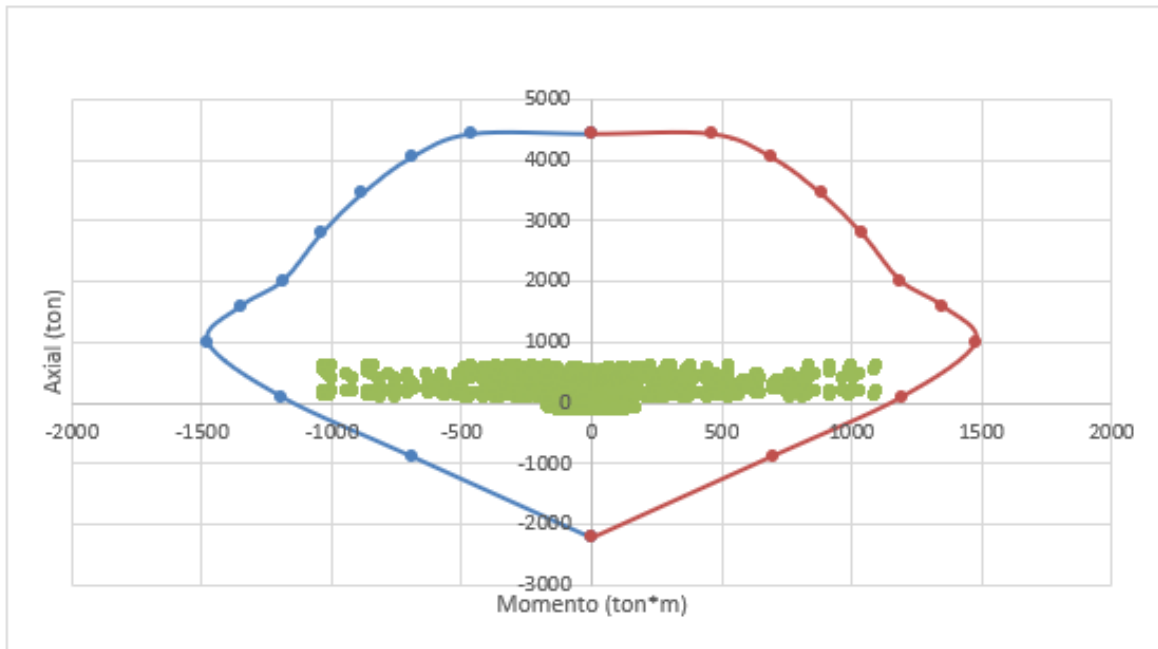


Figura 72. Diseño por flexo-compresión biaxial de columna típica del pórtico central en el sentido corto – Nuevo Diseño (elaboración propia).

• **Refuerzo Máximo y Mínimo de Miembros a Compresión Columna Típica del Pórtico**

Tabla 106. Chequeo acero máximo de la columna pórtico típica reforzada (elaboración propia).

$\frac{A_s}{A_g} + \frac{A_{ps} \cdot f_{pu}}{A_g \cdot f'_c} \leq 0.08$	As (cm²)
	561
	Ag (cm²)
	26400
	As/Ag+ApsFpu/AgFy
	0,021
	Chequeo
Cumple	

Tabla 107. Chequeo acero mínimo de la columna pórtico típica reforzada (elaboración propia).

$\frac{A_s \cdot f_y}{A_g \cdot f'_c} + \frac{A_{ps} \cdot f_{pu}}{A_g \cdot f'_c} \geq 0.135$	As (cm²)
	561
	Ag (cm²)
	26400
	AsFy/AgF'c+ApsFpu/AgFy
	0,319
	Chequeo
Cumple	

• **Diseño a Cortante de la Columna Típica del Pórtico Central Nueva**

Tabla 108. Cálculo de la cortante que resiste el concreto de la columna del pórtico central típica en el sentido largo (elaboración propia).

a (cm)	dv (cm)	0.9 de (cm)	0.72*de (cm)	Vc (ton)
72,64	194	207	172,8	184,0

Tabla 109. Cálculo de la cortante que resiste el concreto de la columna del pórtico central típica en el sentido corto (elaboración propia).

a (cm)	dv (cm)	0.9 de (cm)	0.72*de (cm)	Vc (ton)
42,38	109	117	100,8	104,2

Cortante crítica actuante sentido largo Vu=157 ton

Cortante que resiste el concreto en el sentido largo $\phi V_n = 0,9 \cdot 184 = 166$ ton

La sección neta de concreto resiste la totalidad de la fuerza cortante actuante.

Cortante crítica actuante sentido largo Vu=127 ton

Cortante que resiste el concreto en el sentido largo $\phi V_n = 0,9 \cdot 104 = 94$ ton

La sección neta de concreto resiste gran parte de la fuerza cortante actuante.

Del anterior análisis se concluye que debe ubicarse acero transversal según la cuantía mínima transversal requerida por norma.

15.3.Diseño de Estribos

La siguiente memoria de cálculo estructural tiene como objetivo evidenciar el diseño estructural del estribo del nuevo puente en referencia, según la última actualización de la norma colombiana para dicho fin CCP-14.

15.3.1. Propiedades Geométricas y Definición de Materiales

*Tabla 110. Propiedades geométricas del estribo (elaboración propia).
(Para mejor interpretación de esta tabla dirigirse a la Figura 73)*

Distancia	VALOR	UNIDAD
Longitud Zapata	47,13	m
Longitud Estribo	42,53	m
Luz Entre Apoyos	35,40	m
D1	5,00	m
D2	0,50	m
D3	0,50	m
D4	3,80	m
D5	0,40	m
D6	0,90	m
D7	5,60	m
D8	5,30	m
D9	0,25	m
D10	0,35	m
D11	0,35	m
D12	0,60	m
D13	0,25	m
D14	1,08	m
D15	0,83	m
D16	2,20	m
D17	1,75	m
D18	3,20	m
D19	0,25	m
D20	0,60	m
D21	0,90	m
D22	1,10	m
Altura Contrafuerte	6,20	m
Base Contrafuerte	3,80	m
Separación De Contrafuertes	3,00	m
Espesor Contrafuerte	0,30	m
Diámetro Pilotes	1,50	m
Profundidad Pilotes	4,40	m
#Pilotes Por Contrafuerte	2	UND

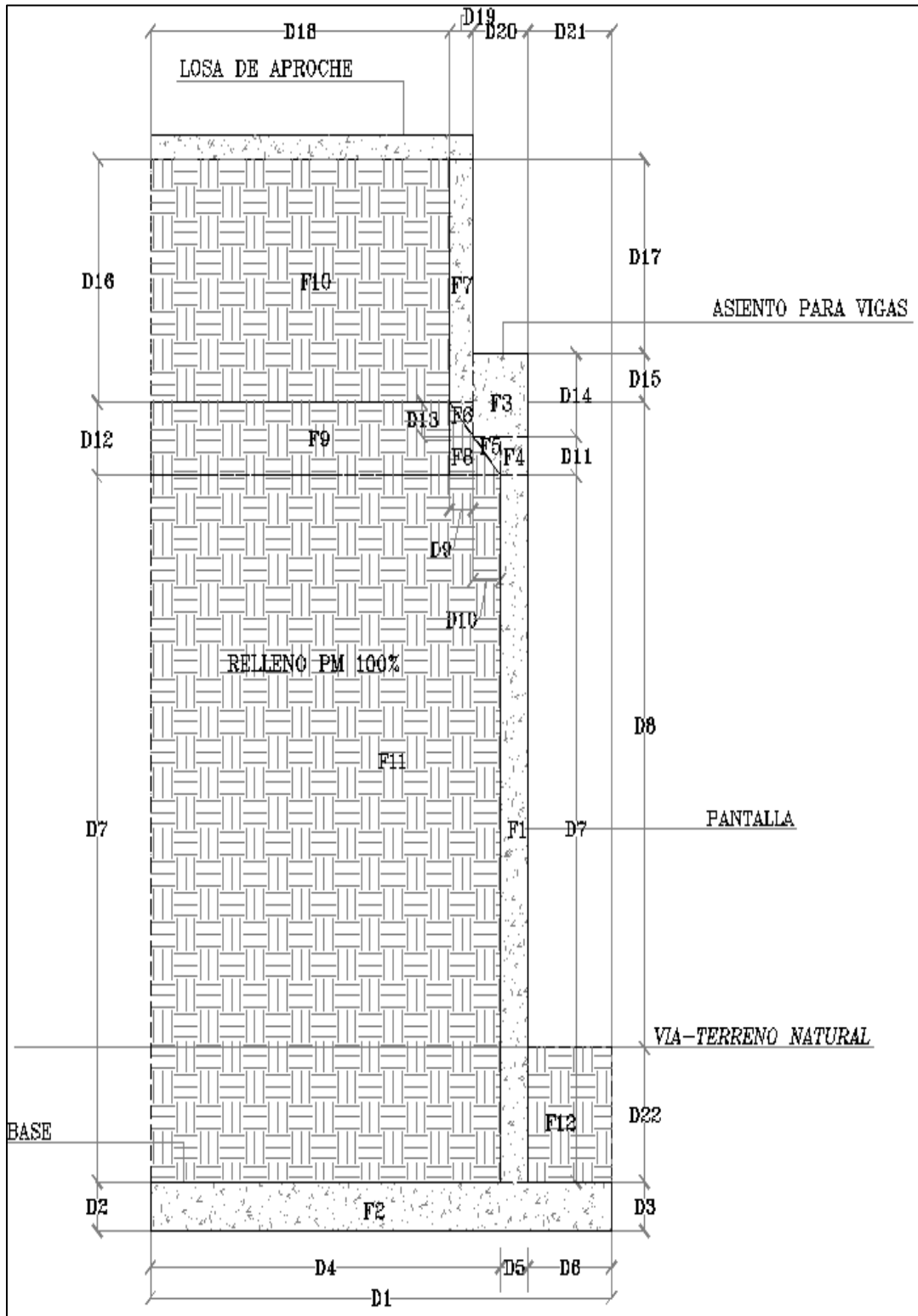


Figura 73. Esquemización sección transversal de estribo (elaboración propia).

Tabla 111. Definición de secciones de estabilización por peso propio (elaboración propia).

Figura	Peso Específico (ton/m ³)	Base (m)	Altura (m)
Dimensiones Estribo			
F1	2,4	0,40	5,60
F2	2,4	5,00	0,50
F3	2,4	0,60	1,08
F4	2,4	0,40	0,35
F5	2,4	0,35	0,35
F6	2,4	0,25	0,25
F7	2,4	0,25	2,20
Contrafuerte	2,4	3,80	6,20
Pilotes	2,4	1,25	4,40
Dimensiones Terreno Contiguo al Estribo			
F8	1,8	0,60	0,60
F9	1,8	3,20	0,60
F10	1,8	3,20	2,20
F11	1,8	3,80	5,60
F12	1,8	0,90	1,10

Tabla 112. Propiedades de los materiales usados en el estribo (elaboración propia).

Descripción Propiedad	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia del Concreto	f _c	2100	ton/m ²
Esfuerzo de Fluencia del Acero	f _y	42000	ton/m ²
Módulo de Elasticidad Concreto	E _c	2217181	ton/m ²
Módulo de Elasticidad Acero	E _s	20000000	ton/m ²
Es/Ec	n	9	N.A
Peso Unitario Suelo	γ _s	1,8	ton/m ²
Peso Unitario Concreto	γ _c	2,4	ton/m ²
Ángulo de Fricción del Terreno	φ	32,5	Grados
Ángulo de Fricción entre Suelo y Muro	δ	0	Grados
Ángulo del suelo con la Horizontal	ι	0	Grados
Ángulo de Inclinación del Muro con la Vertical	β	0	Grados
Coefficiente de Fricción Suelo - Concreto	μ _r	0,637	Grados
Coefficiente de Fricción Suelo - Suelo	μ _s	0,7	Grados
Capacidad Portante Suelo	Q _{adm}	30	ton/m ²
Aceleración Pico Efectivo	PGA	0,25	N.A
Factor de Sitio de PGA	F _{PGA}	1,45	N.A
Sobre Carga Sobre Terreno	Sobrecarga	1,0	ton/m ²

15.3.2. Definición de Cargas

Tabla 113. *Peso propio de los componentes estructurales y de los accesorios no estructurales (DC) y peso propio carpeta de rodamiento y de las instalaciones (DW) (elaboración propia).*

Cargas Súper Estructura		
Vigas (DC)	14,3	ton/m
Losa (DC)	11,5	ton/m
Diafragma (DC)	2,0	ton/m
Asfalto (DW)	2,4	ton/m
Parapetos (DW)	1,0	ton/m
Reacciones por Estribo		
Vigas (DC)	253,11	ton
Losa (DC)	203,55	ton
Diafragma (DC)	35,40	ton
Asfalto (DW)	42,48	ton
Parapetos (DW)	17,7	ton
Reacciones por 3 Metros de Ancho de Estribo		
Vigas (DC)	17,854	ton
Losa (DC)	14,358	ton
Diafragma (DC)	2,497	ton
Asfalto (DW)	2,996	ton
Parapetos (DW)	1,249	ton
R_{DC+DW}	38,954	ton

Tabla 114. *Carga viva vehicular (LL) e incremento de carga dinámica vehicular (IM) (elaboración propia).*

Carga Viva Total		
Carga Viva (LL)	634,5	ton
Factor de Ajuste por Distribución de Carga Crítico	0,816	N.A
Factor de Impacto	1,33	N.A
Reacciones por 3 Metros de Ancho de Estribo		
Carga Viva (LL)	44,757	ton
R_{LL+IM}	48,573	ton

Tabla 115. Carga sísmica (EQ) - Reacciones por 3 metros de ancho de estribo (elaboración propia).

$R_{DC+DW}+0.25*R_{LL+IM}$	51,098	ton
R_{EQ}	18,523	ton

Tabla 116. Carga de Frenado (FR) - Reacciones por 3 Metros de Ancho de Estribo (elaboración propia).

$25%*\max((4\text{ton}+2*16\text{ton}), (2*12.5\text{ton}))$ - por Carril	9,0	ton
$5%*\text{MAX}((4\text{ton}+2*16\text{ton}), (2*12.5\text{ton})) +5%*(1.0\text{ton/m}*Lm)$ - por Carril	3,6	ton
#Carriles de Diseño	6	UND
R_{FR}	3,809	ton

Tabla 117. Cálculo de coeficientes para definición de empujes de tierra debido a peso propio y a la acción sísmica (elaboración propia).

Descripción	Valor	Unidad
Espesor de la Zapata (Hmuro/12)	0,75	m
Espesor del Vástago (Hmuro/12)	0,75	m
Ancho de Zapata (Hmuro*0.55)	5,00	m
Tamaño del Dedo de la Zapata (Bz/3)	1,7	m
Tamaño del Dedo del Talón de la Zapata (2*Bz/3)	3,3	m
Altura Equivalente de la Sobrecarga (h')	0,6	m
Coefficiente Empuje Activo (k_a) $k_a = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi}$	0,30	N.A
Coefficiente Empuje Pasivo (k_p) $k_p = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi}$	3,32	N.A
Coefficiente de Aceleración Horizontal ($k_h=0.5\text{PGA}$)	0,13	N.A
Coefficiente de Aceleración Vertical	0,11	N.A
$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1-k_v}\right)$	7,99	Grados
$x = \left(1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) * \text{sen}(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) * \cos(i - \beta)}}\right)^2$	2,17	rad
$k_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta * \cos^2(\delta + \beta + \theta) * x}$	0,39	N.A

Tabla 118. Fuerzas de gravedad en el muro por 3 metros de muro (elaboración propia).

Fuerza - Figura	Peso (ton)	X (m)	M _{DA,X} (ton*m)
F1	16,13	1,10	17,74
F2	18,00	2,50	45,00
F3	4,68	1,20	5,61
F4	1,01	1,10	1,11
F5	0,44	1,37	0,60
F6	0,23	1,58	0,36
F7	3,96	1,625	6,44
Contrafuerte	8,48	3,8	32,51
Pilotes	25,92	2,5	64,80
F8	0,97	1,60	1,56
F9	10,37	2,98	30,84
F10	38,02	2,85	108,35
F11	114,91	3,20	367,72
F12	1,78	0,45	0,80
Σ	244,89	2,79	683,43

Tabla 119. Fuerzas horizontales por metro cuadrado de muro (elaboración propia).

Descripción	Valor	Valor a “d” de la Base	Unidad
Altura Empuje Pasivo (h_{EP})	1,60	0,775	m
Altura Empuje Sobre Carga ($h_{LS}=h'$)	0,60	0,000	m
Altura Empuje Lateral de Tierra (h_{EH})	9,48	8,658	m
Atura Empuje de Acción Sísmica (h_{EQ})	9,48	8,658	m
Presión Empuje Pasivo (P_{EP}) $P_{EP} = k_p * \gamma_s * h_{EP}$	9,569	4,635	ton/m ²
Presión Empuje Sobre Carga (P_{LS}) $P_{LS} = k_a * \gamma_s * h_{LS}$	0,325	0,000	ton/m ²
Presión Empuje Lateral de Tierra (P_{EH}) $P_{EH} = k_a * \gamma_s * h_{EH}$	5,138	4,691	ton/m ²
Presión Empuje de Acción Sísmica (P_{EQ}) $P_{EQ} = \frac{1}{2} * (K_{AE} - k_a) * \gamma_s * h_{EQ}$	0,746	0,681	ton/m ²

Tabla 120. Fuerzas horizontales puntuales por 3 metros de muro (elaboración propia).

Descripción	Valor	Valor a “d” de la Base	Unidad
Empuje Pasivo (H_{EP})	22,96	5,39	ton
Empuje Sobre Carga (H_{LS})	9,25	0,00	ton
Empuje Lateral de Tierra (H_{EH})	73,08	60,92	ton
Empuje de Acción Sísmica (H_{EQ})	21,22	17,69	ton

Tabla 121. Carga adicional de sismo por acción del terreno y peso del muro (elaboración propia).

Fuerza - Figura	Peso (ton)	Y (m)	M*Y(ton*m)
F1	2,02	3,30	6,65
F2	2,25	0,25	0,56
F3	0,58	6,99	4,09
F4	0,13	6,28	0,79
F5	0,06	6,33	0,35
F6	0,03	6,62	0,19
F7	0,50	7,8	3,86
Contrafuerte	1,06	2,37	2,51
F8	0,12	6,30	0,77
F9	1,30	6,40	8,29
F10	4,75	7,80	37,07
F11	14,36	3,30	47,40
F12	0,22	1,05	0,23
HEQI=Σ	27,37	4,12	112,76

Tabla 122. Resumen de cargas verticales y horizontales del muro (elaboración propia).

Fuerzas Utilizadas	Valor Resultante (ton)	Brazo Horizontal (m)	Brazo Vertical (m)	Momento Estabilizante (ton*m)	Momento Volcamiento (ton*m)	
Condición	1	2	3	4	5	6
W _{DC}	244,89	2,79	-	683,43	-	
R _{DC+DW}	38,954	1,2	-	46,74	-	
R _{LL+IM}	48,573	1,2	-	58,29	-	
R _{EQ}	18,523	-	7,53	-	139,53	
R _{FR}	3,809	-	9,33	-	35,55	
H _{EP}	-22,96	-	0,87	-	-19,90	
H _{LS}	9,25	-	4,45	-	41,15	
H _{EH}	73,08	-	2,97	-	216,80	
H _{EQ}	21,22	-	4,45	-	94,44	
H _{EQI}	27,37	-	4,12	-	112,76	
			Σ	788,47	620,34	

15.3.3. Chequeo de Volcamiento

Tabla 123. Factor de mayoración o reducción de carga según combinación de carga para estados límites de servicio (elaboración propia).

Fuerzas Utilizadas	Factor de Mayoración o Reducción de Carga Según Combinación de Carga					
	Sin Super-Estructura		Con Super-Estructura			
	Sin Sismo	Con Sismo	Sin Carga Viva		Con Carga Viva	
			Sin Sismo	Con Sismo	Sin Sismo	Con Sismo
Condición	1	2	3	4	5	6
W_{DC}	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
R_{DC+DW}	0,0	0,0	0,0	1,0	0,9	1,0
R_{LL+IM}	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0
R_{EQ}	0,0	0,0	0,0	1,0	0,0	1,0
R_{FR}	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0
H_{EP}	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
H_{LS}	1,0	0,0	1,0	0,5	1,0	0,5
H_{EH}	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
H_{EQ}	0,0	1,0	0,0	1,0	0,0	1,0
H_{EQI}	0,0	1,0	0,0	1,0	0,0	1,0

Tabla 124. Cargas verticales y horizontales para estados límites de servicio (elaboración propia).

Fuerzas Utilizadas	Cargas Verticales y Horizontales					
	Sin Super-Estructura		Con Super-Estructura			
	Sin Sismo	Con Sismo	Sin Carga Viva		Con Carga Viva	
			Sin Sismo	Con Sismo	Sin Sismo	Con Sismo
Condición	1	2	3	4	5	6
W_{DC}	244,9	244,9	244,9	244,9	244,9	245,9
R_{DC+DW}	0,0	0,0	0,0	39,0	35,1	40,0
R_{LL+IM}	0,0	0,0	0,0	0,0	48,6	49,6
R_{EQ}	0,0	0,0	0,0	18,5	0,0	19,5
R_{FR}	0,0	0,0	0,0	0,0	3,8	4,8
H_{EP}	-23,0	-23,0	-23,0	-23,0	-23,0	-22,0
H_{LS}	9,2	0,0	9,2	4,6	9,2	9,7
H_{EH}	73,1	73,1	73,1	73,1	73,1	74,1
H_{EQ}	0,0	21,2	0,0	21,2	0,0	22,2
H_{EQI}	0,0	27,4	0,0	27,4	0,0	28,4

Tabla 125. Momentos estabilizantes y de volcamiento para estados límites de servicio (elaboración propia).

Fuerzas Utilizadas	Momentos Estabilizantes y de Volcamiento					
	Sin Super-Estructura		Con Super-Estructura			
	Sin Sismo	Con Sismo	Sin Carga Viva		Con Carga Viva	
			Sin Sismo	Con Sismo	Sin Sismo	Con Sismo
Condición	1	2	3	4	5	6
W_{DC}	683,4	683,4	683,4	683,4	683,4	683,4
R_{DC+DW}	0,0	0,0	0,0	46,7	42,1	46,7
R_{LL+IM}	0,0	0,0	0,0	0,0	58,3	58,3
R_{EQ}	0,0	0,0	0,0	139,5	0,0	139,5
R_{FR}	0,0	0,0	0,0	0,0	35,6	35,6
H_{EP}	-19,9	-19,9	-19,9	-19,9	-19,9	-19,9
H_{LS}	41,2	0,0	41,2	20,6	41,2	20,6
H_{EH}	216,8	216,8	216,8	216,8	216,8	216,8
H_{EQ}	0,0	94,4	0,0	94,4	0,0	94,4
H_{EQI}	0,0	112,8	0,0	112,8	0,0	112,8

Tabla 126. Chequeo de volcamiento para estados límites de servicio. (Elaboración propia).

X_0	1,82	1,14	1,82	0,58	1,55	0,56
e	0,68	1,36	0,68	1,92	0,95	1,94
e_{max}	1,25	2,00	1,25	2,00	1,25	2,00
CHEQUEO	CHEQUEA	CHEQUEA	CHEQUEA	CHEQUEA	CHEQUEA	CHEQUEA

Tabla 127. Factor de mayoración o reducción de carga según combinación de carga para condiciones de resistencia y eventos extremos (elaboración propia).

Fuerzas Utilizadas	Factor de Mayoración o Reducción de Carga Según Combinación de Carga					
	Sin Super-Estructura		Con Super-Estructura			
	Sin Sismo	Con Sismo	Sin Carga Viva		Con Carga Viva	
			Sin Sismo	Con Sismo	Sin Sismo	Con Sismo
Condición	1	2	3	4	5	6
W_{DC}	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25
R_{DC+DW}	0	0	1,25	1,25	1,25	1,25
R_{LL+IM}	0	0	0	0	1,75	2,75
R_{EQ}	0	0	0	1	0	1
R_{FR}	0	0	0	0	1,75	0,5
H_{EP}	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
H_{LS}	1,75	0,5	1,75	0,5	1,75	1,75
H_{EH}	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
H_{EQ}	0	1	0	1	0	1
H_{EQI}	0	1	0	1	0	1

15.3.5. Chequeo a Flexión del Muro

$$\phi M_n = \phi * \rho * f_y * L_z * d^2 * \left(1 - 0.59 * \rho * \frac{f_y}{f'_c}\right) \quad Ec 33$$

Tabla 134. Chequeo refuerzo vertical del para el puente no aislado (elaboración propia).

fy (ton/m ²)	f'c (ton/m)	φ	d ₁ (m)	d ₂ (m)	L _z (m)	# de Barra a Usar
42000	2100	0,9	0,325	0,075	1	6

Área de Barra a usar (cm ²)	Espaciamiento (cm) (Parrilla 1)	Espaciamiento (cm) (Parrilla 2)	Cantidad de Barras (Parrilla 1)	Cantidad de Barras (Parrilla 2)	Cuantía (ρ ₁)	Cuantía (ρ ₂)
2,84	20	30	6	4	0,005	0,023

Mn ₁ (Resistente) (ton-m)	Mn ₂ (Resistente) (ton-m)	Mn Total (Resistente) (ton-m)	Mu Total (Actuante) (ton-m)	Chequeo As min (1.2*Mcr)
19,6	3,5	23,2	15	Cumple

Tabla 135. Chequeo refuerzo horizontal del para el puente no aislado (elaboración propia).

fy (ton/m ²)	f'c (ton/m)	φ	d ₁ (m)	d ₂ (m)	L _z (m)	# de Barra a Usar
42000	2100	0,9	0,325	0,075	1	7

Área de Barra a usar (cm ²)	Espaciamiento (cm) (Parrilla 1)	Espaciamiento (cm) (Parrilla 2)	Cantidad de Barras (Parrilla 1)	Cantidad de Barras (Parrilla 2)	Cuantía (ρ ₁)	Cuantía (ρ ₂)
3,74	20	30	6	4	0,007	0,030

Mn ₁ (Resistente) (ton-m)	Mn ₂ (Resistente) (ton-m)	Mn Total (Resistente) (ton-m)	Mu Total (actuante) (ton-m)	Chequeo As min (1.2*Mcr)
25,3	4,1	29,4	22	Cumple

15.3.6. Chequeo a Cortante del Muro

$$\phi V_n = \phi * \frac{\sqrt{f'_c}}{6} * b * d \quad Ec 34$$

Tabla 136. Chequeo a cortante del muro reforzado e=40 cm (elaboración propia).

Vu (ton)	φ	f'c(ton/m ²)	b (m)	d (m)	φVc (ton)	CHEQUEO
20,2	0,9	2100	1	0,325	22,34	Chequea

En conclusión, se propone un muro de 40 cm de espesor, reforzado con doble parrilla acero vertical #6 cada 20 centímetros y acero horizontal #7 cada 20 centímetros.

15.4. Diseño de Dados-Zapatatas

15.4.1. Chequeo a Flexión del Dado de Estribo

Tabla 137. Chequeo de refuerzo longitudinal del dado cimentación de estribo (elaboración propia).

f_y (ton/m ²)	$f'c$ (ton/m)	ϕ	d_1 (m)	d_2 (m)	L_z (m)	# de Barra a Usar
42000	2800	0,9	0,425	0,075	1	6
Área de Barra a usar (cm ²)	Espaciamiento (cm) (Parrilla 1)	Espaciamiento (cm) (Parrilla 2)	Cantidad de Barras (Parrilla 1)	Cantidad de Barras (Parrilla 2)	Cuantía (ρ_1)	Cuantía (ρ_2)
2,84	20	20	6	6	0,004	0,023
Mn_1 (Resistente) (ton-m)	Mn_2 (Resistente) (ton-m)	Mn Total (Resistente) (ton-m)	Mu Total (actuante) (ton-m)	Chequeo Momento Nominal		
26,4	3,9	30,3	23	Cumple		

Tabla 138. Chequeo de refuerzo transversal del dado cimentación de estribo (elaboración propia).

f_y (ton/m ²)	$f'c$ (ton/m)	ϕ	d_1 (m)	d_2 (m)	L_z (m)	# de Barra a Usar
42000	2800	0,9	0,425	0,075	1	5
Área de Barra a usar (cm ²)	Espaciamiento (cm) (Parrilla 1)	Espaciamiento (cm) (Parrilla 2)	Cantidad de Barras (Parrilla 1)	Cantidad de Barras (Parrilla 2)	Cuantía (ρ_1)	Cuantía (ρ_2)
1,98	40	40	4	4	0,002	0,009
Mn_1 (Resistente) (ton-m)	Mn_2 (Resistente) (ton-m)	Mn Total (Resistente) (ton-m)	Mu Total (actuante) (ton-m)	Chequeo Momento Nominal		
11,0	1,8	12,8	10,56	Cumple		

15.4.2. Chequeo a Cortante del Dado de Estribo.

Tabla 139. Chequeo a cortante del dado cimentación de estribo (elaboración propia).

V_u (ton)	ϕ	$f'c$ (ton/m ²)	b (m)	d (m)	ϕV_c (ton)	CHEQUEO
37,9	0,9	2800	1	0,575	45,64	Chequea

15.4.3. Chequeo a Flexión del Dado de Pórtico Central

Tabla 140. Chequeo de refuerzo longitudinal del dado cimentación de pórtico central (elaboración propia).

f_y (ton/m ²)	f'_c (ton/m)	ϕ	d_1 (m)	d_2 (m)	L_z (m)	# de Barra a Usar
42000	2800	0,9	0,925	0,075	1	7
Área de Barra a usar (cm ²)	Espaciamiento (cm) (Parrilla 1)	Espaciamiento (cm) (Parrilla 2)	Cantidad de Barras (Parrilla 1)	Cantidad de Barras (Parrilla 2)	Cuantía (ρ_1)	Cuantía (ρ_2)
3,74	14	45	8	3	0,003	0,041
Mn_1 (Resistente) (ton-m)	Mn_2 (Resistente) (ton-m)	Mn Total (Resistente) (ton-m)	Mu Total (actuante) (ton-m)	Chequeo Momento		
103,4	5,5	108,9	99	Cumple.		

Tabla 141. Chequeo de refuerzo transversal del dado cimentación de pórtico central (elaboración propia).

f_y (ton/m ²)	f'_c (ton/m)	ϕ	d_1 (m)	d_2 (m)	L_z (m)	# de Barra a Usar
42000	2800	0,9	0,925	0,075	1	7
Área de Barra a usar (cm ²)	Espaciamiento (cm) (Parrilla 1)	Espaciamiento (cm) (Parrilla 2)	Cantidad de Barras (Parrilla 1)	Cantidad de Barras (Parrilla 2)	Cuantía (ρ_1)	Cuantía (ρ_2)
3,74	19	45	6	3	0,003	0,031
Mn_1 (Resistente) (ton-m)	Mn_2 (Resistente) (ton-m)	Mn Total (Resistente) (ton-m)	Mu Total (actuante) (ton-m)	Chequeo Momento Nominal Sin Reforzamiento		
80,1	4,8	84,9	75	Cumple, no se requiere reforzar		

15.4.4. Chequeo a Cortante del Dado de Pórtico Central

Tabla 142. Chequeo a cortante del dado cimentación de pórtico central (elaboración propia).

V_u (ton)	ϕ	f'_c (ton/m ²)	b (m)	d (m)	ϕV_c (ton)	CHEQUEO
67,9	0,9	2800	1	0,925	73,42	Chequea

15.5. Diseño de Pilotes

15.5.1. Verificación de la Capacidad Portante de la Cimentación Profunda

Las reacciones en los pilotes para los diferentes estados límites de servicio son las dispuestas en las Tabla 143, Tabla 150 y Tabla 145 según diámetro, longitud y ubicación de pilotes.

Tabla 143. Reacciones para los diferentes estados límites de servicio de pilotes de diámetro igual a 100 centímetros y profundidad de desplante igual a 7 metros, ubicados en el dado soporte de las columnas del pórtico central del nuevo puente. (Información suministrada por el software de diseño).

TABLE: Joint Reactions- PILOTES D=100cm					
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3
Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf
540	ENV. SERVICIO	Combination	0,8797	0,2062	20,9049
540	ENV. SERVICIO	Combination	0,0096	-0,3817	10,8419
541	ENV. SERVICIO	Combination	0,9	0,1576	21,5848
541	ENV. SERVICIO	Combination	0,0311	-0,3748	13,088
542	ENV. SERVICIO	Combination	0,8699	0,1386	25,3392
542	ENV. SERVICIO	Combination	-0,061	-0,4458	14,1459
543	ENV. SERVICIO	Combination	0,9382	0,0909	26,3654
543	ENV. SERVICIO	Combination	0,0013	-0,4582	16,1765
544	ENV. SERVICIO	Combination	0,8605	0,0723	20,0883
544	ENV. SERVICIO	Combination	-0,0904	-0,5074	12,6632
545	ENV. SERVICIO	Combination	0,886	0,0242	22,1524
545	ENV. SERVICIO	Combination	-0,0703	-0,5394	13,6136
546	ENV. SERVICIO	Combination	0,4963	0,2827	19,279
546	ENV. SERVICIO	Combination	-0,4385	-0,2953	10,4886
547	ENV. SERVICIO	Combination	0,5122	0,2651	18,8498
547	ENV. SERVICIO	Combination	-0,4195	-0,3064	10,9069
548	ENV. SERVICIO	Combination	0,4903	0,2095	23,5555
548	ENV. SERVICIO	Combination	-0,4985	-0,3335	13,639
549	ENV. SERVICIO	Combination	0,5484	0,1963	23,6102
549	ENV. SERVICIO	Combination	-0,4428	-0,3498	13,5855
550	ENV. SERVICIO	Combination	0,5012	0,1553	19,9336
550	ENV. SERVICIO	Combination	-0,5031	-0,408	12,0983
551	ENV. SERVICIO	Combination	0,524	0,1469	20,4352
551	ENV. SERVICIO	Combination	-0,485	-0,4305	11,6042
552	ENV. SERVICIO	Combination	0,201	0,5492	21,4153
552	ENV. SERVICIO	Combination	-0,9167	-0,0643	13,5079
553	ENV. SERVICIO	Combination	0,2224	0,5606	21,2795
553	ENV. SERVICIO	Combination	-0,8938	-0,0786	11,3743
554	ENV. SERVICIO	Combination	0,2046	0,4725	26,8647
554	ENV. SERVICIO	Combination	-0,9714	-0,1254	15,8265
555	ENV. SERVICIO	Combination	0,268	0,4929	26,4311

555	ENV. SERVICIO	Combination	-0,9015	-0,1331	14,0805
556	ENV. SERVICIO	Combination	0,2655	0,4188	21,4349
556	ENV. SERVICIO	Combination	-0,9116	-0,2045	12,0824
557	ENV. SERVICIO	Combination	0,2445	0,3888	22,8069
557	ENV. SERVICIO	Combination	-0,9358	-0,2029	12,723
558	ENV. SERVICIO	Combination	0,9576	0,1793	20,3609
558	ENV. SERVICIO	Combination	-0,182	-0,4672	11,1922
559	ENV. SERVICIO	Combination	0,9798	0,1698	22,1772
559	ENV. SERVICIO	Combination	-0,1631	-0,4357	11,8697
560	ENV. SERVICIO	Combination	0,9411	0,1153	25,7977
560	ENV. SERVICIO	Combination	-0,1847	-0,5319	13,8534
561	ENV. SERVICIO	Combination	0,9239	0,0564	21,3428
561	ENV. SERVICIO	Combination	-0,1433	-0,6035	11,981
562	ENV. SERVICIO	Combination	1,0094	0,0992	26,6919
562	ENV. SERVICIO	Combination	-0,1226	-0,5119	15,6783
563	ENV. SERVICIO	Combination	0,9477	0,0333	21,9156
563	ENV. SERVICIO	Combination	-0,1207	-0,5944	13,6161
564	ENV. SERVICIO	Combination	0,5591	0,3449	19,4325
564	ENV. SERVICIO	Combination	-0,3988	-0,2262	10,6492
565	ENV. SERVICIO	Combination	0,5757	0,3362	19,3111
565	ENV. SERVICIO	Combination	-0,3786	-0,234	11,529
566	ENV. SERVICIO	Combination	0,5202	0,2708	23,2621
566	ENV. SERVICIO	Combination	-0,4154	-0,2661	13,4989
567	ENV. SERVICIO	Combination	0,5781	0,2668	23,758
567	ENV. SERVICIO	Combination	-0,3596	-0,2821	13,878
568	ENV. SERVICIO	Combination	0,4974	0,2212	19,2523
568	ENV. SERVICIO	Combination	-0,3783	-0,3396	11,6845
569	ENV. SERVICIO	Combination	0,5191	0,2218	20,2695
569	ENV. SERVICIO	Combination	-0,3614	-0,3642	11,4575
570	ENV. SERVICIO	Combination	0,1231	0,5427	21,6658
570	ENV. SERVICIO	Combination	-0,7834	-0,0343	13,2339
571	ENV. SERVICIO	Combination	0,1425	0,5221	20,1015
571	ENV. SERVICIO	Combination	-0,7583	-0,0673	12,7213
572	ENV. SERVICIO	Combination	0,0665	0,4658	26,3144
572	ENV. SERVICIO	Combination	-0,8278	-0,0961	16,1663
573	ENV. SERVICIO	Combination	0,13	0,4621	25,8616
573	ENV. SERVICIO	Combination	-0,7582	-0,1308	14,7581
574	ENV. SERVICIO	Combination	0,0495	0,3779	21,9424
574	ENV. SERVICIO	Combination	-0,7846	-0,1686	13,5648
575	ENV. SERVICIO	Combination	0,0727	0,3909	21,7273
575	ENV. SERVICIO	Combination	-0,7628	-0,2056	11,8048
		MAX	1,0094	0,6035	26,8647

Tabla 144. Reacciones para los diferentes estados límites de servicio de pilotes de diámetro igual a 115 centímetros y profundidad de desplante igual a 7 metros, ubicados en el dado soporte de los muros laterales de contención. del nuevo puente. (Información suministrada por el software de diseño).

TABLE: Joint Reactions - PILOTES D=115cm					
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3
Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf
1716	ENV. SERVICIO	Combination	1,0592	2,093	15,5231
1716	ENV. SERVICIO	Combination	0,616	1,8355	11,6206
2786	ENV. SERVICIO	Combination	0,8046	-1,1921	13,0316
2786	ENV. SERVICIO	Combination	-0,0976	-1,8939	7,8184
2804	ENV. SERVICIO	Combination	2,6004	1,3952	11,782
2804	ENV. SERVICIO	Combination	1,889	1,095	8,3428
4135	ENV. SERVICIO	Combination	0,9958	6,4054	14,9074
4135	ENV. SERVICIO	Combination	0,2266	5,7708	7,9773
4136	ENV. SERVICIO	Combination	1,0595	6,7236	-6,2785
4136	ENV. SERVICIO	Combination	0,5626	6,4688	-8,4894
4137	ENV. SERVICIO	Combination	1,3074	6,8649	18,0444
4137	ENV. SERVICIO	Combination	0,662	6,5389	15,0683
4138	ENV. SERVICIO	Combination	0,52	7,2468	-7,5817
4138	ENV. SERVICIO	Combination	0,0057	7,0987	-8,3415
4139	ENV. SERVICIO	Combination	1,2143	7,4887	21,6204
4139	ENV. SERVICIO	Combination	0,5565	7,242	20,2036
4140	ENV. SERVICIO	Combination	0,5873	7,517	-7,668
4140	ENV. SERVICIO	Combination	0,0607	7,3144	-7,9764
4141	ENV. SERVICIO	Combination	1,3367	8,1974	27,7515
4141	ENV. SERVICIO	Combination	0,6438	7,5899	23,8294
4142	ENV. SERVICIO	Combination	0,3452	7,7739	-4,6542
4142	ENV. SERVICIO	Combination	-0,187	7,3478	-6,453
4143	ENV. SERVICIO	Combination	0,8097	7,8993	35,4306
4143	ENV. SERVICIO	Combination	0,288	7,3003	27,1381
4144	ENV. SERVICIO	Combination	0,4285	7,9703	0,603
4144	ENV. SERVICIO	Combination	-0,1548	7,3728	-4,356
4160	ENV. SERVICIO	Combination	-0,266	-2,4005	23,4433
4160	ENV. SERVICIO	Combination	-1,0749	-2,8714	17,2578
4161	ENV. SERVICIO	Combination	-0,035	-4,563	21,289
4161	ENV. SERVICIO	Combination	-0,9207	-4,9414	19,2434
4162	ENV. SERVICIO	Combination	-0,0845	-6,2361	21,7532
4162	ENV. SERVICIO	Combination	-0,9178	-6,6295	19,4472
4163	ENV. SERVICIO	Combination	-0,5877	-6,9506	25,0379
4163	ENV. SERVICIO	Combination	-1,5781	-7,4675	18,5873
4164	ENV. SERVICIO	Combination	-0,9324	-6,9554	-4,0133
4164	ENV. SERVICIO	Combination	-1,488	-7,226	-6,4176
4165	ENV. SERVICIO	Combination	-1,5066	-5,8456	-6,5055

4165	ENV. SERVICIO	Combination	-2,0644	-6,09	-6,9402
4166	ENV. SERVICIO	Combination	-1,3101	-4,7139	-0,0277
4166	ENV. SERVICIO	Combination	-1,9137	-4,9258	-2,6182
4168	ENV. SERVICIO	Combination	1,0027	7,8851	23,568
4168	ENV. SERVICIO	Combination	0,2111	7,3651	17,2543
4169	ENV. SERVICIO	Combination	1,5599	7,9449	-4,3415
4169	ENV. SERVICIO	Combination	1,0551	7,7798	-6,4189
4170	ENV. SERVICIO	Combination	1,0858	7,3416	21,7281
4170	ENV. SERVICIO	Combination	0,2776	6,9804	18,5826
4171	ENV. SERVICIO	Combination	1,6264	7,2168	-7,0783
4171	ENV. SERVICIO	Combination	1,1039	7,057	-7,9383
4172	ENV. SERVICIO	Combination	0,3394	6,3077	20,9332
4172	ENV. SERVICIO	Combination	-0,4448	6,1541	19,991
4173	ENV. SERVICIO	Combination	2,2841	5,8837	-5,0416
4173	ENV. SERVICIO	Combination	1,7661	5,7047	-6,2375
4174	ENV. SERVICIO	Combination	1,1656	4,731	23,0319
4174	ENV. SERVICIO	Combination	0,4979	4,4484	19,1253
4175	ENV. SERVICIO	Combination	1,4194	3,8797	5,9151
4175	ENV. SERVICIO	Combination	0,9331	3,7409	-0,1304
4190	ENV. SERVICIO	Combination	-0,2794	-8,0625	36,0993
4190	ENV. SERVICIO	Combination	-0,7376	-8,8501	29,0622
4191	ENV. SERVICIO	Combination	0,4701	-7,4954	2,1519
4191	ENV. SERVICIO	Combination	-0,1263	-8,1372	-2,7996
4192	ENV. SERVICIO	Combination	-0,3975	-7,861	27,7329
4192	ENV. SERVICIO	Combination	-1,0029	-8,3692	24,6062
4193	ENV. SERVICIO	Combination	0,3141	-7,477	-5,3226
4193	ENV. SERVICIO	Combination	-0,2427	-7,8038	-6,5353
4194	ENV. SERVICIO	Combination	-0,8342	-7,5142	22,4898
4194	ENV. SERVICIO	Combination	-1,4656	-7,8068	21,0115
4195	ENV. SERVICIO	Combination	0,4012	-7,3711	-7,6895
4195	ENV. SERVICIO	Combination	-0,145	-7,5735	-7,8636
4196	ENV. SERVICIO	Combination	-0,5722	-6,7227	17,7901
4196	ENV. SERVICIO	Combination	-1,1586	-6,9802	15,2526
4197	ENV. SERVICIO	Combination	0,0574	-7,1252	-8,1405
4197	ENV. SERVICIO	Combination	-0,4718	-7,242	-8,8401
4198	ENV. SERVICIO	Combination	-0,1936	-5,9854	14,1728
4198	ENV. SERVICIO	Combination	-0,8984	-6,4881	8,5003
4199	ENV. SERVICIO	Combination	-0,4458	-6,7006	-6,8442
4199	ENV. SERVICIO	Combination	-0,957	-6,8841	-8,6637
		MAX	2,6004	8,8501	36,0993

Tabla 145. Reacciones para los diferentes estados límites de servicio de pilotes de diámetro igual a 150 centímetros y profundidad de desplante igual a 7 metros ubicados en el dado de soporte de ambos estribos del nuevo puente. (Información suministrada por el software de diseño).

TABLE: Joint Reactions - PILOTES D=150cm					
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3
Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf
1749	ENV. SERVICIO	Combination	2,2471	1,4018	28,0644
1749	ENV. SERVICIO	Combination	1,4924	0,4905	17,1045
1765	ENV. SERVICIO	Combination	1,9371	-8,8581	70,3158
1765	ENV. SERVICIO	Combination	0,8931	-10,3298	52,7502
1766	ENV. SERVICIO	Combination	0,5203	-7,9098	45,3238
1766	ENV. SERVICIO	Combination	-0,1505	-8,7399	35,3717
1767	ENV. SERVICIO	Combination	0,1523	-8,0172	5,9935
1767	ENV. SERVICIO	Combination	-0,4617	-8,5814	0,4856
1789	ENV. SERVICIO	Combination	1,0432	9,6571	4,9216
1789	ENV. SERVICIO	Combination	0,4937	8,5984	0,7717
1805	ENV. SERVICIO	Combination	-0,5879	2,6879	36,0015
1805	ENV. SERVICIO	Combination	-1,4681	1,123	14,8569
1806	ENV. SERVICIO	Combination	-1,0647	-1,3645	34,8859
1806	ENV. SERVICIO	Combination	-1,7917	-2,7056	19,5922
2696	ENV. SERVICIO	Combination	-1,5645	2,1751	27,3944
2696	ENV. SERVICIO	Combination	-4,9083	-0,0956	15,7725
2704	ENV. SERVICIO	Combination	-0,9509	1,5526	31,1332
2704	ENV. SERVICIO	Combination	-4,8265	-1,3945	18,734
2709	ENV. SERVICIO	Combination	-2,1073	0,0669	30,4264
2709	ENV. SERVICIO	Combination	-5,5877	-2,5809	19,0778
2718	ENV. SERVICIO	Combination	1,6255	8,4538	19,289
2718	ENV. SERVICIO	Combination	1,0439	7,3337	10,8772
2727	ENV. SERVICIO	Combination	-3,1117	-2,2546	30,2488
2727	ENV. SERVICIO	Combination	-5,5208	-4,6544	18,5557
2768	ENV. SERVICIO	Combination	-2,6477	-2,5189	16,672
2768	ENV. SERVICIO	Combination	-3,7155	-3,2697	9,9708
2781	ENV. SERVICIO	Combination	-0,2061	10,2546	40,426
2781	ENV. SERVICIO	Combination	-1,2232	8,4416	27,8853
2791	ENV. SERVICIO	Combination	3,3433	1,7823	31,245
2791	ENV. SERVICIO	Combination	1,4929	0,2048	20,7123
2792	ENV. SERVICIO	Combination	1,8076	0,6616	18,4094
2792	ENV. SERVICIO	Combination	1,1546	-0,4297	11,6353
2808	ENV. SERVICIO	Combination	2,4705	0,1293	35,8012
2808	ENV. SERVICIO	Combination	-0,1561	-2,1672	23,4047
2812	ENV. SERVICIO	Combination	1,7674	0,3617	16,0756
2812	ENV. SERVICIO	Combination	-0,2739	-1,319	13,5201
2817	ENV. SERVICIO	Combination	-0,0000471	0	13,3905
2817	ENV. SERVICIO	Combination	-0,0000471	0	13,3905
2827	ENV. SERVICIO	Combination	1,4896	-1,1394	19,6038

2827	ENV. SERVICIO	Combination	-1,1113	-3,3075	14,3138
2835	ENV. SERVICIO	Combination	2,8103	-2,5886	23,1091
2835	ENV. SERVICIO	Combination	0,5416	-3,8635	13,8191
2845	ENV. SERVICIO	Combination	1,4275	-5,7901	22,0711
2845	ENV. SERVICIO	Combination	0,1589	-6,4373	13,3037
2846	ENV. SERVICIO	Combination	3,022	2,3627	19,9002
2846	ENV. SERVICIO	Combination	2,189	1,5914	13,2168
2853	ENV. SERVICIO	Combination	-0,0399	4,464	21,0518
2853	ENV. SERVICIO	Combination	-2,0531	3,2589	12,0852
2866	ENV. SERVICIO	Combination	-0,293	3,4095	16,8758
2866	ENV. SERVICIO	Combination	-2,2999	1,8258	13,1361
2886	ENV. SERVICIO	Combination	0,2499	1,6506	17,0198
2886	ENV. SERVICIO	Combination	-2,5682	-1,3756	14,1472
2894	ENV. SERVICIO	Combination	-0,6855	2,1189	28,0455
2894	ENV. SERVICIO	Combination	-4,2362	-0,5345	16,9102
2896	ENV. SERVICIO	Combination	-0,9894	-1,0525	14,1835
2896	ENV. SERVICIO	Combination	-2,9784	-3,3017	11,2089
2902	ENV. SERVICIO	Combination	-0,0123	1,2288	15,6671
2902	ENV. SERVICIO	Combination	-2,8771	-1,5676	13,2481
2915	ENV. SERVICIO	Combination	2,6984	1,3033	14,8177
2915	ENV. SERVICIO	Combination	1,5663	0,6223	11,3017
2921	ENV. SERVICIO	Combination	2,4789	-1,8881	27,9303
2921	ENV. SERVICIO	Combination	-0,3126	-3,7571	17,5189
2934	ENV. SERVICIO	Combination	1,1236	-1,9217	16,2518
2934	ENV. SERVICIO	Combination	-1,1639	-3,8639	13,199
4145	ENV. SERVICIO	Combination	-0,0868	8,2283	70,911
4145	ENV. SERVICIO	Combination	-1,2038	7,6917	50,5911
4146	ENV. SERVICIO	Combination	1,1322	13,3399	89,3025
4146	ENV. SERVICIO	Combination	0,1896	10,9624	61,2278
4150	ENV. SERVICIO	Combination	3,5202	25,971	148,8901
4150	ENV. SERVICIO	Combination	0,9783	20,8703	70,9201
4156	ENV. SERVICIO	Combination	4,5478	21,0435	157,5311
4156	ENV. SERVICIO	Combination	1,5044	18,2327	84,5974
4158	ENV. SERVICIO	Combination	4,2501	18,3079	112,1604
4158	ENV. SERVICIO	Combination	2,1195	16,4676	59,6
4176	ENV. SERVICIO	Combination	-0,9254	-15,8354	119,7465
4176	ENV. SERVICIO	Combination	-2,8906	-17,7887	62,7321
4186	ENV. SERVICIO	Combination	0,2817	-20,339	125,6004
4186	ENV. SERVICIO	Combination	-1,2233	-23,9395	58,4124
4188	ENV. SERVICIO	Combination	0,7428	-16,9921	102,5167
4188	ENV. SERVICIO	Combination	-0,3354	-19,9141	56,9064
4412	ENV. SERVICIO	Combination	0,0006929	-7,2946	21,2813
4412	ENV. SERVICIO	Combination	-0,5603	-8,0627	12,6954
		MAX	5,59	25,97	157,53

La capacidad admisible de los pilotes se presenta en la *Tabla 146*.

Tabla 146. Capacidad portante de los pilotes según diámetro y profundidad. (Información suministrada para chequeo estructural).

Pilote Diámetro (m)	Capacidad Portante (ton)					
Profundidad (m)	0,9	1,00	1,15	1,2	1,25	1,5
5	92	108	140	150	161	217
6	100	116	148	158	171	233
7	92	108	134	142	152	200
8	84	92	117	125	132	167
9	66	75	91	96	101	125
10	60	67	86	92	95	108
11	54	60	78	84	87	100

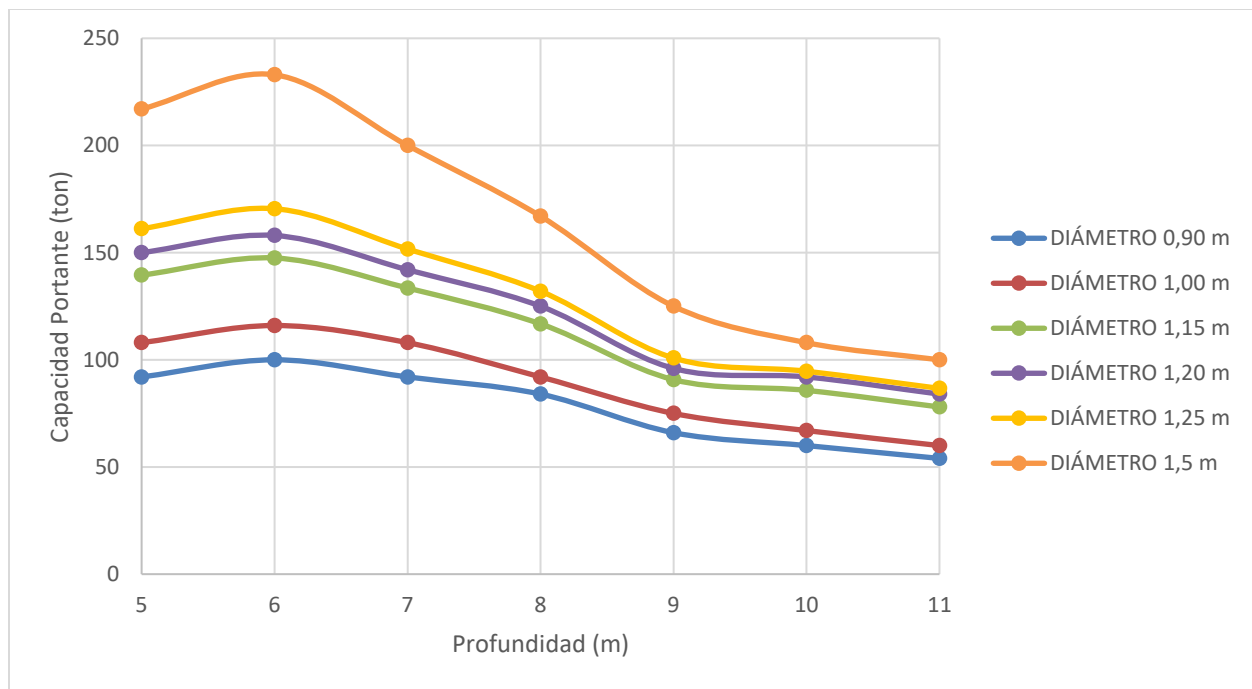


Figura 74. Capacidad portante de los pilotes según diámetro y profundidad. (Información suministrada para chequeo estructural).

Al comparar la capacidad portante de cada tipo de pilote según la profundidad de desplante con las reacciones últimas de servicio críticas se concluye que la cimentación existe cumple por capacidad última.

15.5.2. Diseño a Momento y Cortante de Pilotes

A continuación, se definirán y asignarán los coeficientes de Balasto que simulan el medio elástico del suelo en el software SAP-2000. Las asignaciones se realizarán puntuales en el extremo del pilote para el resorte vertical, lineales a lo largo del pilote y por unidad de área en el dado-zapata.

Tabla 147. Coeficientes de Balasto del Terreno según Profundidad (Información suministrada para chequeo estructural).

Profundidad	K_H (ton/m ³)	K_V (ton/m ³)
0-2.7m	4000	6000
2.7-7m	8000	12000
7-11m	1300	1950

En la Tabla 48 se evidencia la asignación de los coeficientes de Balasto para simular la condición del suelo en el Software de diseño SAP-2000.

Tabla 148. Asignación de Coeficientes de Balasto Verticales y Horizontales según Geometría de Pilotes y Losas (elaboración propia).

Asignación de Coeficientes de Balasto en Pilotes				
Pilote Diámetro (m)	1,00	1,15	1,25	1,50
Asignación Puntual Horizontal Primeros 2,70 m (ton/m) - Resortes cada metro	6283	7226	7854	9425
Asignación Puntual Horizontal de 2,7 m a 7 m (ton/m/m) - Resortes cada metro	12566	14451	15708	18850
Asignación Vertical Puntual en el Punto Final de Desplante del Pilote (ton/m)	9425	12464	14726	21206
Asignación de Coeficientes de Balasto en Dados de Cimentación				
Asignación Vertical por Unidad de Área en los Dados de Cimentación (ton/m ² /m)	6000	6000	6000	6000

Después de haber asignado los coeficientes de Balasto que simulan la condición del suelo en el Software SAP-2000, se procede a verificar si el acero existente de cada tipo de pilotes es suficiente para soportar los esfuerzos a cortante y flexión que se presentan en los pilotes. En la Tabla 14 se evidencia la sección de cada pilote con su respectiva dedición de acero de refuerzo longitudinal y acero de refuerzo transversal (estribos) existente.

Con las secciones definidas se realiza el respectivo diseño Flexo-Compresión Biaxial elaborando el respectivo diagrama de interacción de cada sección de pilotes y chequeando que los momentos y axiales que llegan al pilote estén dentro del rango admisible.

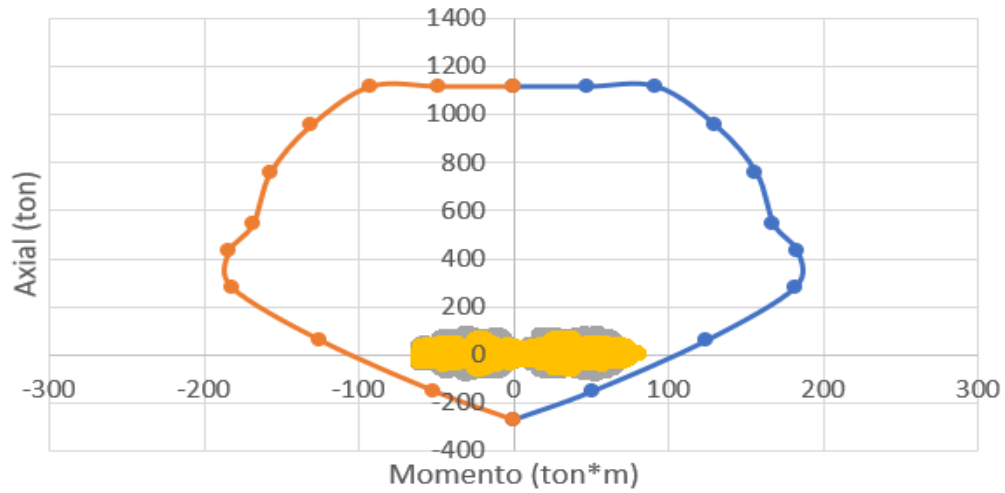


Figura 75. Diseño por flexo-compresión biaxial $L=0m - 7m$ para pilotes existentes de diámetro igual a 1.00 m (Pilotes del pórtico central) (elaboración propia).

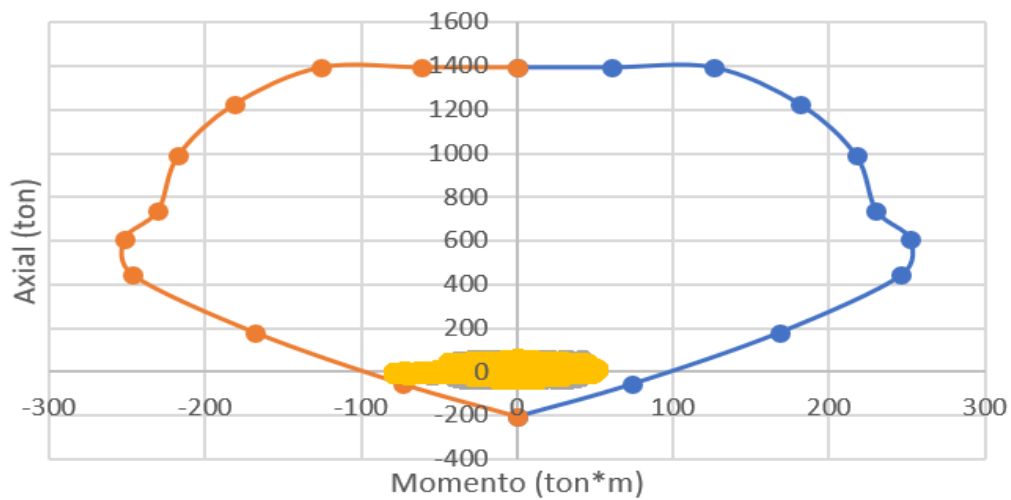


Figura 76. Diseño por flexo-compresión biaxial $L=0m - 7m$ para pilotes existentes de diámetro igual a 1.15 m (Pilotes de muro de contención lateral) (elaboración propia).

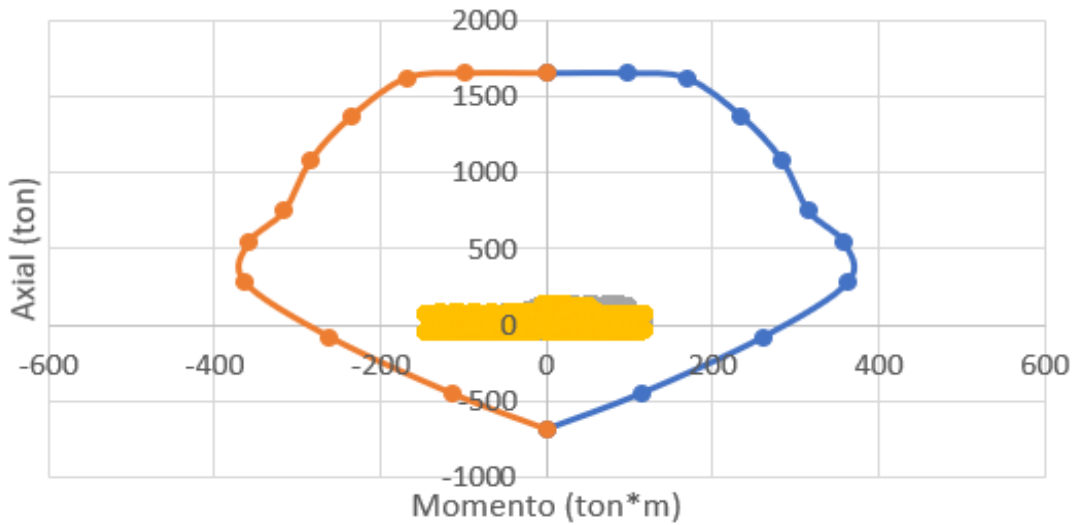


Figura 77. Diseño por flexo-compresión biaxial $L=0m - 7m$ para pilotes de diámetro igual a 1.50 m (Pilotes del estribo) (elaboración propia).

- Chequeo a cortante para pilote $D=100\text{ cm}$

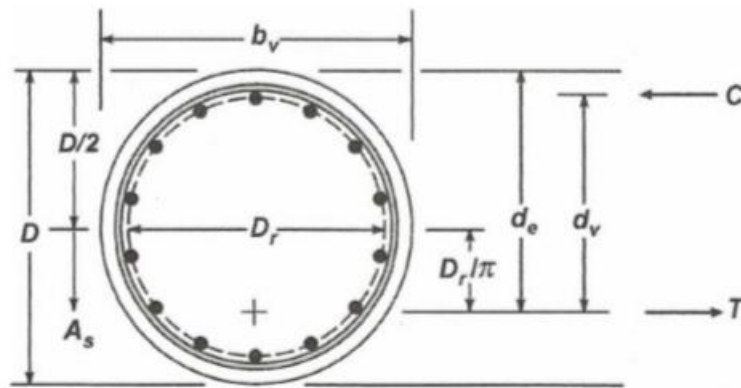


Figura 78. Ilustración de los términos d_v , b_v y d_e para secciones circulares. (Figura C5.8.2.9-2-1 de la CCP-14)

Tabla 149. Cálculo de la cortante que resiste el concreto del pilote nuevo de diámetro igual a 100cm (elaboración propia).

D (cm)	Recubrimiento (cm)	b_v (cm)	f_y (ton/m ²)	f'_c (ton/m)
100	10	100	42000	2800
D_r (cm)	d_v (cm)	$0.9 d_e$ (cm)	$0.72*d_e$ (cm)	V_c (ton)
80,00	65	68	54,33	60,2

Cortante crítica actuante en pilote de $d=100$ cm $V_u=33$ ton
*Cortante que resiste el concreto del pilote de $d=100$ $\phi V_n=0,9*60,2=54,2$ ton*
La sección neta de concreto resiste la totalidad de la fuerza cortante actuante.

• **Chequeo a cortante para pilote D=115 cm**

Tabla 150. Cálculo de la cortante que resiste el concreto del pilote nuevo de diámetro igual a 115cm (elaboración propia).

D (cm)	Recubrimiento (cm)	b_v (cm)	f_y (ton/m ²)	f'_c (ton/m)
115	10	100	42000	2800
D_r (cm)	d_v (cm)	$0.9 d_e$ (cm)	$0.72*d_e$ (cm)	V_c (ton)
95,00	78	79	63,17	70,0

Cortante crítica actuante en pilote de $d=115$ cm $V_u=29$ ton
*Cortante que resiste el concreto del pilote de $d=115$ cm $\phi V_n=0,9*70,0=63$ ton*
La sección neta de concreto resiste la totalidad de la fuerza cortante actuante.

• **Chequeo a cortante para pilote D=150 cm**

Tabla 151. Cálculo de la cortante que resiste el concreto del pilote nuevo de diámetro igual a 150cm (elaboración propia).

D (cm)	Recubrimiento	b_v (cm)	f_y (ton/m ²)	f'_c (ton/m)
150	10	100	42000	2800
D_r (cm)	d_v (cm)	$0.9 d_e$ (cm)	$0.72*d_e$ (cm)	V_c (ton)
130,00	106	105	83,79	94,3

Tabla 152. Cálculo de separación de estribos requerida en pilotes de diámetro igual a 115m. (Elaboración propia).

V_u (ton)	V_s (ton)	# Varilla a usar	área Varilla a usar	# de ramas	A_v (cm ²)	Separación (cm)
144,0	49,7	4	1,27	2	2,54	22

Separación de estribos requerida para pilotes de $d=150$ cm =22 cm
Separación de estribos existente para pilotes de $d=150$ cm =15 cm
15 cm < 22 cm CUMPLE.

ANEXO 2 – MEMORIA DE CÁLCULO DE PUENTE NUEVO HACIENDO USO DE AISLADORES SISMICOS DE BAJO COSTO U-FREIs - DNPCA

En el presente anexo se evidenciarán los cálculos del diseño desde cero del puente en cuestión, haciendo uso de los aisladores sísmicos sin conexión fibro-reforzados de bajo costos (U-FREIs)

16.1. Diseño de Vigas Postensadas

Se asume el diseño del puente propuesto en el ANEXO 1, ya que la superestructura del puente no se ve afecta en términos de solicitaciones de diseño si se decide usar o no aisladores sísmicos en los apoyos de las vigas.

16.2. Diseño de Aisladores U-FREIs en los Apoyos de Vigas Según AASHTO

- **Definición del Espectro de Diseño para 2.475 años de Periodo de Retorno Según AIS180-13**

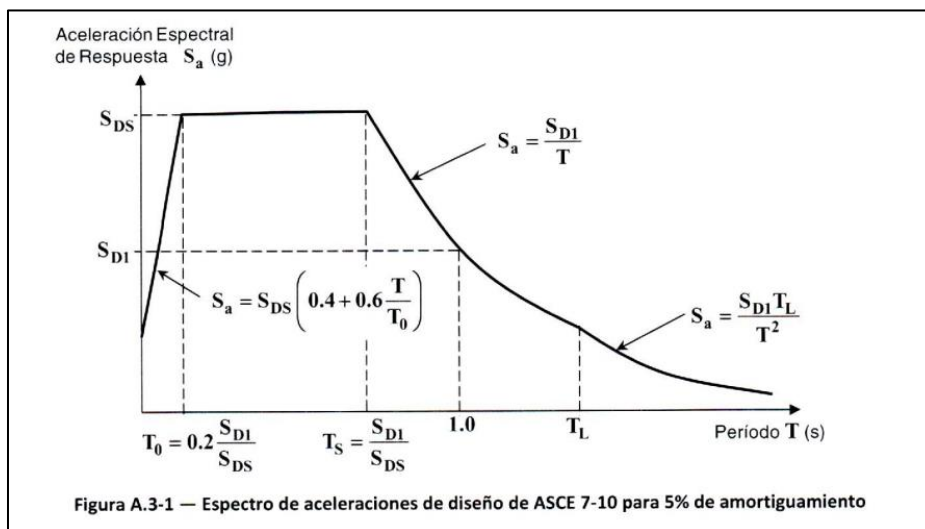


Figura 79. Espectro de aceleraciones de diseño para 5% de amortiguamiento y un periodo de retorno de 2475 años - Fuente: Figura A.3-1 - AIS180-13.

Tabla 153. Propiedades sísmicas según ubicación y tipo de suelo para espectro de 2475 años de periodo de retorno (elaboración propia).

Propiedad	Valor	Fuente
Ss	1,20	Mapa de Valores Ss - AIS180-13
S1	0,60	Mapa de Valores S1 - AIS180-13
Fa	0,90	Tabla 11.4-1 de ASCE 1-10
Fv	2,40	Tabla 11.4-2 de ASCE 1-10
SM1	1,44	Figura A.3-1 - AIS180-13
SMS	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
SD1	1,44	Figura A.3-1 - AIS180-13
SDS	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
Ts	1,33	Figura A.3-1 - AIS180-13
T0	0,267	Figura A.3-1 - AIS180-13
Ss	1,20	Mapa de Valores Ss - AIS180-13

Tabla 154. Valores espectro de diseño para un periodo de retorno de 2475 años (elaboración propia).

Tm (seg)	Csm	Fuente
0,000	0,43	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,010	0,46	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,020	0,48	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,030	0,50	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,040	0,53	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,050	0,55	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,060	0,58	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,070	0,60	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,080	0,63	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,090	0,65	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,100	0,68	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,110	0,70	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,120	0,72	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,130	0,75	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,140	0,77	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,150	0,80	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,160	0,82	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,170	0,85	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,180	0,87	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,190	0,89	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,200	0,92	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,210	0,94	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,220	0,97	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,230	0,99	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,240	1,02	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,250	1,04	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,260	1,06	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,270	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13

0,280	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,290	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,300	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,310	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,320	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,330	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,340	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,350	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,360	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,370	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,380	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,390	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,400	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,410	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,420	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,430	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,440	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,450	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,460	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,470	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,480	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,490	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,500	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,510	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,520	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,530	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,540	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,550	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,560	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,570	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,580	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,590	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,600	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,610	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,620	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,630	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,640	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,650	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,660	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,670	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,680	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,690	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,700	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,710	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,720	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13

0,730	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,740	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,750	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,760	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,770	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,780	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,790	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,800	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,810	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,820	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,830	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,840	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,850	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,860	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,870	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,880	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,890	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,900	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,910	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,920	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,930	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,940	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,950	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,960	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,970	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,980	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
0,990	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,000	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,010	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,020	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,030	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,040	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,050	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,060	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,070	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,080	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,090	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,100	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,110	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,120	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,130	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,140	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,150	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13

1,160	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,170	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,180	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,190	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,200	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,210	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,220	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,230	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,240	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,250	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,260	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,270	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,280	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,290	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,300	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,310	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,320	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,330	1,08	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,340	1,07	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,350	1,07	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,360	1,06	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,370	1,05	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,380	1,04	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,390	1,04	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,400	1,03	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,410	1,02	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,420	1,01	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,430	1,01	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,440	1,00	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,450	0,99	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,460	0,99	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,470	0,98	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,480	0,97	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,490	0,97	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,500	0,96	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,510	0,95	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,520	0,95	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,530	0,94	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,540	0,94	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,550	0,93	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,560	0,92	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,570	0,92	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,580	0,91	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,590	0,91	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,600	0,90	Figura A.3-1 - AIS180-13

1,610	0,89	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,620	0,89	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,630	0,88	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,640	0,88	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,650	0,87	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,660	0,87	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,670	0,86	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,680	0,86	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,690	0,85	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,700	0,85	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,710	0,84	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,720	0,84	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,730	0,83	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,740	0,83	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,750	0,82	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,760	0,82	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,770	0,81	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,780	0,81	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,790	0,80	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,800	0,80	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,810	0,80	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,820	0,79	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,830	0,79	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,840	0,78	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,850	0,78	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,860	0,77	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,870	0,77	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,880	0,77	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,890	0,76	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,900	0,76	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,910	0,75	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,920	0,75	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,930	0,75	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,940	0,74	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,950	0,74	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,960	0,73	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,970	0,73	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,980	0,73	Figura A.3-1 - AIS180-13
1,990	0,72	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,000	0,72	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,010	0,72	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,020	0,71	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,030	0,71	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,040	0,71	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,050	0,70	Figura A.3-1 - AIS180-13

2,060	0,70	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,070	0,70	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,080	0,69	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,090	0,69	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,100	0,69	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,110	0,68	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,120	0,68	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,130	0,68	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,140	0,67	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,150	0,67	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,160	0,67	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,170	0,66	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,180	0,66	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,190	0,66	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,200	0,65	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,210	0,65	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,220	0,65	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,230	0,65	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,240	0,64	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,250	0,64	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,260	0,64	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,270	0,63	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,280	0,63	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,290	0,63	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,300	0,63	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,310	0,62	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,320	0,62	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,330	0,62	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,340	0,62	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,350	0,61	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,360	0,61	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,370	0,61	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,380	0,61	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,390	0,60	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,400	0,60	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,410	0,60	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,420	0,60	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,430	0,59	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,440	0,59	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,450	0,59	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,460	0,59	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,470	0,58	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,480	0,58	Figura A.3-1 - AIS180-13
2,490	0,58	Figura A.3-1 - AIS180-13

- **Diseño de Aisladores Sísmicos U-FREIs (Iteración Final)**

Tabla 155. Valores de insumo para diseño de aisladores U-FREIs (elaboración propia).

Dato	Simbolo	Valor	Unidad
Rigidez Estribo 1- Sentido Longitudinal	ksub-1L	220000	ton/m
Rigidez Estribo 2 - Sentido Longitudinal	ksub-2L	220000	ton/m
Rigidez Pórtico - Sentido Longitudinal	ksub-3L	68182	ton/m
Rigidez Estribo 1- Sentido Transversal	ksub-1L	741	ton/m
Rigidez Estribo 2 - Sentido Transversal	ksub-2L	741	ton/m
Rigidez Pórtico - Sentido Transversal	ksub-3L	7853	ton/m
Peso Estribo 1	Wsub-1	323	ton
Peso Estribo 2	Wsub-2	243	ton
Peso Pórtico	Wsub-3	570	ton
Numero de Aisladores por Apoyo	Na	5	und
Numero de Aisladores	N	15	und
Peso Total del Modelo	Wm	2190	ton
Máxima Deformación Permitida	γ_s	97%	%
Porcentaje de Área Remanente según γ_s	%ar	85%	%
Amortiguamiento Horizontal	β_{DM}	14%	%
Amortiguamiento Vertical	β_v	1%	%
Carga Máxima	Pmax	240000	kg
Carga Mínima	Pmin	80000	kg
Aceleración de la Gravedad	gs	9,81	m/s ²
Factor de Aceleración Espectral	SD	2,00	N.A
Periodo para el Máximo Desplazamiento	Tm	0,72	seg

Tabla 156. Análisis de la Respuesta del puente (elaboración propia).

Factor de Amortiguamiento $B_L = (\xi_{eff}/0.05)^{0.3}$ si $\xi_{eff} < 0.3$ $B_L = 1.7$ si $\xi_{eff} > 0.3$	DATO	VALOR	UNIDAD
	B _L	1,4	N.A
Desplazamiento del Sistema $d = 9.79 * S_D * T_{eff}/B_L$	DATO	VALOR	UNIDAD
	Dm-inicial	26,29	cm
	Dm-iteracion	30,00	cm
Fuerza Característica del Sistema $Q_d = 0.07 * W$	DATO	VALOR	UNIDAD
	Q _d	79,49	ton
Rigidez del Sistema $K_d = Q_d/d$	DATO	VALOR	UNIDAD
	kd	264,96	ton/m
Fuerza Característica por Apoyo $Q_{d-j} = Q_d/(W_j/W)$	Estribo 1	Pórtico	Estribo 2
	22,6	39,9	17,0
	ton	ton	ton
Rigidez por Elemento $K_{d-j} = K_d/(W_j/W)$	Estribo 1	Pórtico	Estribo 2
	75,3	133,1	56,6
	ton/m	ton/m	ton/m
Coefficiente de Rigidez $\alpha_j = (K_{d-j}d + Q_{d-j})/(K_{sub-j}d * Q_{d-j})$	Estribo 1	Pórtico	Estribo 2
	SENTIDO LONGITUDINAL		
	0,0007	0,0039	0,0005
	SENTIDO TRANSVERSAL		
	0,2261	0,0345	0,1655
Rigidez Efectiva $K_{eff-j} = (\alpha_j * K_{sub-j})/(1 + \alpha_j)$	Estribo 1 (ton/m)	Pórtico (ton/m)	Estribo 2 (ton/m)
	SENTIDO LONGITUDINAL		
	150	266	113
	SENTIDO TRANSVERSAL		
	137	262	105
Desplazamiento del Aislador $d_{isol-j} = d/(1 + \alpha_j)$	Estribo 1 (m)	Pórtico (m)	Estribo 2 (m)
	SENTIDO LONGITUDINAL		
	0,2998	0,2988	0,2998
	SENTIDO TRANSVERSAL		
	0,2447	0,2900	0,2574
Rigidez de Los Aisladores por Apoyo $K_{isol-j} = (Q_d/d_{isol-j}) + (K_{d-j})$	Estribo 1 (ton/m)	Pórtico (ton/m)	Estribo 2 (ton/m)
	SENTIDO LONGITUDINAL		
	340	399	322
	SENTIDO TRANSVERSAL		
	400	407	365
Desplazamiento de la Subestructura $D_{sub-j} = d - d_{isol-j}$	Estribo 1 (m)	Pórtico (m)	Estribo 2 (m)
	SENTIDO LONGITUDINAL		
	0,0002	0,0012	0,0002
	SENTIDO TRANSVERSAL		
	0,0553	0,0100	0,0426
Período Efectivo (datos en kips - in) $T_{eff} = 0.32 * [(\sum (W_{eff-j}) / \sum (K_{eff-j}))]^{0.5}$	DATO	VALOR	UNIDAD
	Teff-longitudinal	2,964	sec
	Teff-transversal	3,039	sec
Altura del Aislador $H_r = d/\gamma_s$	DATO	VALOR	UNIDAD
	Hr-calculado	0,30	m
	Hr-asumido	30	cm

Tabla 157. Definición del módulo de cortante del aislador según el estado de deformación (elaboración propia).

	DATO	VALOR	UNIDAD
Para $\gamma_s=20\%$	G	8,00	kg/cm ²
Para $\gamma_s=97\%$	G	5,00	kg/cm ²

Tabla 158. Cálculo del área y diámetro del aislador (elaboración propia).

$A = \frac{K_{isol-j} * H_r}{\%a_r * G}$	% de Área Permanente Para $\gamma_s=97\%$		
	DATO	VALOR	UNIDAD
	A	5748,11	cm ²
$D = \sqrt{\frac{4 * A}{\pi}}$	DATO	VALOR	UNIDAD
	D-calculado	85,55	cm
	D-asumido	90,00	cm

Tabla 159. Definición del espesor del caucho del aislador (elaboración propia).

DATO	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD
Espesor del Caucho	tr	10,5	mm

Tabla 160. Cálculo del factor de forma (elaboración propia).

$S = \frac{D}{4 * t_r}$	DATO	VALOR	UNIDAD
	S	21,4	N.A.

Tabla 161. Cálculo de capas de caucho (elaboración propia).

$n = H_r / t_r$	DATO	VALOR	UNIDAD
	n	29	und

Tabla 162. Especificaciones de la fibra de refuerzo (elaboración propia).

DATO	SIMBOLO	VALOR	UNIDAD
Espesor de la Fibra de Poliéster	t _s	2	mm
Esfuerzo Último del Poliéster	σ _{yf}	2000	kg/cm ²
Esfuerzo Último a la Compresión del Aislador	σ _{AC}	80	kg/cm ²
Tensión máxima en las Capas de Poliéster $\sigma_s = 1.5 \frac{t_r}{t_s} \sigma_{AC}$	σ _S	630,0	kg/cm ²
Tensión Admisible del Poliéster $\sigma_{adm} = 0.75 * \sigma_y$	σ _{adm}	1500	kg/cm ²
Módulo de Elasticidad del Poliéster	E _f	11760	kg/cm ²
Coeficiente de Poisson del Poliéster	ν _f	0,2	N.A
CHEQUEO ESFUERZO ADMISIBLE			CUMPLE

Tabla 163. Cálculo de la altura total del aislador (elaboración propia).

Altura del Aislador $h = H_r + (n - 1) * t_s$	DATO	VALOR	UNIDAD
	h	35	cm

Tabla 164. Verificación del periodo natural (elaboración propia).

Nuevo Cálculo de la Rigidez Horizontal $K_H = \frac{\%_{ar} * G * A}{H_r}$	DATO	VALOR	UNIDAD
	KH	814,3	kg/cm
Verificación del Periodo Objetivo $T = 2 * \pi * \sqrt{\frac{W_m}{K_H * N * g}}$	DATO	VALOR	UNIDAD
	T	2,69	seg

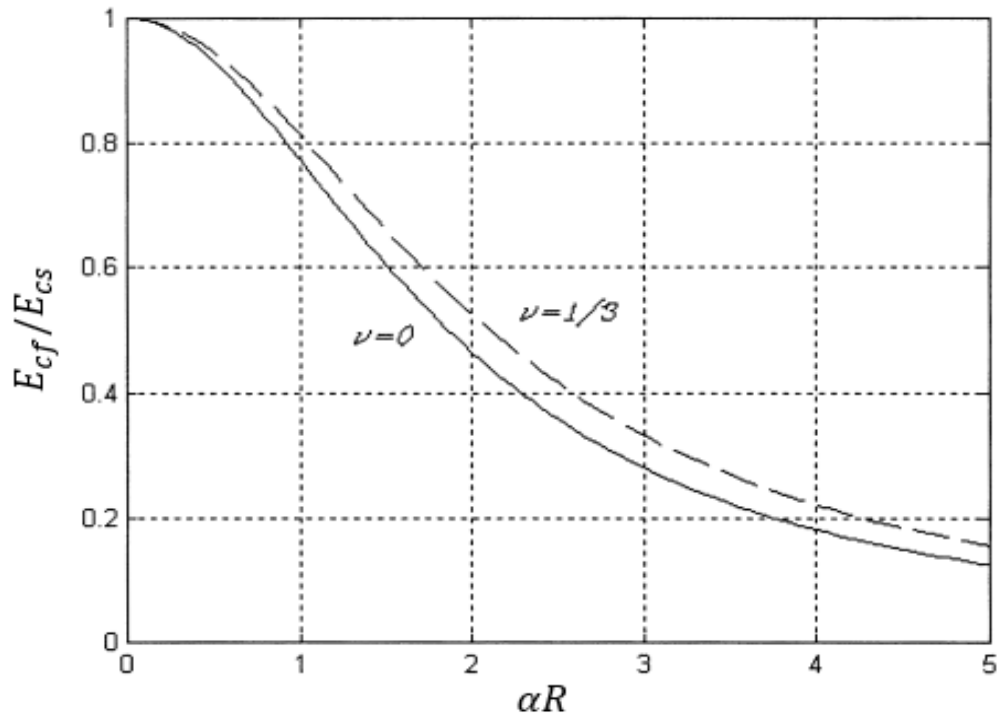


Figura 80. Ábaco para definición de la relación E_{cf}/E_{cs} según la relación de Poisson y α_R

Tabla 165. Cálculo de la rigidez vertical del aislador (elaboración propia).

$E_{cs} = 6 * G * S^2$	DATO	VALOR	UNIDAD
	Ecs	22041	kg/cm ²
Módulo de Compresibilidad del Caucho	DATO	VALOR	UNIDAD
	K	20000	kg/cm ²
$\alpha = \sqrt{\frac{12*(1-\nu^2)*G*(\frac{D}{2})^2}{E_s*t_s*t_r}}$	DATO	VALOR	UNIDAD
	αr	8,69	N.A
Ecf/Ecs (según ábaco)	DATO	VALOR	UNIDAD
	Ecf/Ecs	0,1	N.A
Ecf=(Ecf/Ecs)*Ecs	DATO	VALOR	UNIDAD
	Ecf	2204	kg/cm ²
$K_V = \frac{E_{cf}*A}{H_r}$	DATO	VALOR	UNIDAD
	Kv	422310	kg/cm
K_V/K_H	DATO	VALOR	UNIDAD
	Kv/KH	518,61	N.A
Frecuencia Horizontal - fH=1/T	DATO	VALOR	UNIDAD
	fH	0,37	1/seg
Frecuencia Vertical $f_y = \sqrt{6} * f_H * S$	DATO	VALOR	UNIDAD
	fv	19,5	1/seg

Tabla 166. Cálculo de la máxima deformación angular resultante y comparación con la máxima deformación admisible (elaboración propia).

M. Elasticidad en la Región de Menor Deformación $E_0 = 4 * G$	DATO	VALOR	UNIDAD
	E ₀	32	kg/cm ²
Factor Dureza	DATO	VALOR	UNIDAD
	k	0,69	s/u
Deformación por Compresión $\epsilon_c = \frac{P_{max}/A}{E_0 * (1 + 2 * k * S^2)}$	DATO	VALOR	UNIDAD
	ϵ_c	0,0021	N.A
Deformación Angular Asociada con la Cortante $\gamma_s = \frac{D_M}{H_r}$	DATO	VALOR	UNIDAD
	γ_s	1,00	N.A
Deformación Angular Asociada con la Compresión si $S < 15 - \gamma_c = 6 * S * \epsilon_c$ si $S > 15 - \gamma_c = \frac{3 * P * (1 + 8 * G * k * S^2 / K)}{4 * G * k * S * A_r}$	DATO	VALOR	UNIDAD
	γ_c	0,30	N.A
Deformación Angular Máxima $\gamma_{max} = \gamma_s + \gamma_c$	DATO	VALOR	UNIDAD
	γ_{max}	1,30	N.A
Deformación Unitaria	DATO	VALOR	UNIDAD
	ϵ_b	5,5	N.A
Factor de Seguridad	DATO	VALOR	UNIDAD
	F.S	1,5	N.A
$\gamma_{max-propuesto} = \frac{0.85*\epsilon_b}{F.S} > \gamma_{max}$	DATO	VALOR	UNIDAD
	$\gamma_{maxpropuesto}$	3,1	N.A
CHEQUEO	CUMPLE		

Tabla 167. Verificación del pandeo del aislador (elaboración propia).

Área Efectiva $A_s = \frac{A_h}{H_r}$	DATO	VALOR	UNIDAD
	A _s	6805	cm ²
Rigidez Efectiva a Cortante $P_s = (G * A)_{eff} = G * A_s$	DATO	VALOR	UNIDAD
	P _s	54437	kg
Inercia del Aislador $I = \frac{\pi * D^4}{64}$	DATO	VALOR	UNIDAD
	I	3220623	cm ⁴
Rigidez de Inclinación $(EI)_{eff} = \frac{1}{3} * E_{cf} * I$	DATO	VALOR	UNIDAD
	EI _{eff}	2366172253	kg*cm ²
Fuerza de Pandeo $P_E = \frac{\pi^2 * (EI)_{eff} * h}{h^2} * \frac{h}{H_r}$	DATO	VALOR	UNIDAD
	P _E	21919052	kg
Fuerza Crítica de Pandeo $P_{crit} = \frac{P_s}{2} * \left(\sqrt{1 + \frac{4 * P_E}{P_s}} - 1 \right)$	DATO	VALOR	UNIDAD
	P _{crit}	1065464	kg
Factor de Seguridad $\frac{P_{crit}}{P_{max}} > F.S$	DATO	VALOR	UNIDAD
	F.S	4,4	N.A
CHEQUEO	CUMPLE		

Tabla 168. Verificación del volcamiento del aislador (elaboración propia).

$D_{max} = \frac{P_{min} * D}{P_{min} + K_H * H}$	DATO	VALOR	UNIDAD
	D _{max}	69	cm
$\frac{D_{max}}{D_M} > F.S$	DATO	VALOR	UNIDAD
	F.S	2,30	N.A
CHEQUEO	CUMPLE		

Tabla 169. Descripción del modelo bilineal (elaboración propia).

	DATO	VALOR	UNIDAD
Rigidez Efectiva	DATO	VALOR	UNIDAD
	Keff	814,3	kg/cm
Rendimiento de Desplazamiento $D_y = \lambda * H_r$ $\lambda =$ valor entre 0.05 y 0.1	DATO	VALOR	UNIDAD
	Dy	3	cm
Energía Disipada $E_D = 2 * \pi * K_H * d^2 * \xi_{eff}$	DATO	VALOR	UNIDAD
	ED	644678	kg*cm
$Q_D = \frac{E_D}{4 * (D_M - D_y)}$	DATO	VALOR	UNIDAD
	Qd	5969	kg
Rigidez Posterior al Movimiento de la Estructura $K_2 = K_H - \frac{Q_D}{d}$	DATO	VALOR	UNIDAD
	K2	615	kg
Rigidez Elástica $K_1 = \frac{Q_D + K_2 * D_y}{D_y}$	DATO	VALOR	UNIDAD
	K1	2605	kg/cm
Fuerza de Fluencia $f_y = Q_D + K_2 * D_y$	DATO	VALOR	UNIDAD
	Fy	7815	kg
Frecuencia Angular $\omega = \frac{2 * \pi}{T}$	DATO	VALOR	UNIDAD
	w	2,3	rad/seg
Amortiguamiento Efectivo Horizontal $C_H = \frac{E_D}{\pi * d^2 * \omega}$	DATO	VALOR	UNIDAD
	Ch	97	kg*seg/cm
Amortiguamiento Efectivo Vertical $C_V = 2 * \beta_v * \sqrt{K_H * M}$	DATO	VALOR	UNIDAD
	Cv	270	kg*seg/cm

16.3. Diseño de Pórtico Central

A continuación, se realizará el chequeo del pórtico central existente, ubicando los aisladores sísmicos entre la superestructura y la subestructura. Se introducirá en el modelo SAP las propiedades del aislador y el nuevo espectro de diseño para evidenciar la disminución de fuerzas resultantes en los elementos y concluir si es o no necesario reforzar los elementos existentes, y si lo es se diseñará el reforzamiento pertinente.

16.3.1. Definición de Propiedades Geométricas y Materiales del Pórtico Central

La definición geométrica de los materiales del nuevo diseño se pueden evidenciar en la Tabla 84 la Figura 69 del ANEXO 1 y la ,Tabla 170 ANEXO 2 del presente documento.

Tabla 170. Propiedades geométricas del pórtico central con U-FREIs (elaboración propia).

Figura	Descripción	Dimensión (m)
Dimensiones Longitudinales		
D1	Altura de Pila	4,50
D2	Empotramiento de la Pila	0,50
D3	Espesor de Zapata o Dado de Cimentación	1,00
D4	Altura de Viga Pórtico	1,00
D5	Dimensión Longitudinal de la Viga Pórtico que Sobresale de la Pila	1,00
D6	Lado Longitudinal de la Pila	1,80
D7	Distancia libre de la Viga Pórtico entre Pila y Pila	1,20
D8	Longitud Total de la Viga pórtico	11,00
Dimensiones Transversales		
D1	Altura de Pila	4,50
D2	Empotramiento de la Pila	0,50
D3	Espesor de Zapata o Dado de Cimentación	1,00
D4	Altura de Viga Pórtico	1,00
D9	Base de la Viga Pórtico	1,00
D10	Lado Corto de la Pila	0,80

16.3.2. Definición de Cargas y Fuerzas Actuantes del Pórtico Central

La definición del peso propio de la viga pórtico, peso de los componentes estructurales, de los accesorios no estructurales (DC) y peso propio carpeta de rodamiento y de las instalaciones (DW), la carga viva vehicular (LL), la carga de impacto vehicular (IM), carga de fricción (FR) y carga de viento (WS) se pueden evidenciar en la Tabla 86, Tabla 87, Tabla 88, Tabla 92 y Tabla 93 del ANEXO 1 del presente documento. Por otro lado, la carga sísmica se tendrá en cuenta introduciendo al modelo estructural en SAP el nuevo espectro (Tr=2475 años, ver Tabla 154) calculado en anterior apartado.

16.3.3. Diseño de la Viga Pórtico Central

- **Chequeo y Rediseño a Flexión**

Tabla 171. Chequeo acero longitudinal por momento positivo de la viga pórtico – viga existente. (Elaboración propia).

Descripción Propiedad	Valor	Unidad
Mu + (ton-m)	240,00	ton-m
ϕ	0,9	N.A.
fy	42000	ton/m ²
f'c	2800	ton/m ²
b	1,00	m
d	0,91	m
ρ	0,0084	N.A.
As	75,762	cm ²
#Varilla a usar	8	N.A.
Área Varilla	5,1	cm ²
Cantidad Barras	15	UND

Tabla 172. Chequeo acero longitudinal por momento negativo de la viga pórtico – viga existente. (elaboración propia).

Descripción Propiedad	Valor	Unidad
Mu - (ton-m)	550,00	ton-m
ϕ	0,9	N.A.
fy	42000	ton/m ²
f'c	2800	ton/m ²
b	1,00	m
d	0,9051	m
ρ	0,0221	N.A.
As	199,787	cm ²
#Varilla a usar	8	N.A.
Área Varilla	5,1	cm ²
Cantidad Barras	40	UND

Se propone fundir una nueva viga de 1.0 m X 1.0 m, con 15 varillas #8 en la parte inferior y 40 varillas #8 en la parte superior. Por chequeo de la fisuración del alma, se proponen varillas #4 cada 15 cm ubicadas en ambas caras laterales de la viga. Como acero de refuerzo transversal Se propone usar estribos #4 cada 8 cm en la nueva viga pórtico.

• **Chequeo de Acero Mínimo Longitudinal**

Tabla 173. Chequeo acero mínimo longitudinal de la viga pórtico (elaboración propia).

fr (ton-m ²)	S (m ³)	Mcr (ton-m)	1.33*Mu (ton-m)
333	0,166666667	61	319
$f_y = 0,63 * \sqrt{f'_c} \text{ (Mpa)}$	$S = \frac{b \cdot h^2}{6}$	$M_{cr} = 1.1 * f_r * S$	$1.33 * M_u$
min (Mcr,133Mu)	r min		Chequeo
61	0,0020		Cumple

Tabla 174. Chequeo de limitación de la fisuración para acero positivo (elaboración propia).

Distancia "a" del Bloque de Compresión	27,5	cm
Distancia entre Par de Fuerzas "j_d"	81,4	cm
M _{servicio}	114,7	ton-m
f_{ss}	18434	ton/m ²
$f_{ss} = \frac{M_s}{j_d * A_s}$		
0.6f_y	25200	ton/m ²
f_{ss} < 0.6F_y	Cumple	
γ_e	0,75	N.A
β_s	1,15	N.A
$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7 * (h - d_c)}$		
S _{max}	25,3	cm
$S_{max} = \frac{125000 * \gamma_e}{\beta_s * f_{ss}} - 2 * d_c$		
Separación Armadura	7,1	cm
Chequeo	Cumple	

Tabla 175. Chequeo de limitación de la fisuración para acero negativo (elaboración propia).

Distancia "a" del Bloque de Compresión	40,1	cm
Distancia entre Par de Fuerzas "j_d"	77,1	cm
M_{servicio}	318,8	ton-m
f_{ss} $f_{ss} = \frac{M_s}{j_d * A_s}$	20257	ton/m ²
0.6f_y	25200	ton/m ²
f_{ss} < 0.6F_y	Cumple	
γ_e	0,75	N.A
β_s $\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7 * (h - d_c)}$	1,15	N.A
S_{max}	21,3	cm
$S_{max} = \frac{125000 * \gamma_e}{\beta_s * f_{ss}} - 2 * d_c$		
Separación Armadura	5,3	cm
Chequeo	Cumple	

- **Armadura de Contracción y Temperatura Longitudinal en Caras Laterales**

$$2.33 \frac{cm^2}{m} < A_{s-temp} = \frac{0.18 * b * h}{2 * (b+h)} \frac{cm^2}{m} < 12.70 \frac{cm^2}{m} \quad Ec 35$$

Tabla 176. Cálculo de armadura de contracción y temperatura (elaboración propia).

As-calculado (cm ² /m)	As-min (cm ² /m)	As-max (cm ² /m)	As-requerido (cm ² /m)
4,50	2,33	12,7	4,50
Área de varilla a usar	Longitud por lado (m)	Cantidad de varillas	Espaciamiento entre varillas (cm)
1,27	0,8	3	27

- **Armadura Superficial Longitudinal para Limitar la Fisuración del Alma**

$$A_{sk} > 0.1 * (d_l - 76) < \frac{A_s + A_{ps}}{4} \quad Ec 36$$

Tabla 177. Chequeo de armadura superficial para limitar la fisuración del alma (elaboración propia).

Propiedad	Valor
d_l (cm)	90,51
A_s (cm ²)	204
A_{ps} (cm ²)	0
A_{sk-min} (cm ²)	1,451
A_{sk-max} (cm ²)	51
S_{max} (cm)	15,1
Chequeo Acero	Cumple
Chequeo Espaciamiento	No Cumple

Como el chequeo de espaciamiento por limitación de la fisuración del alma no cumple, se propone disminuir el espaciamiento propuesto de 27 cm a 15 cm.

- **Chequeo y Rediseño a Cortante**

Diseño por Corte – Cortante que Resiste el Concreto V_c

Tabla 178. Cálculo de la cortante que resiste el concreto de la viga pórtico (elaboración propia).

a (cm)	d_v (cm)	0.9 de (cm)	0.72*de (cm)	V_c (ton)
36,00	73	81	72	72,2

- **Diseño por Corte - Cortante que Resiste el Acero V_s**

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d_v * (\cot\theta + \cot\alpha) * \text{sena}}{s} \quad \text{Ec 37}$$

Tabla 179. Cálculo de la cortante que resiste el acero en varillas #4 de la viga pórtico (elaboración propia).

V_u (ton)	V_s (ton)	# Varilla a usar	área Varilla a usar	# de ramas	A_v (cm ²)	Separación (cm)
250,0	177,8	4	1,27	4	5,08	8

Se propone usar estribos #4 cada 8 cm en la nueva viga pórtico.

- **Refuerzo Transversal Mínimo**

Tabla 180. Cálculo acero mínimo por corte requerido de la viga pórtico (elaboración propia).

A_v-min (cm ²)	Chequeo
0,9	Cumple

- **Espaciamiento Máximo del Refuerzo Transversal**

Tabla 181. Chequeo de espaciamiento máximo del refuerzo transversal de la viga pórtico (elaboración propia).

V_u (ton/m ²)	0.125*f'c (ton/m ²)	S_{max} (cm)	Chequeo
411,6	350	29	Cumple

16.3.4. Chequeo y Rediseño de las Columnas del Pórtico Central

- **Definición de Axiales, Momentos, Cortantes y Definición inicial de Aceros**

Después de haber definido las combinaciones críticas de resistencia y evento extremo se toma del software de diseño las solicitaciones máximas según las cargas asignadas para realizar el diseño a flexo-compresión y cortante de la columna típica del pórtico central. Se propone entonces una columna con 44 varillas #8 como acero longitudinal y estribo cerrado #4 cada 10 cm y siete estribos suplementarios en la dirección corta #3 cada 20 cm.

- **Diseño por Flexo-Compresión Biaxial de la Columna del Pórtico Central**

Con la sección definida de la columna del pórtico central típica se realiza el respectivo diseño Flexo-Compresión Biaxial elaborando el respectivo diagrama de interacción y chequeando que los momentos y axiales que llegan a cada columna estén dentro del rango admisible.

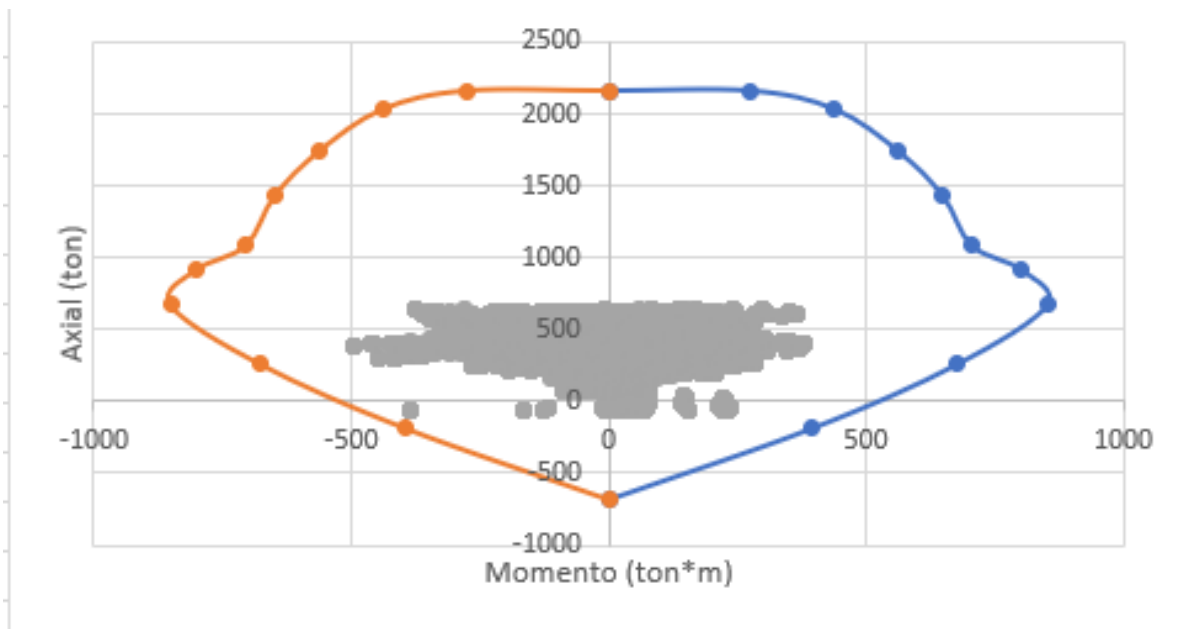


Figura 81. Diseño por flexo-compresión biaxial de columna típica del pórtico central existente en el sentido largo – puente nuevo con U-FREIs (elaboración propia).

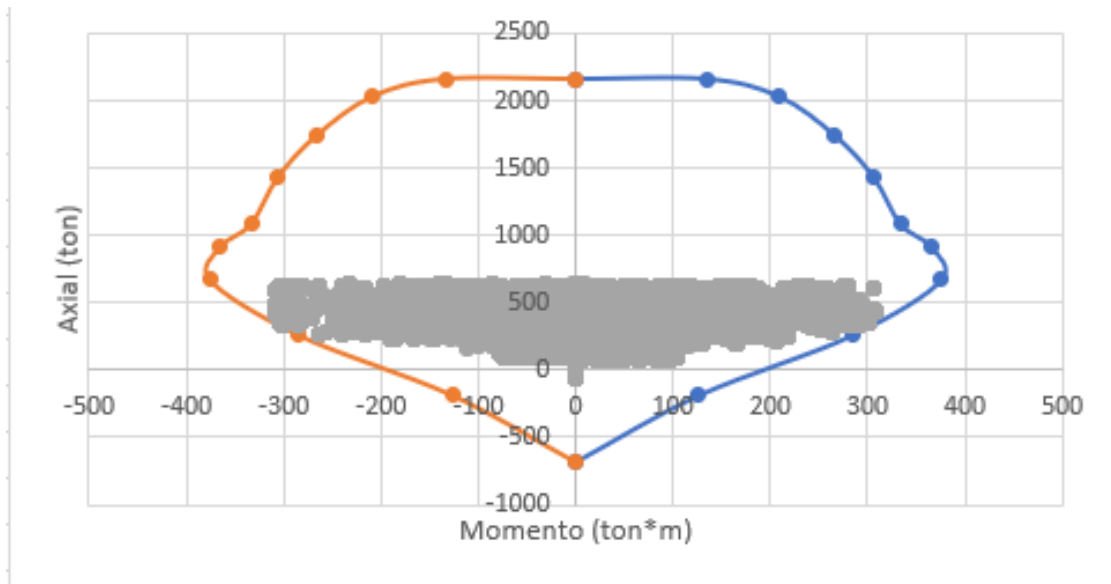


Figura 82. Diseño por flexo-compresión biaxial de columna típica del pórtico central existente en el sentido corto – puente nuevo con aisladores U-FREIs (elaboración propia).

16.4. Diseño del Muro del Estribo

A continuación, se realizará el chequeo del muro de contención del estribo del puente, ubicando los aisladores sísmicos. En términos de geometría global se evaluará el estribo según las dimensiones propuestas en la Tabla 110 y Figura 73, cambiando únicamente el espesor del puente de 40 cm a 30 cm. En términos de acero de refuerzo se propone doble parrilla distribuida de la siguiente manera:

- Parrilla cara tierra: refuerzo horizontal #6 cada 17 cm y refuerzo vertical #5 cada 17 cm.
- Parrilla cara libre: refuerzo horizontal #6 cada 30 cm y refuerzo vertical #5 cada 30 cm.

16.4.1. Chequeo a Flexión del Muro

Tabla 182. Chequeo refuerzo vertical del estribo usando aisladores U-FREIs (elaboración propia).

f_y (ton/m ²)	f'_c (ton/m)	ϕ	d_1 (m)	d_2 (m)	L_z (m)	# de Barra a Usar
42000	2100	0,9	0,225	0,075	1	5

Área de Barra a usar (cm ²)	Espaciamiento (cm) (Parrilla 1)	Espaciamiento (cm) (Parrilla 2)	Cantidad de Barras (Parrilla 1)	Cantidad de Barras (Parrilla 2)	Cuantía (ρ_1)	Cuantía (ρ_2)
1,98	17	30	7	4	0,006	0,018

M_{n1} (Resistente) (ton-m)	M_{n2} (Resistente) (ton-m)	M_n Total (Resistente) (ton-m)	M_u Total (actuante) (ton-m)	Chequeo Momento Nominal	Chequeo As min (1.2*Mcr)
10,8	3,0	13,8	12	CUMPLE	CUMPLE

Tabla 183. Chequeo refuerzo horizontal del estribo usando aisladores U-FREIs (elaboración propia).

f_y (ton/m ²)	f'_c (ton/m)	ϕ	d_1 (m)	d_2 (m)	L_z (m)	# de Barra a Usar
42000	2100	0,9	0,225	0,075	1	6

Área de Barra a usar (cm ²)	Espaciamiento (cm) (Parrilla 1)	Espaciamiento (cm) (Parrilla 2)	Cantidad de Barras (Parrilla 1)	Cantidad de Barras (Parrilla 2)	Cuantía (ρ_1)	Cuantía (ρ_2)
2,84	17	30	7	4	0,009	0,026

M_{n1} (Resistente) (ton-m)	M_{n2} (Resistente) (ton-m)	M_n Total (Resistente) (ton-m)	M_u Total (actuante) (ton-m)	Chequeo Momento Nominal	Chequeo As min (1.2*Mcr)
14,9	3,8	18,8	17	14,9	CUMPLE

16.4.2. Chequeo a Cortante del Muro

Tabla 184. Chequeo a cortante del muro reforzado $e=30$ cm del estribo usando aisladores U-FREIs (elaboración propia).

V_u (ton)	ϕ	f'_c (ton/m ²)	b (m)	d (m)	ϕV_c (ton)	CHEQUEO
14,0	0,9	2100	1	0,225	15,47	Chequea

16.5. Diseño de Dados-Zapatas

Se adoptará el diseño de zapatas de estribos y pórticos del puente existente, ya que en estos predomina el diseño a cortante y las axiales que los elementos verticales (columnas de pórtico y

muros de estribos) transmiten a los elementos en referencia, no sufrieron cambios significativos que puedan evidenciar un ahorro en estos elementos.

16.6. Diseño de Pilotes

16.6.1. Verificación de la Capacidad Portante de la Cimentación Profunda

Las reacciones en los pilotes para los diferentes estados límites de servicio son las dispuestas en las Tabla 185, Tabla 186 y Tabla 187 según diámetro, longitud y ubicación de pilotes.

Tabla 185. Reacciones para los diferentes estados límites de servicio de pilotes de diámetro igual a 90 centímetros y profundidad de desplante igual a 7 metros, ubicados en el dado soporte de las columnas del pórtico central. (Información suministrada por el software de diseño).

TABLE: Joint Reactions- PILOTES D=90cm					
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3
Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf
540	ENV. SERVICIO	Combination	0,4574	0,2573	22,0213
540	ENV. SERVICIO	Combination	-0,0047	-0,0618	12,6154
541	ENV. SERVICIO	Combination	0,5363	0,2539	21,8005
541	ENV. SERVICIO	Combination	0,0675	-0,0597	14,6396
542	ENV. SERVICIO	Combination	0,3908	0,0119	27,6234
542	ENV. SERVICIO	Combination	-0,0812	-0,3291	16,3361
543	ENV. SERVICIO	Combination	0,6194	0,0046	27,4574
543	ENV. SERVICIO	Combination	0,1304	-0,3371	18,3361
544	ENV. SERVICIO	Combination	0,4412	-0,2348	21,4129
544	ENV. SERVICIO	Combination	-0,018	-0,5831	13,8834
545	ENV. SERVICIO	Combination	0,5201	-0,2468	21,9857
545	ENV. SERVICIO	Combination	0,0553	-0,6002	15,0636
546	ENV. SERVICIO	Combination	0,2787	0,4533	21,2353
546	ENV. SERVICIO	Combination	-0,2993	-0,0156	12,8423
547	ENV. SERVICIO	Combination	0,3481	0,4333	20,6208
547	ENV. SERVICIO	Combination	-0,2272	-0,0084	13,7134
548	ENV. SERVICIO	Combination	0,2138	0,1657	26,49
548	ENV. SERVICIO	Combination	-0,3865	-0,212	16,6298
549	ENV. SERVICIO	Combination	0,4285	0,1588	26,8351
549	ENV. SERVICIO	Combination	-0,1822	-0,2199	16,6481
550	ENV. SERVICIO	Combination	0,2582	-0,0429	20,8338
550	ENV. SERVICIO	Combination	-0,3095	-0,5019	14,0102
551	ENV. SERVICIO	Combination	0,339	-0,0366	22,0784
551	ENV. SERVICIO	Combination	-0,2437	-0,5252	13,1607
552	ENV. SERVICIO	Combination	-0,0415	0,5418	21,5094
552	ENV. SERVICIO	Combination	-0,4878	0,2076	14,4999
553	ENV. SERVICIO	Combination	0,0324	0,5229	21,2711

553	ENV. SERVICIO	Combination	-0,4132	0,1972	13,7433
554	ENV. SERVICIO	Combination	-0,1239	0,2841	27,3277
554	ENV. SERVICIO	Combination	-0,5873	-0,0383	17,8724
555	ENV. SERVICIO	Combination	0,0986	0,2744	27,9555
555	ENV. SERVICIO	Combination	-0,3661	-0,0476	16,5979
556	ENV. SERVICIO	Combination	0,019	0,0102	22,7165
556	ENV. SERVICIO	Combination	-0,4314	-0,3263	13,1392
557	ENV. SERVICIO	Combination	-0,0608	0,0097	22,0751
557	ENV. SERVICIO	Combination	-0,509	-0,3154	14,8094
558	ENV. SERVICIO	Combination	0,4799	0,2057	22,3145
558	ENV. SERVICIO	Combination	0,0658	-0,0737	12,5789
559	ENV. SERVICIO	Combination	0,5643	0,2018	21,9484
559	ENV. SERVICIO	Combination	0,1338	-0,071	14,5746
560	ENV. SERVICIO	Combination	0,4141	-0,036	27,9526
560	ENV. SERVICIO	Combination	-0,0035	-0,3494	16,1569
561	ENV. SERVICIO	Combination	0,4658	-0,2552	21,5754
561	ENV. SERVICIO	Combination	0,0541	-0,6273	13,644
562	ENV. SERVICIO	Combination	0,6547	-0,0429	27,4958
562	ENV. SERVICIO	Combination	0,1948	-0,3564	18,1786
563	ENV. SERVICIO	Combination	0,5486	-0,2684	21,8858
563	ENV. SERVICIO	Combination	0,1226	-0,6411	14,9636
564	ENV. SERVICIO	Combination	0,1949	0,4857	21,964
564	ENV. SERVICIO	Combination	-0,333	0,0588	13,3121
565	ENV. SERVICIO	Combination	0,2695	0,4644	20,9324
565	ENV. SERVICIO	Combination	-0,261	0,0644	13,8778
566	ENV. SERVICIO	Combination	0,1283	0,1902	27,1071
566	ENV. SERVICIO	Combination	-0,4199	-0,1471	16,9782
567	ENV. SERVICIO	Combination	0,3496	0,1843	27,0249
567	ENV. SERVICIO	Combination	-0,2147	-0,1538	16,6778
568	ENV. SERVICIO	Combination	0,1778	-0,0198	21,0917
568	ENV. SERVICIO	Combination	-0,3396	-0,4421	14,0874
569	ENV. SERVICIO	Combination	0,2608	-0,0107	21,935
569	ENV. SERVICIO	Combination	-0,276	-0,4607	12,9837
570	ENV. SERVICIO	Combination	-0,0575	0,57	21,8049
570	ENV. SERVICIO	Combination	-0,5136	0,2336	14,6068
571	ENV. SERVICIO	Combination	0,0178	0,5512	21,3388
571	ENV. SERVICIO	Combination	-0,4379	0,2241	13,7636
572	ENV. SERVICIO	Combination	-0,1385	0,3113	27,3976
572	ENV. SERVICIO	Combination	-0,6086	-0,0159	17,8297
573	ENV. SERVICIO	Combination	0,0849	0,3034	27,7399
573	ENV. SERVICIO	Combination	-0,3901	-0,0231	16,3776
574	ENV. SERVICIO	Combination	-0,0724	0,0426	21,8215
574	ENV. SERVICIO	Combination	-0,5289	-0,2895	14,6479
575	ENV. SERVICIO	Combination	0,0066	0,0471	22,3349
575	ENV. SERVICIO	Combination	-0,4535	-0,2976	12,7366
		MAX	0,6547	0,6411	27,9555

Tabla 186. Reacciones para los diferentes estados límites de servicio de pilotes de diámetro igual a 100 centímetros y profundidad de desplante igual a 7 metros, ubicados en el dado soporte de los muros laterales de contención. (Información suministrada por el software de diseño).

TABLE: Joint Reactions- PILOTES D=100cm					
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3
Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf
1716	ENV. SERVICIO	Combination	-1,5245	2,3169	20,1542
1716	ENV. SERVICIO	Combination	-1,9702	2,0984	15,8943
2804	ENV. SERVICIO	Combination	-1,2101	2,1037	13,1411
2804	ENV. SERVICIO	Combination	-1,5618	1,8484	9,6772
4135	ENV. SERVICIO	Combination	2,9553	4,3809	-3,062
4135	ENV. SERVICIO	Combination	2,453	3,8671	-10,5145
4136	ENV. SERVICIO	Combination	2,4509	5,2315	-12,0213
4136	ENV. SERVICIO	Combination	2,1788	4,9796	-14,2833
4138	ENV. SERVICIO	Combination	2,0342	5,5574	-9,7639
4138	ENV. SERVICIO	Combination	1,7601	5,4056	-10,5359
4140	ENV. SERVICIO	Combination	2,1423	5,8137	-8,3362
4140	ENV. SERVICIO	Combination	1,8641	5,7081	-8,6114
4141	ENV. SERVICIO	Combination	2,6715	6,4721	29,6209
4141	ENV. SERVICIO	Combination	2,2505	6,0906	25,771
4142	ENV. SERVICIO	Combination	2,0452	6,1643	0,6457
4142	ENV. SERVICIO	Combination	1,7773	5,9085	-1,4459
4143	ENV. SERVICIO	Combination	2,0512	6,3564	45,4926
4143	ENV. SERVICIO	Combination	1,7457	5,9325	37,1485
4144	ENV. SERVICIO	Combination	1,8273	6,6295	13,7057
4144	ENV. SERVICIO	Combination	1,5666	6,1861	8,0226
4160	ENV. SERVICIO	Combination	2,2415	-1,966	29,227
4160	ENV. SERVICIO	Combination	1,4494	-2,2524	22,6551
4161	ENV. SERVICIO	Combination	2,5235	-3,0605	19,3916
4161	ENV. SERVICIO	Combination	1,6522	-3,3756	17,8014
4162	ENV. SERVICIO	Combination	2,5345	-3,8232	14,076
4162	ENV. SERVICIO	Combination	1,6806	-4,2112	11,1547
4163	ENV. SERVICIO	Combination	2,7437	-4,0281	10,2716
4163	ENV. SERVICIO	Combination	1,7355	-4,5374	2,6125
4164	ENV. SERVICIO	Combination	2,2959	-4,276	-8,9028
4164	ENV. SERVICIO	Combination	1,6117	-4,5349	-11,556
4165	ENV. SERVICIO	Combination	1,9516	-3,6169	-8,8171
4165	ENV. SERVICIO	Combination	1,2569	-3,8552	-9,016
4166	ENV. SERVICIO	Combination	2,1165	-3,1847	-1,5433
4166	ENV. SERVICIO	Combination	1,3882	-3,3799	-3,9008

4168	ENV. SERVICIO	Combination	-2,02	5,2167	8,3283
4168	ENV. SERVICIO	Combination	-2,8351	4,7403	1,0306
4169	ENV. SERVICIO	Combination	-1,4904	5,6377	-8,9697
4169	ENV. SERVICIO	Combination	-2,0888	5,4556	-11,1969
4170	ENV. SERVICIO	Combination	-1,7852	5,0103	12,8615
4170	ENV. SERVICIO	Combination	-2,5908	4,6729	9,1646
4171	ENV. SERVICIO	Combination	-1,5819	5,0648	-9,9076
4171	ENV. SERVICIO	Combination	-2,2028	4,8959	-10,8551
4172	ENV. SERVICIO	Combination	-2,0691	4,5243	18,8265
4172	ENV. SERVICIO	Combination	-2,8289	4,3952	18,1846
4173	ENV. SERVICIO	Combination	-1,1622	4,1383	-5,7203
4173	ENV. SERVICIO	Combination	-1,7765	4,0513	-6,8536
4174	ENV. SERVICIO	Combination	-1,3725	3,6317	27,2917
4174	ENV. SERVICIO	Combination	-2,0197	3,4586	23,0741
4175	ENV. SERVICIO	Combination	-1,8487	3,1997	10,9866
4175	ENV. SERVICIO	Combination	-2,4086	3,1455	4,6174
4190	ENV. SERVICIO	Combination	-1,5721	-6,3934	42,7332
4190	ENV. SERVICIO	Combination	-1,8246	-6,9378	35,7704
4191	ENV. SERVICIO	Combination	-1,268	-6,3761	14,6138
4191	ENV. SERVICIO	Combination	-1,5541	-6,8366	9,1325
4192	ENV. SERVICIO	Combination	-1,8981	-6,1365	27,8056
4192	ENV. SERVICIO	Combination	-2,2414	-6,4713	24,7506
4193	ENV. SERVICIO	Combination	-1,4888	-5,8948	-1,8477
4193	ENV. SERVICIO	Combination	-1,7698	-6,0738	-3,1874
4194	ENV. SERVICIO	Combination	-2,1891	-5,8162	18,4669
4194	ENV. SERVICIO	Combination	-2,5577	-5,9949	17,3205
4195	ENV. SERVICIO	Combination	-1,3912	-5,7315	-7,9812
4195	ENV. SERVICIO	Combination	-1,6753	-5,8445	-8,1091
4196	ENV. SERVICIO	Combination	-2,0554	-5,0594	9,248
4196	ENV. SERVICIO	Combination	-2,403	-5,2581	6,6482
4197	ENV. SERVICIO	Combination	-1,6213	-5,5789	-10,1233
4197	ENV. SERVICIO	Combination	-1,9027	-5,6876	-10,8233
4198	ENV. SERVICIO	Combination	-2,2068	-4,3992	-0,2298
4198	ENV. SERVICIO	Combination	-2,6173	-4,778	-6,005
4199	ENV. SERVICIO	Combination	-1,9936	-5,4066	-11,5237
4199	ENV. SERVICIO	Combination	-2,2684	-5,5799	-13,2963
		MAX	2,9553	6,6295	45,4926

Tabla 187. Reacciones para los diferentes estados límites de servicio de pilotes de diámetro igual a 125 centímetros y profundidad de desplante igual a 7 metros ubicados en el dado de soporte de ambos estribos del puente. (Información suministrada por el software de diseño).

TABLE: Joint Reactions- PILOTES D=1,25cm					
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3
Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf
1749	ENV. SERVICIO	Combination	-0,3178	5,1248	48,0619
1749	ENV. SERVICIO	Combination	-0,8696	4,0066	35,7328
1765	ENV. SERVICIO	Combination	0,739	-4,1017	66,6194
1765	ENV. SERVICIO	Combination	-0,1121	-5,5514	58,672
1766	ENV. SERVICIO	Combination	-1,5286	-7,1181	58,3259
1766	ENV. SERVICIO	Combination	-1,911	-7,8728	48,1981
1767	ENV. SERVICIO	Combination	-1,5373	-7,4538	17,4135
1767	ENV. SERVICIO	Combination	-1,9185	-7,9053	11,3661
1789	ENV. SERVICIO	Combination	1,8254	7,2983	12,0256
1789	ENV. SERVICIO	Combination	1,4168	7,2684	7,4245
1805	ENV. SERVICIO	Combination	3,4011	-2,0956	68,9902
1805	ENV. SERVICIO	Combination	2,2544	-3,9281	45,2707
1806	ENV. SERVICIO	Combination	3,1552	-4,6895	55,6757
1806	ENV. SERVICIO	Combination	2,1634	-6,2094	38,8002
2696	ENV. SERVICIO	Combination	2,8134	7,5802	-3,3499
2696	ENV. SERVICIO	Combination	3,4877	7,081	-8,9951
2704	ENV. SERVICIO	Combination	5,0614	6,6496	-6,7544
2704	ENV. SERVICIO	Combination	5,0346	7,8401	-11,7665
2709	ENV. SERVICIO	Combination	4,6952	7,1421	-5,1021
2709	ENV. SERVICIO	Combination	4,9609	7,3737	-9,5912
2718	ENV. SERVICIO	Combination	2,7472	6,0891	13,5921
2718	ENV. SERVICIO	Combination	2,2709	6,8382	6,454
2727	ENV. SERVICIO	Combination	4,1492	3,7599	9,1417
2727	ENV. SERVICIO	Combination	5,536	2,7619	1,4495
2768	ENV. SERVICIO	Combination	1,8207	-2,0966	20,2248
2768	ENV. SERVICIO	Combination	1,321	-2,6942	13,1573
2781	ENV. SERVICIO	Combination	1,1084	7,3799	56,1474
2781	ENV. SERVICIO	Combination	0,4458	7,4752	43,1694
2791	ENV. SERVICIO	Combination	-3,9963	-4,1112	3,1541
2791	ENV. SERVICIO	Combination	-3,309	-4,6873	-2,8442
2792	ENV. SERVICIO	Combination	-2,3823	5,0492	32,0616
2792	ENV. SERVICIO	Combination	-3,2196	3,7047	24,3718
2808	ENV. SERVICIO	Combination	-4,7523	-7,9545	-7,1551
2808	ENV. SERVICIO	Combination	-5,1515	-6,6257	-12,7199
2812	ENV. SERVICIO	Combination	-4,8695	-6,4895	13,2047
2812	ENV. SERVICIO	Combination	-2,1278	-7,0469	11,1753
2817	ENV. SERVICIO	Combination	-0,00004619	0	13,1316
2817	ENV. SERVICIO	Combination	-0,00004619	0	13,1316
2827	ENV. SERVICIO	Combination	-3,8112	-7,7012	0,5154
2827	ENV. SERVICIO	Combination	-4,3751	-6,3549	-1,783

2835	ENV. SERVICIO	Combination	-5,4487	-5,3763	-4,5904
2835	ENV. SERVICIO	Combination	-4,3807	-5,7813	-9,6215
2845	ENV. SERVICIO	Combination	-1,8433	-5,4859	15,4919
2845	ENV. SERVICIO	Combination	-2,5619	-4,821	7,7044
2846	ENV. SERVICIO	Combination	-3,0076	1,8073	19,3341
2846	ENV. SERVICIO	Combination	-3,5175	1,1982	13,0598
2853	ENV. SERVICIO	Combination	3,9654	6,6417	3,6467
2853	ENV. SERVICIO	Combination	2,984	5,264	-1,8161
2866	ENV. SERVICIO	Combination	4,5574	6,9235	12,0162
2866	ENV. SERVICIO	Combination	3,7608	6,5335	9,2039
2886	ENV. SERVICIO	Combination	4,1747	7,817	12,5681
2886	ENV. SERVICIO	Combination	3,4402	5,9607	10,5905
2894	ENV. SERVICIO	Combination	3,6247	7,8008	-5,9817
2894	ENV. SERVICIO	Combination	4,5063	6,163	-10,5339
2896	ENV. SERVICIO	Combination	2,2638	5,104	11,635
2896	ENV. SERVICIO	Combination	3,9053	4,2843	9,2101
2902	ENV. SERVICIO	Combination	5,2457	5,5196	13,2536
2902	ENV. SERVICIO	Combination	4,5515	5,6656	11,3627
2915	ENV. SERVICIO	Combination	-4,686	0,0531	13,8401
2915	ENV. SERVICIO	Combination	-5,028	-0,3684	10,6442
2921	ENV. SERVICIO	Combination	-4,2806	-7,1969	-10,0839
2921	ENV. SERVICIO	Combination	-5,1612	-7,8003	-14,5533
2934	ENV. SERVICIO	Combination	-4,0569	-7,3979	7,4415
2934	ENV. SERVICIO	Combination	-4,6726	-7,0395	5,6599
4145	ENV. SERVICIO	Combination	1,1365	6,1798	79,7015
4145	ENV. SERVICIO	Combination	0,3955	7,6784	60,3456
4146	ENV. SERVICIO	Combination	3,334	7,7436	76,2268
4146	ENV. SERVICIO	Combination	2,6205	6,2707	69,9928
4150	ENV. SERVICIO	Combination	5,9552	7,6288	49,8505
4150	ENV. SERVICIO	Combination	4,3624	7,1852	70,4744
4156	ENV. SERVICIO	Combination	3,4552	6,5593	57,7103
4156	ENV. SERVICIO	Combination	5,1058	7,1874	72,8048
4158	ENV. SERVICIO	Combination	5,066	6,7185	54,0711
4158	ENV. SERVICIO	Combination	4,2614	5,781	56,1038
4176	ENV. SERVICIO	Combination	-5,3087	-5,5639	75,1646
4176	ENV. SERVICIO	Combination	-2,8752	-7,4904	68,7908
4186	ENV. SERVICIO	Combination	-1,7575	-7,7165	78,6491
4186	ENV. SERVICIO	Combination	-3,3894	-7,2793	58,2353
4188	ENV. SERVICIO	Combination	-3,9548	-6,3074	67,1985
4188	ENV. SERVICIO	Combination	-5,6653	-6,5845	46,7698
4412	ENV. SERVICIO	Combination	-1,8729	-5,0365	19,1079
4412	ENV. SERVICIO	Combination	-2,219	-5,7473	11,03
		MAX	5,9552	7,9545	79,7015

Al comparar la capacidad portante de cada tipo de pilote según la profundidad de desplante con las reacciones últimas de servicio críticas se concluye que la cimentación existe cumple por capacidad última

16.6.2. Diseño a Momento y Cortante de Pilotes

Después de haber asignado los coeficientes de Balasto que simulan la condición del suelo en el Software SAP-2000, se procedió a verificar si el acero existente de cada tipo de pilotes es suficiente para soportar los esfuerzos a cortante y flexión que se presentan en los pilotes. En la Figura 51 se evidencia la sección de cada pilote con su respectiva dedición de acero de refuerzo longitudinal y acero de refuerzo transversal (estribos).

Con las secciones definidas se realiza el respectivo diseño Flexo-Compresión Biaxial elaborando el respectivo diagrama de interacción de cada sección de pilotes y chequeando que los momentos y axiales que llegan al pilote estén dentro del rango admisible.

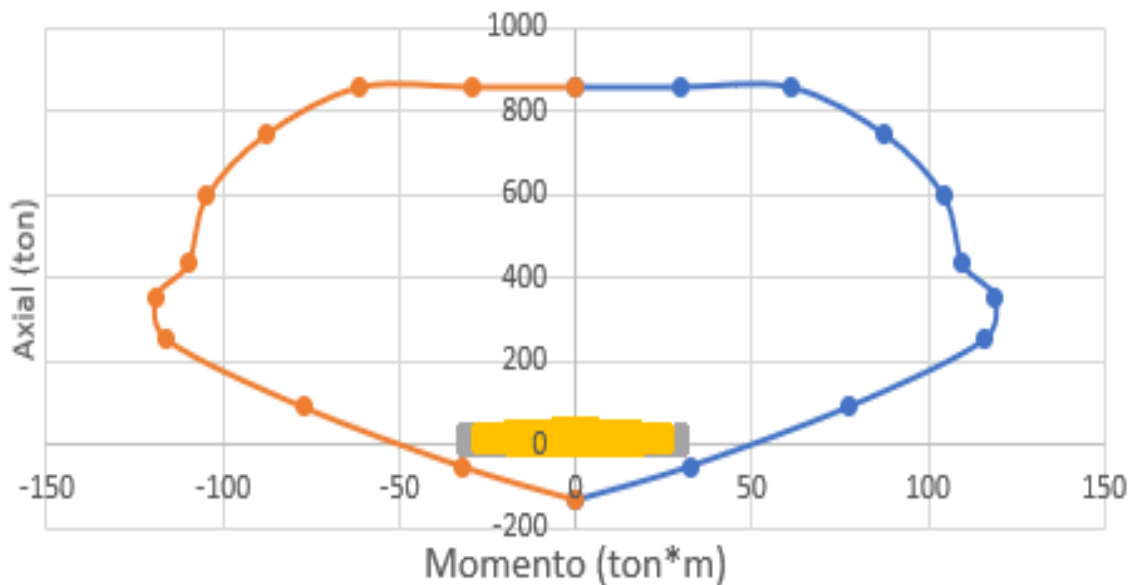


Figura 83. Diseño por flexo-compresión biaxial $L=0m - 7m$ para pilotes de diámetro igual a $0,90 m$ (Pilotes del pórtico central) (elaboración propia).

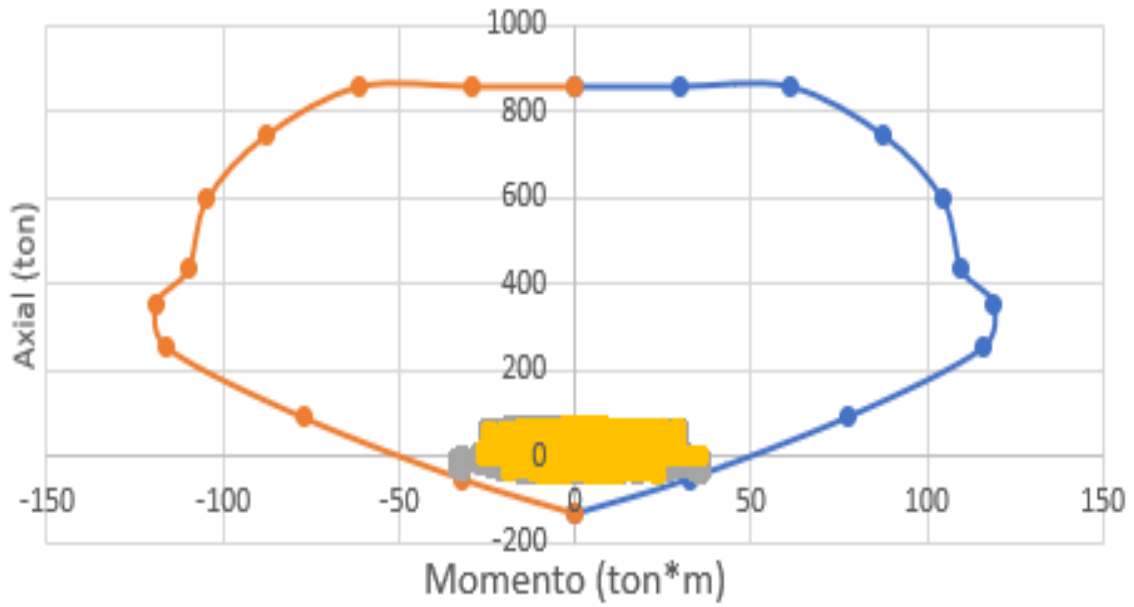


Figura 84. Diseño por flexo-compresión biaxial $L=0m - 7m$ para pilotes de diámetro igual a 1.00 m (Pilotes de muro de contención lateral) (elaboración propia).

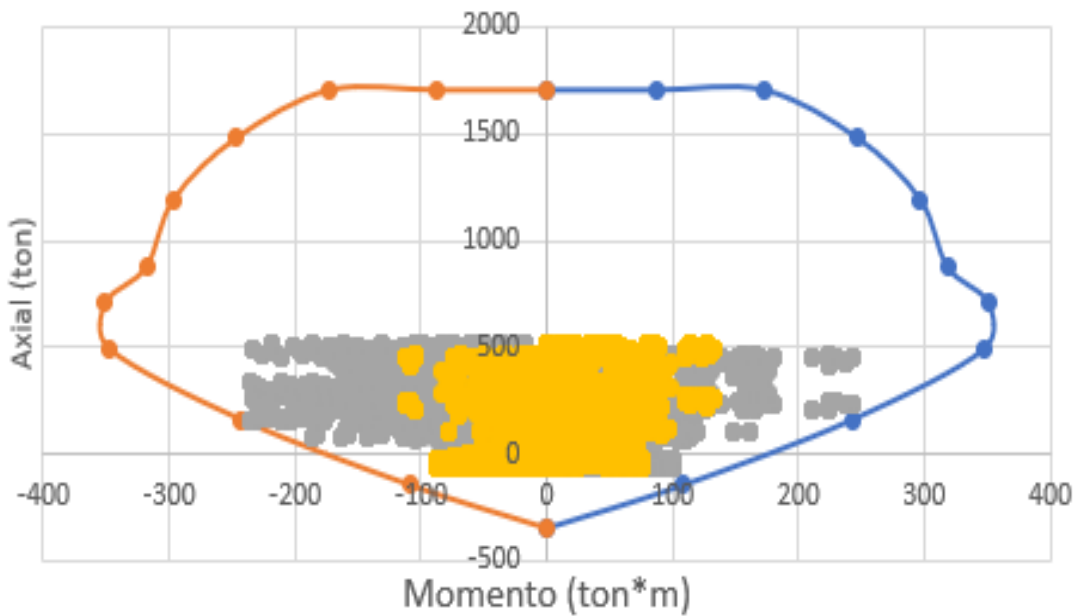


Figura 85. Diseño por flexo-compresión biaxial $L=0m - 7m$ para pilotes de diámetro igual a 1.25 m, sin reforzamiento (Pilotes de estribo de puente). (Elaboración propia).

- Chequeo a cortante
- Chequeo a cortante para pilote D=90 cm

Tabla 188. Cálculo de la cortante que resiste el concreto del pilote de diámetro igual a 90cm (elaboración propia).

D (cm)	Recubrimiento (cm)	b _v (cm)	f _y (ton/m ²)	f' _c (ton/m)
90	10	100	42000	2800
D _r (cm)	d _v (cm)	0.9 d _e (cm)	0.72*d _e (cm)	V _c (ton)
70,00	57	61	48,44	53,7

Cortante crítica actuante en pilote de d=90 cm Vu=17 ton

Cortante que resiste el concreto del pilote de d=90 cm $\phi V_n = 0,9 * 54 = 49 \text{ ton}$

La sección neta de concreto resiste la totalidad de la fuerza cortante actuante.

- Chequeo a cortante para pilote D=100 cm

Tabla 189. Cálculo de la cortante que resiste el concreto del pilote de diámetro igual a 100cm (elaboración propia).

D (cm)	Recubrimiento (cm)	b _v (cm)	f _y (ton/m ²)	f' _c (ton/m)
100	10	100	42000	2800
D _r (cm)	d _v (cm)	0.9 d _e (cm)	0.72*d _e (cm)	V _c (ton)
80,00	65	68	54,33	60,2

Cortante crítica actuante en pilote de d=100 cm Vu=28 ton

Cortante que resiste el concreto del pilote de d=100 cm $\phi V_n = 0,9 * 60,2 = 54,2 \text{ ton}$

La sección neta de concreto resiste la totalidad de la fuerza cortante actuante.

- Chequeo a cortante para pilote D=125 cm

Tabla 190. Cálculo de la cortante que resiste el concreto del pilote de diámetro igual a 115cm. (elaboración propia).

D (cm)	Recubrimiento (cm)	b _v (cm)	f _y (ton/m ²)	f' _c (ton/m)
125	10	100	42000	2800
D _r (cm)	d _v (cm)	0.9 d _e (cm)	0.72*d _e (cm)	V _c (ton)
105,00	86	86	69,06	76,6

Tabla 191. Cálculo de la cortante que resiste el concreto del pilote de diámetro igual a 115cm. (elaboración propia).

Vu (ton)	Vs (ton)	# Varilla a usar	área Varilla a usar	# de ramas	Av (cm ²)	Separación (cm)
111,0	34,4	4	1,27	2	2,54	26

Separación de estribos requerida para pilotes de d=125 cm =26 cm

Separación de estribos definida para pilotes de d=125 cm =15 cm

15 cm < 26 cm CUMPLE.

ANEXO 3 – MEMORIA DE CALCULO PUENTE REFORZADO CON METODOLOGÍA CONVENCIONAL DE DISEÑO - RPESA

En el presente anexo se evidenciarán los cálculos y análisis de la vulnerabilidad del puente en cuestión, con la propuesta de reforzamiento convencional.

17.1. Diseño de Vigas Postensadas

La siguiente memoria de cálculo estructural tiene como objetivo evidenciar y explicar el chequeo de la viga postensada existente del puente en referencia, según la última actualización de la norma colombiana para dicho fin CCP-14. Inicialmente se chequearán las vigas bajo la geometría y refuerzo existente de diseño, en caso de requerir reforzamiento se propondrán metodologías convencionales de reforzamiento.

17.1.1. Definición de Superestructura a Evaluar

El puente a diseñar en su superestructura está definido como Secciones I y T con nervios de concreto prefabricado, sección transversal típica según denominación de la norma CCP-14 en la Tabla 4.6.2.2.1-1.

17.1.2. Definición de la Sección Transversal de Vigas Postensadas

El puente en análisis cuenta con dos luces una de 35.55 metros de longitud y la otra de 25.55 metros. Ambas poseen la misma sección transversal en términos de geometría, pero tienen reforzamiento diferente a causa de la diferencia entre solicitaciones. La definición de las propiedades geométricas de la superestructura se puede visualizar en la Tabla 20, Tabla 21 y la Figura 60.

17.1.3. Definición de Materiales

Las propiedades de los materiales a usar se definen según la resistencia a la compresión del concreto a usar, los cuales se evidencian en la Tabla 22.

17.1.4. Diseño a Momento

- **Avalúo de Cargas**

El avalúo de cargas que se usó es el mismo descrito en el ANEXO 1 del presente documento, el cual describe el reforzamiento del puente nuevo a diseñar, dada que la geometría del puente existente reforzado es la misma que la geometría del puente nuevo a diseñar, es posible usar el mismo avalúo de cargas.

- **Resumen de Momentos**

Dado que las cargas no varían respecto al puente nuevo diseñado en el ANEXO 1, los momentos debido a cada tipo de carga también son los mismos, en consiguiente los momentos de diseño del nuevo puente se pueden evidenciar en la Tabla 24 y Tabla 25.

- **Cálculo de Factor de Distribución de Carga para Momento y Definición del Factor de Impacto**

En la Tabla 4.6.2.2.2-1 de la norma CCP-14 se encuentran las expresiones que permiten calcular el factor de distribución de cargas para momentos en vigas teniendo en cuenta el tipo de superestructura a diseñar.

- **Cálculo de Momentos de Servicio para Valoración del Tensionamiento**

El chequeo de las vigas postensadas se realizará teniendo la última etapa de servicio, ya que no es necesario chequear las etapas constructivas dado que las vigas ya existen. El proceso constructivo implica izar vigas simplemente apoyadas, a las cuales no se les dará continuidad, hasta que la losa del puente alcance la resistencia adecuada después de fundida. En la etapa de servicio es posible asumir una continuidad en el apoyo central a causa de la continuidad de la losa, lo cual reduce los momentos para el diseño del tensionamiento. Sin embargo, de manera conservadora, el chequeo del tensionamiento en todas sus etapas se hará con los momentos calculados con un análisis de viga simplemente apoyada (ver Tabla 28 y Tabla 29).

- **Propiedades Geométricas de la Sección Simple y Compuesta de la Viga Postensada**

La definición de las propiedades de tensionamiento se puede visualizar en la Tabla 30 y Tabla 31. Para chequear el acero de tensionamiento que las vigas solicitan, teniendo en cuenta que la sección es irregular a lo largo de su altura, se verificará si viga funciona como una viga rectangular. Para dicho fin es necesario conocer el ancho efectivo de la viga teniendo en cuenta el espesor de la losa superior, el cual se determinará según la Tabla 4.6.2.6.2-2- de la norma CCP-14.

- **Valoración de la Fuerza de Tensionamiento**

La fuerza de tensionamiento se calcula teniendo la fuerza de tensionamiento crítica producida por todos los momentos finales actuantes comparada con la capacidad final a tracción final máxima del concreto tal como lo indica la formulación de la Tabla 32.

- **Chequeo General de las Etapas de Tensionamiento**

Tabla 192. Chequeo general de tensionamiento de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).

ETAPA DE SERVICIO	Chequeo 1: σ_1 = Esfuerzo actuante en viga en sección compuesta con tensionamiento total y actuando todos los momentos debidos a carga muerta. Pérdidas del 25%	-1423,3	ton/m ²
	Chequeo 1 $\sigma_1 < f'_{cf} = 0.45 * f_c$	CUMPLE	
	Chequeo 2: σ_2 = Esfuerzo actuante en viga en sección compuesta con tensionamiento total y actuando todos los momentos debidos a carga muerta y viva. Pérdidas del 25%	-150,49	ton/m ²
	Chequeo 2 $\sigma_2 < f'_{cf} = 0.45 * f_c$	CUMPLE	

Tabla 193. Chequeo general de tensionamiento de la viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).

ETAPA DE SERVICIO	Chequeo 1: σ_1 = Esfuerzo actuante en viga en sección compuesta con tensionamiento total y actuando todos los momentos debidos a carga muerta. Pérdidas del 25%	-818,8	ton/m ²
	Chequeo 1 $\sigma_1 < f'_{cf} = 0.45 * f_c$	CUMPLE	
	Chequeo 2: σ_2 = Esfuerzo actuante en viga en sección compuesta con tensionamiento total y actuando todos los momentos debidos a carga muerta y viva. Pérdidas del 25%	-38,86	ton/m ²
	Chequeo 2 $\sigma_2 < f'_{cf} = 0.45 * f_c$	CUMPLE	

17.1.5. Diseño a Cortante

- **Cálculo de Fuerza Cortante Actuante de Diseño**

El cálculo de las cortantes últimas se evidencian en la Tabla 57, Tabla 58, Tabla 59 y Tabla 60 del ANEXO 1.

- **Resistencias al Esfuerzo Cortante Suministrada por el Concreto (V_{ci} y V_{cw})**

Las resistencias a cortante V_{ci} y V_{cw} , suministradas por el concreto se calcularon en la Tabla 61, Tabla 62, Tabla 63, Tabla 64, Tabla 65, Tabla 66 y Tabla 67.

- **Fuerza Cortante Resistida por el Refuerzo No Tensionado**

Tabla 196. Fuerza cortante crítica resistida por el refuerzo no tensionado (estribos) de la viga Tipo 1 ($L=35.55m$) (elaboración propia).

Cortante que Resiste el Acero No Tensionado = $V_s=V_u/0,85-\min(V_{cw},V_{ci})$	86,41	ton
# de Varilla para Usar en Estribos	3,00	N. A
Área de Varilla a Usar en Estribos (Se tiene en cuenta las dos ramas)	0,0001	m
Separación de estribos = $S = A_v * f_y * d_p / V_s$	0,108	m
Verificación de Separación Máxima (0,75*h) o (0,60 m)	0,6	m
$V_{s(max)} = 0.67 * \sqrt{f'c} * b_v * d_v$	123,67	Cumple

Tabla 197. Fuerza cortante crítica resistida por el refuerzo no tensionado (estribos) de la viga Tipo 2 ($L=25.55m$) (elaboración propia).

Cortante que Resiste el Acero No Tensionado = $V_s=V_u/0,85-\min(V_{cw},V_{ci})$	80,79	ton
# de Varilla para Usar en Estribos	3,00	N. A
Área de Varilla a Usar en Estribos (Se tiene en cuenta las dos ramas)	0,0001	m
Separación de estribos = $S = A_v * f_y * d_p / V_s$	0,115	m
Verificación de Separación Máxima (0,75*h) o (0,60 m)	0,6	m
$V_{s(max)} = 0.67 * \sqrt{f'c} * b_v * d_v$	123,67	Cumple

Tabla 198. Fuerza cortante crítica resistida por el refuerzo no tensionado (estribos) a lo largo de la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).

x(m)	Vci (ton)	Vcw (ton)	Vu (ton)	Vs (ton)	S(m) Propuesta	S(m) Existente	Chequeo
0,00	11,1	68,08	42,4	38,77	0,24	0,40	No Cumple
1,50	11,1	73,75	54,0	52,51	0,18	0,40	No Cumple
3,00	11,1	79,41	65,7	66,25	0,14	0,40	No Cumple
4,50	15,5	85,07	78,0	76,25	0,12	0,40	No Cumple
6,00	20,0	90,73	91,2	87,23	0,11	0,40	No Cumple
7,50	24,6	96,38	104,2	97,99	0,09	0,20	No Cumple
9,00	30,7	102,03	117,4	107,34	0,09	0,20	No Cumple
10,50	41,0	107,69	130,6	112,63	0,08	0,20	No Cumple
12,00	55,9	113,34	143,8	113,23	0,08	0,20	No Cumple
13,50	80,7	118,99	157,0	103,95	0,09	0,20	No Cumple
15,00	132,4	124,64	170,1	75,53	0,12	0,12	Cumple
16,50	319,7	130,30	184,2	86,41	0,11	0,12	No Cumple

Tabla 199. Fuerza cortante crítica resistida por el refuerzo no tensionado (estribos) a lo largo de la viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).

x(m)	Vci (ton)	Vcw (ton)	Vu (ton)	Vs (ton)	S(m)-Propuesta	S(m)-Existente	Chequeo
0	11,07	42,24	33,44	28,27	0,33	0,40	No Cumple
1	11,07	45,56	42,24	38,62	0,24	0,40	No Cumple
2	11,07	48,91	51,20	49,16	0,19	0,40	No Cumple
3	14,45	52,28	60,27	56,45	0,16	0,40	No Cumple
4	19,05	55,67	70,53	63,93	0,15	0,40	No Cumple
5	23,34	59,09	68,71	57,50	0,16	0,40	No Cumple
6	29,29	62,54	77,40	61,77	0,15	0,20	No Cumple
7	36,77	66,02	86,47	64,95	0,14	0,20	No Cumple
8	47,94	69,52	101,23	71,16	0,13	0,20	No Cumple
9	63,08	73,05	110,68	67,14	0,14	0,20	No Cumple
10	88,44	76,61	120,32	64,95	0,14	0,12	Cumple
11,225	171,91	80,19	136,83	80,79	0,12	0,12	No Cumple

• **Propuesta de Reforzamiento a Cortante**

Dado que las vigas postensadas existentes no tienen deficiencias en la capacidad a flexión y únicamente les hace falta capacidad a cortante, se sugiere implementar un sistema de polímeros reforzados con fibras, comúnmente conocidas como láminas de FRP.

• **Diseño a Cortante Con Lámina FRP Según ACI 440.2r-08**

La capacidad a cortante que aportan las láminas FRP en una viga está dada por la siguiente expresión:

$$V_f = \frac{A_{fu} * f_{fe} * (\text{sen}\alpha + \text{cos}\alpha) * d_{fv}}{S_f} \quad \text{Ec 38}$$

Donde:

A_{fu} = Área de las bandas de fibra de carbono

$$A_{fu} = 2 * n * t_f * w_f \quad \text{Ec 39}$$

f_{fe} = Resistencia a la tensión

n = número de capas de FRP que refuerzan la viga

$$f_{fe} = \varepsilon_{fe} * E_f \quad \text{Ec 40}$$

ε_{fe} = Deformación efectiva del FRP, este valor depende del tipo de envoltura

Para elementos completamente envueltos el valor de ε_{fe} es:

$$\varepsilon_{fe} = 0.004 < 0.75\varepsilon_{fu} \quad \text{Ec 41}$$

Para elementos envueltos en U o reforzado en algunas caras el valor de ε_{fe} es:

$$\varepsilon_{fe} = k_v * \varepsilon_{fu} < 0.004 \quad \text{Ec 42}$$

k_v = valor de reducción que está en función de la resistencia del concreto, el tipo de la forma de envoltura a usar y la rigidez de la lámina.

$$k_v = \frac{k_1 * k_2 * L_e}{11900\varepsilon_{fu}} < 0.75 \rightarrow \text{Sistema Internacional} . \quad \text{Ec 43}$$

$$k_v = \frac{k_1 * k_2 * L_e}{468\varepsilon_{fu}} < 0.75 \rightarrow \text{Unidades de Libras y Pulgadas} . \quad \text{Ec 44}$$

L_e = es la mayor longitud a la cual la fibra se mantendrá en el momento que se tensionará a su máximo esfuerzo:

$$L_e = \frac{23300}{(n_f * t_f * E_f)^{0.58}} \rightarrow \text{Sistema Internacional} \quad \text{Ec 45}$$

$$L_e = \frac{2500}{(n_f * t_f * E_f)^{0.58}} \rightarrow \text{Unidades de Libras y Pulgadas} \quad \text{Ec 46}$$

k_1 = factor que depende de la resistencia del concreto

k_2 = factor que dependes del tipo de envoltura utilizado,

$$k_1 = \left(\frac{f'_c}{27}\right)^{\frac{2}{3}} \tag{Ec 47}$$

$$k_2 = \frac{d_{fv} - L_e}{d_{fv}} \rightarrow \text{para envolturas en U} \tag{Ec 48}$$

$$k_2 = \frac{d_{fv} - 2L_e}{d_{fv}} \rightarrow \text{para dos lados cubiertos} \tag{Ec 49}$$

$$n_f = \text{relación modular entre el acero de lámina FRP y el concreto } E_f/E_c \tag{Ec 50}$$

Tabla 200. Propiedades de láminas FRP y selección de espesor de lámina a usar y- Carbono - Fuente: MBRACE_SPNSH-BASF0906

MBrace Barras Y Laminados	Arquitectura del Producto	Ancho Diámetro	Resistencia A Tensión Última	Módulo Elástico	Deformación Rotura
10/1.4	Prefabricado Carbón/Epoxi	10mm(3/8")	2690 MPa 390 ksi	160 GPa 23000 ksi	1.67%
50/1.4	Prefabricado Carbón/Epoxi	50mm(2")	2690 MPa 390 ksi	160 GPa 23000 ksi	1.67%
100/1.4	Prefabricado Carbón/Epoxi	100mm(4")	2690 MPa 390 ksi	160 GPa 23000 ksi	1.67%
50/1.4	Prefabricado Carbón/Epoxi	50mm(2")	2690 MPa 390 ksi	160 GPa 23000 ksi	1.67%
50/1.4	Prefabricado Carbón/Epoxi	50mm(2")	2690 MPa 390 ksi	160 GPa 23000 ksi	1.67%
50/1.4	Prefabricado Carbón/Epoxi	50mm(2")	2690 MPa 390 ksi	160 GPa 23000 ksi	1.67%

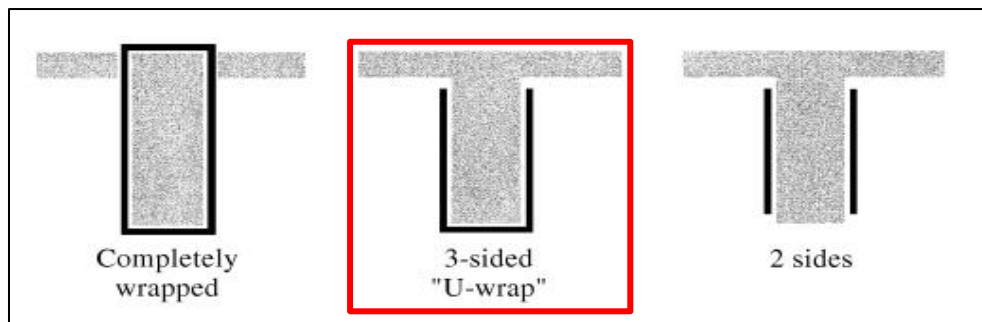


Figura 86. Tipo de envoltura a usar - Fuente: ACI 440.2R-08

Tabla 201. Factor de reducción adicional de la capacidad a cortante de las láminas de FRP – Carbono - Fuente: ACI 440.2R-08

Factor de Reducción Adicional	Tipo de Envoltura
$\psi_f = 0.95$	Envoltura Completa
$\psi_f = 0.85$	Envoltura en 2 y tres caras

Tabla 202. Cálculo de la fuerza cortante resistida por una lámina de FRP. (Elaboración propia)

Reforzamiento con FRP - Cortante		
Tipo de Fibra	Carbono	FRP
f_c (Concreto)	4516	lb/in ²
Módulo de Elasticidad de la Lámina FRP (E_{fe})	20645120	lb/in ²
Módulo de Elasticidad del Concreto (E_c)	3693371	lb/in ²
Relación Modular entre Acero de Lámina y Concreto de Viga (n)	6	N.A
Deformación Última a Tensión (ϵ_{fu})	0.015	N.A
Deformación Limite (ϵ_f -limit)	0.006	N.A
Base de Lámina (w_f)	5.91	in
Espaciamiento entre Láminas a Eje (S_f) Z.C. Tramo A	9.84	in
Espaciamiento entre Láminas a Eje (S_f) Z.N.C Tramo B	9.84	in
Espaciamiento entre Láminas a Eje (S_f) Z.N.C Tramo C	13.78	in
Ángulo de Inclinación de Las Franjas (α)	90.00	GRADOS
Base de la Viga (t_f)	21.65	in ²
Altura Efectiva de la Lámina Lateral (d_f)	65,35	in ²
Espesor de la Lámina (t_f)	1,969	in ²
L_e	0.036	in ²
k_1	1.084	N.A
k_2	0.999	N.A
$k_v < 0.75$	0.005	N.A
Deformación Última a Tensión Efectiva (ϵ_{fe}) < 0.004	0.00008	N.A
Resistencia a la Tensión (f_{fe})	1701	lb/in ²
Área de Banda de Fibra de Carbono (A_{fv})	23	in ²
Cortante que Resiste la Lámina FRP (V_f) Z.C. Tramo A	262617	lb
Cortante que Resiste la Lámina FRP (V_f) Z.N.C Tramo B	262617	lb
Cortante que Resiste la Lámina Frp (V_f) Z.N.C Tramo C	187583	lb
ψ_f	0.85	N.A
Cortante que Resiste la Lámina FRP (ψV_f) Z.C. Tramo A	223224	lb
Cortante que Resiste la Lámina FRP (ψV_f) Z.N.C Tramo B	223224	lb
Cortante que Resiste la Lámina FRP (ψV_f) Z.N.C Tramo C	159446	lb

• **Verificación de Cortante en la Viga Revestida**

$$\phi V_n = \phi * (V_c + V_s + \Psi_f * V_f) \quad Ec 51$$

donde:

V_c=Resistencia a la cortante que aporta el concreto de la viga postensada

V_s=Resistencia a la cortante que aporta el acero que posee la viga existente

Tramo A #3@10 cmm (Primeros 2 metros del centro de la viga al extremo)

Tramo B #3@12.5 cm (Siguietes 4 metros de la viga)

Tramo C #3@25 cm (últimos 3.78 metros)

V_f= Resistencia a cortante que aportan las láminas de FRP

Tabla 203. Cálculo de la fuerza cortante resistida por una lámina de FRP para la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).

	x(m)	V _c (ton)	V _s (ton)	V _f (ton)	V _u /0.85 (ton)	Verificación
TRAMO C	0,00	11,1	23,26	72	49,8	Cumple
	1,50	11,1	23,26	72	63,6	Cumple
	3,00	11,1	23,26	72	77,3	Cumple
	4,50	15,5	23,26	72	91,7	Cumple
	6,00	20,0	23,26	72	107,3	Cumple
TRAMO B	7,50	24,6	46,52	101	122,6	Cumple
	9,00	30,7	46,52	101	138,1	Cumple
	10,50	41,0	46,52	101	153,6	Cumple
	12,00	55,9	46,52	101	169,1	Cumple
	13,50	80,7	46,52	101	184,7	Cumple
TRAMO A	15,00	124,6	77,53	101	200,2	Cumple
	16,50	130,3	77,53	101	216,7	Cumple

Tabla 204. Cálculo de la fuerza cortante resistida por una lámina de FRP para la viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).

	x(m)	Vc (ton)	Vs (ton)	Vf (ton)	Vu/0.85 (ton)	Verificación
TRAMO C	0,00	11,1	23,26	72	39,3	Cumple
	1,00	11,1	23,26	72	49,7	Cumple
	2,00	11,1	23,26	72	60,2	Cumple
	3,00	14,4	23,26	72	70,9	Cumple
	4,00	19,1	23,26	72	83,0	Cumple
TRAMO B	5,00	23,3	23,26	101	80,8	Cumple
	6,00	29,3	46,52	101	91,1	Cumple
	7,00	36,8	46,52	101	101,7	Cumple
	8,00	47,9	46,52	101	119,1	Cumple
	9,00	63,1	46,52	101	130,2	Cumple
TRAMO A	10,00	76,6	77,53	101	141,6	Cumple
	11,23	80,2	77,53	101	161,0	Cumple

• **Límites de reforzamiento**

$$V_s + V_f \leq 8 * \sqrt{f'c} * b_w * d \quad \text{unidades in-lb} \quad \text{Ec 52}$$

$$V_s + V_f \leq 0.66 * \sqrt{f'c} * b_w * d \quad \text{unidades SI} \quad \text{Ec 53}$$

Tabla 205. Límites de reforzamiento con láminas FRP para ambas vigas (elaboración propia).

	x(m)	0.66*raiz(f'c)*bw*d (ton)	Vs+Vf (ton)	Verificación
TRAMO C	0,00	624,74	95,58	Cumple
	1,50	624,74	95,58	Cumple
	3,00	624,74	95,58	Cumple
	4,50	624,74	95,58	Cumple
	6,00	624,74	95,58	Cumple
TRAMO B	7,50	624,74	147,77	Cumple
	9,00	624,74	147,77	Cumple
	10,50	624,74	147,77	Cumple
	12,00	624,74	147,77	Cumple
	13,50	624,74	147,77	Cumple
TRAMO A	15,00	624,74	178,78	Cumple
	16,50	624,74	178,78	Cumple

Tabla 206. Resumen de reforzamiento con láminas de FRP para la viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).

	x(m)	Espesor de Láminas (cm)	Espaciamiento Entre Láminas (cm)
TRAMO C	0,00	15.0	35
	1,50	15.0	35
	3,00	15.0	35
	4,50	15.0	35
	6,00	15.0	35
TRAMO B	7,50	15.0	25
	9,00	15.0	25
	10,50	15.0	25
	12,00	15.0	25
	13,50	15.0	25
TRAMO A	15,00	15.0	25
	16,50	15.0	25

Tabla 207. Resumen de reforzamiento con láminas de FRP para la viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).

	x(m)	Espesor de Láminas (cm)	Espaciamiento Entre Láminas (cm)
TRAMO C	0,00	15.0	35
	1,00	15.0	35
	2,00	15.0	35
	3,00	15.0	35
	4,00	15.0	35
TRAMO B	5,00	15.0	25
	6,00	15.0	25
	7,00	15.0	25
	8,00	15.0	25
	9,00	15.0	25
TRAMO A	10,00	15.0	25
	11,23	15.0	25

17.1.6. Resumen de Momentos y Cortantes Nominales para el Cálculo del Factor de Capacidad

Tabla 208. Cálculo de momentos y cortantes nominales y de diseño para viga Tipo 1 (L=35.55m) (elaboración propia).

x (m)	0	1,5	3	4,5	6	7,5	9	10,5	12	13,5	15	16,5	17,625
Y_D (m)	0,120	0,128	0,150	0,188	0,240	0,307	0,390	0,487	0,599	0,726	0,869	1,026	1,153
d_p (m)	1,830	1,822	1,800	1,762	1,710	1,643	1,560	1,463	1,351	1,224	1,081	0,924	0,797
A_{ps} (m²)	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005
ρ_{-ps}	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,002	0,002	0,002	0,002	0,002	0,002	0,003	0,003
f_{-ps} (ton/m²)	182056	182027	181940	181790	181569	181265	180857	180315	179594	178616	177251	175254	173052
a (cm)	0,152	0,152	0,152	0,152	0,152	0,152	0,151	0,151	0,150	0,149	0,148	0,147	0,145
c (cm)	0,190	0,190	0,190	0,190	0,190	0,190	0,189	0,189	0,188	0,187	0,185	0,183	0,181
Viga Rectangular	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
φMn (ton*m)	1545,1	1538,3	1517,8	1483,7	1436,0	1374,6	1299,6	1211,0	1108,9	993,2	864,2	721,9	606,6
φVn (ton)	29,2	29,2	29,2	32,9	36,8	60,4	65,7	74,4	87,1	108,1	171,8	176,7	176,7
M_{-DD} (ton*m)	414,7	412,4	404,3	390,2	370,3	344,5	312,8	275,2	231,8	182,4	127,1	66,0	0,0
M_{-DW} (ton*m)	54,9	54,6	53,5	51,7	49,0	45,6	41,4	36,5	30,7	24,2	16,8	8,7	0,0
M_{-DLL} (ton*m)	459,2	461,7	458,8	446,0	423,1	393,2	361,6	321,3	272,0	213,2	149,6	77,8	0,0
M_{u-Total} (ton*m)	1404,3	1405,4	1388,6	1345,7	1276,8	1187,1	1086,0	961,1	811,7	637,5	445,8	231,7	0,0
V_{-DD} (ton)	0,0	4,0	8,1	12,1	16,1	20,2	24,2	28,2	32,3	36,3	40,3	44,4	48,4
V_{-DW} (ton)	0,0	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,6	4,1	4,6	5,1	5,6	6,1
V_{-DLL} (ton)	24,2	27,6	30,9	34,6	38,9	43,0	47,2	51,5	55,7	59,9	64,2	68,9	73,6
V_{u-Total} (ton)	42,4	54,1	65,8	78,0	91,2	104,3	117,5	130,7	143,9	157,1	170,4	184,4	198,5

Tabla 209. Cálculo de momentos y cortantes nominales y de diseño para viga Tipo 2 (L=25.55m) (elaboración propia).

x (m)	0,00	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00	8,00	9,00	10,00	11,00	12,70
Y_D (m)	0,110	0,115	0,130	0,154	0,188	0,232	0,286	0,350	0,423	0,507	0,600	0,70	0,90
d_p (m)	1,840	1,835	1,820	1,796	1,762	1,718	1,664	1,600	1,527	1,443	1,350	1,25	1,05
A_{ps} (m²)	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,00	0,00
ρ_{-ps}	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,00	0,00
f_{-ps} (ton/m²)	185055	185045	185013	184958	184880	184774	184637	184463	184245	183971	183624	183181	182087
a (cm)	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09
c (cm)	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11
Viga Rectangular	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI	SI
φMn (ton*m)	888,3	885,8	878,4	866,0	848,7	826,5	799,3	767,2	730,1	688,1	641,2	589,3	489,9
φVn (ton)	29,2	29,2	29,2	32,0	36,0	39,6	64,4	70,8	80,3	93,2	131,0	134,1	134,1
M_{-DD} (ton*m)	214,4	213,3	209,6	203,4	194,5	182,9	168,8	152,1	132,7	110,7	86,1	58,8	0,0
M_{-DW} (ton*m)	28,4	28,3	27,8	26,9	25,8	24,2	22,4	20,2	17,6	14,7	16,8	11,4	0,0
M_{-DLL} (ton*m)	283,5	283,1	278,1	268,2	255,8	244,3	228,4	207,4	181,6	152,1	120,8	84,4	0,0
M_{u-Total} (ton*m)	806,8	804,5	790,4	763,9	729,4	692,5	644,3	583,3	510,0	426,5	344,3	238,3	0,0
V_{-DD} (ton)	0,0	2,8	5,6	8,4	11,1	13,9	16,7	19,5	22,3	25,1	27,9	31,3	34,7
V_{-DW} (ton)	0,0	0,3	0,6	0,0	0,9	1,2	1,6	1,9	2,2	2,5	2,8	3,1	4,0
V_{-DLL} (ton)	19,1	21,9	24,8	19,1	27,7	31,3	28,0	30,7	33,7	39,8	43,0	46,3	54,8
V_{u-Total} (ton)	33,4	42,3	51,2	43,9	63,8	74,1	72,3	81,0	90,0	104,8	114,3	124,7	145,4

17.1.7. Cálculo de los Factores de Capacidad

Para definir si las vigas postensadas deben ser reforzadas se calcularon los factores de capacidad en cada tramo de los dos tipos de vigas existentes para momento y para cortante.

Tabla 210. Cálculo de factor de capacidad a momento para Tipo 1 (L=35.55m) sin reforzamiento (elaboración propia).

x (m)	ϕM_n (ton*m)	γ_{DD}	M_{DD} (ton*m)	γ_{DW}	M_{DW} (ton*m)	$\gamma_{L(1+i)}$	M_L (ton*m)	FACTOR	CHEQUEO
0	1545	1,25	415	1,5	55	1,75	459	1,2	Cumple
1,5	1538	1,25	412	1,5	55	1,75	462	1,2	Cumple
3	1518	1,25	404	1,5	54	1,75	459	1,2	Cumple
4,5	1484	1,25	390	1,5	52	1,75	446	1,2	Cumple
6	1436	1,25	370	1,5	49	1,75	423	1,2	Cumple
7,5	1375	1,25	345	1,5	46	1,75	393	1,3	Cumple
9	1300	1,25	313	1,5	41	1,75	362	1,3	Cumple
10,5	1211	1,25	275	1,5	37	1,75	321	1,4	Cumple
12	1109	1,25	232	1,5	31	1,75	272	1,6	Cumple
13,5	993	1,25	182	1,5	24	1,75	213	2,0	Cumple
15	864	1,25	127	1,5	17	1,75	150	2,6	Cumple
16,5	722	1,25	66	1,5	9	1,75	78	4,6	Cumple
17,625	607	1,25	0	1,5	0	1,75	0	-	Cumple

Tabla 211. Cálculo de factor de capacidad a cortante para Tipo 1 (L=35.55m) sin reforzamiento (elaboración propia).

x (m)	ϕV_n (ton*m)	γ_{DD}	V_{DD} (ton*m)	γ_{DW}	V_{DW} (ton*m)	$\gamma_{L(1+i)}$	V_L (ton*m)	FACTOR	CHEQUEO
0	34,3	1,25	0,0	1,5	0,0	1,75	24	0,8	No Cumple
1,5	34,3	1,25	4,0	1,5	0,5	1,75	28	0,6	No Cumple
3	34,3	1,25	8,1	1,5	1,0	1,75	31	0,4	No Cumple
4,5	38,7	1,25	12,1	1,5	1,5	1,75	35	0,4	No Cumple
6	43,3	1,25	16,1	1,5	2,0	1,75	39	0,3	No Cumple
7,5	71,1	1,25	20,2	1,5	2,5	1,75	43	0,6	No Cumple
9	77,3	1,25	24,2	1,5	3,0	1,75	47	0,5	No Cumple
10,5	87,5	1,25	28,2	1,5	3,6	1,75	51	0,5	No Cumple
12	102,4	1,25	32,3	1,5	4,1	1,75	56	0,6	No Cumple
13,5	127,2	1,25	36,3	1,5	4,6	1,75	60	0,7	No Cumple
15	202,2	1,25	40,3	1,5	5,1	1,75	64	1,3	Cumple
16,5	207,8	1,25	44,4	1,5	5,6	1,75	69	1,2	Cumple

Tabla 212. Cálculo de factor de capacidad a momento para Tipo 2 (L=25.55m) sin reforzamiento (elaboración propia)

x (m)	ϕM_n (ton*m)	γ_{DD}	M_{DD} (ton*m)	γ_{DW}	M_{DW} (ton*m)	$\gamma_{L(1+i)}$	M_L (ton*m)	FACTOR	CHEQUEO
0	888	1,25	214	1,5	28	1,75	284	1,2	Cumple
1,5	886	1,25	213	1,5	28	1,75	283	1,2	Cumple
3	878	1,25	210	1,5	28	1,75	278	1,2	Cumple
4,5	866	1,25	203	1,5	27	1,75	268	1,2	Cumple
6	849	1,25	195	1,5	26	1,75	256	1,3	Cumple
7,5	826	1,25	183	1,5	24	1,75	244	1,3	Cumple
9	799	1,25	169	1,5	22	1,75	228	1,4	Cumple
10,5	767	1,25	152	1,5	20	1,75	207	1,5	Cumple
12	730	1,25	133	1,5	18	1,75	182	1,7	Cumple
13,5	688	1,25	111	1,5	15	1,75	152	2,0	Cumple
15	641	1,25	86	1,5	17	1,75	121	2,4	Cumple
16,5	589	1,25	59	1,5	11	1,75	84	3,4	Cumple
17,625	490	1,25	0	1,5	0	1,75	0	-	Cumple

Tabla 213. Cálculo de factor de capacidad a cortante para Tipo 2 (L=25.55m) sin reforzamiento (elaboración propia)

x (m)	ϕV_n (ton*m)	γ_{DD}	V_{DD} (ton*m)	γ_{DW}	V_{DW} (ton*m)	$\gamma_{L(1+i)}$	V_L (ton*m)	FACTOR	CHEQUEO
0	34,3	1,3	0,0	1,5	0,0	1,8	19,1	1,0	No Cumple
1,5	34,3	1,3	2,8	1,5	0,3	1,8	21,9	0,8	No Cumple
3	34,3	1,3	5,6	1,5	0,6	1,8	24,8	0,6	No Cumple
4,5	37,7	1,3	8,4	1,5	0,9	1,8	27,7	0,5	No Cumple
6	42,3	1,3	11,1	1,5	1,2	1,8	31,3	0,5	No Cumple
7,5	46,6	1,3	13,9	1,5	1,6	1,8	28,0	0,5	No Cumple
9	75,8	1,3	16,7	1,5	1,9	1,8	30,7	1,0	No Cumple
10,5	83,3	1,3	19,5	1,5	2,2	1,8	33,7	0,9	No Cumple
12	94,5	1,3	22,3	1,5	2,5	1,8	39,8	0,9	No Cumple
13,5	109,6	1,3	25,1	1,5	2,8	1,8	43,0	1,0	No Cumple
15	154,1	1,3	27,9	1,5	3,1	1,8	46,3	1,4	Cumple
16,5	157,7	1,3	31,3	1,5	3,5	1,8	52,9	1,2	Cumple

Tabla 214. Cálculo de factor de capacidad a cortante para Tipo 1 (L=35.55m) con reforzamiento (elaboración propia)

x (m)	ϕV_n (ton*m)	γ_{DD}	V_{DD} (ton*m)	γ_{DW}	V_{DW} (ton*m)	$\gamma_{L(1+i)}$	V_L (ton*m)	FACTOR	CHEQUEO
0	91,6	1,25	0,00	1,50	0,000	1,75	24,21	2,161	Cumple
1,5	91,6	1,25	4,03	1,50	0,508	1,75	27,58	1,777	Cumple
3	91,6	1,25	8,07	1,50	1,016	1,75	30,94	1,476	Cumple
4,5	95,3	1,25	12,10	1,50	1,524	1,75	34,64	1,286	Cumple
6	99,2	1,25	16,14	1,50	2,032	1,75	38,87	1,118	Cumple
7,5	147,9	1,25	20,17	1,50	2,540	1,75	43,00	1,580	Cumple
9	153,3	1,25	24,21	1,50	3,048	1,75	47,23	1,433	Cumple
10,5	162,0	1,25	28,24	1,50	3,556	1,75	51,46	1,348	Cumple
12	174,9	1,25	32,28	1,50	4,064	1,75	55,70	1,317	Cumple
13,5	196,1	1,25	36,31	1,50	4,572	1,75	59,93	1,372	Cumple
15	260,5	1,25	40,35	1,50	5,081	1,75	64,17	1,803	Cumple
16,5	265,3	1,25	44,38	1,50	5,589	1,75	68,89	1,671	Cumple

Tabla 215. Cálculo de factor de capacidad a cortante para Tipo 2 (L=25.55m) con reforzamiento (elaboración propia)

FACTOR DE CAPACIDAD A CORTANTE CON REFORZAMIENTO VIGA TIPO 2									
x (m)	ϕV_n (ton*m)	γ_{DD}	V_{DD} (ton*m)	γ_{DW}	V_{DW} (ton*m)	$\gamma_{L(1+i)}$	V_L (ton*m)	FACTOR	CHEQUEO
0	91,6	1,25	0,00	1,50	0,000	1,75	19,11	2,738	Cumple
1,5	91,6	1,25	2,79	1,50	0,311	1,75	21,89	2,287	Cumple
3	91,6	1,25	5,57	1,50	0,622	1,75	24,76	1,931	Cumple
4,5	94,5	1,25	8,36	1,50	0,933	1,75	27,69	1,705	Cumple
6	98,4	1,25	11,15	1,50	1,244	1,75	31,30	1,508	Cumple
7,5	126,9	1,25	13,93	1,50	1,556	1,75	28,01	2,186	Cumple
9	152,0	1,25	16,72	1,50	1,867	1,75	30,73	2,386	Cumple
10,5	158,4	1,25	19,51	1,50	2,178	1,75	33,66	2,220	Cumple
12	168,0	1,25	22,29	1,50	2,489	1,75	39,85	1,956	Cumple
13,5	181,0	1,25	25,08	1,50	2,800	1,75	43,00	1,933	Cumple
15	219,3	1,25	27,87	1,50	3,111	1,75	46,25	2,221	Cumple
16,5	222,3	1,25	31,28	1,50	3,492	1,75	52,93	1,922	Cumple

17.2. Diseño de Pórtico Central

La siguiente memoria de cálculo estructural tiene como objetivo evidenciar y explicar el chequeo del pórtico central del puente en referencia, según la última actualización de la norma colombiana para dicho fin CCP-14. Inicialmente se chequeará el pórtico central bajo la geometría y refuerzo actual de diseño, en caso de requerir reforzamiento se propondrán metodologías convencionales de reforzamiento.

17.2.1. Definición de Propiedades Geométricas y Materiales

La definición geométrica de los materiales existentes se pueden evidenciar en la a Tabla 84 y en la Figura 69 del ANEXO 1 y la Tabla 170 ANEXO 2 del presente documento.

17.2.2. Definición de Cargas y Fuerzas Actuantes

La definición de cargas del puente diseñado desde cero en comparación con el puente reforzado con metodología convencionales, no difiere en proporciones significativas por lo cual se usarán las mismas distribuciones de cargas muertas, carga viga y de impacto y efecto sísmico propuesto en el apartado 15.2.2. Definición de Cargas y Fuerzas Actuantes del ANEXO 1.

17.2.3. Chequeo y Rediseño de la Viga Pórtico Central

- Chequeo y Rediseño a Flexión**

Tabla 216. Chequeo acero longitudinal por momento positivo de la viga pórtico – viga existente. (elaboración propia).

Descripción Propiedad	Valor	Unidad
Mu + (ton-m)	300,00	ton-m
ϕ	0,9	N.A.
fy	42000	ton/m ²
f'c	2800	ton/m ²
b	1,00	m
d	0,91	m
ρ	0,0107	N.A.
As	96,860	cm ²
#Varilla a usar	8	N.A.
Área Varilla	5,1	cm ²
Cantidad Barras	19	UND

Tabla 217. Chequeo acero longitudinal por momento negativo de la viga pórtico – viga existente (elaboración propia).

Descripción Propiedad	Valor	Unidad
Mu - (ton-m)	630,00	ton-m
ϕ	0,9	N.A.
fy	42000	ton/m ²
f'c	2800	ton/m ²
b	1,00	m
d	0,9051	m
ρ	0,0266	N.A.
As	240,873	cm ²
#Varilla a usar	8	N.A.
Área Varilla	5,1	cm ²
Cantidad Barras	48	UND

Acero positivo longitudinal requerido 19#8

Acero positivo longitudinal existente 12#8

NO CUMPLE.

Acero negativo longitudinal requerido 48#8

Acero negativo longitudinal existente 18#8

NO CUMPLE.

En conclusión, debe demolerse la viga pórtico y fundir una nueva viga de 1.2 m X 1.2 m, con 16 varillas #8 en la parte inferior y 35 varillas #8 en la parte superior. A continuación, se evidencia el chequeo de esta nueva sección.

Tabla 218. Chequeo acero longitudinal por momento positivo de la viga pórtico (elaboración propia).

Descripción Propiedad	Valor	Unidad
Mu + (ton-m)	300,00	ton-m
ϕ	0,9	N.A.
fy	42000	ton/m ²
f'c	2800	ton/m ²
b	1,00	m
d	1,11	m
ρ	0,0069	N.A.
As	76,504	cm ²
#Varilla a usar	8	N.A.
Área Varilla	5,1	cm ²
Cantidad Barras	16	UND

Tabla 219. Chequeo acero longitudinal por momento negativo de la viga pórtico (elaboración propia).

Descripción Propiedad	Valor	Unidad
Mu - (ton-m)	630,00	ton-m
ϕ	0,9	N.A.
fy	42000	ton/m ²
f'c	2800	ton/m ²
b	1,00	m
d	1,1051	m
ρ	0,0159	N.A.
As	175,475	cm ²
#Varilla a usar	8	N.A.
Área Varilla	5,1	cm ²
Cantidad Barras	35	UND

• **Chequeo de Acero Mínimo Longitudinal**

Tabla 220. Chequeo acero mínimo longitudinal de la viga pórtico (elaboración propia).

fr (ton-m2)	S (m3)	Mcr (ton-m)	1.33*Mu (ton-m)
333	0,24	88	399
$f_y = 0,63 * \sqrt{f'_c} (Mpa)$	$S = b * h^2 / 6$	$M_{cr} = 1.1 * f_r * S$	$1.33 * M_u$
min (Mcr,133Mu)	ρ min		Chequeo
61	0,0019		Cumple

Tabla 221. Chequeo de limitación de la fisuración para acero positivo (elaboración propia).

Distancia "a" del Bloque de Compresión	31,7	cm
Distancia entre Par de Fuerzas "j_d"	99,9	cm
$M_{servicio}$	114,7	ton-m
$f_{ss} = \frac{M_s}{j_d * A_s}$	14068	ton/m ²
$0.6f_y$	25200	ton/m ²
$f_{ss} < 0.6F_y$	Cumple	
γ_e	0,75	N. A
$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7 * (h - d_c)}$	1,12	N.A
S_{max}	40,4	cm
$S_{max} = \frac{125000 * \gamma_e}{\beta_s * f_{ss}} - 2 * d_c$		
Separación Armadura	6,7	cm
Chequeo	Cumple	

Tabla 222. Chequeo de limitación de la fisuración para acero negativo (elaboración propia).

Distancia "a" del Bloque de Compresión	43,3	cm
Distancia entre Par de Fuerzas "j_d"	96,1	cm
$M_{servicio}$	318,8	ton-m
$f_{ss} = \frac{M_s}{j_d * A_s}$	18589	ton/m ²
$0.6f_y$	25200	ton/m ²
$f_{ss} < 0.6F_y$	Cumple	
γ_e	0,75	N. A
$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7 * (h - d_c)}$	1,12	N. A
S_{max}	25,9	cm
$S_{max} = \frac{125000 * \gamma_e}{\beta_s * f_{ss}} - 2 * d_c$		
Separación Armadura	6,0	cm
Chequeo	Cumple	

- **Armadura de Contracción y Temperatura Longitudinal en Caras Laterales**

Tabla 223. Cálculo de armadura de contracción y temperatura (elaboración propia).

As-calculado (cm ² /m)	As-min (cm ² /m)	As-max (cm ² /m)	As-requerido (cm ² /m)
4,91	2,33	12,7	4,91
Área de varilla a usar	Longitud por lado (m)	Cantidad de varillas	Espaciamiento entre varillas (cm)
1,27	1,0	4	25,255

- **Armadura Superficial Longitudinal para Limitar la Fisuración del Alma**

Tabla 224. Chequeo de armadura superficial para limitar la fisuración del alma (elaboración propia).

Propiedad	Valor
d _l (cm)	110,51
A _s (cm ²)	178,5
A _{ps} (cm ²)	0
A _{sk-min} (cm ²)	4,1412
A _{sk-max} (cm ²)	44,625
S _{max} (cm)	18,4
Chequeo Acero	Cumple
Chequeo Espaciamiento	No Cumple

Como el chequeo de espaciamiento por limitación de la fisuración del alma no cumple, se propone disminuir el espaciamiento propuesto de 27 cm a 13 cm, manteniendo la cuantía, para lo cual se dispondrá acero #4 cada 13 cm, en vez de acero #6 cada 27 cm en las caras laterales de la viga.

- **Chequeo y Rediseño a Cortante**
- **Diseño por Corte – Cortante que Resiste el Concreto V_c**

Tabla 225. Cálculo de la cortante que resiste el concreto de la viga pórtico (elaboración propia).

a (cm)	dv (cm)	0.9 de (cm)	0.72*de (cm)	V _c (ton)
31,50	95	99	86,4	88,2

- **Diseño por Corte - Cortante que Resiste el Acero V_s**

Tabla 226. Cálculo de la cortante que resiste el acero en varillas #4 de la viga pórtico (elaboración propia).

V _u (ton)	V _s (ton)	# Varilla a usar	área Varilla a usar	# de ramas	A _v (cm ²)	Separación (cm)
325,0	236,8	4	1,27	4	5,08	8

La viga pórtico actualmente posee cuatro ramas de estribos #4 separadas cada 10 cm, lo cual es superior a la separación mínima necesaria calculada en la anterior tabla (8 cm). Se debe ubicar estribos cerrados y dos estribos suplementarios cada 8 cm.

- **Refuerzo Transversal Mínimo**

Tabla 227. Cálculo acero mínimo por corte requerido de la viga pórtico (elaboración propia).

Av-min (cm ²)	Chequeo
1,4	Cumple

- **Espaciamiento Máximo del Refuerzo Transversal**

Tabla 228. Chequeo de espaciamiento máximo del refuerzo transversal de la viga pórtico (elaboración propia).

V _u (ton/m ²)	0.125*f'c (ton/m ²)	S _{max} (cm)	Chequeo
315,0	350	76	Cumple

17.2.4. Chequeo y Rediseño de las Columnas del Pórtico Central

- **Definición de Axiales, Momentos, Cortantes y Definición inicial de Aceros**

Después de haber definido las combinaciones críticas de diseño se toma del software de diseño las solicitaciones máximas según las cargas asignadas para realizar el diseño a flexo-compresión y cortante de la columna típica del pórtico central.

- **Diseño por Flexo-Compresión Biaxial de la Columna del Pórtico Central**

Con la sección definida de la columna del pórtico central típica se realiza el respectivo diseño Flexo-Compresión Biaxial elaborando el respectivo diagrama de interacción y chequeando que los momentos y axiales que llegan a cada columna estén dentro del rango admisible.

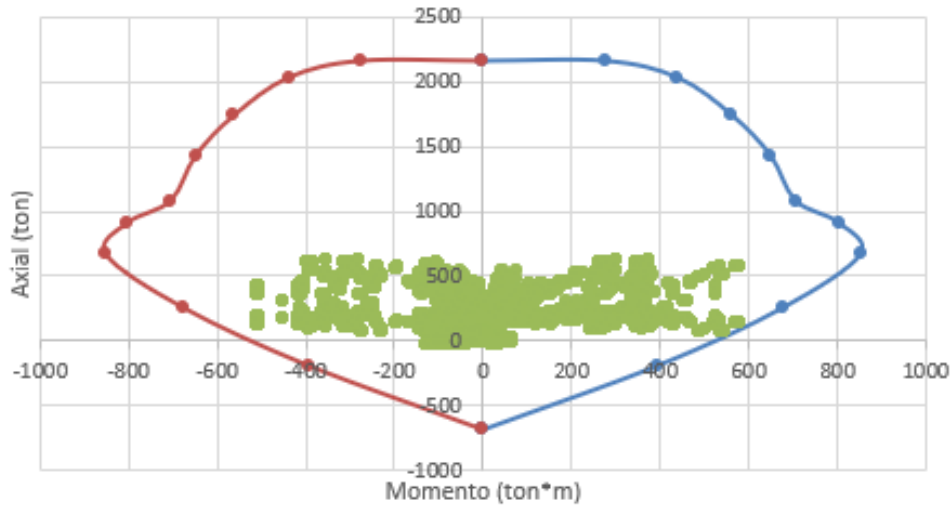


Figura 87. Diseño por flexo-compresión biaxial de columna típica del pórtico central existente en el sentido largo (elaboración propia).

Como se puede observar en los diagramas de interacción del diseño a flexo-compresión de la columna típica del pórtico central existente, la sección existente no cumple, por lo cual se debe proponer un reforzamiento, el cual consistirá en realizar un encamisado de 30 cm a cada una de las columnas. El encamisado tendrá 80 varillas #8. El chequeo de esta nueva dimensión se realizará a continuación.

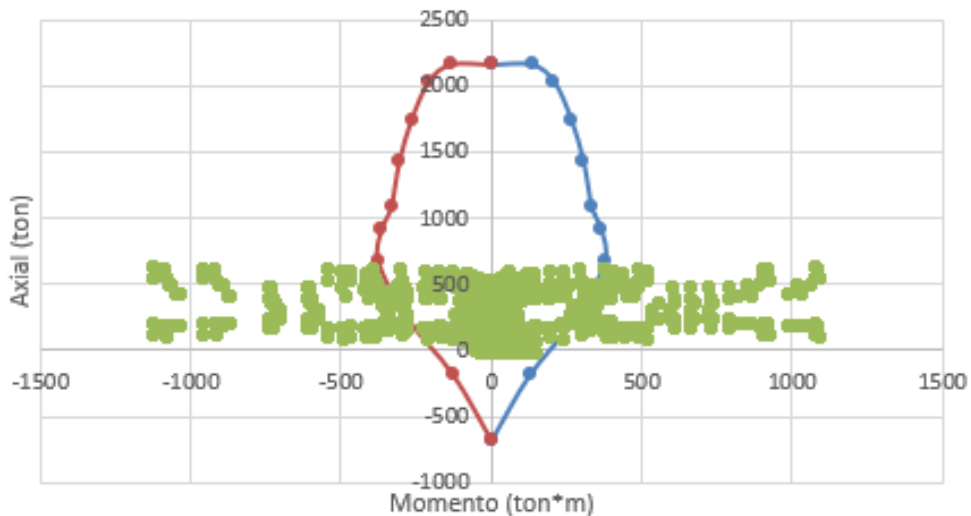


Figura 88. Diseño por flexo-compresión biaxial de columna típica del pórtico central existente en el sentido corto (elaboración propia).

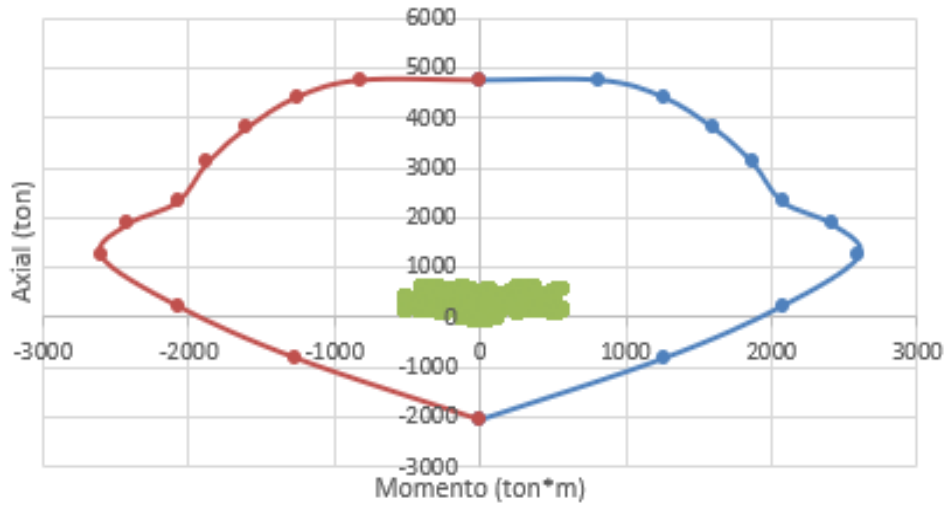


Figura 89. Diseño por flexo-compresión biaxial de columna típica reforzada del pórtico central en el sentido largo (elaboración propia).

Momento en Sentido Corto M2

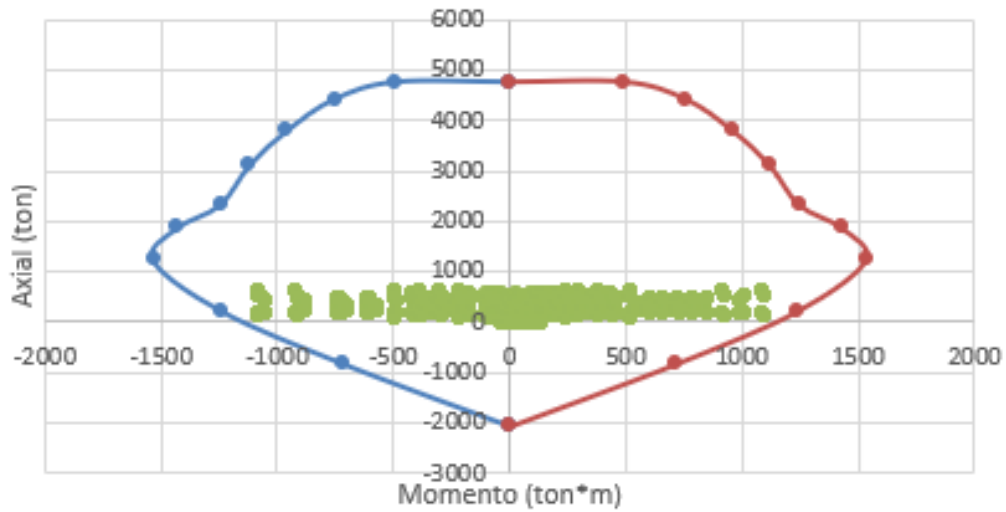


Figura 90. Diseño por flexo-compresión biaxial de columna típica reforzada del pórtico central en el sentido corto (elaboración propia).

- **Refuerzo Máximo y Mínimo de Miembros a Compresión Columna Típica del Pórtico Central Reforzada**

Tabla 229. Chequeo acero máximo de la columna pórtico típica reforzada (elaboración propia).

$\frac{A_s}{A_g} + \frac{A_{ps} * f_{pu}}{A_g * f_c} \leq 0.08$	As (cm²)
	578,28
	Ag (cm²)
	33600
	As/Ag+ApsFpu/AgFy
	0,017
	Chequeo
Cumple	

Tabla 230. Chequeo acero mínimo de la columna pórtico típica reforzada (elaboración propia).

$\frac{A_s * f_y}{A_g * f_c} + \frac{A_{ps} * f_{pu}}{A_g * f_c} \geq 0.135$	As (cm²)
	578,28
	Ag (cm²)
	33600
	AsFy/AgF'c+ApsFpu/AgFy
	0,258
	Chequeo
Cumple	

- **Diseño a Cortante de la Columna Típica del Pórtico Central Reforzada**

Tabla 231. Cálculo de la cortante que resiste el concreto de la columna del pórtico central típica en el sentido largo (elaboración propia).

a (cm)	dv (cm)	0.9 de (cm)	0.72*de (cm)	Vc (ton)
72,64	194	207	172,8	184,0

Tabla 232. Cálculo de la cortante que resiste el concreto de la columna del pórtico central típica en el sentido corto (elaboración propia).

a (cm)	dv (cm)	0.9 de (cm)	0.72*de (cm)	Vc (ton)
42,38	109	117	100,8	104,2

Cortante crítica actuante sentido largo Vu=164 ton

Cortante que resiste el concreto en el sentido largo φVn=0,9*184=166 ton

La sección neta de concreto resiste la totalidad de la fuerza cortante actuante.

Cortante crítica actuante sentido corto Vu=121 ton

Cortante que resiste el concreto en el sentido corto φVn=0,9*104=94 ton

La sección neta de concreto resiste casi la totalidad de la fuerza cortante actuante.

Del anterior análisis se concluye que debe ubicarse acero transversal según la cuantía mínima transversal requerida por norma. Ya existe un estribo cerrado y ramales en sentido corto en varilla #4 según lo dispuesto en la Figura 43, por lo cual se ubica en la camisa de reforzamiento un estribo longitudinal cerrado #4 cada 10 cm por cuestiones de armado constructivo.

- **Chequeo por Desempeño**

Al evaluar la el pórtico existente con las secciones de viga y columnas definidas, se obtiene que el punto de desempeño del pórtico existente se encuentra finalizando el segmento lineal de la curva de capacidad, lo que ubica a la estructura en un nivel de ocupación inmediata, lo cual es óptimo para puente, el cual debe estar en funcionamiento inmediatamente después del evento sísmico. Bajo este análisis el puente no debe ser reforzado, sin embargo, los índices de sobre-esfuerzo del diseño por resistencia no son aceptables, en consiguiente, se concluye que es necesario reforzar.

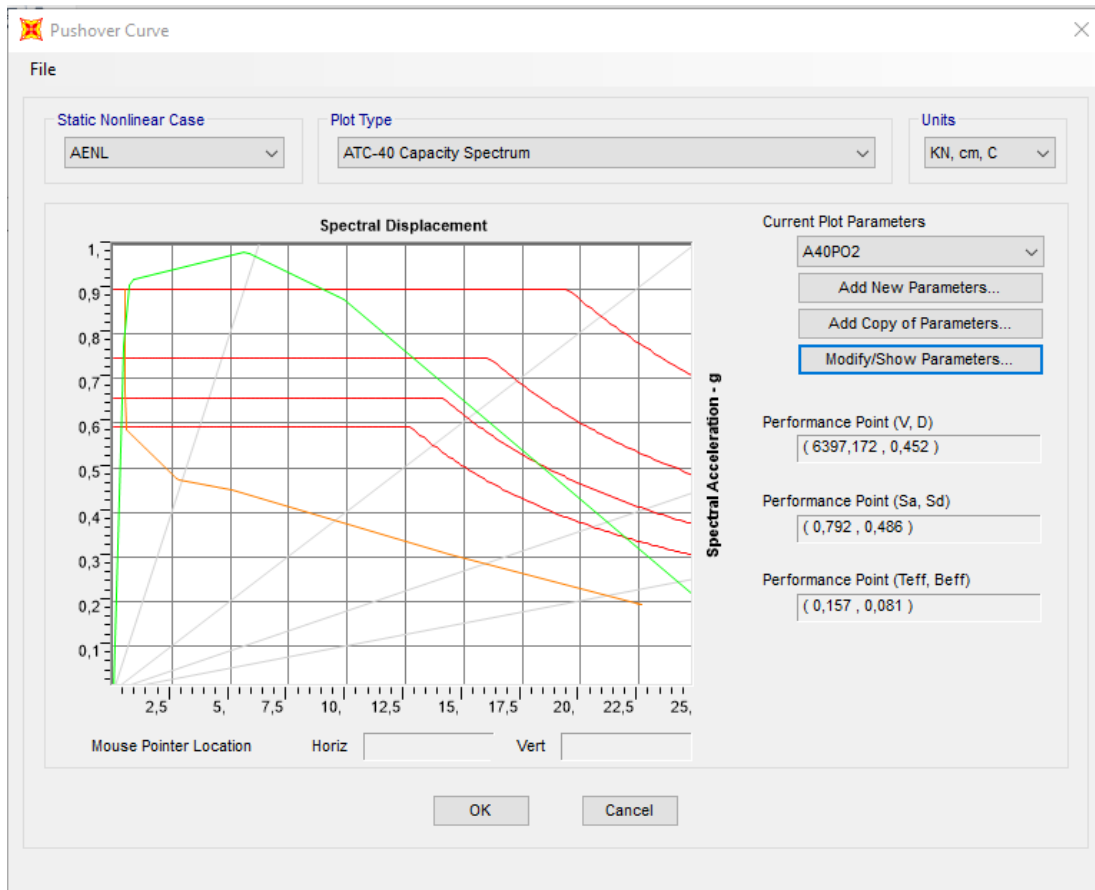


Figura 91. Evaluación del punto de desempeño del pórtico existente (elaboración propia).

17.3.Diseño de Estribos

La siguiente memoria de cálculo estructural tiene como objetivo evidenciar y explicar el chequeo de estabilidad y el diseño estructural del estribo del puente existente en referencia, según la última actualización de la norma colombiana para dicho fin CCP-14.

17.3.1. Propiedades Geométricas y Definición de Materiales

*Tabla 233. Propiedades geométricas del estribo existente
(ver Figura 73 para mayor entendimiento de la tabla) (elaboración propia).*

Distancia	Valor	Unidad
Longitud Zapata	47,13	m
Longitud Estribo	42,53	m
Luz Entre Apoyos	35,40	m
D1	5,00	m
D2	0,50	m
D3	0,50	m
D4	3,80	m
D5	0,30	m
D6	0,90	m
D7	5,60	m
D8	5,30	m
D9	0,25	m
D10	0,35	m
D11	0,35	m
D12	0,60	m
D13	0,25	m
D14	1,08	m
D15	0,83	m
D16	2,20	m
D17	1,75	m
D18	3,20	m
D19	0,25	m
D20	0,60	m
D21	0,90	m
D22	1,10	m
Altura Contrafuerte	6,20	m
Base Contrafuerte	3,80	m
Separación De Contrafuertes	3,00	m
Espesor Contrafuerte	0,30	m
Diámetro Pilotes	1,25	m
Profundidad Pilotes	4,40	m
#Pilotes Por Contrafuerte	2	UND

Tabla 234. Propiedades de los materiales usados en el estribo existente (elaboración propia).

Descripción Propiedad	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia del Concreto	f_c	2100	ton/m ²
Esfuerzo de Fluencia del Acero	f_y	42000	ton/m ²
Módulo de Elasticidad Concreto	E_c	2217181	ton/m ²
Módulo de Elasticidad Acero	E_s	20000000	ton/m ²
Es/Ec	n	9	N.A
Peso Unitario Suelo	γ_s	1,8	ton/m ²
Peso Unitario Concreto	γ_c	2,4	ton/m ²
Ángulo de Fricción del Terreno	ϕ	32,5	Grados
Ángulo de Fricción entre Suelo y Muro	δ	0	Grados
Ángulo del suelo con la Horizontal	ι	0	Grados
Ángulo de Inclinación del Muro con la Vertical	β	0	Grados
Coefficiente de Fricción Suelo - Concreto	μ_r	0,637	Grados
Coefficiente de Fricción Suelo - Suelo	μ_s	0,7	Grados
Capacidad Portante Suelo	Q_{adm}	30	ton/m ²
Aceleración Pico Efectivo	PGA	0,25	N.A
Factor de Sitio de PGA	F_{PGA}	1,45	N.A
Sobre Carga Sobre Terreno	Sobrecarga	1,0	ton/m ²

Tabla 235. Definición de secciones de estabilización por peso propio (elaboración propia).

Figura	Peso Específico (ton/m ³)	Base (m)	Altura (m)
Dimensiones Estribo			
F1	2,4	0,30	5,60
F2	2,4	5,00	0,50
F3	2,4	0,60	1,08
F4	2,4	0,30	0,35
F5	2,4	0,35	0,35
F6	2,4	0,25	0,25
F7	2,4	0,25	2,20
Contrafuerte	2,4	3,80	6,20
Pilotes	2,4	1,25	4,40
Dimensiones Terreno Contiguo al Estribo			
F8	1,8	0,60	0,60
F9	1,8	3,20	0,60
F10	1,8	3,20	2,20
F11	1,8	3,80	5,60
F12	1,8	0,90	1,10

17.3.2. Definición de Cargas

La definición de cargas de la superestructura no difiere a la propuesta en el apartado 15.3.2. Definición de Cargas del ANEXO 1, por lo cual se chequeará el estribo con las cargas propuestas en la Tabla 113, Tabla 114, Tabla 115, Tabla 116 y Tabla 117.

Tabla 236. Fuerzas de gravedad en el muro por 3 metros de muro (elaboración propia).

Fuerza - Figura	Peso (ton)	X (m)	M _{DA,X} (ton*m)
F1	12,10	1,05	12,70
F2	18,00	2,50	45,00
F3	4,68	1,20	5,61
F4	0,76	1,05	0,79
F5	0,44	1,30	0,57
F6	0,23	1,58	0,36
F7	3,96	1,625	6,44
Contrafuerte	8,48	3,7	31,66
Pilotes	25,92	2,5	64,80
F8	0,97	1,57	1,52
F9	10,37	2,83	29,29
F10	38,02	2,75	104,54
F11	114,91	3,10	356,23
F12	1,78	0,45	0,80
Σ	240,61	2,74	660,32

Tabla 237. Fuerzas horizontales por metro cuadrado de muro (elaboración propia).

Descripción	Valor	Valor a "d" de la Base	Unidad
Altura Empuje Pasivo (h _{EP})	1,60	0,875	m
Altura Empuje Sobre Carga (h _{LS} =h')	0,60	0,000	m
Altura Empuje Lateral de Tierra (h _{EH})	9,48	8,758	m
Atura Empuje de Acción Sísmica (h _{EQ})	9,48	8,758	m
Presión Empuje Pasivo (P _{EP}) $P_{EP} = k_p * \gamma_s * h_{EP}$	9,569	5,233	ton/m ²
Presión Empuje Sobre Carga (P _{LS}) $P_{LS} = k_a * \gamma_s * h_{LS}$	0,325	0,000	ton/m ²
Presión Empuje Lateral de Tierra (P _{EH}) $P_{EH} = k_a * \gamma_s * h_{EH}$	5,138	4,745	ton/m ²
Presión Empuje de Acción Sísmica (P _{EQ}) $P_{EQ} = \frac{1}{2} * (K_{AE} - k_a) * \gamma_s * h_{EQ}$	0,746	0,689	ton/m ²

Tabla 238. Fuerzas horizontales por metro cuadrado de muro (elaboración propia).

Descripción	Valor	Valor a “d” de la Base	Unidad
Empuje Pasivo (H_{EP})	22,96	6,87	ton
Empuje Sobre Carga (H_{LS})	9,25	0,00	ton
Empuje Lateral de Tierra (H_{EH})	73,08	62,33	ton
Empuje de Acción Sísmica (H_{EQ})	21,22	18,10	ton

Tabla 239. Carga adicional de sismo por acción del terreno y peso del muro (elaboración propia).

Fuerza - Figura	Peso (ton)	Y (m)	M*Y(ton*m)
F1	1,51	3,30	4,99
F2	2,25	0,25	0,56
F3	0,58	6,99	4,09
F4	0,09	6,28	0,59
F5	0,06	6,33	0,35
F6	0,03	6,62	0,19
F7	0,50	7,8	3,86
Contrafuerte	1,06	2,37	2,51
F8	0,12	6,30	0,77
F9	1,30	6,40	8,29
F10	4,75	7,80	37,07
F11	14,36	3,30	47,40
F12	0,22	1,05	0,23
$H_{EQI}=\Sigma$	26,84	4,13	110,90

Tabla 240. Resumen de cargas verticales y horizontales del muro (elaboración propia).

Fuerzas Utilizadas	Valor Resultante (ton)	Brazo Horizontal (m)	Brazo Vertical (m)	Momento Estabilizante (ton*m)	Momento Volcamiento (ton*m)	
Condición	1	2	3	4	5	6
W_{DC}	240,61	2,74	-	660,32	-	-
R_{DC+DW}	38,954	1,2	-	46,74	-	-
R_{LL+IM}	48,573	1,2	-	58,29	-	-
R_{EQ}	18,523	-	7,53	-	-	139,53
R_{FR}	3,809	-	9,33	-	-	35,55
H_{EP}	-22,96	-	0,87	-	-	-19,90
H_{LS}	9,25	-	4,45	-	-	41,15
H_{EH}	73,08	-	2,97	-	-	216,80
H_{EQ}	21,22	-	4,45	-	-	94,44
H_{EQI}	26,84	-	4,13	-	-	110,90
			S	765,35		618,48

17.3.3. Chequeo de Volcamiento

Tabla 241. Factor de mayoración o reducción de carga según combinación de carga para estados límites de servicio (elaboración propia).

Fuerzas Utilizadas	Factor de Mayoración o Reducción de Carga Según Combinación de Carga					
	Sin Super-Estructura		Con Super-Estructura			
			Sin Carga Viva		Con Carga Viva	
	Sin Sismo	Con Sismo	Sin Sismo	Con Sismo	Sin Sismo	Con Sismo
Condición	1	2	3	4	5	6
W_{DC}	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
R_{DC+DW}	0,0	0,0	0,0	1,0	0,9	1,0
R_{LL+IM}	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0
R_{EQ}	0,0	0,0	0,0	1,0	0,0	1,0
R_{FR}	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0
H_{EP}	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
H_{LS}	1,0	0,0	1,0	0,5	1,0	0,5
H_{EH}	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
H_{EQ}	0,0	1,0	0,0	1,0	0,0	1,0
H_{EQI}	0,0	1,0	0,0	1,0	0,0	1,0

Tabla 242. Cargas verticales y horizontales para estados límites de servicio (elaboración propia).

Fuerzas Utilizadas	Cargas Verticales y Horizontales					
	Sin Super-Estructura		Con Super-Estructura			
			Sin Carga Viva		Con Carga Viva	
	Sin Sismo	Con Sismo	Sin Sismo	Con Sismo	Sin Sismo	Con Sismo
Condición	1	2	3	4	5	6
W_{DC}	240,6	240,6	240,6	240,6	240,6	241,6
R_{DC+DW}	0,0	0,0	0,0	39,0	35,1	40,0
R_{LL+IM}	0,0	0,0	0,0	0,0	48,6	49,6
R_{EQ}	0,0	0,0	0,0	18,5	0,0	19,5
R_{FR}	0,0	0,0	0,0	0,0	3,8	4,8
H_{EP}	-23,0	-23,0	-23,0	-23,0	-23,0	-22,0
H_{LS}	9,2	0,0	9,2	4,6	9,2	9,7
H_{EH}	73,1	73,1	73,1	73,1	73,1	74,1
H_{EQ}	0,0	21,2	0,0	21,2	0,0	22,2
H_{EQI}	0,0	26,8	0,0	26,8	0,0	27,8

Tabla 243. Momentos estabilizantes y de volcamiento para estados límites de servicio (elaboración propia).

Fuerzas Utilizadas	Momentos Estabilizantes y de Volcamiento					
	Sin Super-Estructura		Con Super-Estructura			
	Sin Sismo	Con Sismo	Sin Carga Viva		Con Carga Viva	
			Sin Sismo	Con Sismo	Sin Sismo	Con Sismo
Condición	1	2	3	4	5	6
W_{DC}	660,3	660,3	660,3	660,3	660,3	660,3
R_{DC+DW}	0,0	0,0	0,0	46,7	42,1	46,7
R_{LL+IM}	0,0	0,0	0,0	0,0	58,3	58,3
R_{EQ}	0,0	0,0	0,0	139,5	0,0	139,5
R_{FR}	0,0	0,0	0,0	0,0	35,6	35,6
H_{EP}	-19,9	-19,9	-19,9	-19,9	-19,9	-19,9
H_{LS}	41,2	0,0	41,2	20,6	41,2	20,6
H_{EH}	216,8	216,8	216,8	216,8	216,8	216,8
H_{EQ}	0,0	94,4	0,0	94,4	0,0	94,4
H_{EQI}	0,0	110,9	0,0	110,9	0,0	110,9

Tabla 244. Chequeo de volcamiento para estados límites de servicio (elaboración propia).

X_0	1,76	1,07	1,76	0,52	1,50	0,51
e	0,74	1,43	0,74	1,98	1,00	1,99
e_{max}	1,25	2,00	1,25	2,00	1,25	2,00
CHEQUEO	CHEQUEA	CHEQUEA	CHEQUEA	CHEQUEA	CHEQUEA	CHEQUEA

Tabla 245. Factor de mayoración o reducción de carga según combinación de carga para condiciones de resistencia y eventos extremos (elaboración propia).

Fuerzas Utilizadas	Factor de Mayoración o Reducción de Carga Según Combinación de Carga					
	Sin Super-Estructura		Con Super-Estructura			
	Sin Sismo	Con Sismo	Sin Carga Viva		Con Carga Viva	
			Sin Sismo	Con Sismo	Sin Sismo	Con Sismo
Condición	1	2	3	4	5	6
W_{DC}	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25
R_{DC+DW}	0	0	1,25	1,25	1,25	1,25
R_{LL+IM}	0	0	0	0	1,75	2,75
R_{EQ}	0	0	0	1	0	1
R_{FR}	0	0	0	0	1,75	0,5
H_{EP}	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
H_{LS}	1,75	0,5	1,75	0,5	1,75	1,75
H_{EH}	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
H_{EQ}	0	1	0	1	0	1
H_{EQI}	0	1	0	1	0	1

17.3.4. Chequeo de Deslizamiento

Tabla 249. Estados límites de chequeo deslizamiento – servicio (elaboración propia).

	Sin Super-Estructura		Con Super-Estructura			
	Sin Sismo	Con Sismo	Sin Carga Viva		Con Carga Viva	
			Sin Sismo	Con Sismo	Sin Sismo	Con Sismo
R_R	134,1	164,8	134,1	189,6	176,7	221,9
H_s	82,3	121,1	82,3	144,3	86,1	158,2
FD	1,6	1,4	1,6	1,3	2,1	1,4
CHEQUEO	CHEQUEA	CHEQUEA	CHEQUEA	CHEQUEA	CHEQUEA	CHEQUEA

Tabla 250. Estados límites de chequeo deslizamiento-resistencia y evento extremo (elaboración propia).

	Sin Super-Estructura		Con Super-Estructura			
	Sin Sismo	Con Sismo	Sin Carga Viva		Con Carga Viva	
			Sin Sismo	Con Sismo	Sin Sismo	Con Sismo
R_R	170,5	208,8	195,3	239,8	238,6	324,9
H_s	125,8	162,3	125,8	180,8	132,5	194,3
FD	1,4	1,3	1,6	1,3	1,8	1,7
CHEQUEO	CHEQUEA	CHEQUEA	CHEQUEA	CHEQUEA	CHEQUEA	CHEQUEA

17.3.5. Chequeo a Flexión del Muro

Tabla 251. Chequeo refuerzo existente vertical y diseño de reforzamiento (elaboración propia).

f_y (ton/m²)	f'c (ton/m)	φ	d₁ (m)	d₂ (m)	L_z (m)	# de Barra
42000	2100	0,9	0,225	0,05	1	4

Área de Barra a usar (cm²)	Espaciamento (cm) (Parrilla 1)	Espaciamento (cm) (Parrilla 2)	Cantidad de Barras (Parrilla 1)	Cantidad de Barras (Parrilla 2)	Cuantía (ρ₁)	Cuantía (ρ₂)
1,27	30	30	4	4	0,002	0,011

Mn₁ (Resistente) (ton-m)	Mn₂ (Resistente) (ton-m)	Mn Total (Resistente) (ton-m)	Mu Total (actuante) (ton-m)	Chequeo Momento Nominal Sin Reforzamiento
4,5	0,9	5,5	15	No Cumple, Se Requiere Reforzar

Nuevo Espesor de Pantalla(m)	Nuevo d₁ (m)	Nuevo d₂ (m)	d₃ (m)	# de Barra a usar en refuerzo	Área de Barra a usar (cm²)	Espaciamento (cm) (Parrilla 3)
0,4	0,325	0,150	0,05	4	1,27	15

Cuantía (ρ₁)	Cuantía (ρ₂)	Cuantía (ρ₃)	Mn₁ (Resistente) (ton-m)	Mn₂ (Resistente) (ton-m)	Mn₃ (Resistente) (ton-m)	Mn-Total (Resistente) (ton-m)
0,002	0,011	0,019	6,6	8,1	1,4	16,2

Chequeo Momento Nominal Reforzado
Cumple

Chequeo As min (1.2*M_{cr})
Cumple

El refuerzo vertical existente del estribo está compuesto por dos parrillas de refuerzo #4 dispuesto cada 30 cm. Lo cual no es suficiente para soportar los esfuerzos actuantes por lo que se propone aumentar el espesor del muro de 30 cm a 40 cm adicionando una parrilla de barras #4 ubicadas cada 15 cm. Además de ubicar esta nueva parrilla a 5 cm de la cara exterior de la pantalla, durante el proceso de reforzamiento se debe escarificar hasta llegar a la parrilla externa (cara vía) donde debe ubicarse acero vertical #4 cada 10 cm empachado con el acero existente, quedando un total de tres parrillas dispuestas de la siguiente manera: parrilla 1- cara tierra #4@30 cm, parrilla 2 – intermedia #4@10cm y parrilla 3 – cara vía #4@15 cm.

Tabla 252. Chequeo refuerzo existente horizontal y diseño de reforzamiento (elaboración propia).

f_y (ton/m ²)	f'_c (ton/m)	ϕ	d_1 (m)	d_2 (m)	L_z (m)	# de Barra a Usar
42000	2100	0,9	0,225	0,05	1	5

Área de Barra a usar (cm ²)	Espaciamento (cm) (Parrilla 1)	Espaciamento (cm) (Parrilla 2)	Cantidad de Barras (Parrilla 1)	Cantidad de Barras (Parrilla 2)	Cuantía (ρ_1)	Cuantía (ρ_2)
1,98	30	30	4	4	0,004	0,017

Mn_1 (Resistente) (ton-m)	Mn_2 (Resistente) (ton-m)	Mn Total (Resistente-Ref. existente) (ton-m)	Mu Total (actuante) (ton-m)	Chequeo Momento Nominal Sin Reforzamiento
7,0	1,3	8,3	22	No Cumple, Se Requiere Reforzar

Nuevo Espesor de Pantalla(m)	Nuevo d_1 (m)	Nuevo d_2 (m)	d_3 (m)	# de Barra a usar en refuerzo	Área de Barra a usar (cm ²)	Espaciamento (cm) (Parrilla 3)
0,4	0,325	0,150	0,05	5	1,98	15

Cuantía (ρ_1)	Cuantía (ρ_2)	Cuantía (ρ_3)	Mn_1 (Resistente) (ton-m)	Mn_2 (Resistente) (ton-m)	Mn_3 (Resistente) (ton-m)	Mn -Total (Resistente) (ton-m)
0,003	0,017	0,030	10,2	11,6	1,8	23,7

Chequeo Momento Nominal Reforzado
Cumple

Chequeo As min ($1.2 * M_{cr}$)
Cumple

El refuerzo horizontal existente del estribo está compuesto por dos parrillas de refuerzo #5 dispuesto cada 30 cm. Lo cual no es suficiente para soportar los esfuerzos actuantes por lo que se propone aumentar el espesor del muro de 30 cm a 40 cm adicionando una parrilla de barras #5 ubicadas cada 15 cm. Además de ubicar esta nueva parrilla a 5 cm de la cara exterior de la pantalla, durante el proceso de reforzamiento se debe escarificar hasta llegar a la parrilla externa (cara vía) donde debe ubicarse acero vertical #5 cada 10 cm empachado con el acero existente, quedando un total de tres parrillas dispuestas de la siguiente manera: parrilla 1- cara tierra #5@30 cm, parrilla 2 – intermedia #5@10cm y parrilla 3 – cara vía #5@15 cm.

17.3.6. Chequeo a Cortante del Muro

Tabla 253. Chequeo a cortante del muro reforzado e=40 cm (elaboración propia).

Vu (ton)	ϕ	f'c(ton/m ²)	b (m)	d (m)	ϕVc (ton)	CHEQUEO
20,2	0,9	2100	1	0,325	22,34	Chequea

17.4. Diseño de Dados-Zapatatas

17.4.1. Chequeo a Flexión del Dado de Estribo

Tabla 254. Chequeo de refuerzo longitudinal del dado cimentación de estribo (elaboración propia).

fy (ton/m ²)	f'c (ton/m)	ϕ	d ₁ (m)	d ₂ (m)	L _z (m)	# de Barra a Usar
42000	2800	0,9	0,425	0,075	1	6

Área de Barra a usar (cm ²)	Espaciamento (cm) (Parrilla 1)	Espaciamento (cm) (Parrilla 2)	Cantidad de Barras (Parrilla 1)	Cantidad de Barras (Parrilla 2)	Cuantía (ρ_1)	Cuantía (ρ_2)
2,84	20	20	6	6	0,004	0,023

Mn ₁ (Resistente) (ton-m)	Mn ₂ (Resistente) (ton-m)	Mn Total (Resistente-Ref. existente) (ton-m)	Mu Total (actuante) (ton-m)	Chequeo Momento Nominal Sin Reforzamiento
26,4	3,9	30,3	23	Cumple, no se requiere reforzar

Tabla 255. Chequeo de refuerzo transversal del dado cimentación de estribo (elaboración propia).

f_y (ton/m ²)	f'_c (ton/m)	ϕ	d_1 (m)	d_2 (m)	L_z (m)	# de Barra a Usar
42000	2800	0,9	0,425	0,075	1	5
Área de Barra a usar (cm ²)	Espaciamiento (cm) (Parrilla 1)	Espaciamiento (cm) (Parrilla 2)	Cantidad de Barras (Parrilla 1)	Cantidad de Barras (Parrilla 2)	Cuantía (ρ_1)	Cuantía (ρ_2)
1,98	40	40	4	4	0,002	0,009
Mn_1 (Resistente) (ton-m)	Mn_2 (Resistente) (ton-m)	Mn Total (Resistente-Ref. existente) (ton-m)	Mu Total (actuante) (ton-m)	Chequeo Momento Nominal Sin Reforzamiento		
11,0	1,8	12,8	10,56	Cumple, no se requiere reforzar		

17.4.2. Chequeo a Cortante del Dado de Estribo

Tabla 256. Chequeo a cortante del dado cimentación de estribo (elaboración propia).

V_u (ton)	ϕ	f'_c (ton/m ²)	b (m)	d (m)	ϕV_c (ton)	CHEQUEO
37,9	0,9	2800	1	0,575	45,64	Chequea

17.4.3. Chequeo a Flexión del Dado de Pórtico Central

Tabla 257. Chequeo de refuerzo longitudinal del dado cimentación de pórtico central (elaboración propia).

f_y (ton/m ²)	f'_c (ton/m)	ϕ	d_1 (m)	d_2 (m)	L_z (m)	# de Barra a Usar
42000	2800	0,9	0,925	0,075	1	7
Área de Barra a usar (cm ²)	Espaciamiento (cm) (Parrilla 1)	Espaciamiento (cm) (Parrilla 2)	Cantidad de Barras (Parrilla 1)	Cantidad de Barras (Parrilla 2)	Cuantía (ρ_1)	Cuantía (ρ_2)
3,74	14	45	8	3	0,003	0,041
Mn_1 (Resistente) (ton-m)	Mn_2 (Resistente) (ton-m)	Mn Total (Resistente-Ref. existente) (ton-m)	Mu Total (actuante) (ton-m)	Chequeo Momento Nominal Sin Reforzamiento		
103,4	5,5	108,9	99	Cumple, no se requiere reforzar		

Tabla 258. Chequeo de refuerzo transversal del dado cimentación de pórtico central (elaboración propia).

f_y (ton/m ²)	f'_c (ton/m)	ϕ	d_1 (m)	d_2 (m)	L_z (m)	# de Barra a Usar
42000	2800	0,9	0,925	0,075	1	7

Área de Barra a usar (cm ²)	Espaciamiento (cm) (Parrilla 1)	Espaciamiento (cm) (Parrilla 2)	Cantidad de Barras (Parrilla 1)	Cantidad de Barras (Parrilla 2)	Cuantía (ρ_1)	Cuantía (ρ_2)
3,74	19	30	6	4	0,003	0,031

Mn_1 (Resistente) (ton-m)	Mn_2 (Resistente) (ton-m)	Mn Total (Resistente-Ref. existente) (ton-m)	Mu Total (actuante) (ton-m)	Chequeo Momento Nominal Sin Reforzamiento
80,1	4,8	84,9	75	Cumple, no se requiere reforzar

17.4.4. Chequeo a Cortante del Dado de Pórtico Central

Tabla 259. Chequeo a cortante del dado cimentación de pórtico central (elaboración propia).

V_u (ton)	ϕ	f'_c (ton/m ²)	b (m)	d (m)	ϕV_c (ton)	CHEQUEO
67,9	0,9	2800	1	0,925	73,42	Chequea

17.5. Diseño de Pilotes

17.5.1. Verificación de la Capacidad Portante de la Cimentación Profunda

Las reacciones en los pilotes para los diferentes estados límites de servicio son las dispuestas en las Tabla 260, Tabla 261 y Tabla 262 según diámetro, longitud y ubicación de pilotes.

Tabla 260. Reacciones para los diferentes estados límites de servicio de pilotes de diámetro igual a 100 centímetros y profundidad de desplante igual a 7 metros, ubicados en el dado soporte de las columnas del pórtico central. (Información suministrada por el software de diseño).

TABLE: Joint Reactions- PILOTES D=100cm					
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3
Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf
540	ENV. SERVICIO	Combination	0,8841	0,2033	20,9309
540	ENV. SERVICIO	Combination	-0,0053	-0,4184	10,6351
541	ENV. SERVICIO	Combination	0,9039	0,1497	21,4111
541	ENV. SERVICIO	Combination	0,0162	-0,4047	12,9615
542	ENV. SERVICIO	Combination	0,8809	0,1355	25,4733
542	ENV. SERVICIO	Combination	-0,0812	-0,4811	14,0192

543	ENV. SERVICIO	Combination	0,949	0,0835	26,3493
543	ENV. SERVICIO	Combination	-0,019	-0,487	16,1119
544	ENV. SERVICIO	Combination	0,8777	0,0688	20,2606
544	ENV. SERVICIO	Combination	-0,1156	-0,5432	12,777
545	ENV. SERVICIO	Combination	0,9036	0,017	22,2966
545	ENV. SERVICIO	Combination	-0,0955	-0,5691	13,5384
546	ENV. SERVICIO	Combination	0,5473	0,2837	19,3972
546	ENV. SERVICIO	Combination	-0,4791	-0,2972	10,4405
547	ENV. SERVICIO	Combination	0,5635	0,2727	19,0893
547	ENV. SERVICIO	Combination	-0,4603	-0,3021	10,793
548	ENV. SERVICIO	Combination	0,5521	0,2102	23,6919
548	ENV. SERVICIO	Combination	-0,5381	-0,3358	13,4743
549	ENV. SERVICIO	Combination	0,6104	0,2029	23,82
549	ENV. SERVICIO	Combination	-0,4822	-0,3458	13,4403
550	ENV. SERVICIO	Combination	0,572	0,1559	20,0226
550	ENV. SERVICIO	Combination	-0,5405	-0,4093	11,8849
551	ENV. SERVICIO	Combination	0,5946	0,1532	20,5325
551	ENV. SERVICIO	Combination	-0,5224	-0,4256	11,47
552	ENV. SERVICIO	Combination	0,2731	0,5855	21,4739
552	ENV. SERVICIO	Combination	-0,9295	-0,0594	13,5058
553	ENV. SERVICIO	Combination	0,2952	0,6055	21,8446
553	ENV. SERVICIO	Combination	-0,9066	-0,0727	11,3165
554	ENV. SERVICIO	Combination	0,284	0,5079	26,8726
554	ENV. SERVICIO	Combination	-0,9832	-0,1206	15,5666
555	ENV. SERVICIO	Combination	0,3476	0,5342	26,8141
555	ENV. SERVICIO	Combination	-0,9134	-0,1269	13,9935
556	ENV. SERVICIO	Combination	0,3497	0,4614	21,5443
556	ENV. SERVICIO	Combination	-0,9223	-0,1979	11,9786
557	ENV. SERVICIO	Combination	0,3293	0,4277	22,8009
557	ENV. SERVICIO	Combination	-0,9464	-0,1983	12,2535
558	ENV. SERVICIO	Combination	1,0459	0,2003	20,4369
558	ENV. SERVICIO	Combination	-0,2144	-0,4716	11,0058
559	ENV. SERVICIO	Combination	1,0683	0,1924	22,5218
559	ENV. SERVICIO	Combination	-0,1966	-0,4418	11,7059
560	ENV. SERVICIO	Combination	1,0295	0,1367	25,9461
560	ENV. SERVICIO	Combination	-0,2176	-0,5367	13,4253
561	ENV. SERVICIO	Combination	1,0101	0,0808	21,5139
561	ENV. SERVICIO	Combination	-0,1762	-0,6092	11,4378
562	ENV. SERVICIO	Combination	1,0975	0,1196	26,9615
562	ENV. SERVICIO	Combination	-0,1555	-0,5166	15,4783
563	ENV. SERVICIO	Combination	1,0334	0,0539	21,9708

563	ENV. SERVICIO	Combination	-0,1535	-0,5988	13,6705
564	ENV. SERVICIO	Combination	0,6604	0,3574	19,507
564	ENV. SERVICIO	Combination	-0,4321	-0,2206	10,5597
565	ENV. SERVICIO	Combination	0,6776	0,3437	19,7409
565	ENV. SERVICIO	Combination	-0,412	-0,2237	11,4597
566	ENV. SERVICIO	Combination	0,6187	0,284	23,3401
566	ENV. SERVICIO	Combination	-0,4462	-0,262	13,2069
567	ENV. SERVICIO	Combination	0,6768	0,2737	24,0781
567	ENV. SERVICIO	Combination	-0,39	-0,2737	13,7989
568	ENV. SERVICIO	Combination	0,5903	0,2359	19,2918
568	ENV. SERVICIO	Combination	-0,4057	-0,3349	11,3047
569	ENV. SERVICIO	Combination	0,6117	0,2279	20,3828
569	ENV. SERVICIO	Combination	-0,3887	-0,3545	11,3778
570	ENV. SERVICIO	Combination	0,1835	0,5507	21,7207
570	ENV. SERVICIO	Combination	-0,7928	-0,0425	13,0863
571	ENV. SERVICIO	Combination	0,2029	0,5313	20,2945
571	ENV. SERVICIO	Combination	-0,7676	-0,0843	12,8076
572	ENV. SERVICIO	Combination	0,116	0,4735	26,3295
572	ENV. SERVICIO	Combination	-0,8357	-0,104	16,1125
573	ENV. SERVICIO	Combination	0,1798	0,4711	26,1441
573	ENV. SERVICIO	Combination	-0,766	-0,1485	14,7003
574	ENV. SERVICIO	Combination	0,0872	0,3858	21,9068
574	ENV. SERVICIO	Combination	-0,7907	-0,1761	13,4918
575	ENV. SERVICIO	Combination	0,1106	0,4003	22,0004
575	ENV. SERVICIO	Combination	-0,769	-0,2245	11,6997
		MAX	1,0975	0,6092	26,9615

Tabla 261. Reacciones para los diferentes estados límites de servicio de pilotes de diámetro igual a 115 centímetros y profundidad de desplante igual a 7 metros, ubicados en el dado soporte de los muros laterales de contención. (Información suministrada por el software de diseño).

TABLE: Joint Reactions D=115cm					
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3
Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf
1716	ENV. SERVICIO	Combination	1,1317	1,9141	17,9462
1716	ENV. SERVICIO	Combination	0,6471	1,6675	13,5715
2786	ENV. SERVICIO	Combination	1,5754	-0,8389	15,1086
2786	ENV. SERVICIO	Combination	0,6591	-1,594	9,4938
2804	ENV. SERVICIO	Combination	2,4626	1,3327	12,9875
2804	ENV. SERVICIO	Combination	1,7598	1,0209	9,1825
4135	ENV. SERVICIO	Combination	1,1099	6,421	15,5958

4135	ENV. SERVICIO	Combination	0,3171	5,7882	8,7473
4136	ENV. SERVICIO	Combination	1,0502	6,7996	-5,9566
4136	ENV. SERVICIO	Combination	0,5364	6,592	-8,5236
4137	ENV. SERVICIO	Combination	1,4188	6,8532	18,5872
4137	ENV. SERVICIO	Combination	0,7346	6,5217	15,6938
4138	ENV. SERVICIO	Combination	0,5857	7,3251	-6,7533
4138	ENV. SERVICIO	Combination	0,0532	7,1715	-7,6743
4139	ENV. SERVICIO	Combination	1,3374	7,5463	22,1209
4139	ENV. SERVICIO	Combination	0,6479	7,2519	20,7429
4140	ENV. SERVICIO	Combination	0,6423	7,6706	-6,6459
4140	ENV. SERVICIO	Combination	0,0961	7,399	-6,9141
4141	ENV. SERVICIO	Combination	1,5321	8,399	28,2386
4141	ENV. SERVICIO	Combination	0,7448	7,7401	24,2382
4142	ENV. SERVICIO	Combination	0,4406	7,9949	-3,4475
4142	ENV. SERVICIO	Combination	-0,1223	7,5241	-5,4495
4143	ENV. SERVICIO	Combination	1,095	8,1498	35,8716
4143	ENV. SERVICIO	Combination	0,4773	7,4798	27,434
4144	ENV. SERVICIO	Combination	0,6204	8,2551	2,2304
4144	ENV. SERVICIO	Combination	-0,0139	7,6065	-3,1917
4160	ENV. SERVICIO	Combination	0,0157	-2,3388	24,7561
4160	ENV. SERVICIO	Combination	-0,9658	-2,7878	18,0374
4161	ENV. SERVICIO	Combination	0,3487	-3,8843	21,5963
4161	ENV. SERVICIO	Combination	-0,7217	-4,3388	19,3377
4162	ENV. SERVICIO	Combination	0,1943	-5,6929	21,0895
4162	ENV. SERVICIO	Combination	-0,7914	-6,1667	18,5686
4163	ENV. SERVICIO	Combination	-0,3859	-6,513	23,7597
4163	ENV. SERVICIO	Combination	-1,5436	-7,0486	16,6283
4164	ENV. SERVICIO	Combination	-1,1667	-6,664	-3,1341
4164	ENV. SERVICIO	Combination	-1,7502	-6,9915	-6,0774
4165	ENV. SERVICIO	Combination	-1,6833	-5,4087	-4,276
4165	ENV. SERVICIO	Combination	-2,2708	-5,6974	-4,8391
4166	ENV. SERVICIO	Combination	-1,451	-4,2627	2,7137
4166	ENV. SERVICIO	Combination	-2,089	-4,4909	-0,1185
4168	ENV. SERVICIO	Combination	1,0544	7,6197	23,2524
4168	ENV. SERVICIO	Combination	0,2936	7,1428	17,4327
4169	ENV. SERVICIO	Combination	1,8882	7,8448	-3,6255
4169	ENV. SERVICIO	Combination	1,4134	7,6204	-5,8366
4170	ENV. SERVICIO	Combination	1,041	6,9962	21,277
4170	ENV. SERVICIO	Combination	0,2824	6,627	18,322

4171	ENV. SERVICIO	Combination	1,9625	6,9137	-5,7415
4171	ENV. SERVICIO	Combination	1,4673	6,7012	-6,6385
4172	ENV. SERVICIO	Combination	0,3147	5,7832	20,3088
4172	ENV. SERVICIO	Combination	-0,4324	5,5978	19,4628
4173	ENV. SERVICIO	Combination	2,5214	5,3505	-2,6734
4173	ENV. SERVICIO	Combination	2,0256	5,1352	-3,9841
4174	ENV. SERVICIO	Combination	1,0665	4,0435	22,0584
4174	ENV. SERVICIO	Combination	0,4034	3,7359	18,7063
4175	ENV. SERVICIO	Combination	1,6991	3,2225	8,7052
4175	ENV. SERVICIO	Combination	1,2387	3,078	3,1254
4190	ENV. SERVICIO	Combination	-0,6787	-8,4344	37,3916
4190	ENV. SERVICIO	Combination	-1,3707	-9,4056	29,3204
4191	ENV. SERVICIO	Combination	0,2662	-7,9381	3,1142
4191	ENV. SERVICIO	Combination	-0,4392	-8,6892	-2,7105
4192	ENV. SERVICIO	Combination	-0,555	-8,1115	28,5057
4192	ENV. SERVICIO	Combination	-1,3054	-8,711	25,0825
4193	ENV. SERVICIO	Combination	0,1497	-7,806	-4,5056
4193	ENV. SERVICIO	Combination	-0,51	-8,2254	-6,0058
4194	ENV. SERVICIO	Combination	-0,9498	-7,6168	23,0682
4194	ENV. SERVICIO	Combination	-1,6944	-7,947	21,6401
4195	ENV. SERVICIO	Combination	0,2295	-7,5746	-6,8471
4195	ENV. SERVICIO	Combination	-0,4035	-7,8518	-7,0065
4196	ENV. SERVICIO	Combination	-0,6963	-6,6634	18,4655
4196	ENV. SERVICIO	Combination	-1,3818	-6,964	15,6429
4197	ENV. SERVICIO	Combination	-0,0691	-7,2017	-7,2893
4197	ENV. SERVICIO	Combination	-0,6783	-7,3665	-8,2229
4198	ENV. SERVICIO	Combination	-0,3181	-5,9094	15,0927
4198	ENV. SERVICIO	Combination	-1,1371	-6,4806	8,6745
4199	ENV. SERVICIO	Combination	-0,5094	-6,7492	-6,4336
4199	ENV. SERVICIO	Combination	-1,0965	-6,9095	-8,8411
		MAX	2,5214	9,4056	37,3916

Tabla 262. Reacciones para los diferentes estados límites de servicio de pilotes de diámetro igual a 125 centímetros y profundidad de desplante igual a 7 metros ubicados en el dado de soporte de ambos estribos del puente. (Información suministrada por el software de diseño).

TABLE: Joint Reactions - PILOTES D=125cm					
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3
Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf
1749	ENV. SERVICIO	Combination	1,7318	1,4256	22,7244
1749	ENV. SERVICIO	Combination	1,2892	0,599	13,6957

1765	ENV. SERVICIO	Combination	-0,0209	-0,6715	38,0323
1765	ENV. SERVICIO	Combination	-0,1251	-0,7499	27,9796
1766	ENV. SERVICIO	Combination	0,1979	-0,7383	28,3151
1766	ENV. SERVICIO	Combination	0,0395	-0,8	21,6588
1767	ENV. SERVICIO	Combination	0,605	-4,8425	8,14
1767	ENV. SERVICIO	Combination	-0,1064	-5,2354	3,0203
1789	ENV. SERVICIO	Combination	2,0373	9,1048	8,3455
1789	ENV. SERVICIO	Combination	1,641	7,9313	2,8706
1805	ENV. SERVICIO	Combination	-0,3022	0,5508	24,0605
1805	ENV. SERVICIO	Combination	-0,4753	0,3577	10,7958
1806	ENV. SERVICIO	Combination	-0,0715	-1,7168	28,68
1806	ENV. SERVICIO	Combination	-1,1962	-2,9841	15,9951
2696	ENV. SERVICIO	Combination	-1,3847	0,8061	23,3543
2696	ENV. SERVICIO	Combination	-4,8119	-2,413	13,4786
2704	ENV. SERVICIO	Combination	-2,0654	-0,7091	28,4655
2704	ENV. SERVICIO	Combination	-6,2475	-4,8673	17,5164
2709	ENV. SERVICIO	Combination	-3,1551	-1,8882	27,8968
2709	ENV. SERVICIO	Combination	-7,0198	-5,5844	17,6654
2718	ENV. SERVICIO	Combination	2,0993	7,3269	21,0421
2718	ENV. SERVICIO	Combination	1,5878	6,1918	11,9416
2727	ENV. SERVICIO	Combination	-3,5033	-2,5344	25,4484
2727	ENV. SERVICIO	Combination	-6,3761	-5,4194	15,705
2768	ENV. SERVICIO	Combination	-1,9971	-1,9658	14,1556
2768	ENV. SERVICIO	Combination	-3,1913	-2,8271	8,6201
2781	ENV. SERVICIO	Combination	0,0859	1,6291	25,8606
2781	ENV. SERVICIO	Combination	-0,1382	1,462	17,9833
2791	ENV. SERVICIO	Combination	4,1232	2,4761	25,2452
2791	ENV. SERVICIO	Combination	2,0681	0,6492	16,8675
2792	ENV. SERVICIO	Combination	0,3526	-0,1508	14,156
2792	ENV. SERVICIO	Combination	0,2457	-0,2007	9,279
2808	ENV. SERVICIO	Combination	3,8025	2,2434	29,7132
2808	ENV. SERVICIO	Combination	0,932	-0,6866	19,771
2812	ENV. SERVICIO	Combination	0,02	-0,3644	12,2084
2812	ENV. SERVICIO	Combination	-0,1654	-0,424	10,3728
2817	ENV. SERVICIO	Combination	-0,00004637	0	13,3905
2817	ENV. SERVICIO	Combination	-0,00004637	0	13,3905
2827	ENV. SERVICIO	Combination	-0,1534	-0,7962	14,5595
2827	ENV. SERVICIO	Combination	-0,3655	-0,8962	11,1953
2835	ENV. SERVICIO	Combination	2,8453	-1,205	20,3441

2835	ENV. SERVICIO	Combination	0,3699	-3,1346	12,2349
2845	ENV. SERVICIO	Combination	1,0306	-5,1492	19,6334
2845	ENV. SERVICIO	Combination	-0,2126	-6,0834	12,0216
2846	ENV. SERVICIO	Combination	2,9879	1,8863	15,3691
2846	ENV. SERVICIO	Combination	2,0137	1,1527	10,2534
2853	ENV. SERVICIO	Combination	0,3137	2,9375	19,863
2853	ENV. SERVICIO	Combination	-1,7081	0,8492	11,3902
2866	ENV. SERVICIO	Combination	0,0982	1,414	12,5337
2866	ENV. SERVICIO	Combination	-0,1774	1,2816	9,9508
2886	ENV. SERVICIO	Combination	0,253	1,0741	12,2706
2886	ENV. SERVICIO	Combination	-0,2858	0,7508	10,4065
2894	ENV. SERVICIO	Combination	-1,6268	0,1044	26,6481
2894	ENV. SERVICIO	Combination	-5,5695	-3,7369	16,2077
2896	ENV. SERVICIO	Combination	-0,0928	0,2072	11,2698
2896	ENV. SERVICIO	Combination	-0,4693	0,0529	9,0316
2902	ENV. SERVICIO	Combination	0,2657	0,8404	11,8078
2902	ENV. SERVICIO	Combination	-0,2456	0,5209	10,0311
2915	ENV. SERVICIO	Combination	0,2465	0,0055	11,0826
2915	ENV. SERVICIO	Combination	0,152	-0,0209	8,7308
2921	ENV. SERVICIO	Combination	3,4625	0,0844	24,7095
2921	ENV. SERVICIO	Combination	0,3604	-2,601	15,7636
2934	ENV. SERVICIO	Combination	-0,0732	-0,7953	12,0409
2934	ENV. SERVICIO	Combination	-0,3006	-0,8899	10,0565
4146	ENV. SERVICIO	Combination	-0,3425	1,8159	43,9632
4146	ENV. SERVICIO	Combination	-0,6881	1,6204	30,6275
4150	ENV. SERVICIO	Combination	-0,5904	5,8801	80,5165
4150	ENV. SERVICIO	Combination	-1,1954	4,9519	36,849
4156	ENV. SERVICIO	Combination	-0,4231	3,8408	89,7929
4156	ENV. SERVICIO	Combination	-0,6731	2,6785	47,0703
4158	ENV. SERVICIO	Combination	0,0024	3,1288	65,2232
4158	ENV. SERVICIO	Combination	-0,2114	2,0861	34,8456
4176	ENV. SERVICIO	Combination	0,2862	-0,9721	59,2363
4176	ENV. SERVICIO	Combination	0,202	-1,7335	31,9968
4186	ENV. SERVICIO	Combination	0,7845	-2,5651	66,166
4186	ENV. SERVICIO	Combination	0,3428	-2,963	29,2512
4188	ENV. SERVICIO	Combination	0,8785	-1,9929	53,4389
4188	ENV. SERVICIO	Combination	0,5098	-2,3595	28,2102
4412	ENV. SERVICIO	Combination	-0,6297	-6,9847	19,5038
4412	ENV. SERVICIO	Combination	-1,0469	-7,9227	11,2924

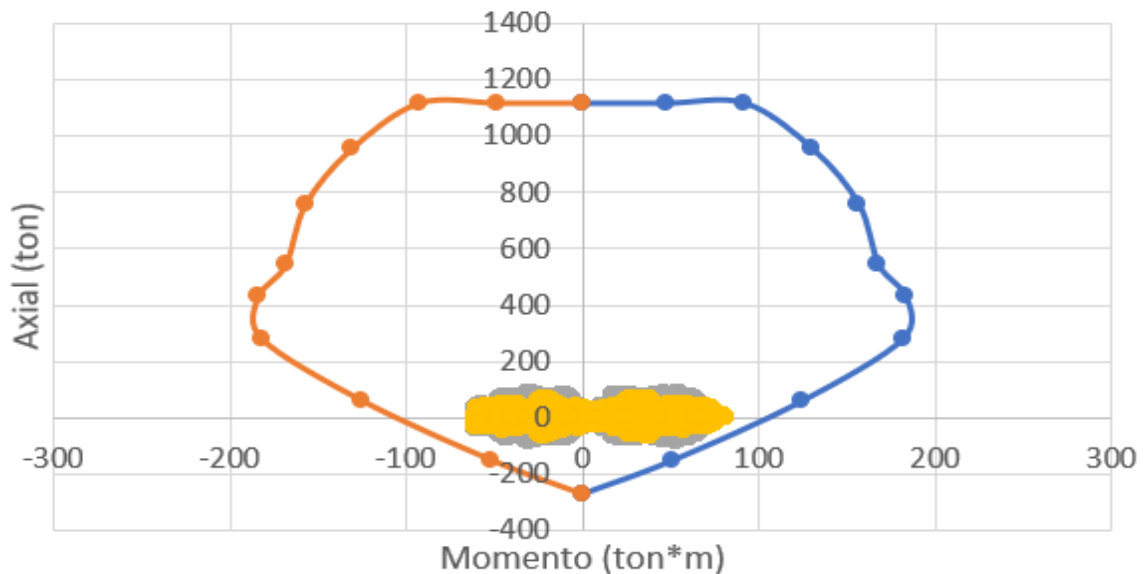
4420	ENV. SERVICIO	Combination	2,8996	-3,1515	21,3826
4420	ENV. SERVICIO	Combination	1,2349	-3,8079	9,701
4427	ENV. SERVICIO	Combination	1,1073	-0,7877	7,6097
4427	ENV. SERVICIO	Combination	0,9155	-1,4294	7,3715
4431	ENV. SERVICIO	Combination	1,5959	-0,3686	7,8117
4431	ENV. SERVICIO	Combination	1,4432	-0,5447	7,7792
4435	ENV. SERVICIO	Combination	1,5953	-0,3585	7,8616
4435	ENV. SERVICIO	Combination	1,4445	-0,4809	7,8376
4439	ENV. SERVICIO	Combination	1,5679	-0,3371	8,1633
4439	ENV. SERVICIO	Combination	1,3995	-0,4718	8,135
4447	ENV. SERVICIO	Combination	1,6636	-0,3147	8,1375
4447	ENV. SERVICIO	Combination	1,4601	-0,4802	8,1153
4451	ENV. SERVICIO	Combination	1,9933	-0,2377	7,883
4451	ENV. SERVICIO	Combination	1,7267	-0,4235	7,8575
4459	ENV. SERVICIO	Combination	2,4857	0,0624	7,5814
4459	ENV. SERVICIO	Combination	2,0593	-0,0314	7,3701
4463	ENV. SERVICIO	Combination	4,0303	-2,4499	14,3785
4463	ENV. SERVICIO	Combination	2,9865	-2,887	12,3226
4471	ENV. SERVICIO	Combination	-0,5521	1,4681	11,0146
4471	ENV. SERVICIO	Combination	-0,8131	0,3089	6,8186
4475	ENV. SERVICIO	Combination	-0,757	0,6658	7,2424
4475	ENV. SERVICIO	Combination	-0,8509	0,1572	6,9811
4481	ENV. SERVICIO	Combination	-1,1084	0,2519	6,8253
4481	ENV. SERVICIO	Combination	-1,2085	0,1072	6,8028
4483	ENV. SERVICIO	Combination	-1,0647	0,1093	7,1327
4483	ENV. SERVICIO	Combination	-1,1841	0,0187	7,1009
4489	ENV. SERVICIO	Combination	-1,1208	0,2427	6,8443
4489	ENV. SERVICIO	Combination	-1,2508	0,1275	6,8056
4497	ENV. SERVICIO	Combination	-1,1348	0,2206	7,1356
4497	ENV. SERVICIO	Combination	-1,2973	0,0801	7,1118
4501	ENV. SERVICIO	Combination	-1,3654	0,2089	6,8725
4501	ENV. SERVICIO	Combination	-1,5884	0,0509	6,8358
4505	ENV. SERVICIO	Combination	-1,5713	-0,1064	6,4749
4505	ENV. SERVICIO	Combination	-1,9303	-0,1851	6,1716
4509	ENV. SERVICIO	Combination	-2,2851	1,2417	8,4492
4509	ENV. SERVICIO	Combination	-3,1596	1,0074	7,989
4513	ENV. SERVICIO	Combination	-1,4129	9,927	49,5904
4513	ENV. SERVICIO	Combination	-3,0705	7,9285	35,2054
		MAX	7,0198	9,927	89,7929

La capacidad admisible de los pilotes se presenta en la Tabla 146. Al comparar la capacidad portante de cada tipo de pilote según la profundidad de desplante con las reacciones últimas de servicio críticas se concluye que la cimentación existe cumple por capacidad última.

17.5.2. Diseño a Momento y Cortante de Pilotes

Después de haber asignado los coeficientes de Balasto que simulan la condición del suelo en el Software SAP-2000, se procede a verificar si el acero existente de cada tipo de pilotes es suficiente para soportar los esfuerzos a cortante y flexión que se presentan en los pilotes.

Con las secciones definidas en la Figura 51, se realiza el respectivo diseño Flexo-Compresión Biaxial elaborando el respectivo diagrama de interacción de cada sección de pilotes y chequeando que los momentos y axiales que llegan al pilote estén dentro del rango admisible.



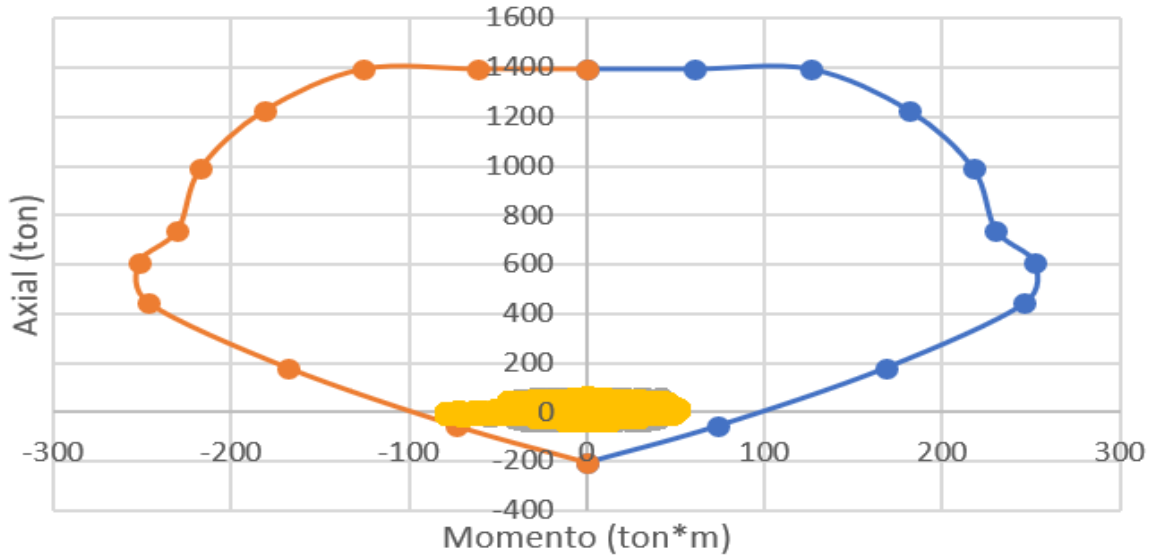


Figura 93. Diseño por flexo-compresión biaxial $L=0m - 7m$ para pilotes existentes de diámetro igual a 1.15 m (Pilotes de muro de contención lateral) (elaboración propia).

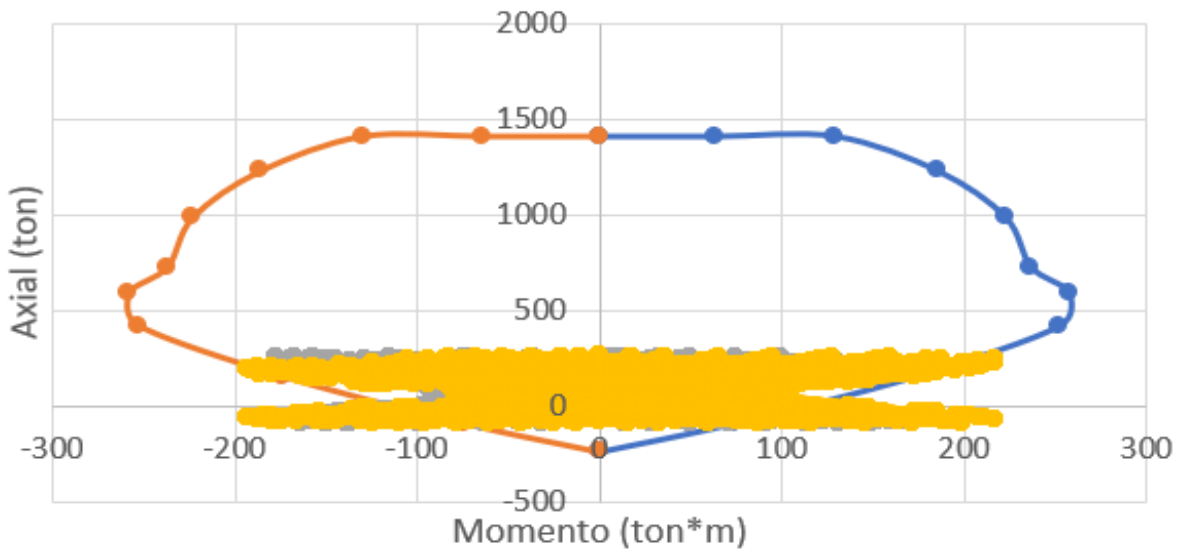


Figura 94. Diseño por flexo-compresión biaxial $L=0m - 7m$ para pilotes existente de diámetro igual a 1.25 m, sin reforzamiento (Pilotes de estribo de puente) (elaboración propia).

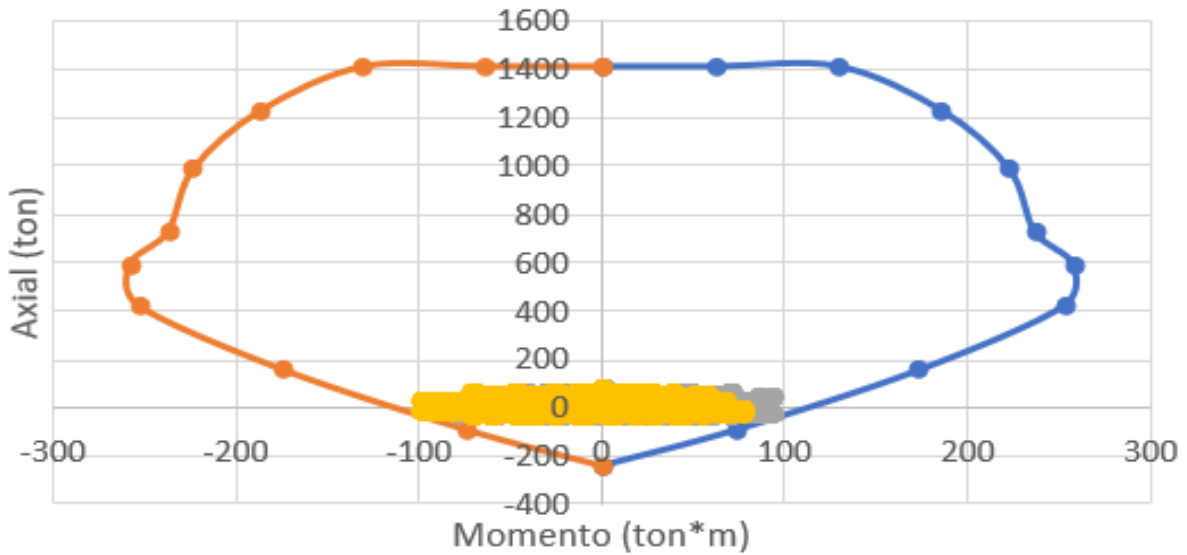


Figura 95. Diseño por flexo-compresión biaxial $L=0m - 7m$ para pilotes existente de diámetro igual a 1.25 m, con reforzamiento (Pilotes de estribo de puente) (elaboración propia).

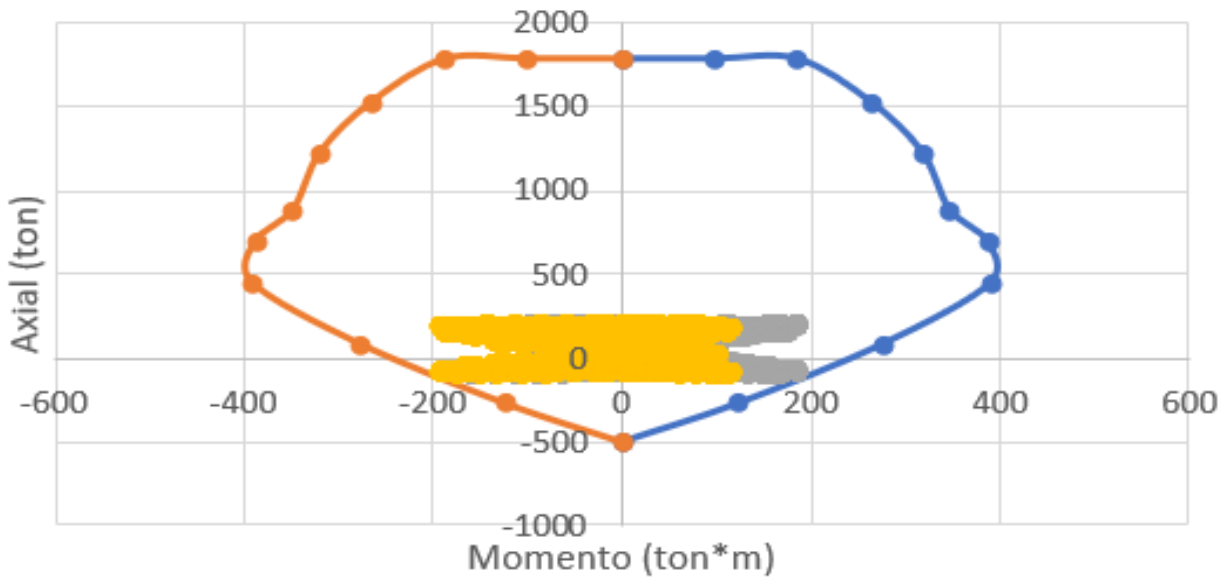


Figura 96. Diseño por flexo-compresión biaxial $L=0m - 7m$ para pilotes nuevos de diámetro igual a 1.25m (Pilotes de estribo de puente) (elaboración propia).

Dentro de los diagramas de interacción realizados para el chequeo a flexo-compresión de los pilotes, los cuales se ilustran en la Figura 92, Figura 93 y Figura 94 se puede afirmar que los pilotes del pórtico central de diámetro de 1,0 metro no requieren ser reforzados al igual que los pilotes del estribo de diámetro de 1,15 metros; caso contrario sucede con los pilotes de 1,25 metros, los cuales fallan por flexo-compresión por lo cual se sugiere aumentar el dado de cimentación dos metros en sentido transversal y agregar una hilera de pilotes de diámetro de 1,25 metros con el refuerzo dispuesto en la Figura 52, lo cual redistribuye las cargas de los pilotes y permite que tanto los pilotes existentes como los nuevos chequeen a flexo-compresión tal como se evidencia en la Figura 95 y Figura 96.

- **Chequeo a cortante**
- **Chequeo a cortante para pilote D=100 cm**

Tabla 263. Cálculo de la cortante que resiste el concreto del pilote de diámetro igual a 100cm. (Elaboración propia).

D (cm)	Recubrimiento (cm)	b _v (cm)	f _y (ton/m ²)	f' _c (ton/m)
100	10	100	42000	2800
D _r (cm)	d _v (cm)	0.9 d _e (cm)	0.72*d _e (cm)	V _c (ton)
80,00	65	68	54,33	60,2

Cortante crítica actuante en pilote de d=100 cm Vu=34 ton

*Cortante que resiste el concreto del pilote de d=100 cm $\phi V_n=0,9*60,2=54,2$ ton*

La sección neta de concreto resiste la totalidad de la fuerza cortante actuante.

- **Chequeo a cortante para pilote D=115 cm**

Tabla 264. Cálculo de la cortante que resiste el concreto del pilote de diámetro igual a 115cm (elaboración propia).

D (cm)	Recubrimiento (cm)	b _v (cm)	f _y (ton/m ²)	f' _c (ton/m)
115	10	100	42000	2800
D _r (cm)	d _v (cm)	0.9 d _e (cm)	0.72*d _e (cm)	V _c (ton)
95,00	78	79	63,17	70,0

Cortante crítica actuante en pilote de d=115 cm Vu=36 ton

*Cortante que resiste el concreto del pilote de d=115 cm $\phi V_n=0,9*70,0=63$ ton*

La sección neta de concreto resiste la totalidad de la fuerza cortante actuante.

- **Chequeo a cortante para pilote D=125 cm**

Tabla 265. Cálculo de la cortante que resiste el concreto del pilote de diámetro igual a 115cm (elaboración propia).

D (cm)	Recubrimiento (cm)	b _v (cm)	f _y (ton/m ²)	f' _c (ton/m)
125	10	100	42000	2800
D _r (cm)	d _v (cm)	0.9 d _e (cm)	0.72*d _e (cm)	V _c (ton)
105,00	86	86	69,06	76,6

Tabla 266. Cálculo de separación de estribos requerida en pilotes de diámetro igual a 115m (elaboración propia).

V _u (ton)	V _s (ton)	# Varilla a usar	área Varilla a usar	# de ramas	A _v (cm ²)	Separación (cm)
85,0	8,4	4	1,27	2	2,54	108

Separación de estribos requerida para pilotes de d=125 cm =108 cm

Separación de estribos existente para pilotes de d=125 cm =15 cm

15 cm < 108 cm CUMPLE.

ANEXO 4 – MEMORIA DE CALCULO PUENTE REFORZADO HACIENDO USO DE AISLADORES SISMICOS DE BAJO COSTO U-FREIs - RPECA

En el presente anexo se evidenciarán los cálculos y análisis de la vulnerabilidad del puente en cuestión, con la propuesta de reforzamiento haciendo uso de los aisladores sísmicos sin conexión fibro-reforzados de bajo costos (U-FREIs)

18.1. Diseño de Vigas Postensadas

El diseño que aplica para el reforzamiento de vigas postensadas del puente existente es el mismo que el propuesto en el ANEXO 3, ya que este no varía si se decide usar aisladores sísmicos en el apoyo simple de las vigas.

18.2. Diseño de Aisladores U-FREIs en los Apoyos de Vigas Según AASHTO

Dado que se realizará un puente con la misma geometría y en consiguiente la misma superestructura del puente existente reforzado en el ANEXO 2, se utilizará el aislador diseñado en el anexo en referencia.

18.3. Chequeo y Diseño de Reforzamiento del Pórtico Central

Como se pudo observar en el ANEXO 2 del presente documento la viga pórtico del puente en referencia de 1.00x1.00 m requiere 15 varillas #8 de acero inferior y 40 varillas #8 de refuerzo superior, sin embargo la viga únicamente posee 12 varillas #8 de acero inferior y 18 varillas #8 de refuerzo superior, por lo cual se propone demoler la viga existente y fundir una nueva viga de 1.0mX1.0m, con 15 varillas #8 en la parte inferior y 40 varillas #8 en la parte superior. Por chequeo de la fisuración del alma, se proponen varillas #4 cada 15 cm ubicadas en ambas caras laterales de la viga. Como acero de refuerzo transversal se propone usar estribos #4 cada 8 cm en la nueva viga pórtico. Por otro lado, en términos de las dimensiones y refuerzo de las columnas existentes (columnas de

0.80mx1.80m con refuerzo vertical 44#8 y estribos #4 cada 10 cm y estribos suplementarios 33 cada 20 cm) se realiza a continuación.

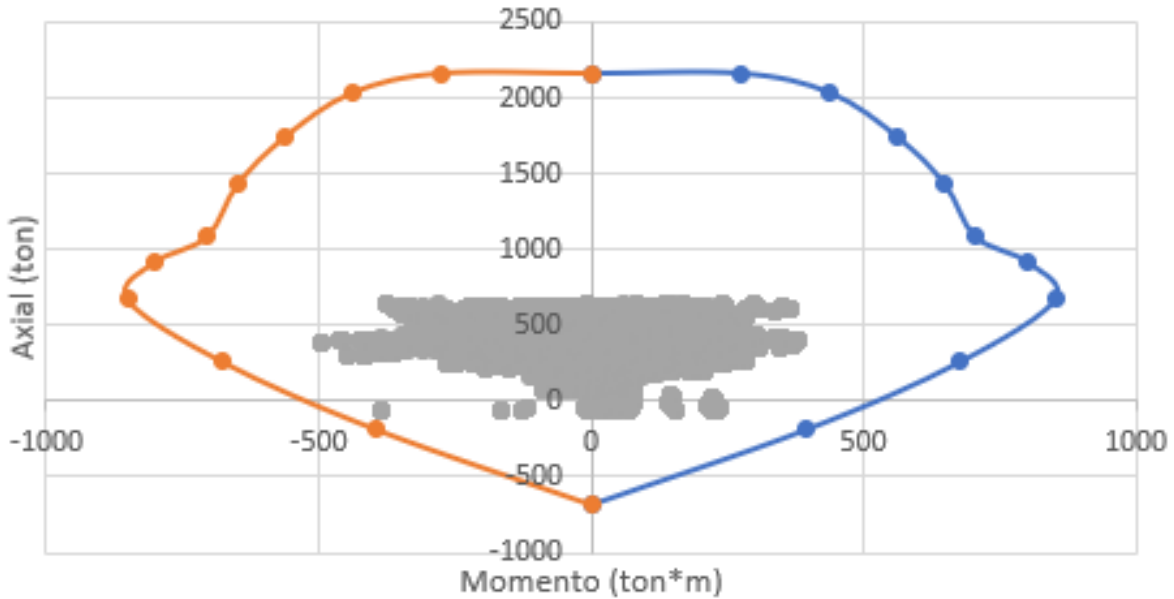


Figura 97. Diseño por flexo-compresión biaxial de columna típica del pórtico central existente en el sentido largo – puente reforzado con aisladores U-FREIs (elaboración propia).

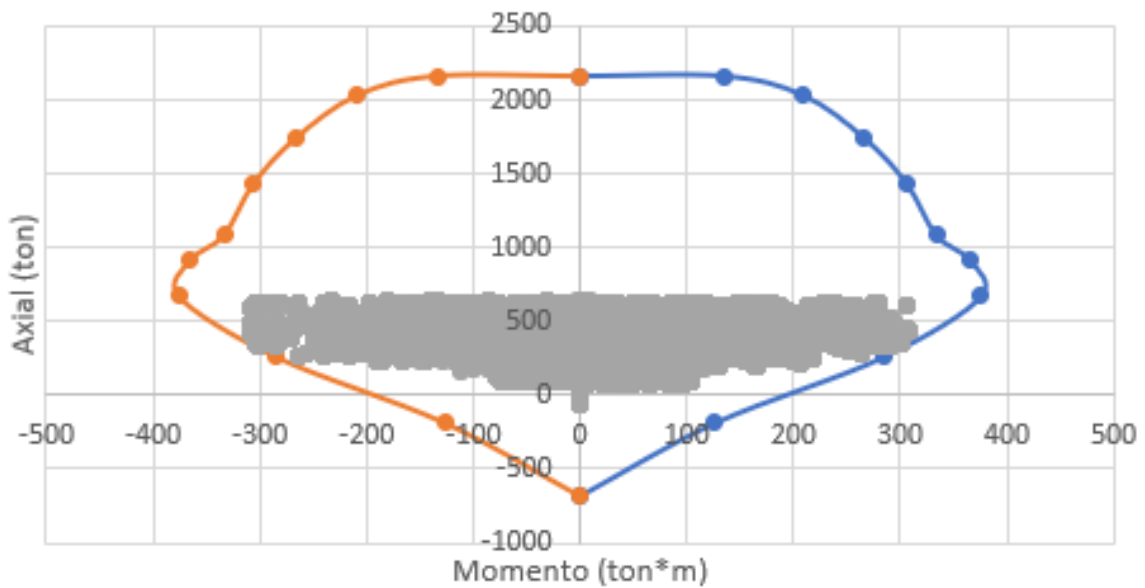


Figura 98. Diseño por flexo-compresión biaxial de columna típica del pórtico central existente en el sentido corto – puente reforzado con aisladores U-FREIs (elaboración propia).

Como se puede observar en los diagramas de interacción del diseño a flexo-compresión de la columna típica del pórtico central existente, la sección existente cumple, por lo cual no se deben reforzar las columnas del pórtico existente.

Tabla 267. Cálculo de la cortante que resiste el concreto de la columna del pórtico central típica existente en el sentido largo (elaboración propia).

a (cm)	dv (cm)	0.9 de (cm)	0.72*de (cm)	Vc (ton)
127,13	107	153	129,6	136,1

Tabla 268. Cálculo de la cortante que resiste el concreto de la columna del pórtico central típica existente en el sentido corto (elaboración propia).

a (cm)	dv (cm)	0.9 de (cm)	0.72*de (cm)	Vc (ton)
56,50	42	63	57,6	56,3

Cortante crítica actuante sentido largo $V_u=91$ ton

*Cortante que resiste el concreto en el sentido largo $\phi V_n=0,9*136,1=122,49$ ton*

La sección neta de concreto resiste la totalidad de la fuerza cortante actuante.

Cortante crítica actuante sentido largo $V_u=61$ ton

*Cortante que resiste el concreto en el sentido corto $\phi V_n=0,9*56,3=521$ ton*

Tabla 269. Cálculo de la cortante que resiste el acero transversal de la columna del pórtico central típica en el sentido corto (elaboración propia).

V_u (ton)	V_s (ton)	# Varilla	área Varilla	# de ramas	A_v (cm ²)	Separación (cm)
67,8	11,5	4	1,27	2	2,54	39

Del anterior análisis se concluye que el acero trasversal existente es suficiente para soportar las sollicitaciones a cortante nuevas.

18.4.Diseño del Muro del Estribo

A continuación, se realizará el chequeo del muro de contención del estribo del puente, ubicando los aisladores sísmicos. Las dimensiones del estribo existente se evidencian en la Tabla 233 del ANEXO 3.

18.4.1. Chequeo a Flexión del Muro

Tabla 270. Chequeo refuerzo existente vertical y diseño de reforzamiento (elaboración propia).

f_y (ton/m ²)	f'_c (ton/m)	ϕ	d_1 (m)	d_2 (m)	L_z (m)	# de Barra a Usar
42000	2100	0,9	0,225	0,05	1	4

Área de Barra a usar (cm ²)	Espaciamiento (cm) (Parrilla 1)	Espaciamiento (cm) (Parrilla 2)	Cantidad de Barras (Parrilla 1)	Cantidad de Barras (Parrilla 2)	Cuantía (ρ_1)	Cuantía (ρ_2)
1,27	30	30	4	4	0,002	0,011

Mn_1 (Resistente) (ton-m)	Mn_2 (Resistente) (ton-m)	Mn Total (Resistente-Ref. existente) (ton-m)	Mu Total (actuante) (ton-m)	Chequeo Momento Nominal Sin Reforzamiento
4,5	0,9	5,5	12	NO CUMPLE, SE REQUIERE REFORZAR

Nuevo Espesor de Pantalla (m)	Nuevo d_1 (m)	Nuevo d_2 (m)	d_3 (m)	# de Barra a usar en refuerzo	Área de Barra a usar (cm ²)	Espaciamiento (cm) (Parrilla 3)
0,4	0,325	0,150	0,05	4	1,27	30

Cuantía (ρ_1)	Cuantía (ρ_2)	Cuantía (ρ_3)	Mn_1 (Resistente) (ton-m)	Mn_2 (Resistente) (ton-m)	Mn_3 (Resistente) (ton-m)	Mn -Total (Resistente) (ton-m)
0,002	0,007	0,011	6,6	5,7	0,9	13,2

Chequeo Momento Nominal con Reforzamiento
Cumple

Chequeo As min ($1.2 * M_{cr}$)
Cumple

Tabla 271. Chequeo refuerzo existente horizontal y diseño de reforzamiento (elaboración propia).

f_y (ton/m ²)	f'_c (ton/m)	ϕ	d_1 (m)	d_2 (m)	L_z (m)	# de Barra a Usar
42000	2100	0,9	0,225	0,05	1	5

Área de Barra a usar (cm ²)	Espaciamiento (cm) (Parrilla 1)	Espaciamiento (cm) (Parrilla 2)	Cantidad de Barras (Parrilla 1)	Cantidad de Barras (Parrilla 2)	Cuantía (ρ_1)	Cuantía (ρ_2)
1,98	30	30	4	4	0,004	0,017

M_{n1} (Resistente) (ton-m)	M_{n2} (Resistente) (ton-m)	M_n Total (Resistente-Ref. existente) (ton-m)	M_u Total (actuante) (ton-m)	Chequeo Momento Nominal Sin Reforzamiento
7,0	1,3	8,3	17	NO CUMPLE, SE REQUIERE REFORZAR

Nuevo Espesor de Pantalla (m)	Nuevo d_1 (m)	Nuevo d_2 (m)	d_3 (m)	# de Barra a usar en refuerzo	Área de Barra a usar (cm ²)	Espaciamiento (cm) (Parrilla 3)
0,4	0,325	0,150	0,05	5	1,98	30

Cuantía (ρ_1)	Cuantía (ρ_2)	Cuantía (ρ_3)	M_{n1} (Resistente) (ton-m)	M_{n2} (Resistente) (ton-m)	M_{n3} (Resistente) (ton-m)	M_n -Total (Resistente) (ton-m)
0,003	0,011	0,017	10,2	8,4	1,3	19,9

Chequeo Momento Nominal con Reforzamiento
Cumple

Chequeo As min ($1.2 * M_{cr}$)
Cumple

18.4.2. Chequeo a Cortante del Muro

Tabla 272. Chequeo a cortante del muro reforzado $e=40$ cm (elaboración propia).

V_u (ton)	ϕ	f'_c (ton/m ²)	b (m)	d (m)	ϕV_c (ton)	CHEQUEO
14	0,9	2100	1	0,325	22,34	Chequea

El refuerzo horizontal existente del estribo está compuesto por dos parrillas de refuerzo #5 dispuesto cada 30 cm. Lo cual no es suficiente para soportar los esfuerzos actuantes por lo que se propone aumentar el espesor del muro de 30 cm a 40 cm adicionando una parrilla de barras #5 ubicadas cada 30 cm. Además de ubicar esta nueva parrilla a 5 cm de la cara exterior de la pantalla, durante el proceso de reforzamiento se debe escarificar hasta llegar a la parrilla externa (cara vía) donde debe ubicarse acero vertical #5 cada 15 cm empachado con el acero existente, quedando un total de tres parrillas dispuestas de la siguiente manera: parrilla 1- cara tierra #5@30 cm, parrilla 2 – intermedia #5@15cm y parrilla 3 – cara vía #5@30 cm.

El refuerzo horizontal existente del estribo está compuesto por dos parrillas de refuerzo #5 dispuesto cada 30 cm. Lo cual no es suficiente para soportar los esfuerzos actuantes por lo que se propone aumentar el espesor del muro de 30 cm a 40 cm adicionando una parrilla de barras #5 ubicadas cada 30 cm. Además de ubicar esta nueva parrilla a 5 cm de la cara exterior de la pantalla, durante el proceso de reforzamiento se debe escarificar hasta llegar a la parrilla externa (cara vía) donde debe ubicarse acero vertical #5 cada 15 cm empachado con el acero existente, quedando un total de tres parrillas dispuestas de la siguiente manera: parrilla 1- cara tierra #5@30 cm, parrilla 2 – intermedia #5@15cm y parrilla 3 – cara vía #5@30 cm.

18.5.Diseño de Dados-Zapatas

Como se logra evidenciar en el apartado ANEXO 3 los dados- zapatas de cimentación tanto del estribo como del pórtico central, no requieren reforzamiento alguno, ya que las condiciones actuales soportan las nuevas solicitaciones de diseño del puente sin aislamiento, en consiguiente, bajo las condiciones del puente aislado sísmicamente, el cual denota solicitaciones inferiores, los dados-zapatatas también chequean, por lo tanto, no es necesario reforzarlos.

18.6. Diseño de Pilotes

En el ANEXO 3 del presente documento se verificó que los pilotes tanto del estribo como de del pórtico central cumplen en términos de capacidad portante, bajo las solicitaciones de diseño sin aisladores, las cuales son más críticas, en consiguiente para la condición del puente se concluye que también chequeará. En términos de resistencia (diseño a flexo-compresión), los pilotes de 100 cm de diámetro del pórtico central no evidenciaron falla alguna al igual que los pilotes de diámetro 1,15 cm del estribo, bajo las condiciones plenas de diseño sísmico (sin aislamiento alguno), sin embargo los pilotes de 1,25 cm de diámetro del estribo si fallaron en el análisis sin aislamiento sísmico, por lo cual se procedió a chequear por flexo-compresión estos pilotes, para evidenciar si con esta nueva condición de aislamiento de la superestructura es necesario reforzar la cimentación o los pilotes existentes absorben toda la a carga de diseño.

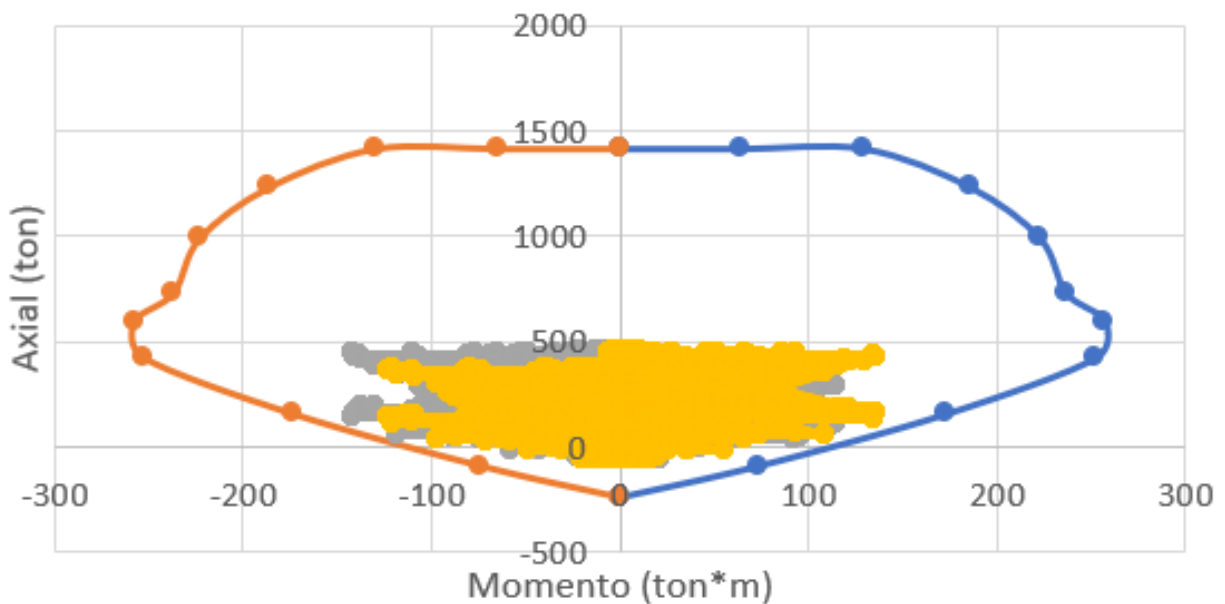


Figura 99. Diseño por flexo-compresión biaxial $L=0m - 7m$ para pilotes existente de diámetro igual a 1.25 m, sin reforzamiento (Pilotes de estribo) con solicitaciones del puente con aisladores (elaboración propia).

Según lo expresado en la Figura 99 los pilotes existentes de 1,25 m donde se apoyan los estribos del puente no requieren ser reforzados, ya que las condiciones de geometría y refuerzo actual absorben los esfuerzos que la estructura superior le trasmite a la cimentación.

- **Chequeo a cortante para pilote D=125 cm**

Tabla 273. Cálculo de la cortante que resiste el concreto del pilote de diámetro igual a 115cm (elaboración propia).

D (cm)	Recubrimiento (cm)	b _v (cm)	f _y (ton/m ²)	f' _c (ton/m)
125	10	100	42000	2800
D _r (cm)	d _v (cm)	0.9 d _e (cm)	0.72*d _e (cm)	V _c (ton)
105,00	86	86	69,06	76,6

Tabla 274. Cálculo de separación de estribos requerida en pilotes de diámetro igual a 115m (elaboración propia).

V _u (ton)	V _s (ton)	# Varilla a usar	área Varilla a usar	# de ramas	A _v (cm ²)	Separación (cm)
111,0	34,4	4	1,27	2	2,54	26

Separación de estribos requerida para pilotes de d=125 cm =26 cm

Separación de estribos existente para pilotes de d=125 cm =15 cm

15 cm < 26 cm CUMPLE.

ANEXO 5 – EVALUACIÓN DE CANTIDADES Y COSTOS

19.1. Cantidades de Obra de Nuevo Diseño sin Aisladores U-FREIs - DNPSA.

Tabla 275. Cantidades y presupuesto de concreto para propuesta de diseño desde cero sin U-FREIs – DNPSA (elaboración propia).

ITEM	ELEMENTO	LONGITUD (M)	BASE (M)	ALTURA (M)	VOLUMEN UNITARIO POR MB	CANTIDAD	VOLUMEN TOTAL DE CONCRETO (MB)	VALOR UNITARIO EN PESOS (\$)	VALOR TOTAL EN PESOS (\$)
1.00	PILOTES f_c=4.000 PSI						768,3		
1.01	PILOTES DIAMETRO 1,50 m	5,40	1,50		9,54	41	391,2		
1.02	PILOTES DIAMETRO 1,15 m	5,40	1,15		5,61	40	224,4		
1.03	PILOTES DIAMETRO 1,00 m	5,40	1,00		4,24	36	152,7		
2.00	ZAPATAS f_c=4.000 PSI						567,0	\$ 318.875	\$ 180.805.313,8
2.01	ZAPATA-DADO ESTRIBO	79,13	5,00	0,50	197,83	2	395,7		
2.02	ZAPATA-DADO PÓRTICO	6,80	4,20	1,00	28,56	6	171,4		
3.00	MURO - ESTRIBO f_c=3.000 PSI						226,3	\$ 551.811	\$ 124.852.536,1
3.01	ESTRIBO	42,53	0,40	6,65	113,13	2	226,3		
4.00	COLUMNAS PÓRTICO CENTRAL f_c=4.000 PSI						100,8	\$ 837.566	\$ 84.426.652,8
4.01	COLUMNAS PÓRTICO CENTRAL	5,00	2,40	1,40	16,80	6	100,8		
5.00	VIGAS PÓRTICO CENTRAL f_c=4.000 PSI						31,7	\$ 727.472	\$ 23.046.313,0
5.01	VIGA PÓRTICO	11,00	1,20	1,20	15,84	2	31,7		
6.00	SOLADO DE ZAPATAS						45,0	\$ 727.472	\$ 32.726.200,9
6.01	SOLADO ZAPATA ESTRIBO	47,13	5,00	0,07	16,50	2	33,0		
6.02	SOLADO ZAPATA COLUMNA	6,80	4,20	0,07	2,00	6	12,0		
TOTAL CONCRETO							1.739,0		\$ 806.521.184

Tabla 276. Cantidades y presupuesto de acero de refuerzo para propuesta de diseño desde sin con U-FREIs – DNPSA (elaboración propia).

ITEM	DESCRIPCIÓN	# DEVARILLA O MALLA	LONGITUD O ÁREA (M-M2)	CANT REFUERZO	CANT ELEMENTO	CANT ACERO (M-M2)	PESO VARILLA O MALLA (Kg/ml-Und)	PESO TOTAL (Kg)	VALOR UNITARIO EN PESOS (\$)	VALOR TOTAL EN PESOS (\$)
1.00	PILOTES f_c=4.000 PSI							45.897,2	\$ 3.407	\$ 156.371.703,1
1.01	REFUERZO LONGITUDINAL PILOTES DIAMETRO 1,5 m	10	6,26	22	41	5647	6,40	36.160,3		
1.02	REFUERZO TRANSVERSAL PILOTES DIAMETRO 1,5 m	4	5,31	45	41	9796	0,99	9.736,9		
1.03	REFUERZO LONGITUDINAL PILOTES DIAMETRO 1,15 m	8	6,16	6	40	1478	3,97	5.873,7		
1.04	REFUERZO LONGITUDINAL PILOTES DIAMETRO 1,15 m	7	6,11	6	40	1466	3,04	4.460,8		
1.05	REFUERZO TRANSVERSAL PILOTES DIAMETRO 1,15 m	4	3,88	45	40	6984	0,99	6.941,9		
1.06	REFUERZO LONGITUDINAL PILOTES DIAMETRO 1,0 m	8	6,16	14	36	3105	3,97	12.334,7		
1.07	REFUERZO TRANSVERSAL PILOTES DIAMETRO 1,0 m	4	3,27	45	36	5293	0,99	5.261,2		
2.00	ZAPATAS f_c=4.000 PSI							29.714,7	\$ 3.407	\$ 101.237.893,0
2.01	REFUERZO TRANSVERSAL DE ZAPATA ESTRIBO	5	10,70	237	2	5072	1,55	7.871,4		
2.02	REFUERZO LONGITUDINAL DE ZAPATA ESTRIBO	6	56	51	2	5656	2,24	12.641,2		
2.03	REFUERZO TRANSVERSAL DE ZAPATA ESTRIBO SUP	4	4	44	6	1056	0,99	1.049,7		
2.04	REFUERZO LONGITUDINAL DE ZAPATA ESTRIBO SUP	4	6,8	30	6	1224	0,99	1.216,7		
2.05	REFUERZO TRANSVERSAL DE ZAPATA ESTRIBO INF	7	4	44	6	1056	3,04	3.212,4		
2.06	REFUERZO LONGITUDINAL DE ZAPATA ESTRIBO INF	7	6,8	30	6	1224	3,04	3.723,4		
3.00	MURO - ESTRIBO f_c=3.000 PSI							34.533,3	\$ 3.407	\$ 117.655.037,4
3.01	REFUERZO VERTICAL PARRILLA 1	6	7,25	214	2	3098	2,24	6.923,9		
3.02	REFUERZO VERTICAL PARRILLA 2	6	7,25	214	2	3098	2,24	6.923,9		
3.03	REFUERZO HORIZONTAL PARRILLA 1	7	50,0	34	2	3400	3,04	10.342,8		
3.04	REFUERZO HORIZONTAL PARRILLA 2	7	50,0	34	2	3400	3,04	10.342,8		
4.00	COLUMNAS PÓRTICO CENTRAL f_c=4.000 PSI							21.588,2	\$ 3.407	\$ 73.550.989,0
4.01	REFUERZO LONGITUDINAL COLUMNA PÓRTICO	8	6,70	110	6	4422	3,97	17.568,6		
4.02	REFUERZO TRANSVERSAL COLUMNA PÓRTICO ESTRIBO	4	10,68	51	6	3268	0,99	3.248,5		
4.03	REFUERZO TRANSVERSAL COLUMNA PÓRTICO GANCHOS	3	1,50	153	6	1377	0,56	771,1		
5.00	VIGAS PÓRTICO CENTRAL f_c=4.000 PSI							6.617,6	\$ 3.407	\$ 22.546.300,6
5.01	REFUERZO LONGITUDINAL VIGA PÓRTICO	8	12	51	2	1224	3,97	4.863,0		
5.02	REFUERZO DE PIEL VIGA PÓRTICO	4	12	20	2	480	0,99	477,1		
5.03	REFUERZO TRANSVERSAL VIGA PÓRTICO	4	4,64	139	2	1285	0,99	1.277,6		
TOTAL								138.351,0	\$ 3.407	\$ 471.361.923,0

19.2.Cantidades de Obra de Nuevo Diseño con Aisladores U-FREIs - DNPCA.

Tabla 277. Cantidades y presupuesto de concreto para propuesta de diseño desde cero con U-FREIs – DNPCA (elaboración propia).

ITEM	ELEMENTO	LONGITUD (M)	BASE (M)	ALTURA (M)	VOLUMEN UNITARIO POR MB	CANTIDAD	VOLUMEN TOTAL DE CONCRETO (MB)	VALOR UNITARIO EN PESOS (\$)	VALOR TOTAL EN PESOS (\$)
1.00	PILOTES f_c=4.000 PSI						565,0	\$ 469.441	\$ 265.241.965,6
1.01	PILOTES DIAMETRO 1,25 m	5,40	1,25		6,63	41	271,7		
1.02	PILOTES DIAMETRO 1,00 m	5,40	1,00		4,24	40	169,6		
1.03	PILOTES DIAMETRO 0,9 m	5,40	0,90		3,44	36	123,7		
2.00	ZAPATAS f_c=4.000 PSI						567,0	\$ 318.875	\$ 180.805.313,8
2.01	ZAPATA-DADO ESTRIBO	79,13	5,00	0,50	197,83	2	395,7		
2.02	ZAPATA-DADO PÓRTICO	6,80	4,20	1,00	28,56	6	171,4		
3.00	MURO - ESTRIBO f_c=3.000 PSI						169,7	\$ 551.811	\$ 93.639.402,1
3.01	ESTRIBO	42,53	0,30	6,65	84,85	2	169,7		
4.00	COLUMNAS PÓRTICO CENTRAL f_c=4.000 PSI						43,2	\$ 837.566	\$ 36.182.851,2
4.01	COLUMNAS PÓRTICO CENTRAL	5,00	1,80	0,80	7,20	6	43,2		
5.00	VIGAS PÓRTICO CENTRAL f_c=4.000 PSI						22,0	\$ 727.472	\$ 16.004.384,0
5.01	VIGA PÓRTICO	11,00	1,00	1,00	11,00	2	22,0		
6.00	SOLADO DE ZAPATAS						45,0	\$ 727.472	\$ 32.726.200,9
6.01	SOLADO ZAPATA ESTRIBO	47,13	5,00	0,07	16,50	2	33,0		
6.02	SOLADO ZAPATA COLUMNA	6,80	4,20	0,07	2,00	6	12,0		
TOTAL CONCRETO							1.411,9		\$ 624.600.118

Tabla 278. Cantidades y presupuesto de acero de refuerzo para propuesta de diseño desde con con U-FREIs – DNPCA (elaboración propia).

ITEM	DESCRIPCIÓN	# DE VARILLA O MALLA	LONGITUD O ÁREA (M-M2)	CANT REFUERZO	CANT ELEMENTO	CANT ACERO (M-M2)	PESO VARILLA O MALLA (Kg/ml-Und)	PESO TOTAL (Kg)	VALOR UNITARIO EN PESOS (\$)	VALOR TOTAL EN PESOS (\$)
1.00	PILOTES f_c=4.000 PSI							27.798,4	\$ 3.407	\$ 94.709.302,0
1.01	REFUERZO LONGITUDINAL PILOTES DIAMETRO 1,25 m	8	6,16	18	41	4546	3,97	18.061,6		
1.02	REFUERZO TRANSVERSAL PILOTES DIAMETRO 1,25 m	4	5,31	45	41	9796	0,99	9.736,9		
1.03	REFUERZO LONGITUDINAL PILOTES DIAMETRO 1,00 m	7	6,11	11	40	2688	3,04	8.178,1		
1.04	REFUERZO TRANSVERSAL PILOTES DIAMETRO 1,00 m	4	3,27	45	40	5881	0,99	5.845,8		
1.05	REFUERZO LONGITUDINAL PILOTES DIAMETRO 0,90 m	8	6,16	9	36	1996	3,97	7.929,5		
1.06	REFUERZO TRANSVERSAL PILOTES DIAMETRO 0,90 m	4	2,86	45	36	4631	0,99	4.603,5		
2.00	ZAPATAS f_c=4.000 PSI							29.714,7	\$ 3.407	\$ 101.237.893,0
2.01	REFUERZO TRANSVERSAL DE ZAPATA	5	10,70	237	2	5072	1,55	7.871,4		
2.02	REFUERZO LONGITUDINAL DE ZAPATA	6	56	51	2	5656	2,24	12.641,2		
2.03	REFUERZO TRANSVERSAL DE ZAPATA ESTRIBO SUP	4	4	44	6	1056	0,99	1.049,7		
2.04	REFUERZO LONGITUDINAL DE ZAPATA ESTRIBO SUP	4	6,8	30	6	1224	0,99	1.216,7		
2.05	REFUERZO TRANSVERSAL DE ZAPATA ESTRIBO INF	7	4	44	6	1056	3,04	3.212,4		
2.06	REFUERZO LONGITUDINAL DE ZAPATA ESTRIBO INF	7	6,8	30	6	1224	3,04	3.723,4		
3.00	MURO - ESTRIBO f_c=3.000 PSI							29.106,1	\$ 3.407	\$ 99.164.374,5
3.01	REFUERZO VERTICAL PARRILLA 1	5	7,25	251	2	3642	1,55	5.652,5		
3.02	REFUERZO VERTICAL PARRILLA 2	5	7,25	251	2	3642	1,55	5.652,5		
3.03	REFUERZO HORIZONTAL PARRILLA 1	6	50,0	40	2	3982	2,24	8.900,6		
3.04	REFUERZO HORIZONTAL PARRILLA 2	6	50,0	40	2	3982	2,24	8.900,6		
4.00	COLUMNAS PÓRTICO CENTRAL f_c=4.000 PSI							7.875,2	\$ 3.407	\$ 26.830.728,4
4.01	REFUERZO LONGITUDINAL COLUMNA PÓRTICO	7	6,70	44	6	1769	3,04	5.380,7		
4.02	REFUERZO TRANSVERSAL COLUMNA PÓRTICO ESTRIBO	4	6,68	51	6	2044	0,99	2.031,8		
4.03	REFUERZO TRANSVERSAL COLUMNA PÓRTICO GANCHOS	3	0,90	153	6	826	0,56	462,7		
5.00	VIGAS PÓRTICO CENTRAL f_c=4.000 PSI							6.778,8	\$ 3.407	\$ 23.095.296,4
5.01	REFUERZO LONGITUDINAL VIGA PÓRTICO	8	12	55	2	1320	3,97	5.244,4		
5.02	REFUERZO DE PIEL VIGA PÓRTICO	4	12	20	2	480	0,99	477,1		
5.03	REFUERZO TRANSVERSAL VIGA PÓRTICO	4	3,84	139	2	1064	0,99	1.057,3		
TOTAL								101.273,1	\$ 3.407	\$ 345.037.594,2

19.3.Cantidades de Obra de Repotenciación de Puente Existente Sin Aisladores U-FREIs - RPESA.

Tabla 279. Cantidades y presupuesto de concreto para propuesta de reforzamiento de puente existente sin U-FREIs – RPESA (elaboración propia).

ITEM	ELEMENTO	LONGITUD (M)	BASE (M)	ALTURA (M)	VOLUMEN UNITARIO POR M3	CANTIDAD	VOLUMEN-ÁREA TOTAL DE CONCRETO (M3 M2)	VALOR UNITARIO EN PESOS (\$)	VALOR TOTAL EN PESOS (\$)
1.00	PILOTES f_c=4.000 PSI						125,9	\$ 469.441	\$ 59.106.914,0
1.01	PILOTES DIAMETRO 1,25 m	5,40		1,25	6,63	19	125,9		
2.00	ZAPATAS f_c=4.000 PSI						94,3	\$ 318.875	\$ 30.057.157,5
2.01	REFUERZO ZAPATA-DADO ESTRIBO	47,13	2,00	0,50	47,13	2	94,3		
3.00	MURO - ESTRIBO f_c=3.000 PSI						84,8	\$ 551.811	\$ 46.819.701,1
3.01	REFUERZO ESTRIBO	42,53	0,15	6,65	42,42	2	84,8		
4.00	COLUMNAS PÓRTICO CENTRAL f_c=4.000 PSI						99,0	\$ 837.566	\$ 82.919.034,0
4.01	ENCAMISADO COLUMNAS PÓRTICO CENTRAL	5,00	2,40	1,40	16,50	6	99,0		
5.00	VIGAS PÓRTICO CENTRAL f_c=4.000 PSI						31,7	\$ 727.472	\$ 23.046.313,0
5.01	VIGA PÓRTICO	11,00	1,20	1,20	15,84	2	31,7		
6.00	DEMOLICIÓN								\$ 32.732.784,7
6.01	DEMOLICIÓN VIGA PÓRTICO (VOLUMEN)	11,00	1,20	1,20	15,84	2	31,7	\$ 144.469	\$ 4.576.777,9
6.02	DEMOLICIÓN RECUBRIMIENTO COLUMNA (AREA)	5,00		7,70	38,50	6	231,0	\$ 32.916	\$ 7.603.596,0
6.03	DEMOLICIÓN RECUBRIMIENTO ESTRIBOS (AREA)	6,65		42,53	282,82	2	565,6	\$ 32.916	\$ 18.618.902,5
6.04	DEMOLICIÓN RECUBRIMIENTO DE ZAPATA	0,50		47,13	23,57	2	47,1	\$ 41.025	\$ 1.933.508,3
7.00	SOLADO DE ZAPATAS								\$ 4.640.608,3
7.01	SOLADO ZAPATA ESTRIBO	47,13	2,00		94,26	2	188,5	\$ 24.616	\$ 4.640.608,3
8.00	ANCLAJES ESTRUCTURALES								\$ 1.737.815,8
8.01	ANCLAJES EPÓXICOS COLUMNAS - CONECTORES	0,20		0,0003	0,0001	918	0,1	\$ 708.000	\$ 40.837,2
8.02	ANCLAJES EPÓXICOS COLUMNAS - REF. VERTICAL	0,60		0,0020	0,0012	480	0,6	\$ 708.000	\$ 400.364,6
8.03	ANCLAJES EPÓXICOS ESTRIBOS - CONECTORES	0,20		0,0003	0,0001	6486	0,4	\$ 708.000	\$ 288.529,4
8.04	ANCLAJES EPÓXICOS ESTRIBOS - REF. VERTICAL	0,45		0,0020	0,0009	1137	1,0	\$ 708.000	\$ 711.564,6
8.04	ANCLAJES EPÓXICOS ZAPATAS	0,45		0,0020	0,0009	474	0,4	\$ 708.000	\$ 296.520,0
TOTAL CONCRETO							435,7	M3	\$ 246.589.728
TOTAL DEMOLICIÓN RECUBRIMIENTOS							843,8	M2	\$ 28.156.007
TOTAL DEMOLICIÓN ELEMENTOS							31,7	M3	\$ 4.576.778
TOTAL RESINA EPÓXICA							2,5	M3	\$ 1.737.816

Tabla 280. Cantidades y presupuesto de acero de reforzamiento para propuesta de diseño desde sin U-FREIs – DNPSA (elaboración propia).

ITEM	DESCRIPCIÓN	# DE VARILLA O MALLA	LONGITUD O ÁREA (M-M2)	CANT REFUERZO	CANT ELEMENTO	CANT ACERO (M-M2)	PESO VARILLA O MALLA (Kg/ml-Und)	PESO TOTAL (Kg)	VALOR UNITARIO EN PESOS (\$)	VALOR TOTAL EN PESOS (\$)
1.00	PILOTES f_c=4.000 PSI							15.831,5	\$ 3.407	\$ 53.938.068,9
1.01	REFUERZO LONGITUDINAL PILOTES DIAMETRO 1,25 m	10	6,26	16	19	1903	6,40	12.187,1		
1.02	REFUERZO TRANSVERSAL PILOTES DIAMETRO 1,25 m	4	4,29	45	19	3666	0,99	3.644,5		
2.00	ZAPATAS f_c=4.000 PSI							7.176,8	\$ 3.407	\$ 24.451.395,8
2.01	REFUERZO TRANSVERSAL DE AMPLIACIÓN DE ZAPATA	5	2,53	237	2	1197	1,55	1.857,5		
2.02	REFUERZO LONGITUDINAL DE AMPLIACIÓN DE ZAPATA	6	56	21	2	2380	2,24	5.319,3		
3.00	MURO - ESTRIBO f_c=3.000 PSI							22.625,7	\$ 3.407	\$ 77.085.881,0
3.01	REFUERZO VERTICAL PARRILLA 2	4	6,90	284	2	3922	0,99	3.898,4		
3.02	REFUERZO VERTICAL PARRILLA 3	4	6,90	285	2	3927	0,99	3.903,0		
3.03	REFUERZO HORIZONTAL PARRILLA 2	5	50,0	45	2	4467	1,55	6.932,3		
3.04	REFUERZO HORIZONTAL PARRILLA 3	5	50,00	45	2	4500	1,55	6.984,0		
3.05	CONECTORES DE CORTANTE	3	0,25	3243	2	1622	0,56	908,0		
4.00	COLUMNAS PÓRTICO CENTRAL f_c=4.000 PSI							15.402,2	\$ 3.407	\$ 52.475.155,3
4.01	REFUERZO LONGITUDINAL COLUMNA PÓRTICO	8	6,20	80	6	2976	3,97	11.823,6		
4.02	REFUERZO TRANSVERSAL COLUMNA PÓRTICO ESTRIBO	4	10,92	51	6	3342	0,99	3.321,5		
4.03	REFUERZO TRANSVERSAL COLUMNA PÓRTICO GANCHOS	3	0,50	153	6	459	0,56	257,0		
5.00	VIGAS PÓRTICO CENTRAL f_c=4.000 PSI							6.617,6	\$ 3.407	\$ 22.546.300,6
5.01	REFUERZO LONGITUDINAL VIGA PÓRTICO	8	12	51	2	1224	3,97	4.863,0		
5.02	REFUERZO DE PIEL VIGA PÓRTICO	4	12	20	2	480	0,99	477,1		
5.03	REFUERZO TRANSVERSAL VIGA PÓRTICO	4	4,64	139	2	1285	0,99	1.277,6		
TOTAL								67.653,9	\$ 3.407	\$ 230.496.801,6

19.4.Cantidades de Obra de Repotenciación de Puente Existente Cin Aisladores U-FREIs - RPECA.

Tabla 281. Cantidades y presupuesto de concreto para propuesta de reforzamiento de puente existente con U-FREIs – RPECA (elaboración propia).

ITEM	ELEMENTO	LONGITUD (M)	BASE (M)	ALTURA (M)	VOLUMEN UNITARIO POR M3	CANTIDAD	VOLUMEN TOTAL DE CONCRETO (M3)	VALOR UNITARIO EN PESOS (\$)	VALOR TOTAL EN PESOS (\$)
1.00	MURO - ESTRIBO $f_c=3.000$ PSI						84,8	\$ 551.811	\$ 46.819.701,1
1.01	REFUERZO ESTRIBO	42,53	0,15	6,65	42,42	2	84,8		
2.00	VIGAS PÓRTICO CENTRAL $f_c=4.000$ PSI						22,0	\$ 727.472	\$ 16.004.384,0
2.01	VIGA PÓRTICO	11,00	1,00	1,00	11,00	2	22,0		
3.00	DEMOLICIÓN								\$ 23.195.680,4
3.01	DEMOLICIÓN VIGA PÓRTICO (VOLUMEN)	11,00	1,20	1,20	15,84	2	31,7	\$ 144.469	\$ 4.576.777,9
3.02	DEMOLICIÓN RECUBRIMIENTO ESTRIBOS (AREA)	6,65		42,53	282,82	2	565,6	\$ 32.916	\$ 18.618.902,5
5.00	ANCLAJES ESTRUCTURALES								\$ 645.771,4
5.01	ANCLAJES EPÓXICOS ESTRIBOS - CONECTORES	0,20		0,0003	0,0001	6486	0,4	\$ 708.000	\$ 288.529,4
5.02	ANCLAJES EPÓXICOS ESTRIBOS - REF. VERTICAL	0,45		0,0020	0,0009	571	0,5	\$ 708.000	\$ 357.242,0
TOTAL CONCRETO							106,8	M3	\$ 62.824.085
TOTAL DEMOLICIÓN RECUBRIMIENTOS							565,6	M2	\$ 18.618.902
TOTAL DEMOLICIÓN ELEMENTOS							31,7	M3	\$ 4.576.778
TOTAL RESINA EPÓXICA							0,9	M3	\$ 645.771

Tabla 282. Cantidades y presupuesto de acero de refuerzo para propuesta de diseño desde con U-FREIs – DNPCA (elaboración propia).

ITEM	DESCRIPCIÓN	# DE VARILLA O MALLA	LONGITUD O ÁREA (M-M2)	CANT REFUERZO	CANT ELEMENTO	CANT ACERO (M-M2)	PESO VARILLA O MALLA(Kg/ml-Und)	PESO TOTAL(Kg)	VALOR UNITARIO EN PESOS (\$)	VALOR TOTAL EN PESOS (\$)
1.00	MURO - ESTRIBO $f_c=3.000$ PSI							11.964,0	\$ 3.407	\$ 40.761.204,4
1.01	REFUERZO VERTICAL PARRILLA 2	4	6,90	143	2	1970	0,99	1.958,4		
1.02	REFUERZO VERTICAL PARRILLA 3	4	6,90	143	2	1970	0,99	1.958,4		
1.03	REFUERZO HORIZONTAL PARRILLA 2	5	50,0	23	2	2300	1,55	3.569,6		
1.04	REFUERZO HORIZONTAL PARRILLA 3	5	50,00	23	2	2300	1,55	3.569,6		
1.05	CONECTORES DE CORTANTE	3	0,25	3243	2	1622	0,56	908,0		
2.00	VIGAS PÓRTICO CENTRAL $f_c=4.000$ PSI							6.778,8	\$ 3.407	\$ 23.095.296,4
2.01	REFUERZO LONGITUDINAL VIGA PÓRTICO	8	12	55	2	1320	3,97	5.244,4		
2.02	REFUERZO DE PIEL VIGA PÓRTICO	4	12	20	2	480	0,99	477,1		
2.03	REFUERZO TRANSVERSAL VIGA PÓRTICO	4	3,84	139	2	1064	0,99	1.057,3		
TOTAL								18.742,7	\$ 3.407	\$ 63.856.500,7

Tabla 283. Comparación de costos totales (elaboración propia)

ITEM	CONCRETO ELEMENTOS ESTRUCTURALES	CANT (M3)	COSTO (\$)
1,00	PROPUESTA 1 - Diseño Nuevo Puente Sin Aisladores Sísmicos	1739	\$ 806.521.184
2,00	PROPUESTA 2 - Diseño Nuevo Puente Con Aisladores Sísmicos	1412	\$ 624.600.118
3,00	PROPUESTA 3 - Reforzamiento Puente Existente Sin Aisladores Sísmicos	436	\$ 246.589.728
4,00	PROPUESTA 4 - Reforzamiento Puente Existente Con Aisladores Sísmicos	107	\$ 62.824.085
ITEM	ACERO ELEMENTOS ESTRUCTURALES	CANT (KG)	COSTO (\$)
1,00	PROPUESTA 1 - Diseño Nuevo Puente Sin Aisladores Sísmicos	138351	\$ 471.361.923
4,00	PROPUESTA 2 - Diseño Nuevo Puente Con Aisladores Sísmicos	101273	\$ 345.037.594
3,00	PROPUESTA 3 - Reforzamiento Puente Existente Sin Aisladores Sísmicos	67654	\$ 230.496.802
2,00	PROPUESTA 4 - Reforzamiento Puente Existente Con Aisladores Sísmicos	18743	\$ 63.856.501
ITEM	RESINA EPÓXICA	CANT (M3)	COSTO (\$)
1,00	PROPUESTA 1 - Diseño Nuevo Puente Sin Aisladores Sísmicos	0	\$ -
2,00	PROPUESTA 2 - Diseño Nuevo Puente Con Aisladores Sísmicos	0	\$ -
3,00	PROPUESTA 3 - Reforzamiento Puente Existente Sin Aisladores Sísmicos	2,45	\$ 1.737.816
4,00	PROPUESTA 4 - Reforzamiento Puente Existente Con Aisladores Sísmicos	0,912	\$ 645.771
ITEM	DEMOLICIONES	CANT (M3)	COSTO (\$)
1,00	PROPUESTA 1 - Diseño Nuevo Puente Sin Aisladores Sísmicos	0	\$ -
2,00	PROPUESTA 2 - Diseño Nuevo Puente Con Aisladores Sísmicos	0	\$ -
3,00	PROPUESTA 3 - Reforzamiento Puente Existente Sin Aisladores Sísmicos	94,96	\$ 32.732.785
4,00	PROPUESTA 4 - Reforzamiento Puente Existente Con Aisladores Sísmicos	74,104	\$ 23.195.680
ITEM	AISLADORES FIBRO-REFORZADOS	CANT (UND)	COSTO (\$)
1,00	PROPUESTA 1 - Diseño Nuevo Puente Sin Aisladores Sísmicos	0	\$ -
2,00	PROPUESTA 2 - Diseño Nuevo Puente Con Aisladores Sísmicos	30	\$ 285.000.000
3,00	PROPUESTA 3 - Reforzamiento Puente Existente Sin Aisladores Sísmicos	0	\$ -
4,00	PROPUESTA 4 - Reforzamiento Puente Existente Con Aisladores Sísmicos	30	\$ 285.000.000
ITEM	RESUMEN - COMPARACIÓN DE COSTOS TOTALES	COSTO (\$)	
1,00	PROPUESTA 1 - Diseño Nuevo Puente Sin Aisladores Sísmicos	\$ 1.277.883.107	
2,00	PROPUESTA 2 - Diseño Nuevo Puente Con Aisladores Sísmicos	\$ 1.254.637.712	
3,00	PROPUESTA 3 - Reforzamiento Puente Existente Sin Aisladores Sísmicos	\$ 511.557.130	
4,00	PROPUESTA 4 - Reforzamiento Puente Existente Con Aisladores Sísmicos	\$ 435.522.038	