

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE ALTERNATIVA EN VIGA CAJÓN UNICELULAR
EN CONCRETO PREESFORZADO CON PUNTALES LATERALES Y PILA
ÚNICA PARA EL VIADUCTO LA UNIÓN, BUCARAMANGA.**

JEFFER MAURICIO ARIZA MEDINA

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
MAESTRÍA EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL
BUCARAMANGA**

2018

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE ALTERNATIVA EN VIGA CAJÓN UNICELULAR
EN CONCRETO PREENFORZADO CON PUNTALES LATERALES Y PILA
ÚNICA PARA EL VIADUCTO LA UNIÓN, BUCARAMANGA.**

JEFFER MAURICIO ARIZA MEDINA

**TRABAJO DE GRADO PARA OPTAR AL TÍTULO DE
MAGÍSTER EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL**

DIRECTOR:

ALVARO VIVIESCAS

INGENIERO CIVIL – Ph. D.

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
MAESTRÍA EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL
BUCARAMANGA**

2018

DEDICATORIA

This one also is for Katherine.

TABLA DE CONTENIDO

	pág.
INTRODUCCIÓN	19
1. OBJETIVOS.....	22
1.1 OBJETIVOS DEL TRABAJO DE GRADO.....	22
1.1.1 Objetivo General.	22
1.1.2 Objetivos Específicos.	22
1.1.3 Alcance.	22
2. MARCO TEÓRICO	24
3. ESTADO DEL CONOCIMIENTO.....	26
4. CONSIDERACIONES DE DISEÑO.....	28
4.1 NORMA DE DISEÑO:.....	28
4.2 CARGAS DE DISEÑO:.....	28
4.3 MATERIALES:.....	29
4.4 MÉTODO DE DISEÑO:.....	30
5. CONFIGURACIÓN LONGITUDINAL Y SECCIÓN TÍPICA.....	31
5.1 CRONOGRAMA DE CONSTRUCCIÓN	34
6. DISEÑO TRANSVERSAL DEL TABLERO	37
6.1 CARGAS PERMANENTES	37
6.2 ANÁLISIS TRANSVERSAL DE CARGA VIVA	38

6.3	MODELO MATEMÁTICO	44
6.3.1	Cargas sobre el modelo	44
6.4	ANÁLISIS DE LAS CARGAS	45
6.4.1	Análisis de los efectos de fluencia.	48
6.5	DISEÑO DE LA SECCIONES	51
6.5.1	Diseño de losas y almas	51
6.5.2	Diseño de los puntales	51
7.	ANÁLISIS LONGITUDINAL DEL PUENTE.	52
7.1	DETERMINACIÓN DE LAS SOLICITACIONES MÁXIMAS.	52
7.1.1	Cargas permanentes.	53
7.1.1.1	Cargas debidas a peso propio (DC).	53
7.1.1.2	Peso de las cargas sobre impuestas.	56
7.1.1.3	Peso de la carpeta asfáltica (DW).	57
7.1.2	Cargas vivas.	58
7.1.3	Cargas de sismo.	60
7.1.4	Cargas de viento.	62
7.1.5	Cargas por temperatura	63
7.1.5.1	Temperatura Uniforme	63
7.1.5.2	Gradiente de temperatura	64
7.2	RESUMEN FUERZAS DE DISEÑO Y COMBINACIONES DE CARGA.	65
7.3	EFFECTO DE ARRASTRE DE CORTANTE (SHEAR LAG EFFECT).....	68
7.4	DETERMINACIÓN DE LAS FUERZAS DE PREESFUERZO.	69

7.4.1 Configuración acero de preesfuerzo	70
7.4.2 Pérdidas por fricción	71
7.4.3 Pérdidas por asentamiento de cuñas de anclaje.	74
7.4.4 Pérdidas por acortamiento elástico del concreto	77
7.4.5 Pérdidas por flujo plástico del concreto	78
7.4.6 Pérdidas por retracción	80
7.4.7 Pérdidas por relajamiento del acero de preesfuerzo	81
7.4.8 Determinación de las fuerzas totales de preesfuerzo	83
7.4.9 Verificación de los efectos de la torsión en la fuerza axial de los torones.	85
7.4.10 Verificación límites de esfuerzo en los torones.	88
8. ANÁLISIS EN ETAPA CONSTRUCTIVA.....	91
8.1 ESTABILIDAD DURANTE CONSTRUCCIÓN.	91
8.1.1 Cargas permanentes.	92
8.1.1.1 Cargas debidas a peso propio (DC).	92
8.1.1.2 Carga diferencial (DIFF).	93
8.1.2 Cargas vivas.	94
8.1.2.1 Sobrecarga constructiva distribuida (CLL).	94
8.1.2.2 Equipo de construcción especializado (CEQ).	94
8.1.2.3 Carga dinámica del equipo (IE).	95
8.1.2.4 Peso estático del segmento prefabricado que se manipula (A).	96
8.1.2.5 Respuesta dinámica debida a la liberación o aplicación accidental de la carga de un segmento prefabricado (AI).	96
8.1.3 Cargas de viento.	97
8.1.3.1 Carga de viento sobre la estructura (WS).	97
8.1.3.2 Carga de viento sobre los vehículos de avance (WE).	98
8.1.3.3 Carga de levantamiento sobre la estructura (WUP).	99
8.2 FUERZAS DE DISEÑO ETAPA CONSTRUCTIVA.	99

8.2.1	Combinaciones en etapa constructiva	99
8.2.2	Fuerzas de diseño obtenidas del análisis.	103
9.	DISEÑO LONGITUDINAL	105
9.1	DISEÑO A FLEXIÓN ESTADO LÍMITE DE SERVICIO	105
9.1.1	Límites para los esfuerzos en el concreto	105
9.1.2	Verificación de esfuerzos.	109
9.2	MOMENTO ÚLTIMO DE LA SECCIÓN.....	114
9.3	DISEÑO POR CORTANTE Y TORSIÓN.....	116
10.	COMPARACIÓN DE CUANTÍAS DE MATERIALES CON EL DISEÑO ORIGINAL.....	117
11.	CONCLUSIONES.....	118
	BIBLIOGRAFÍA.....	119
	ANEXOS.....	121

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Propiedades geométricas de la sección en el centro de luz y en el Apoyo.	32
Tabla 2. Propiedades de los concretos en las secciones transversales evaluadas.	49
Tabla 3. Fuerzas de diseño para la sección transversal considerando efectos de fluencia.	50
Tabla 4. Variación fuerzas de diseño para la sección transversal al considerar efectos de fluencia.	50
Tabla 5. Combinaciones y factores de carga del código CCP – 14.	53
Tabla 6. Información del análisis modal.....	62
Tabla 7. Variación fuerza axial de los torones de preesfuerzo debido a efectos de torsión, 1.	86
Tabla 8 Variación fuerza axial de los torones de preesfuerzo debido a efectos de torsión, 2.	87
Tabla 9. Combinaciones y factores de carga para la construcción segmental CCP – 14.	92
Tabla 10. Comparación de cantidades de materiales para superestructura y pilas.	117

INDICE DE FIGURAS

Figura 1. Viaducto La Unión.....	19
Figura 2. Viaducto Scardon.	20
Figura 3. Sección transversal viaducto Scardon.....	20
Figura 4. Viaducto El Tigre Vía Ibagué Armenia.....	24
Figura 5. Viaducto El Balseadero.....	24
Figura 6. Tunel y Viaducto de Gualanday, en el departamento del Tolima.....	25
Figura 7. Viaducto Peña de Gallo	25
Figura 8. Nuevo puente Pumarejo	26
Figura 9. Viaducto La Novena.....	27
Figura 10. Sección transversal.....	31
Figura 11. Sección en el apoyo y en el centro de luz.....	32
Figura 12. Planta y elevación general.....	33
Figura 13. Resistencia a compresión del concreto en función del tiempo.	36
Figura 14. Detalles modelos matemáticos para el diseño del tablero.	37
Figura 15. Distribución de carga viva para el diseño transversal de tableros.	38
Figura 16. Configuración transversal de carga viva, Configuración 1.	40
Figura 17. Configuración transversal de carga viva, Configuración 2.	40
Figura 18. Configuración transversal de carga viva, Configuración 3.	41
Figura 19. Configuración transversal de carga viva, Configuración 4.	41
Figura 20. Configuración transversal de carga viva, Configuración 5.	42
Figura 21. Configuración transversal de carga viva, Configuración 6.	42
Figura 22. Configuración transversal de carga viva, Configuración 7.	43
Figura 23. Configuración transversal de carga viva, Configuración 8.	43
Figura 24. Cargas adicionales sobre el modelo (kN,m)	44
Figura 25. Definición de los Lanes para el análisis de carga viva.....	45
Figura 26. M11 Envoltente Mínimos Losa superior Resistencia I (kN,m).....	46
Figura 27. M11 Envoltente Máximos Losa superior Resistencia I (kN,m).....	46

Figura 28. M22 Envolvente Mínimos Losa superior Resistencia I (kN,m)	47
Figura 29. M22 Envolvente Máximos Losa superior Resistencia I (kN,m)	47
Figura 30. M33 Puntales Resistencia I (kN,m).....	48
Figura 31. Axial Puntales Resistencia I (kN,m)	48
Figura 32. Configuración Puntales.....	51
Figura 33. Modelo matemático del puente.....	52
Figura 34. Definición de las dovelas para cargas por peso propio (DC).	54
Figura 35. Cargas DC adicionales en la viga principal (kN, m)	55
Figura 36. Redistribución de momentos por carga permanente debido a la fluencia del concreto (kN, m).....	56
Figura 37. Cargas sobreimpuestas, Barreras y Barandas DC2. (kN, m).	57
Figura 38. Cargas ampliación, Puntales y losa. (kN, m)	57
Figura 39. Peso de la carpeta asfáltica (DW).....	58
Figura 40. Carga Viva: Configuración longitudinal.	58
Figura 41. Carga Viva: Configuración transversal.....	59
Figura 42. Máximo momento positivo en el vano principal.	59
Figura 43. Máximo momento positivo en el vano de entrada y salida.....	59
Figura 44. Máximo momento negativo en las pilas.	60
Figura 45. Espectro de diseño	61
Figura 46. Carga de viento sobre la estructura.	62
Figura 47. Carga de viento sobre los vehículos.....	63
Figura 48. Deltas de temperatura uniforme (°C)	63
Figura 49. Gradientes de temperatura (m, °C).....	64
Figura 50. Momentos generados por los gradientes de temperatura.....	64
Figura 51. Diagrama de momentos fuerzas aplicadas.....	65
Figura 52. Diagrama de momentos Combinaciones.	66
Figura 53. Envolventes de momentos estados límite de Resistencia, Servicio y Evento extremo.....	66
Figura 54. Envolventes de cortantes estados límite de Resistencia, Servicio y Evento extremo.....	67

Figura 55. Envolventes de momentos torsores estados límite de Resistencia, Servicio y Evento extremo	67
Figura 56. Sección efectiva de la viga principal	69
Figura 57. Pj Grupo 1, Sentido AB (kN, m)	72
Figura 58. Pj Grupo 1, Sentido BA (kN, m)	72
Figura 59. Pj Grupo 2, Sentido AB (kN, m)	72
Figura 60. Pj Grupo 2, Sentido BA (kN, m)	73
Figura 61. Pj Grupo 3, Sentido AB (kN, m)	73
Figura 62. Pj Grupo 3, Sentido BA (kN, m)	73
Figura 63. Pj-DP _{ac} Grupo 1, Sentido AB (kN, m)	75
Figura 64. Pj-DP _{ac} Grupo 1, Sentido BA (kN, m)	75
Figura 65. Pj-DP _{ac} Grupo 2, Sentido AB (kN, m)	75
Figura 66. Pj-DP _{ac} Grupo 2, Sentido BA (kN, m)	76
Figura 67. Pj-DP _{ac} Grupo 3, Sentido AB (kN, m)	76
Figura 68. Pj-DP _{ac} Grupo 3, Sentido BA (kN, m)	76
Figura 69. Pi Grupo 1 (kN, m)	77
Figura 70. Pi Grupo 2 (kN, m)	78
Figura 71. Pi Grupo 3 (kN, m)	78
Figura 72. Pi-DP _{CR} Grupo 1 (kN, m)	79
Figura 73. Pi-DP _{CR} Grupo 2 (kN, m)	79
Figura 74. Pi-DP _{CR} Grupo 3 (kN, m)	80
Figura 75. Pi-DP _{CR} -DP _{SH} Grupo 1 (kN, m)	80
Figura 76. Pi-DP _{CR} -DP _{SH} Grupo 2, Sentido AB (kN, m)	81
Figura 77. Pi-DP _{CR} -DP _{SH} Grupo 3, Sentido AB (kN, m)	81
Figura 78. Pe Grupo 1, Sentido AB (kN, m)	82
Figura 79. Pe Grupo 2, Sentido AB (kN, m)	82
Figura 80. Pe Grupo 3, Sentido AB (kN, m)	83
Figura 81. Variación de la fuerza de preesfuerzo Cable 1 Grupo 3.	83
Figura 82. Fuerza total de preesfuerzo cables Grupo 1 en etapa de servicio (kN, m).....	84

Figura 83. Fuerza total de preesfuerzo cables Grupo 2 y 3 en etapa constructiva (kN, m)	84
Figura 84. Fuerza total de preesfuerzo cables Grupo 2 y 3 en etapa de servicio (kN, m)	85
Figura 85. Deformación esperada para las cargas que generan torsión.	85
Figura 86. Límites de esfuerzo para Pi Grupo 1	88
Figura 87. Límites de esfuerzo para Pi Grupo 2	88
Figura 88. Límites de esfuerzo para Pi Grupo 3	89
Figura 89. Límites de esfuerzo para Pe Grupo 1	89
Figura 90. Límites de esfuerzo para Pe Grupo 2	89
Figura 91. Límites de esfuerzo para Pe Grupo 3	90
Figura 92. Modelo matemático Avance en voladizos.	91
Figura 93. Cargas por peso propio (kN).....	93
Figura 94. Carga diferencial DIFF (kN, m)	93
Figura 95. Sobrecarga constructiva CLL (kN, m).	94
Figura 96. Equipo de construcción especializado CEQ (kN).	95
Figura 97. Carga dinámica del equipo IE (kN, m).	95
Figura 98. Peso estático del segmento prefabricado que se manipula A (kN).....	96
Figura 99. Respuesta dinámica debida a la liberación o aplicación accidental de la carga de un segmento prefabricado AI (kN).	96
Figura 100. Carga de viento sobre la estructura (WS).....	97
Figura 101. Geometría general de los vehículos de avance.	98
Figura 102. Carga de viento sobre los vehículos de construcción (WE).....	98
Figura 103. Fuerza de levantamiento de viento WUP (kN, m).	99
Figura 104. Combinación A	100
Figura 105. Combinación B	100
Figura 106. Combinación C	101
Figura 107. Combinación D	101
Figura 108. Combinación E	102
Figura 109. Combinación F.....	102

Figura 110. Diagrama de momentos cargas durante construcción (kN, m).	103
Figura 111. Diagrama de momentos Combinaciones en etapa constructiva (kN, m).	103
Figura 112. Diagrama de cortantes cargas etapa constructiva (kN, m).	104
Figura 113. Diagrama de cortantes combinaciones etapa constructiva (kN, m). .	104
Figura 114. Límite de esfuerzo a compresión, etapa constructiva (MPa).	107
Figura 115. Límite de esfuerzo a compresión, etapa servicio para cargas totales (MPa).	108
Figura 116. Límite de esfuerzo a compresión, etapa servicio para cargas permanentes (MPa).	108
Figura 117 Límite de esfuerzo a tensión, etapa constructiva (MPa).	108
Figura 118. Límite de esfuerzo a tensión, etapa de servicio (MPa).	109
Figura 119. Verificación de esfuerzos t=119 días. (MPa)	110
Figura 120. Verificación de esfuerzos t=234 días. (MPa)	110
Figura 121. Verificación de esfuerzos t=254 días. (MPa)	111
Figura 122. Verificación de esfuerzos t=119 días. Combinación A (MPa)	111
Figura 123. Verificación de esfuerzos t=119 días. Combinación C (MPa)	111
Figura 124. Verificación de esfuerzos t=119 días. Combinación E (MPa)	112
Figura 125. Verificación de esfuerzos t=260 días. Cargas permanentes (MPa) ..	112
Figura 126. Verificación de esfuerzos t=10000 días. Cargas permanentes (MPa)	112
Figura 127. Verificación de esfuerzos t=10000 días. Combinación S1A (MPa) ...	113
Figura 128. Verificación de esfuerzos t=119 días. Combinación S1B (MPa).....	113
Figura 129. Verificación de esfuerzos t=119 días. Combinación S2 (MPa)	113
Figura 130. Verificación de esfuerzos t=119 días. Combinación S4 (MPa)	114
Figura 131. Comparación cantidades de material Diseño original Vs Propuesta alternativa.	117

LISTA DE ANEXOS

(Ver anexos adjuntos en el CD y pueden visualizarlos en la Base de Datos de la Biblioteca UIS)

ANEXO A. Diseño de las losas y almas.

ANEXO B. Diseño de los puntales.

ANEXO C. Amenaza sísmica.

ANEXO D. Cargas.

ANEXO E. Momento último, cortante y torsión.

ANEXO F. Planos generales

RESUMEN

TÍTULO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE ALTERNATIVA EN VIGA CAJÓN UNICELULAR EN CONCRETO PREESFORZADO CON PUNTALES LATERALES Y PILA ÚNICA PARA EL VIADUCTO LA UNIÓN, BUCARAMANGA.*.

AUTORES: ARIZA MEDINA, Jeffer Mauricio **

PALABRAS CLAVES: Puente, Voladizos sucesivos, Cajón unicelular, Concreto preesforzado, Puntales laterales, puente segmental.

DESCRIPCIÓN: El contenido de este documento, describe el diseño estructural de alternativa en viga cajón unicelular de concreto preesforzado con puntales laterales y su comparación en cantidades de materiales de la superestructura con el diseño original del viaducto la Unión de la ciudad de Bucaramanga.

El diseño estructural de la alternativa planteada corresponde al diseño de la superestructura de un puente de concreto preesforzado, con tipología de cajón unicelular con puntales laterales para ensanchamiento de la sección transversal. Se plantea un solo pilar por apoyo. La configuración longitudinal del puente corresponde a tres luces de 52.45, 111.0, y 55.5 m para una longitud total de 218.95. El ancho total del tablero es de 22.5m, con una distribución igual a la del diseño original para mantener la misma capacidad de servicio.

El diseño original, corresponde a una viga cajón tri-celular de concreto preesforzado con dos pilares por apoyo.

La conclusión de este análisis, es que la alternativa en viga cajón unicelular en concreto preesforzado con puntales laterales y pila única para el viaducto, es completamente viable y cumple con los requisitos establecidos por el código actual.

También se encontró que la estructura planteada en la alternativa es más eficiente en el consumo de materiales y por consiguiente en el peso total del puente, llegando incluso a valores por debajo del 50% del diseño original tanto para el concreto como para el acero de preefuerzo.

* Tesis de grado.

** Universidad Industrial de Santander (UIS), Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil. Director: ALVARO VIVIESCAS, Ingeniero Civil – Ph. D.

ABSTRACT

TITLE: STRUCTURAL DESIGN OF ALTERNATIVE IN SINGLE BOX GIRDER OF PRESTRESSING CONCRETE WITH LATERAL STRUD SECTION AND UNIQUE PILE FOR THE UNION VIADUCT OF THE BUCARMANGA CITY*.

AUTHORS: ARIZA MEDINA, Jeffer Mauricio **

KEYWORDS: Bridge, balanced cantilever, concrete box girder, lateral strud, prestressing concrete, segmental bridge.

DESCRIPTION: The content of this document, describes the structural design of alternative in single box girder of prestressing concrete with lateral strud section and unique pile and its comparison in quantities of materials of the superstructure with the original design of the the Union viaduct of the city of Bucaramanga.

The structural design of the proposed alternative corresponds to the design of the superstructure of a prestressed concrete bridge, with a typology of single box girder with lateral struts for widening the cross section. A single pile is proposed for support. The longitudinal configuration of the bridge corresponds to three spans of 52.45, 111.0, and 55.5m for a total length of 218.95m. The total width of the deck is 22.5m, with equal distribution to the original design to maintain the same service capacity.

The original design corresponds to a prestressing concrete three-cells box girder with two piles per support.

The conclusion of this analysis, is that the alternative in single box girder with lateral struts and unique pile for the viaduct, is completely viable and meets the requirements established by the current code.

It was also found that the structure proposed in the alternative is more efficient in the consumption of materials and therefore in the total weight of the bridge, even reaching values below 50% of the original design for both the concrete and the pre-stress steel.

* Master degree thesis.

** Universidad Industrial de Santander (UIS), Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil. Director: ALVARO VIVIESCAS, Ingeniero Civil – Ph. D.

INTRODUCCIÓN

El viaducto la Unión, está situado en el corredor primario entre la ciudad de Bucaramanga y el municipio de Floridablanca, una zona de amenaza sísmica alta. Su tipología estructural corresponde a una superestructura de viga cajón de tres celdas en concreto preesforzado, apoyada sobre columnas de sección cajón (dos por apoyo). Su método constructivo corresponde al de avance por voladizos sucesivos con dovelas fundidas in situ.

Figura 1. Viaducto La Unión



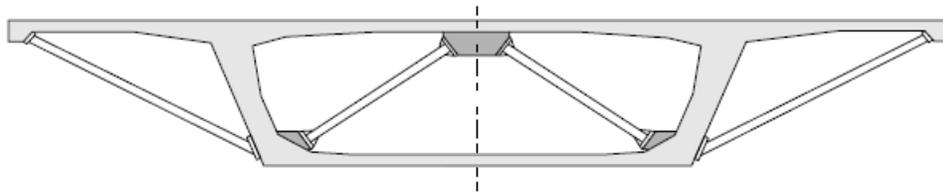
El diseño estructural de la alternativa consiste en una superestructura de cajón unicelular con puntales laterales para ensanchamiento de la sección transversal. Éste sistema fue utilizado en el puente Vidin-Calafat construido sobre el río Danubio en Bulgaria (MANTEROLA, 2015), y en el viaducto Scardon viaduct en el norte de Francia (CHEN y DUAN, 2013, p.450), ambos en Europa, cuya tipología no ha sido implementada aún en Colombia.

Figura 2. Viaducto Scardon.



Fuente: (CHEN Y DUAN, 2013)

Figura 3. Sección transversal viaducto Scardon.



Fuente: (CHEN Y DUAN, 2013)

El diseño se plantea para un proceso constructivo segmental por avance en voladizos sucesivos (ATES, 2011, p.1), demandando de esta forma realizar análisis dependientes del tiempo cómo lo son la variación en las propiedades del concreto y el acero de preesfuerzo debidos entre otros al fenómeno de fluencia del concreto (WEN, 2011). También se realizará un análisis de los efectos térmicos que deben ser considerados en este tipo de puentes (KRKOŠKA y MORAVČÍK, 2015, p.1).

Se tendrá en cuenta los efectos del viento en su etapa constructiva y en su etapa de servicio. La geometría será seleccionada con el fin de disminuir los efectos negativos durante su proceso constructivo (PINDADO, MESEGUER y FRANCHINI, 2005).

La respuesta sísmica se determinará para la etapa de servicio, como establece el código.

Si se considera que aunque es cierto que durante la etapa constructiva existe una alta probabilidad de la ocurrencia de sismos de menor intensidad (BENJUMEA Y CHIO, 2016) (WILSON Y HOLMES, 2007), dada la configuración de la sección transversal, existe una mayor cantidad de masa en su etapa final debido a la ampliación, por lo cual se espera que el diseño sísmico esté gobernado por el sismo de diseño en etapa de servicio.

Al ser un puente de gran importancia para la ciudad, sirve de referente para realizar un estudio comparativo de cantidades de obra con las obtenidas de la configuración estructural planteada en este trabajo de aplicación. Esto permitirá tomar decisiones futuras objetivas de la configuración estructural adecuada para puentes similares que el desarrollo del país demandará construir.

1. OBJETIVOS

1.1 OBJETIVOS DEL TRABAJO DE GRADO

1.1.1 Objetivo General. Desarrollar un análisis de la alternativa en viga cajón unicelular en concreto preesforzado con puntales laterales y pila única para el viaducto La Unión de la ciudad de Bucaramanga, para comparar las cantidades de obra resultantes de la superestructura con las obtenidas en el diseño original.

1.1.2 Objetivos Específicos. Los objetivos específicos son los siguientes:

- Realizar el diseño de la superestructura del puente, siguiendo los requerimientos del código actual - NORMA COLOMBIANA DE DISEÑO DE PUENTES – LRFD – CCP 14.
- Generar las memorias de cálculo y los planos de diseño de la superestructura de la alternativa planteada, correspondientes a un nivel de diseño Fase II definido por el INVIAS.
- Realizar un comparativo de cantidades de material de la superestructura entre el diseño original del puente y la alternativa planteada.

1.1.3 Alcance. El diseño estructural de la alternativa planteada corresponde al diseño de la superestructura de un puente de concreto preesforzado, con tipología de cajón uni-celular con puntales laterales para ensanchamiento de la sección transversal. Se plantea un solo pilar por apoyo. La configuración longitudinal del puente corresponde a tres luces de 52.45, 111.0, y 55.5 m para una longitud total de 218.95. El ancho total del tablero es

de 22.5m, con una distribución igual a la del diseño original para mantener la misma capacidad de servicio.

Se tendrán en cuenta las cargas permanentes, vehiculares, constructivas, de preesfuerzo, de viento, sísmicas y adicional se consideraran las cargas producto de los efectos de fluencia, retracción y temperatura. Se utilizarán los softwares Excel y Sap2000 para el análisis y diseño.

El diseño se realizará mediante un análisis elástico lineal para la superestructura. Para el análisis de las fuerzas sísmicas se utilizará el método dinámico lineal que corresponde al análisis modal espectral y se considerará la respuesta inelástica de las pilas al afectar éstas fuerzas por un factor de disipación de energía establecido por el código.

El parámetro de comparación entre el diseño estructural original y el diseño estructural de la alternativa planteada serán las cantidades de los materiales de la superestructura.

El análisis y diseño se realizará siguiendo los requerimientos del código actual - NORMA COLOMBIANA DE DISEÑO DE PUENTES – LRFD – CCP 14.

2. MARCO TEÓRICO

En Colombia, el método constructivo más utilizado para viaductos de concreto preesforzado de grandes luces, es el de avance por voladizos sucesivos. La mayoría diseñados para dos carriles con anchos inferiores a 12m. A continuación, se presentan algunos de los proyectos más destacados en el país.

Figura 4. Viaducto El Tigre Vía Ibagué Armenia



<i>Longitud total</i>	<i>304.5 m</i>
<i>Ancho</i>	<i>11.0 m</i>
<i>Luz principal</i>	<i>152.0 m</i>

Fuente: Silva Carreño & Asociados S.A.S.

Figura 5. Viaducto El Balseadero



<i>Longitud total</i>	<i>1708.0 m</i>
<i>Ancho</i>	<i>11.0 m</i>
<i>Luz principal</i>	<i>132.0 m</i>

Fuente: <http://www.eltiempo.com/colombia/otras-ciudades/viaducto-mas-grande-de-colombia/15994255>

Figura 6. Tunnel y Viaducto de Gualanday, en el departamento del Tolima.



<i>Longitud total</i>	600.0 m
<i>Ancho</i>	11.0 m
<i>Luz principal</i>	100.0 m

Fuente: Revista Noticreto, ed. 130, p. 45

Figura 7. Viaducto Peña de Gallo



<i>Longitud total</i>	300.0 m
<i>Ancho</i>	11.0 m
<i>Luz principal</i>	140.0 m

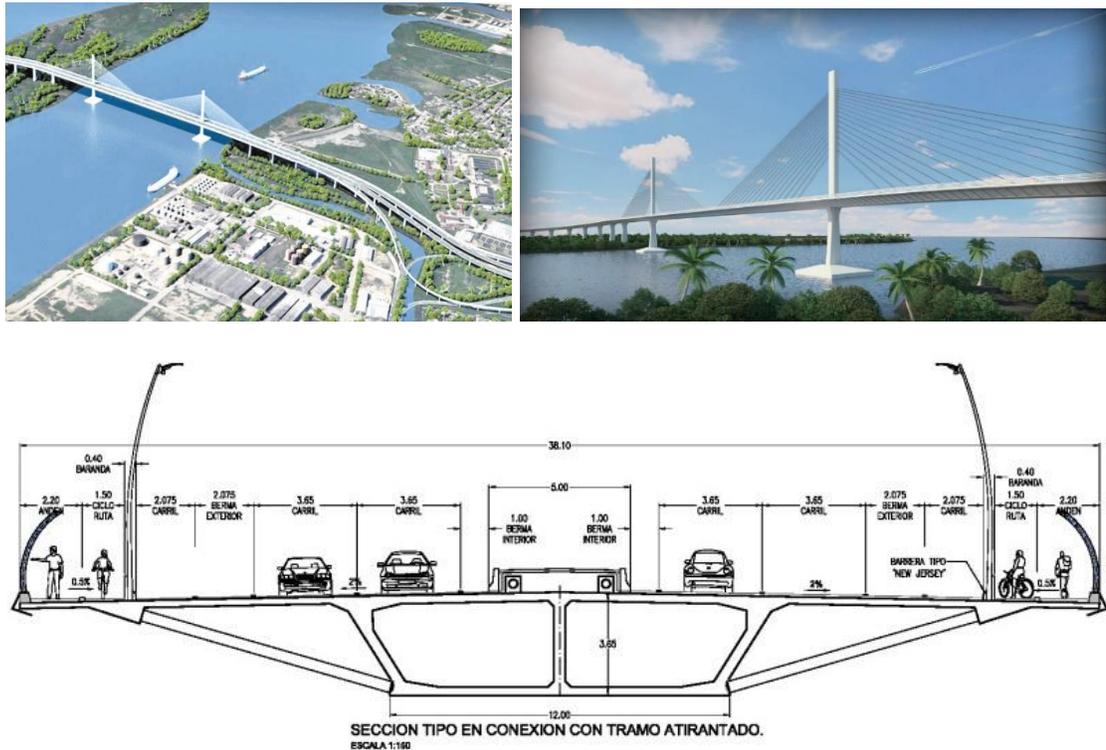
Fuente: <http://casanarenoticias.com/index.php/blog/item/952-hoy-se-inaugura-viaducto-de-pena-de-gallo>

3. ESTADO DEL CONOCIMIENTO

En Colombia podemos encontrar dos proyectos que cuentan con un ancho de tablero mayor de 30m con puntales laterales, son; El proyecto Nuevo puente Pumarejo y el Viaducto la novena en la ciudad de Bucaramanga. Ambos puentes atirantados y apoyados sobre pilas centrales.

En este proyecto, se busca utilizar esta configuración para el tablero preesforzado con el fin de lograr el ancho requerido de 22.5m del diseño original.

Figura 8. Nuevo puente Pumarejo



Fuente: (CASADO, p. 22-26)

4. CONSIDERACIONES DE DISEÑO.

Los siguientes fueron los criterios utilizados:

4.1 NORMA DE DISEÑO:

Norma Colombiana de Diseño de Puentes – LRFD - CCP 14

4.2 CARGAS DE DISEÑO:

Cargas permanentes

Peso específico del concreto reforzado (DC): 24 (kN/m³)

Peso específico del concreto preesforzado (DC): 25 (kN/m³)

Carpeta asfáltica (DW): 22 (kN/m³)

Barreras de tráfico (DC): 4.8 (kN/m) C/U

Carga viva. La carga viva vehicular utilizada corresponde a las especificaciones del artículo 3.6 del código, usando los factores de presencia múltiple y los factores de amplificación por carga dinámica apropiados.

Cargas de viento. Las cargas de viento corresponden a las especificaciones del artículo 3.8 del código.

Cargas de sismo. Zona de amenaza sísmica alta, Bucaramanga:

PGA: 0.20; Ss: 0.50; SI: 0.25

Perfil de suelo tipo D.

Cargas de construcción. Las cargas de construcción utilizadas corresponden a las especificadas en el artículo 5.14.2.3 del código.

Fuerzas térmicas.

Variación de la temperatura

Temperatura promedio: 23°C

Coefficiente de temperatura para el concreto: 1.05×10^{-5} (mm/mm/°C)

Variación positiva temperatura: 12°C

Variación negativa temperatura: 27°C

Gradiente de temperatura: El gradiente de temperatura utilizado corresponde al definido por el artículo 3.12.3 para una zona tipo 1

Retracción y flujo plástico

Estos fenómenos fueron analizados conforme a los artículos 5.4.2.3.2 y 5.4.2.3.3

4.3 MATERIALES:

CONCRETOS	<i>Peso específico del concreto reforzado, wc:</i>	2400 Kg/m ³	β_1
	<i>Peso específico del concreto preesforzado, wcP:</i>	2500 Kg/m ³	0.845
	<i>Factor de corrección para la fuente de agregado, K1:</i>	1	
	<i>Resistencia mínima a la compresión, f'c:</i>	35 MPa	3.5 kN/cm ²
	<i>Módulo de elasticidad del concreto, Ec:</i>	29910 MPa	2991.0 kN/cm ²
	<i>Módulo de rotura, Fr</i>	3.8 MPa	0.4 kN/cm ²
	<i>Deformación unitaria máxima, ϵ_{cu}</i>	0.003	
	<i>Tipo de elemento</i>	Vigas y columnas Armadura principal, Estribos, espirales.	
	<i>Recubrimiento mínimo</i>	4.00 cm	
	<i>Tamaño máximo del agregado grueso</i>	3/4 "	
<hr/>			
BARRAS DE REFUERZO	<i>Designación ASTM: A706 Grado 60 - Low Alloy Steel Deformed Bars for Concrete reinforcement</i>		
	<i>Resistencia mínima especificada a la Fluencia, F_y:</i>	420 MPa	42.0 kN/cm ²
	<i>Módulo de elasticidad E:</i>	200000 MPa	20000.0 kN/cm ²
	<i>Peso específico del Acero, ws:</i>	7849 Kg/m ³	
	<i>Deformación unitaria de fluencia, ϵ_y</i>	0.0021	

ACERO DE PREESFUERZO

Designación AASHTO: *M 203M/M203*

Designación Equivalente ASTM: *A416/A416M*

Tipo de cables: *Cables de baja relajación*

Grado: *270*

Resistencia a la tracción, f_{pu} : *1860 MPa 186.0 kN/cm²*

Resistencia a la fluencia, f_{py} : *1674 MPa 167.4 kN/cm²*

Módulo de elasticidad de los cables de preesfuerzo, E_p : *197000 MPa 19700.0 kN/cm²*

Tipo de Acero: *Alambre o Torón*

Tipo de Ducto: *Ducto rígido y semirrígido de metal galvanizado*

Coefficientes de fricción para torones de postensado

Coefficiente de fricción por desviación del ducto (/m de torón), K : *3.00E-04/m Comercial*

Coefficiente de fricción, μ : *0.25/rad*

Asentamiento de cuña esperado, δ_{AC} *6 mm* 

4.4 MÉTODO DE DISEÑO:

Estados límite: Resistencia, Evento extremo y Servicio.

5. CONFIGURACIÓN LONGITUDINAL Y SECCIÓN TÍPICA.

La configuración longitudinal del puente corresponde a tres luces de 52.45, 111.0, y 55.5 m para una longitud total de 218.95. El ancho total del tablero es de 22.5m, con una distribución igual a la del diseño original para mantener la misma capacidad de servicio.

La sección transversal del puente corresponde a una viga principal cajón de concreto preesforzado, con una profundidad en apoyo de 7m y en el centro de la luz de 4m. Cuenta con una ampliación soportada sobre puntales laterales ubicados cada 3.1m correspondiente con el largo de cada dovela.

La configuración longitudinal, consta de 17 Dovelas en etapa constructiva.

Figura 10. Sección transversal.

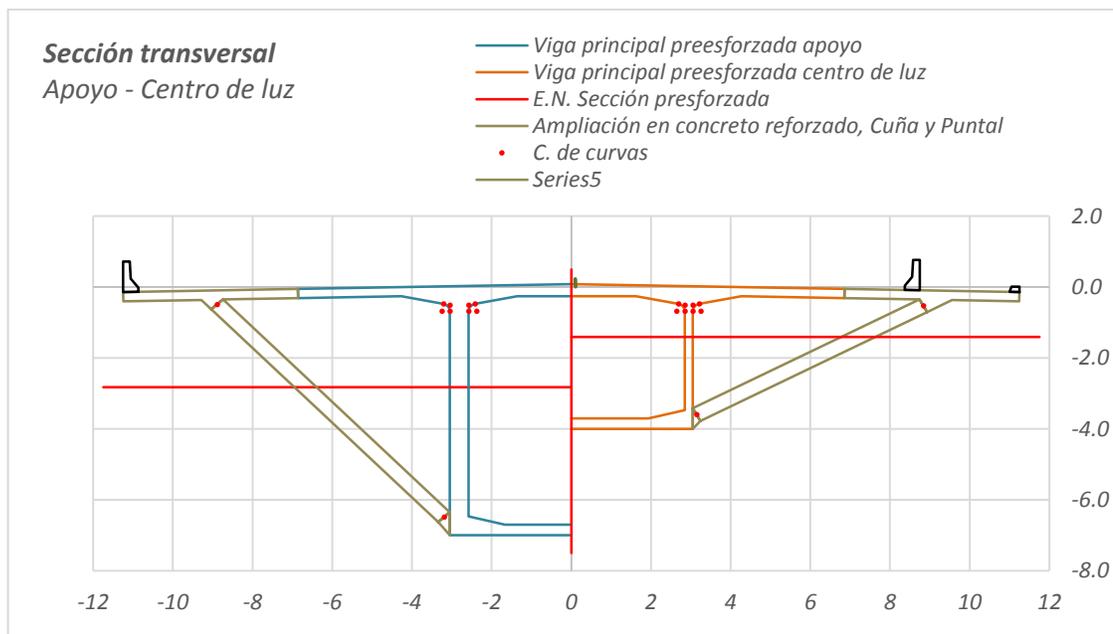


Figura 11. Sección en el apoyo y en el centro de luz.

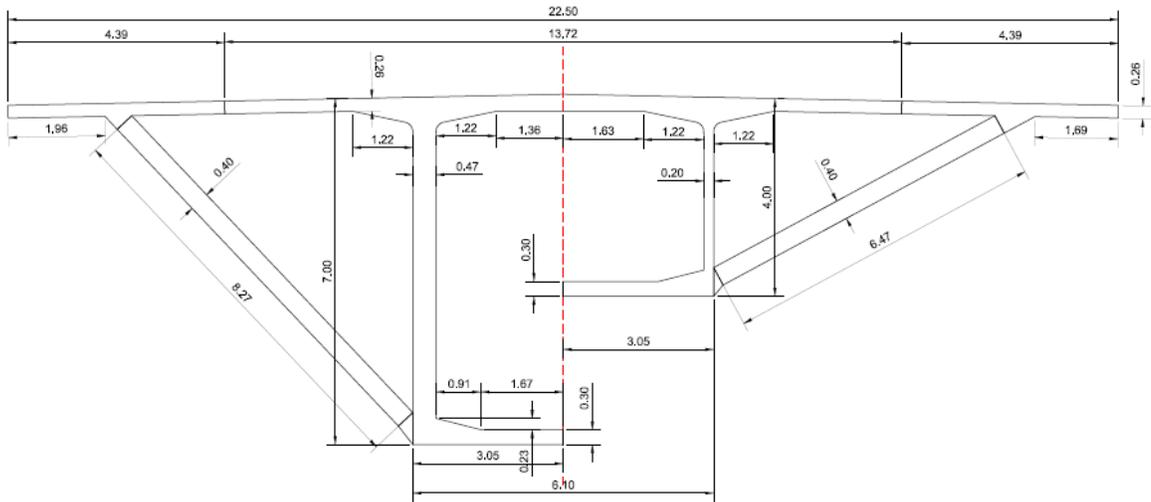


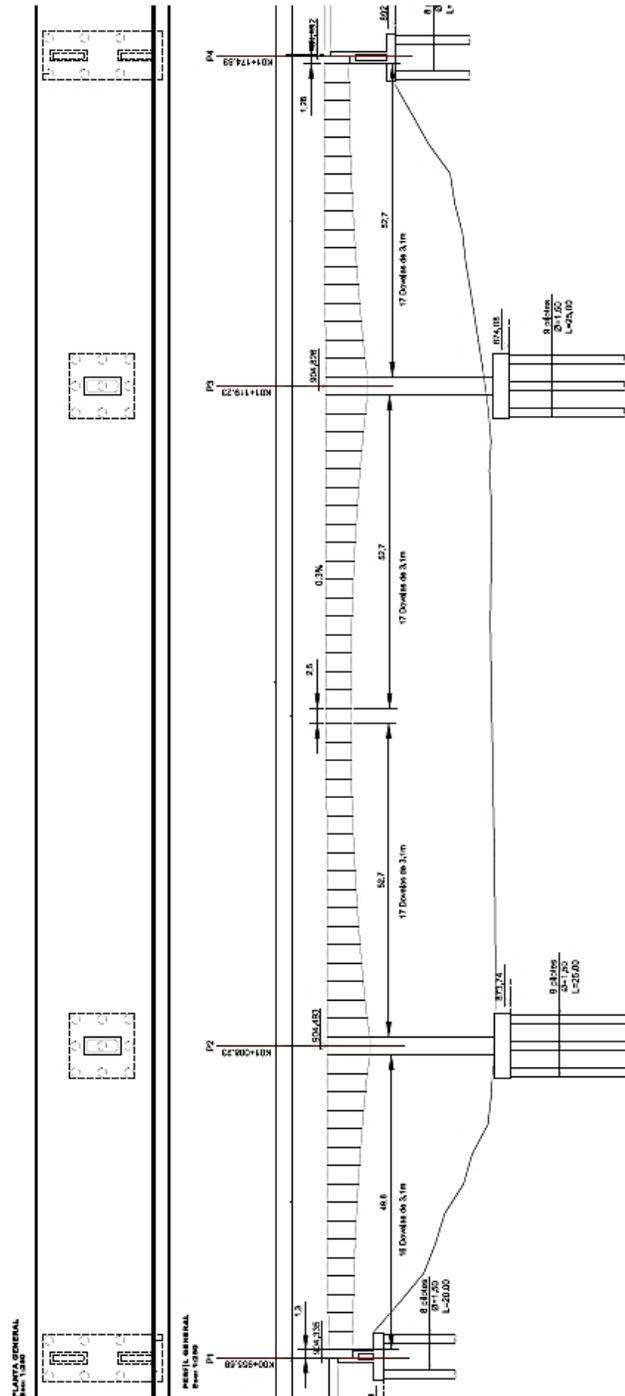
Tabla 1. Propiedades geométricas de la sección en el centro de luz y en el Apoyo.

Propiedades geométricas de las secciones

		Apoyo	Centro de Luz
Área de la sección preesforzada	A	12.66 m ²	7.98 m ²
Momento polar de inercia	J	67.13 m ⁴	31.29 m ⁴
Momentos de inercia (Calculados con base en los anchos efectivos de aleta)	I _x	88.76 m ⁴	20.98 m ⁴
	I _y	117.09 m ⁴	81.71 m ⁴
Producto de inercia	I _{xy}	0.00 m ⁴	0.00 m ⁴
Coordenadas Centroide	c _x	0.00 m	0.00 m
	c _y	-2.82 m	-1.41 m
Radios de giro	r _x	3.04 m	3.20 m
	r _y	2.65 m	1.62 m
Distancia desde el E.N. hasta la fibra superior	y _s	2.91 m	1.49 m
Distancia desde el E.N. hasta la fibra inferior	y _i	4.18 m	2.59 m
Módulo de sección superior en X	S _{xs}	30.55 m ³	14.04 m ³
Módulo de sección inferior en X	S _{xi}	21.24 m ³	8.09 m ³
Módulo de sección en Y	S _y	17.07 m ³	11.91 m ³
Perímetro para cálculo de efectos de retracción	P _{SH}	52.05 m	43.59 m
	A/P _{SH}	0.24	0.18
Área de la sección de la losa de ampliación	A _{ampl.}	2.43 m ²	2.57 m ²
Área de los puntales y cuña de apoyo	A _p	6.81 m ²	5.29 m ²
Área de las barreras vehiculares	A _{bv}	0.41 m ²	0.41 m ²
Área de bordillos	A _b	0.03 m ²	0.03 m ²
Área de la carpeta asfáltica	A _{DW}	0.96 m ²	0.96 m ²
Volumen cuñas de anclaje	V _{CA}	0.73 m ³	0.73 m ³
Peso losa ampliación	W _{AM}	177.29 kN	187.31 kN
Peso Cuñas de anclaje	W _{CA}	17.14 kN	17.14 kN
Peso Puntales y cuñas soporte	W _p	64.11 kN	49.79 kN

Los detalles de las secciones, se encuentran en el Anexo F, que contiene los planos generales de la alternativa planteada.

Figura 12. Planta y elevación general



5.1 Cronograma de construcción

El diseño del puente está planteado para ser construido por el método de avance en voladizos sucesivos para la viga principal, una vez culminada su construcción se procedería con la ejecución de la ampliación y acabados.

A continuación, se presenta el cronograma planteado:

t_{fD}	7 Días	Tiempo de fabricación y preesfuerzo de cada dovela en días
t_{fA}	3 Días	Tiempo de fabricación de tramo de ampliación
t_{CVP}	126 Días	Tiempo construcción viga principal
t_{CAM}	108 Días	Tiempo construcción ampliación
t_{CDC2}	20 Días	Tiempo de construcción de barandas, carpeta asfáltica y demás acabados
N°_{CEQ}	4	Número de carros de avance construcción dovelas
N°_{CEQA}		
M	2	Número de carros de avance construcción ampliación

Etapa	$t_{relativo}$	Descripción
t_{E0}	0 Días	Final construcción dovelas y diafragmas de apoyo Final construcción Voladizos antes de la dovela de
t_{E1}	119 Días	cierre.
t_{E2}	126 Días	Construcción de la dovela de cierre y tensionamiento de los cables de continuidad
t_{E3}	234 Días	Final construcción de la ampliación
t_{E4}	254 Días	Final construcción de las barreras de tráfico, barandas peatonales y carpeta asfáltica
t_{E5}	260 Días	Puesta en servicio del puente (Final construcción)
t_{E6}	500 Días	

		Fuerzas totales y deformaciones después de la fluencia y retracción en el día 500
t _{E7}	1000 Días	Fuerzas totales y deformaciones después de la fluencia y retracción en el día 1000
t _{E8}	2500 Días	Fuerzas totales y deformaciones después de la fluencia y retracción en el día 2500
t _{E9}	5000 Días	Fuerzas totales y deformaciones después de la fluencia y retracción en el día 5000
t _{E10}	10000 Días	Fuerzas totales y deformaciones después de la fluencia y retracción en el día 10000

Por la configuración y el método constructivo del puente, es necesario considerar la variación de las propiedades del material con el paso del tiempo, una de ellas su resistencia y por consiguiente su módulo de elasticidad.

Para éste análisis, se tomó la expresión facilitada por el código CEB-FIP 1990, que dice:

$$f_c(j) = \beta_{cc}(j) f_{c,28}$$

Donde $\beta_{cc}(j)$ es un coeficiente de valor:

$$\beta_{cc}(j) = e^{\left[s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{j}} \right) \right]}$$

Siendo:

$f_c(j)$: Resistencia a compresión a la edad j .

$f_{c,28}$: Resistencia a compresión a la edad de 28 días.

s : Coeficiente que depende del tipo de cemento y que adopta los valores:

0.20 Para cementos de endurecimiento rápido y de alta resistencia.

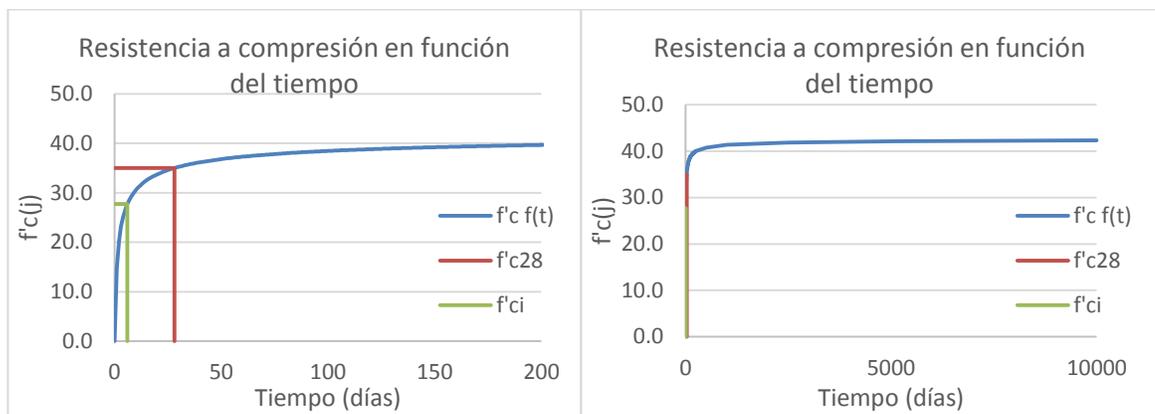
0.25 Para cementos de endurecimiento normal o rápido.

0.38 Para cementos de endurecimiento lento.

Se seleccionó un cemento de endurecimiento rápido y de alta resistencia dado el método constructivo seleccionado.

La resistencia a compresión en función del tiempo se rige por la siguiente función.

Figura 13. Resistencia a compresión del concreto en función del tiempo.

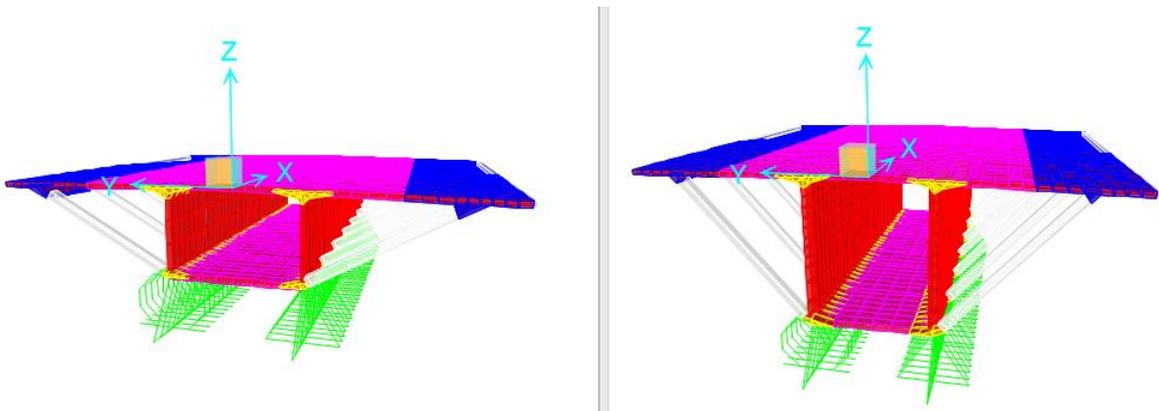


6. DISEÑO TRANSVERSAL DEL TABLERO

Para el diseño transversal del tablero, se analizaron dos modelos matemáticos tridimensionales en los cuales se analizó la carga viva en diferentes posiciones y configuraciones. Se utilizaron las cargas del camión de diseño C-14 y el Tándem T-14.

Para los modelos se utilizaron elementos tipo Shell para la viga principal junto con la ampliación, y elementos tipo Frame para los puntales. Los puntales trabajan simplemente apoyados en ambos extremos. Se utilizaron apoyos simples en la base de las almas, método generalizado en el diseño de las secciones cajón.

Figura 14. Detalles modelos matemáticos para el diseño del tablero.



Fuente. Sap2000

6.1 CARGAS PERMANENTES

Las cargas permanentes se analizaron con la geometría del modelo y la densidad de los materiales y se adicionaron los elementos faltantes que son las barreras de tráfico y el peso de la carpeta asfáltica.

Peso específico del concreto reforzado, w_c : 2400 Kgf/m³

Peso específico del concreto preesforzado, w_{cP} : 2500 Kgf/m³

Carga de las barandas

Área Barrera	0.21 m ²
W/Barrera	4.8 kN/m
W/Barreras	9.7 kN/m

Cargas Permanentes

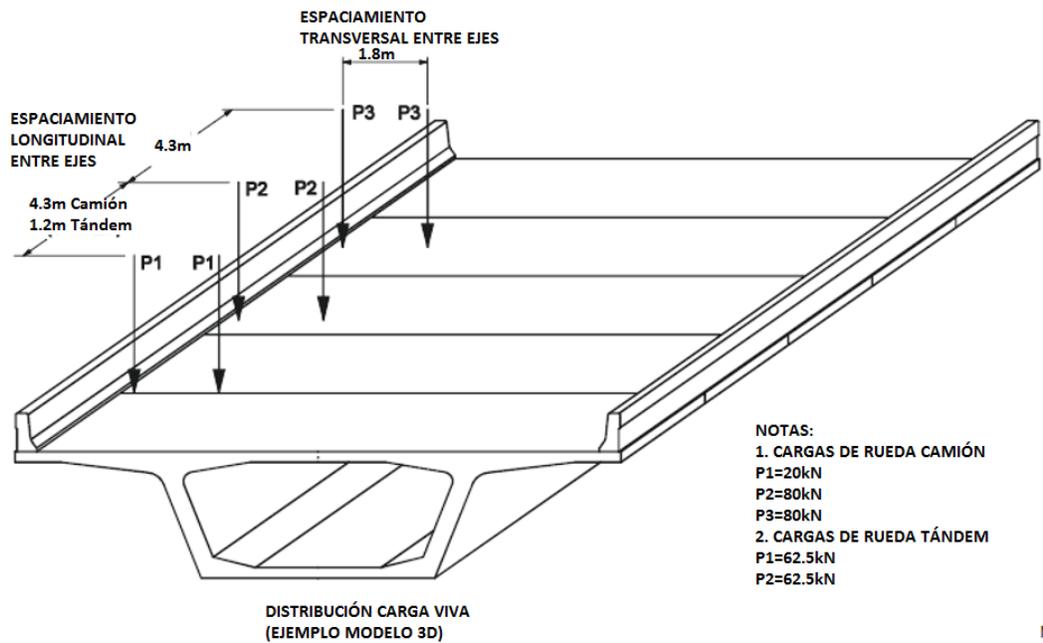
Carga de la carpeta asfáltica DW

t_{DW}	0.05 m
w_{DW}	1.1 kN/m ²

6.2 ANÁLISIS TRANSVERSAL DE CARGA VIVA

Para el análisis de la carga viva, se utilizaron lanes ubicados como se describe en la Figura 8, con las separaciones correspondientes a los ejes del camión (4.3m) y el Tándem (1.2m).

Figura 15. Distribución de carga viva para el diseño transversal de tableros.



Fuente. THERYO, T. (2004).

Las siguientes fueron las consideraciones de carga viva para la sección transversal del tablero.

- Configuración 1: Carga total para el diseño longitudinal (FPM=0.65)
- Configuración 2: Máximo momento positivo en el centro de losa superior; máximo momento negativo en la losa inferior, máximo momento positivo en las almas. (FPM=0.65)
- Configuración 3: máximo momento negativo en el centro de losa superior; máximo momento positivo en la losa inferior; máximo momento negativo en las almas; máximo momento positivo en la ampliación. (FPM=0.65)
- Configuración 4: Máximo momento negativo de losa superior sobre las almas. (FPM=0.65)
- Configuración 5: Máximo momento negativo en la ampliación. (FPM=0.65)
- Configuración 6: Máximo efecto de torsión (FPM=0.85)
- Configuración 7: Un solo Camión o Tandem. (FPM=1.2)
- Configuración 8: Dos camiones o Tandems. (FPM=1.0)
 - P/2: Camión 80.0 kN
 - Tándem 62.5 kN

Figura 16. Configuración transversal de carga viva, Configuración 1.

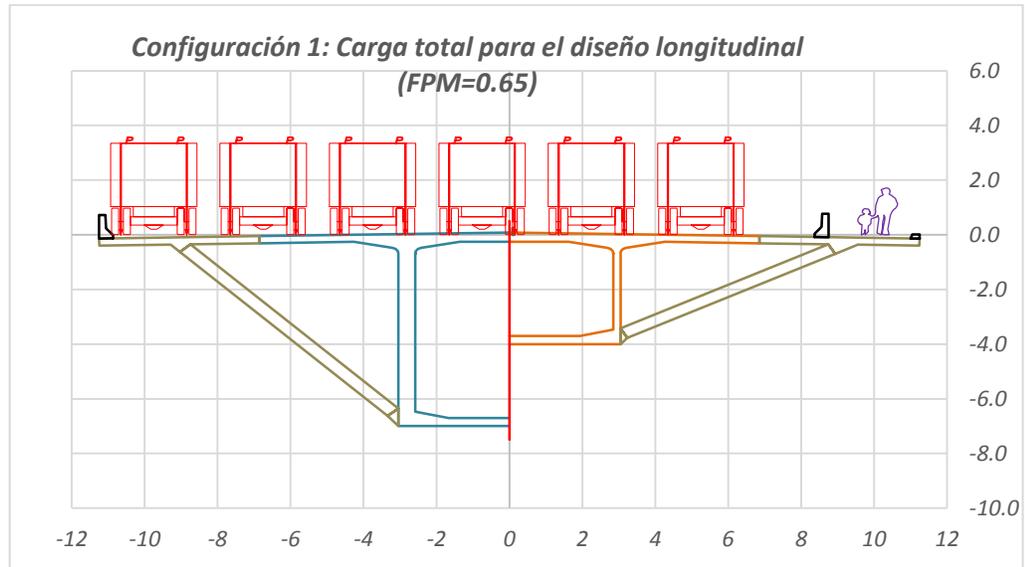


Figura 17. Configuración transversal de carga viva, Configuración 2.

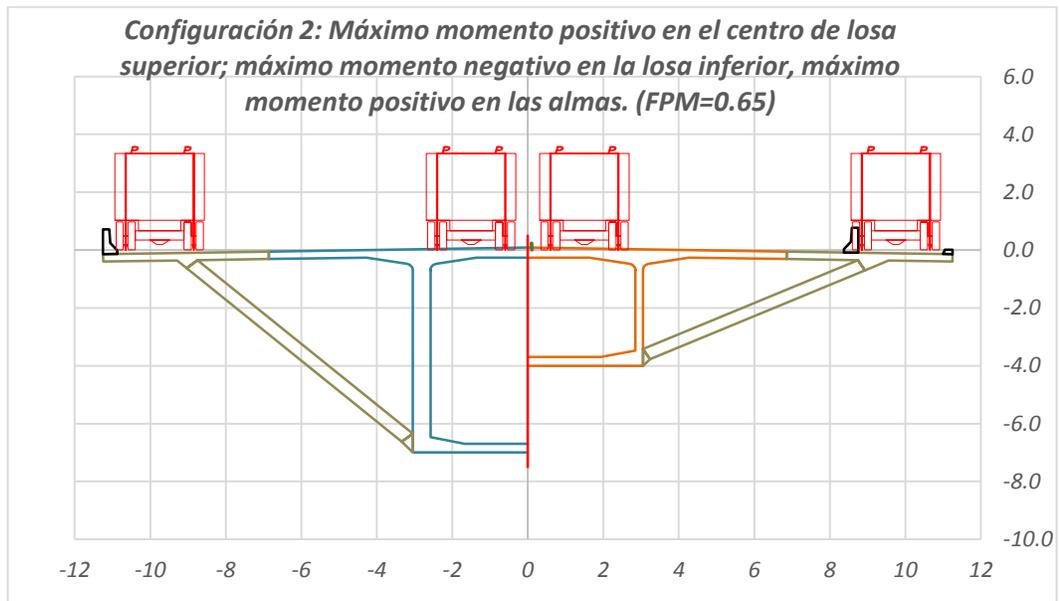


Figura 18. Configuración transversal de carga viva, Configuración 3.

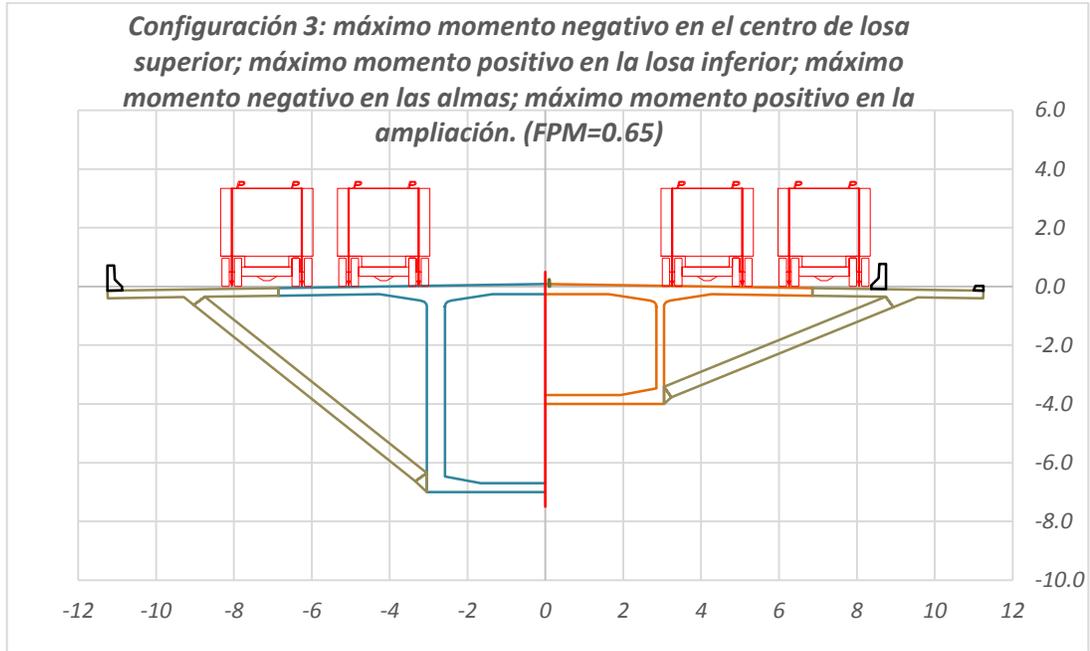


Figura 19. Configuración transversal de carga viva, Configuración 4.

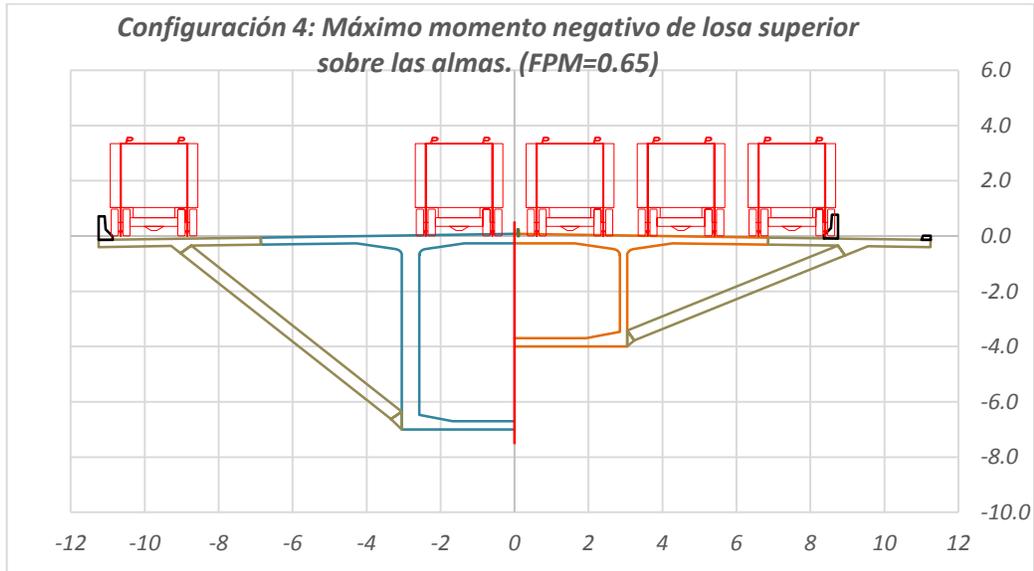


Figura 20. Configuración transversal de carga viva, Configuración 5.

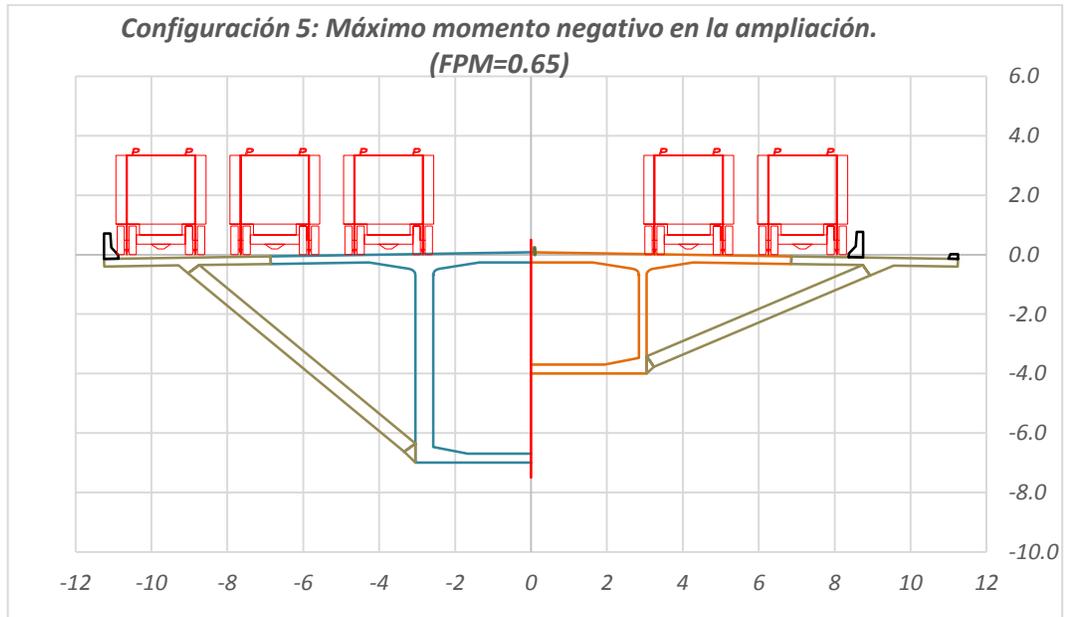


Figura 21. Configuración transversal de carga viva, Configuración 6.

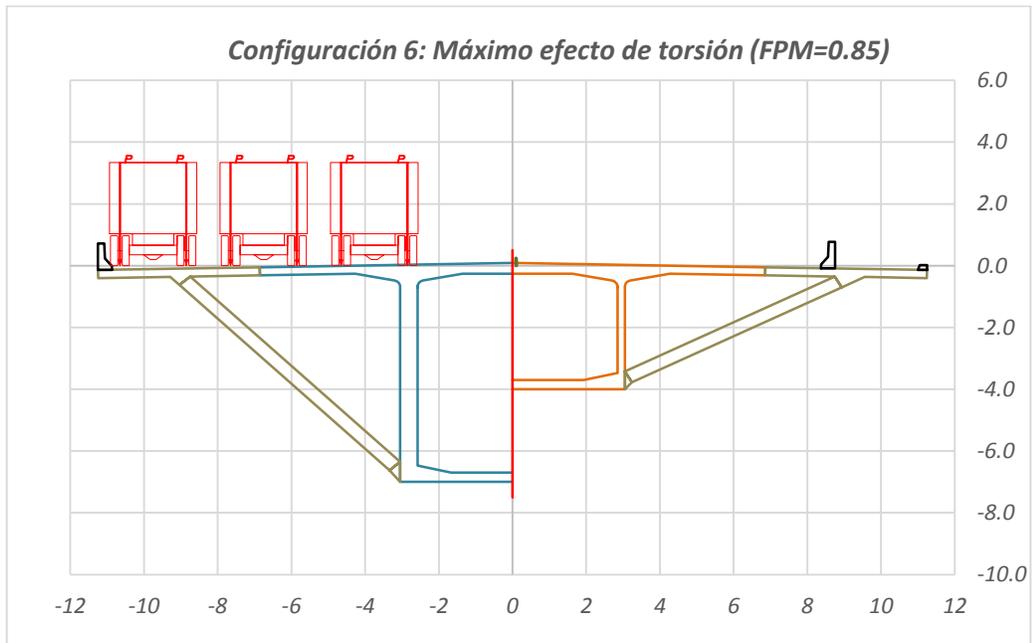


Figura 22. Configuración transversal de carga viva, Configuración 7.

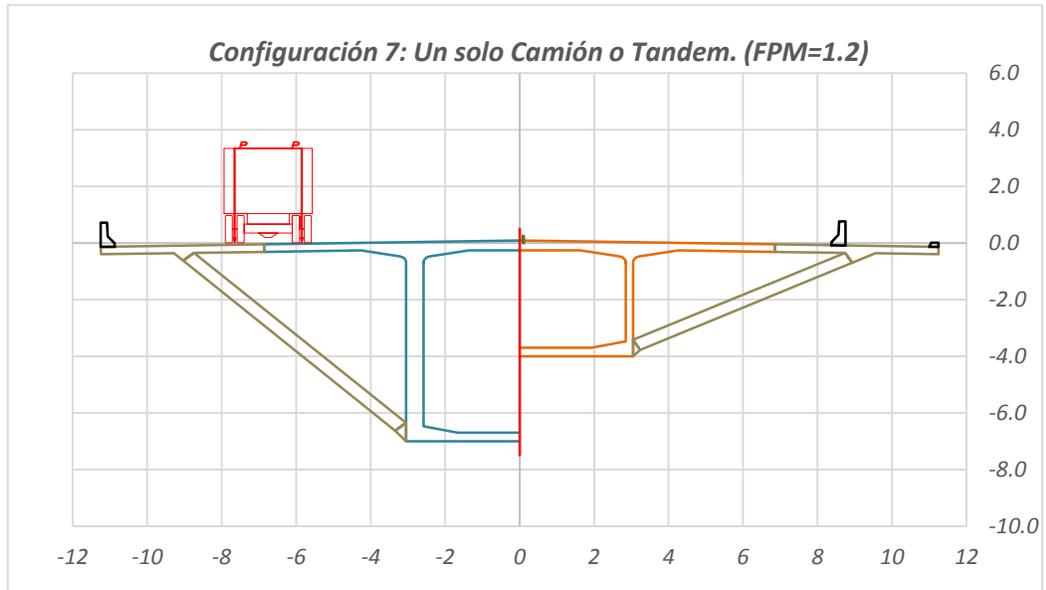
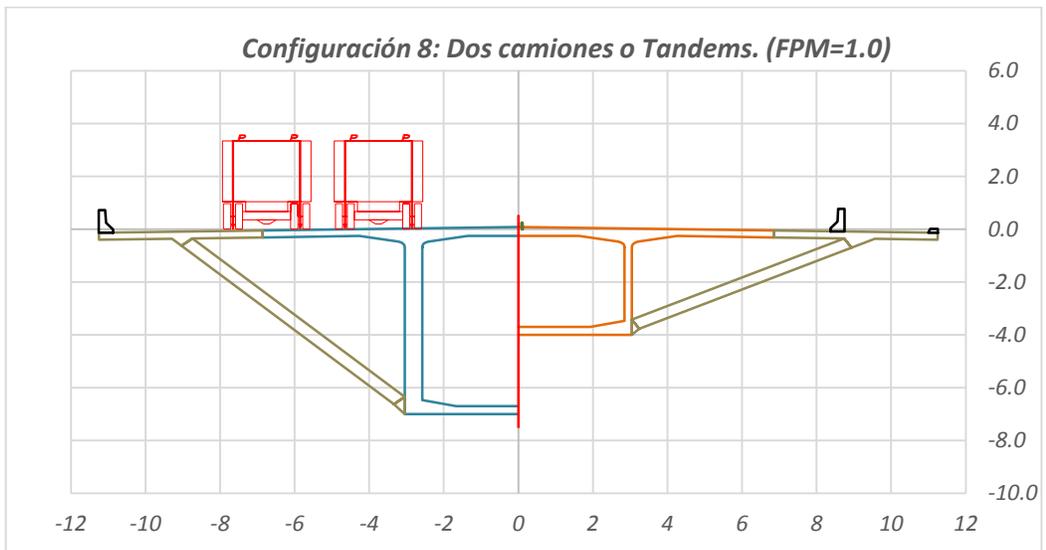


Figura 23. Configuración transversal de carga viva, Configuración 8.



6.3 MODELO MATEMÁTICO

Para el diseño del tablero, se realizaron dos modelos matemáticos tridimensionales en el software Sap2000, correspondientes a las secciones en apoyo y centro de luz. El concreto para la viga principal corresponde al descrito en el capítulo 2 de 35MPa, para los puntales y ampliación se definió un concreto con una resistencia de 28MPa.

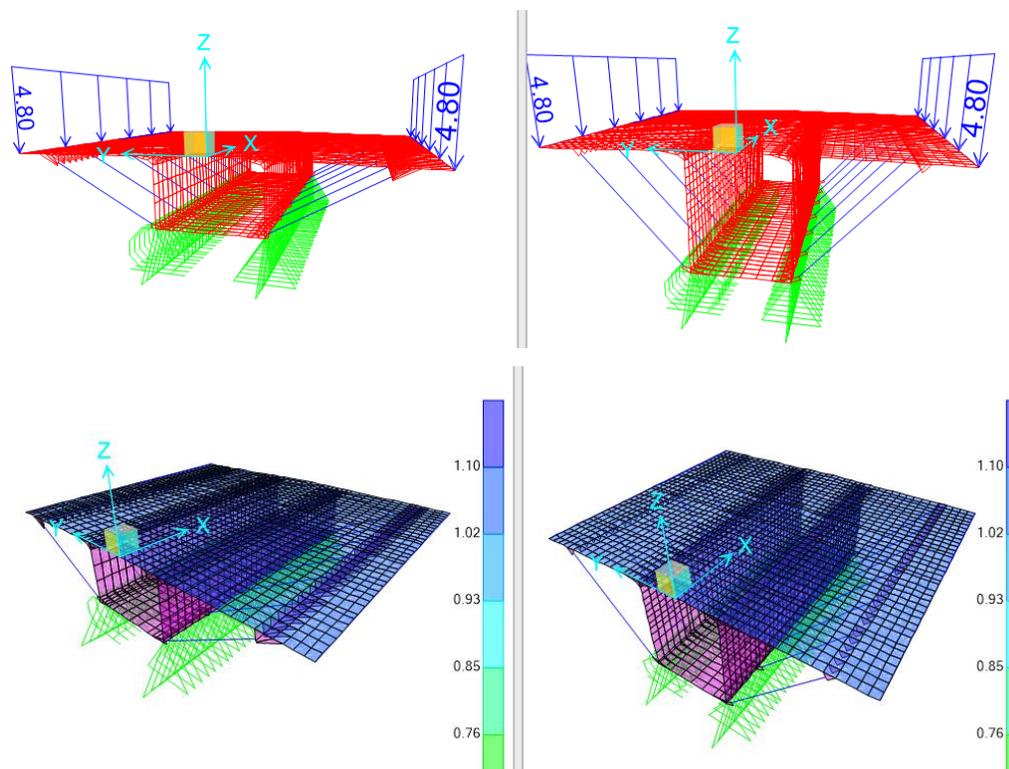
6.3.1 Cargas sobre el modelo. Cargas permanentes adicionales. Carga de las barandas:

$$\text{Área Barrera} = 0.21 \text{ m}^2 \quad W/\text{Barrera} = 4.8 \text{ kN/m}$$

Carga de la carpeta asfáltica DW

$$t_{DW} = 0.05 \text{ m} \quad W_{DW} = 1.1 \text{ kN/m}^2$$

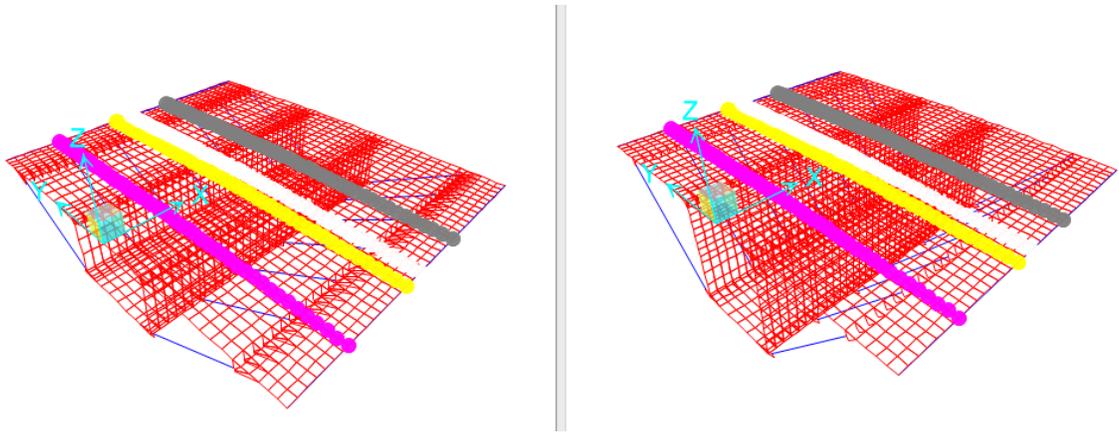
Figura 24. Cargas adicionales sobre el modelo (kN,m)



Fuente. Sap2000

Para el análisis de la carga viva, se definieron 4 Lanes, tres de ellos distanciados cada 4.3m para simular el camión y el último distanciado 1.2m del central, para el cálculo de los efectos del Tándem. Se crearon tantos trenes de carga como las configuraciones descritas en el numeral 4.2. y por medio de combinaciones se sumaron sus efectos para obtener los momentos para los estados límite de resistencia y servicio.

Figura 25. Definición de los Lanes para el análisis de carga viva.

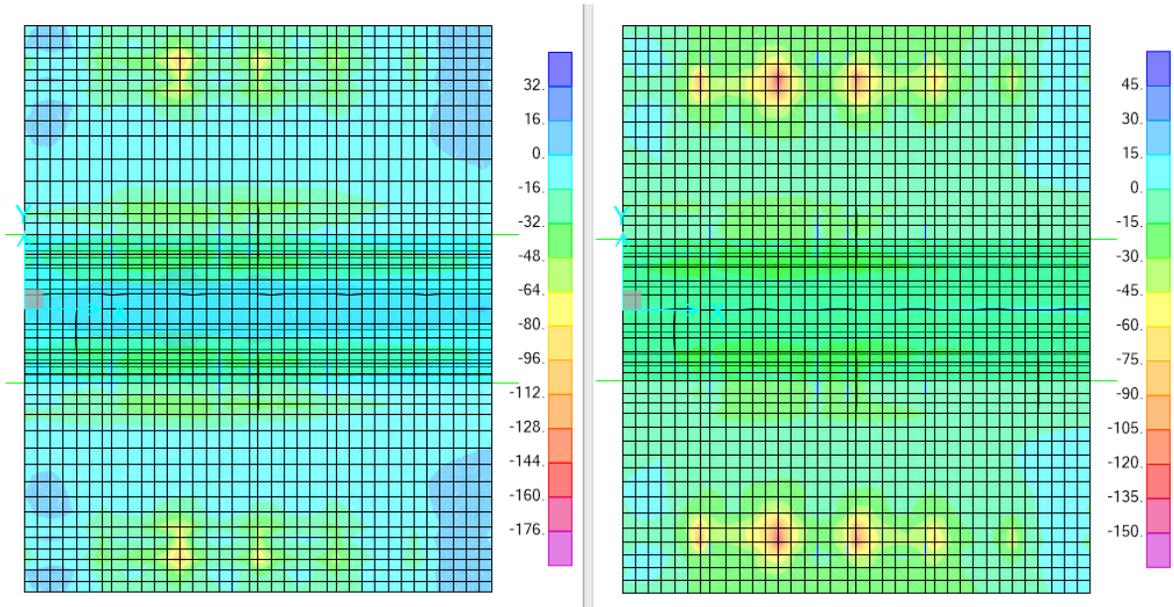


Fuente. Sap2000

6.4 ANÁLISIS DE LAS CARGAS

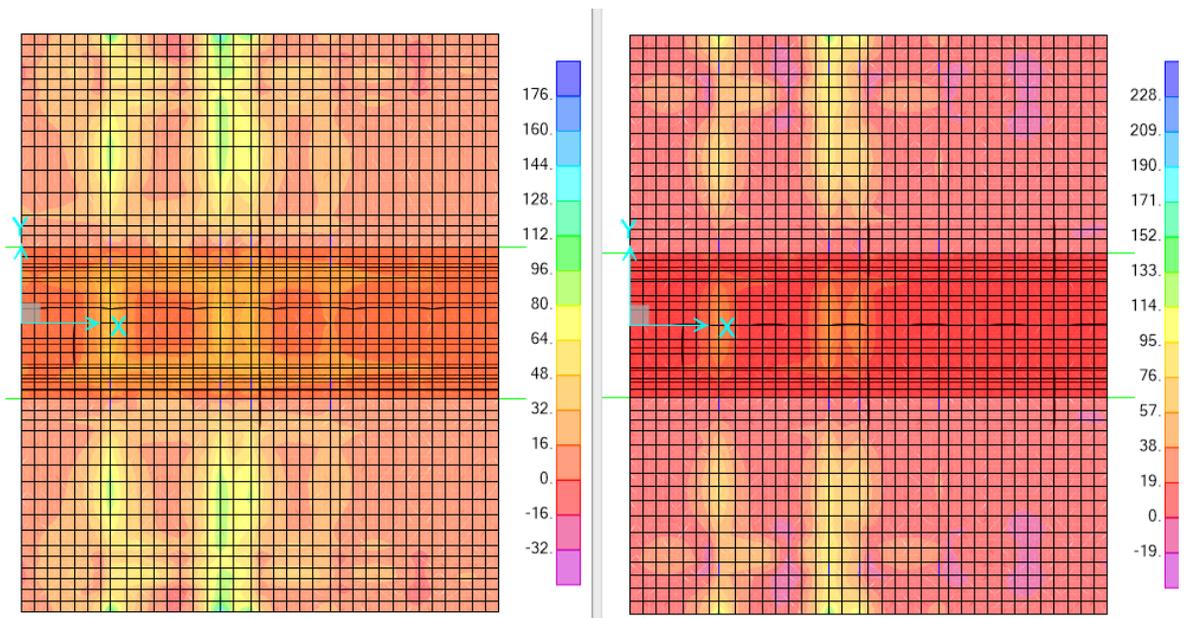
A continuación, se presentan algunos resultados del análisis de las secciones. Los momentos M11 corresponden al sentido longitudinal y los M22 corresponden a los momentos en sentido transversal de la sección.

Figura 26. M11 Envolvente Mínimos Losa superior Resistencia I (kN,m)



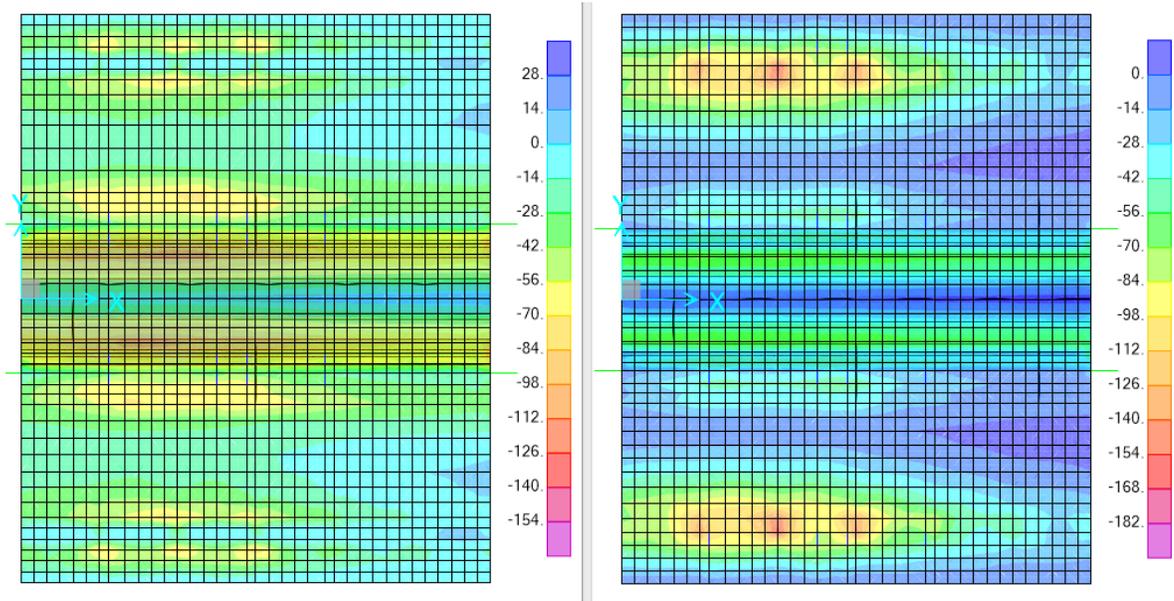
Fuente. Sap2000

Figura 27. M11 Envolvente Máximos Losa superior Resistencia I (kN,m)



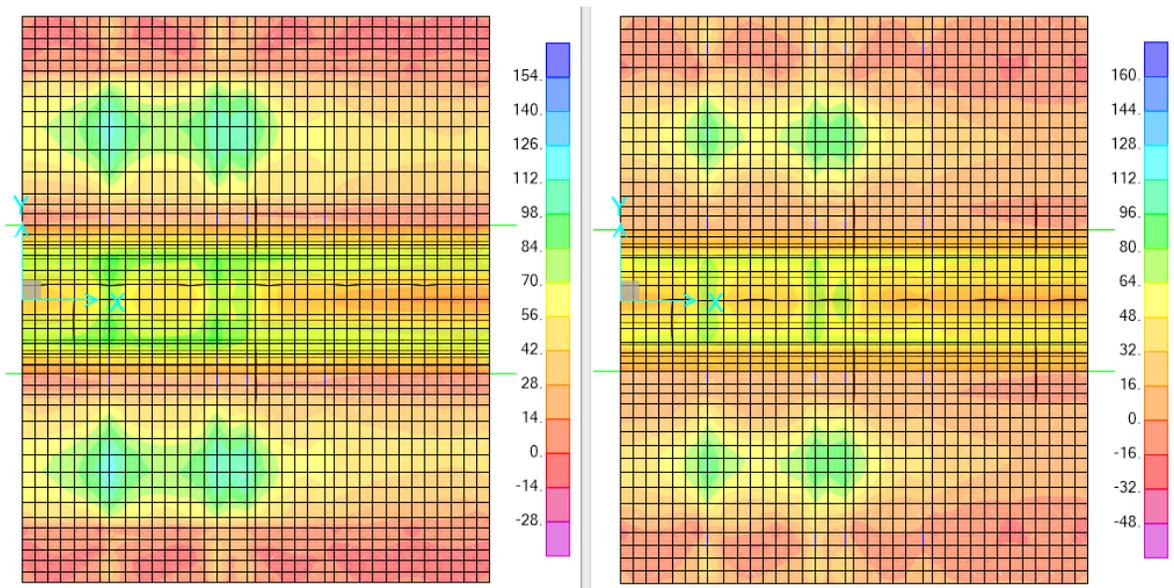
Fuente. Sap2000

Figura 28. M22 Envolvente Mínimos Losa superior Resistencia I (kN,m)



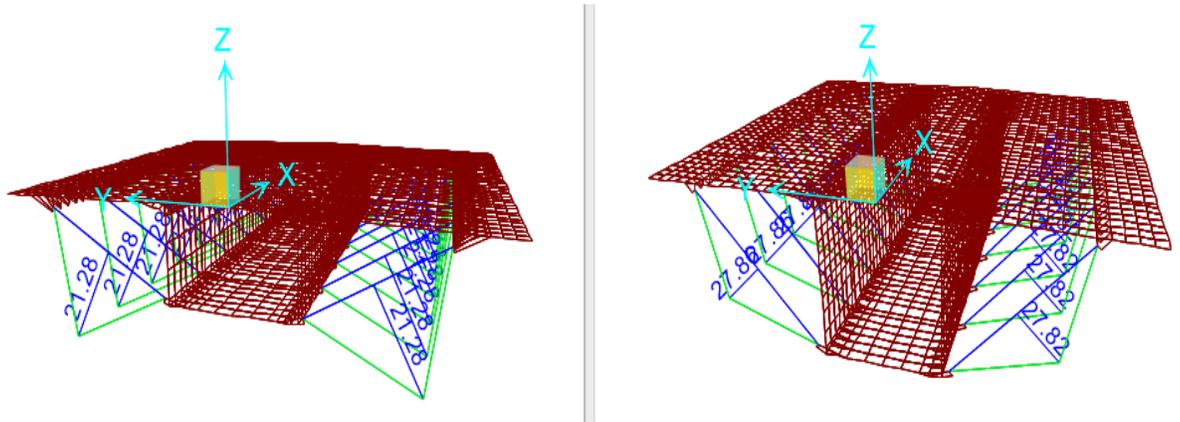
Fuente. Sap2000

Figura 29. M22 Envolvente Máximos Losa superior Resistencia I (kN,m)



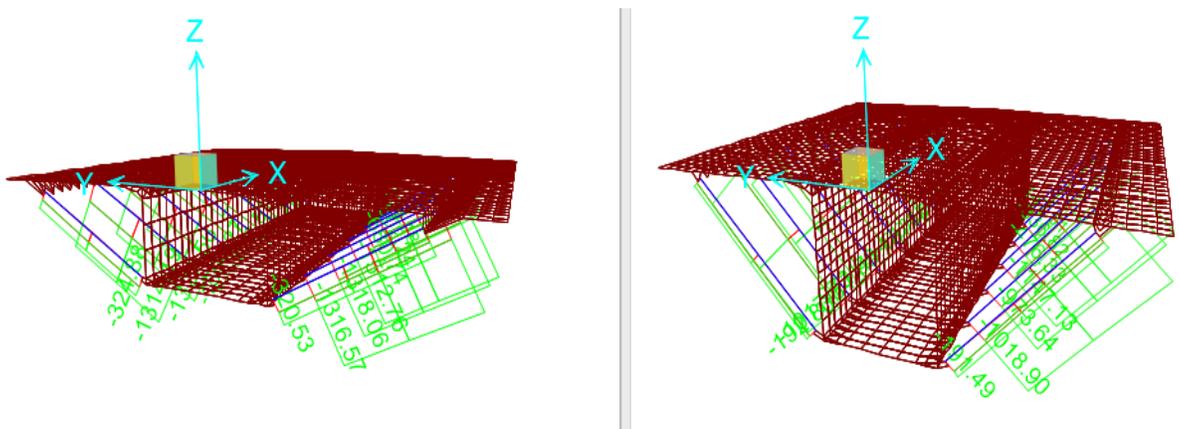
Fuente. Sap2000

Figura 30. M33 Puntales Resistencia I (kN,m)



Fuente. Sap2000

Figura 31. Axial Puntales Resistencia I (kN,m)



Fuente. Sap2000

6.4.1 Análisis de los efectos de fluencia. Debido al proceso constructivo, los concretos de la viga principal y el utilizado en la ampliación, cuentan con una diferencia considerable de edades. Por esta razón se analizó que influencia puede

tener en el análisis de las cargas los efectos que dependen de la edad del concreto como el caso del fenómeno de fluencia.

Para realizar en análisis se consideraron tres casos para el cálculo de las fuerzas sobre los modelos matemáticos de la sección transversal; el primero sin tener en cuenta los efectos de fluencia, el segundo evaluando las secciones transversales en la etapa t_{E5} que corresponde al día de la puesta en servicio, y el último en la etapa t_{E10} que corresponde al estado de servicio una vez ocurridos los efectos esperados por fluencia.

El código establece en su artículo 5.14.2.3.6 que, para las cargas permanentes, el comportamiento de los puentes por segmentos, luego de su cierre, se puede aproximar utilizando un módulo de elasticidad efectivo, E_{eff} , que se puede calcular como:

$$E_{eff} = \frac{E_c}{\Psi_{(t,t_i)} + 1}$$

Las propiedades evaluadas de los concretos para las etapas mencionadas, se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 2. Propiedades de los concretos en las secciones transversales evaluadas.

	Edad concreto (Días)	Resistencia esperada $f'_c f(t)$ (Mpa)	Módulo de elasticidad $E_c f(t)$ (Mpa)	Coefficiente de flujo plástico $\Psi f(t)$	Módulo de elasticidad efectivo $E_{eff} f(t)$ (Mpa)
Edad ampliación en apoyo, puesta en servicio	134	31.2	28245	0.65	17118
Edad ampliación en el centro de luz, puesta en servicio	26	27.8	26652	0.57	16976
Edad ampliación en $t=1000$ días	10000	33.8	29410	0.68	17506
Edad viga principal en apoyo, puesta en servicio	253	40.0	31974	1.11	15154
Edad en el apoyo en $t=1000$ días	10000	42.3	32881	1.2	14946
Edad viga principal en el centro de luz, puesta en servicio	134	39.0	31579	0.57	20114
Edad en el centro de luz en $t=1000$ días	10000	42.3	32881	0.68	19572

Con base en los valores obtenidos de la tabla, y mediante el uso de los tres casos mencionados, se calcularon las fuerzas de diseño para la sección transversal en el centro de luz y en el apoyo.

Tabla 3. Fuerzas de diseño para la sección transversal considerando efectos de fluencia.

		Momentos si tener en cuenta efectos de fluencia (kN.m)				Momentos con efectos de fluencia en el día de puesta en servicio (kN.m)				Momentos con efectos de fluencia en el día 10.000 (kN.m)			
		M22 +	M22 -	M11+	M11 -	M22 +	M22 -	M11+	M11 -	M22 +	M22 -	M11+	M11 -
Dovela de apoyo	Losa superior	106.3	-188.7	146.9	-162.3	103.7	-188.5	147.1	-162.8	103.3	-188.5	147.1	-163.8
	Almas	170.9	-153.4	237.9	-144.3	168.7	-155.3	230.7	-145.9	168.5	-155.4	230.3	-146.0
	Losa inferior	97.6	-108.5	36.3	-33.0	96.1	-107.3	35.1	-33.0	96.0	-107.3	35.0	-33.0
Dovela en el centro de luz	Losa superior	127.6	-150.5	146.8	-107.2	129.0	-150.4	146.6	-106.9	127.6	-150.5	146.8	-107.2
	Almas	158.7	-102.2	102.4	-53.6	158.6	-102.4	102.3	-53.7	158.7	-102.2	102.4	-53.6
	Losa inferior	106.2	-77.5	57.4	-43.4	106.4	-77.5	57.3	-43.4	106.2	-77.5	57.4	-43.4

		Axiales si tener en cuenta efectos de fluencia (kN)				Axiales con efectos de fluencia en el día de puesta en servicio (kN)				Axiales con efectos de fluencia en el día 10.000 (kN)			
		Pu	DC	DW	LL Env	Pu	DC	DW	LL Env	Pu	DC	DW	LL Env
Puntales en el apoyo		1147.1	216.0	24.1	490.5	1152.5	216.3	24.1	493.5	1153.2	216.4	24.1	493.9
Puntales en el centro de luz		1512.8	304.1	31.4	625.5	1510.9	303.7	31.4	624.7	1512.8	304.1	31.4	625.5

Tabla 4. Variación fuerzas de diseño para la sección transversal al considerar efectos de fluencia.

variación		M22 +	M22 -	M11+	M11 -	M22 +	M22 -	M11+	M11 -
Dovela de apoyo	Losa superior	-2.4%	-0.1%	0.1%	0.3%	-2.8%	-0.1%	0.2%	0.9%
	Almas	-1.3%	1.3%	-3.0%	1.1%	-1.4%	1.3%	-3.2%	1.2%
	Losa inferior	-1.4%	-1.1%	-3.5%	-0.1%	-1.6%	-1.2%	-3.7%	-0.1%
Dovela en el centro de luz	Losa superior	1.1%	-0.1%	-0.1%	-0.3%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%
	Almas	-0.1%	0.1%	-0.1%	0.1%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%
	Losa inferior	0.1%	-0.1%	-0.1%	-0.1%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%

Variación	Pu	DC	DW	LL Env	Pu	DC	DW	LL Env
Puntales en el apoyo	0.5%	0.2%	0.2%	0.6%	0.5%	0.2%	0.2%	0.7%
Puntales en el centro de luz	-0.1%	-0.1%	-0.1%	-0.1%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%

De los resultados se obtuvo una variación máxima del 3.7% en los momentos de diseño y de 0.7% en la variación de las fuerzas axiales en los puntales. Dada la pequeña variación en las fuerzas de diseño, no se tienen en cuenta los efectos de fluencia para el diseño de la sección transversal.

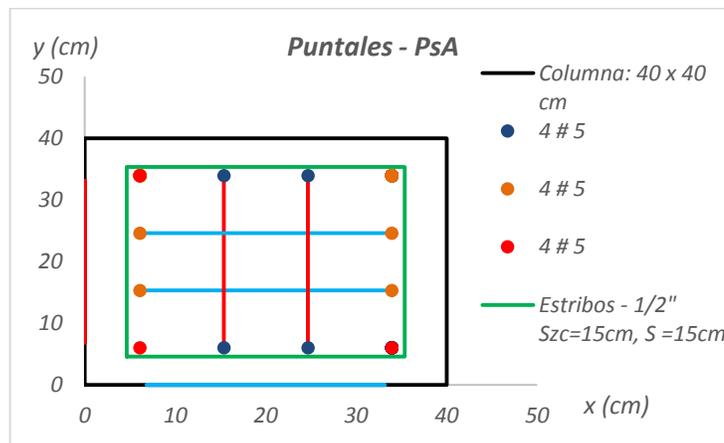
6.5 DISEÑO DE LA SECCIONES

Una vez obtenidos las fuerzas producto del análisis de los modelos, se diseñaron para el estado límite de resistencia los diferentes elementos de la viga principal, la ampliación y los puntales.

6.5.1 Diseño de losas y almas Para el diseño de las losas y almas, se tomó un ancho aferente de un metro y se diseñó utilizando la teoría de vigas. En el Anexo A se presentan los resultados para estos elementos.

6.5.2 Diseño de los puntales Para el diseño de los puntales, se tomaron en cuenta los requisitos que establece el código para columnas. Se analizaron los puntales con las dimensiones en apoyos y el centro de luz. El diseño se presenta en el Anexo B.

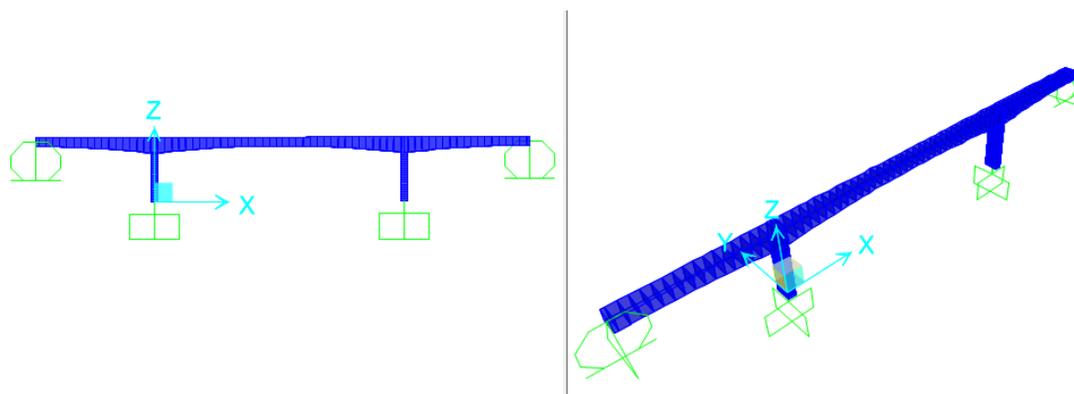
Figura 32. Configuración Puntales



7. ANÁLISIS LONGITUDINAL DEL PUENTE.

Para el análisis se utilizó un modelo matemático elaborado en el software Sap 2000, en el cuál se tuvo en cuenta la geometría y las solicitaciones establecidas por el código.

Figura 33. Modelo matemático del puente.



Fuente. Sap2000

7.1 DETERMINACIÓN DE LAS SOLICITACIONES MÁXIMAS.

Las cargas y sus combinaciones, se hicieron conforme a la sección 3, las combinaciones de carga analizadas fueron las de Servicio I, Resistencia I (para los dos factores de carga permanente; máximos y mínimos) y Evento extremo I (tanto para sismo longitudinal como para sismo transversal).

Tabla 5. Combinaciones y factores de carga del código CCP – 14.

Estado Limite 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	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

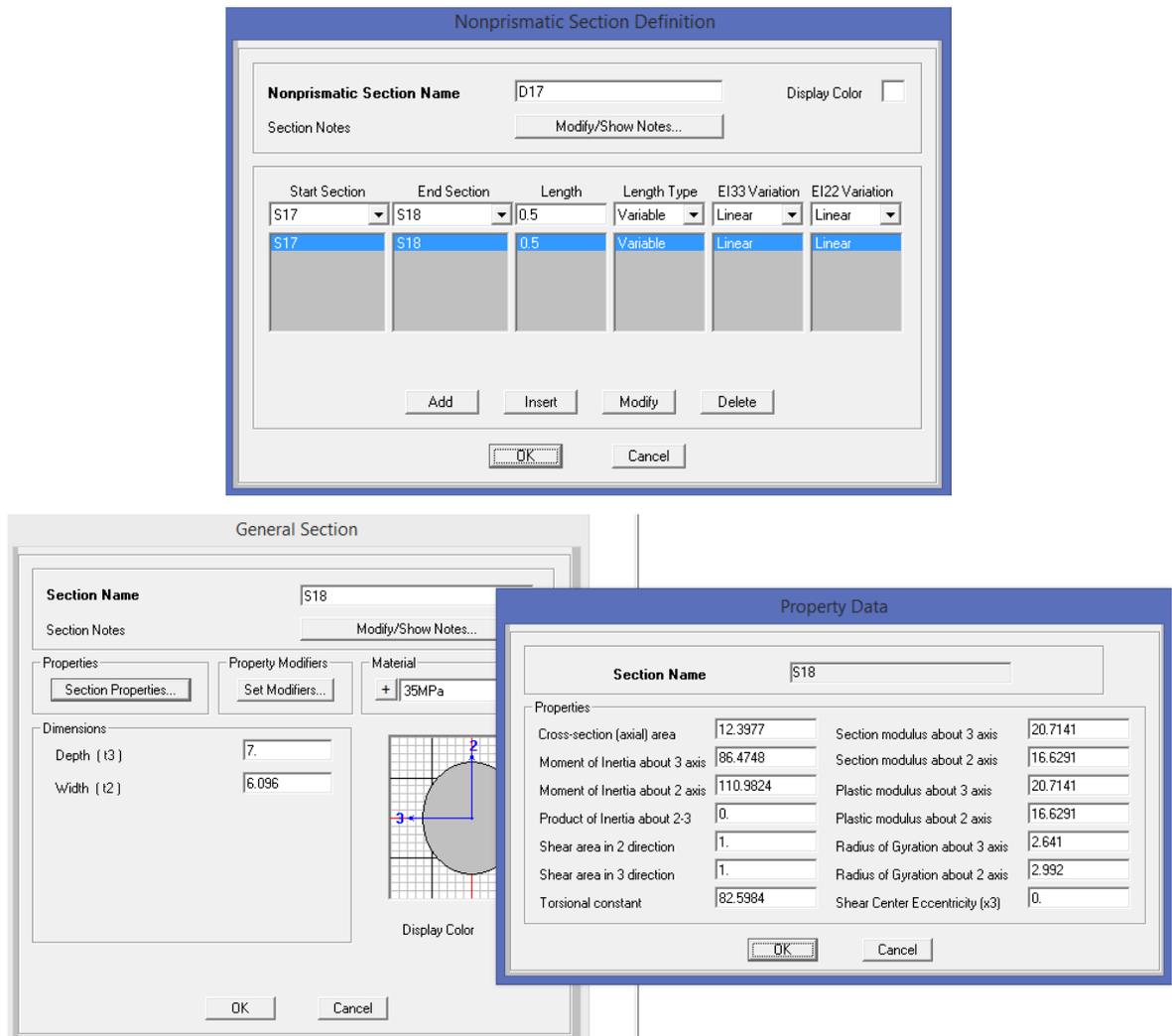
Fuente: CC – LRFD-14, pág 3-14, [2], 2014

7.1.1 Cargas permanentes. A continuación, se enumeran las cargas tenidas en cuenta para el análisis.

7.1.1.1 Cargas debidas a peso propio (DC). Para este tipo de carga se tuvo especial cuidado en construir adecuadamente la geometría dentro del modelo matemático, para lograr esto se analizó muy bien cada una de las secciones de unión entre dovelas. Las secciones se crearon utilizando las secciones generales y cargando todas las propiedades geométricas. Las dovelas se conformaron con

secciones no prismáticas que se generan a partir de la sección en el nodo inicial y la sección del nodo final.

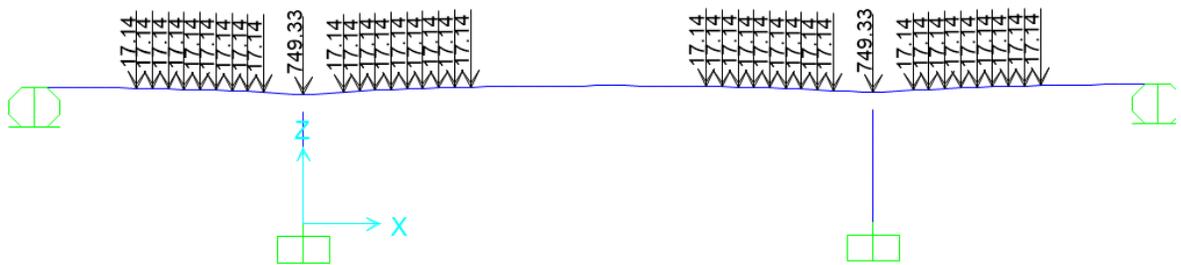
Figura 34. Definición de las dovelas para cargas por peso propio (DC).



Fuente. Sap2000

Se adicionaron también las cargas producto del peso de las cuñas de anclaje y los diafragmas de los apoyos.

Figura 35. Cargas DC adicionales en la viga principal (kN, m)



Fuente. Sap2000

7.1.2 Efecto de la fluencia en la carga permanente DC. Debido al fenómeno de la fluencia en el concreto, los esfuerzos y a su vez los momentos varían desde su configuración en etapa constructiva hasta su etapa final de servicio, aproximándose a la relación de momentos que se tendrían si el puente fuese construido sobre formaletas.

Para determinar la variación del momento por carga permanente DC, se utilizó la expresión de Dischinger's (THERYO, T. (2004):

$$M_f = M_{II} + (M_I - M_{II}) \cdot e^{-f}$$

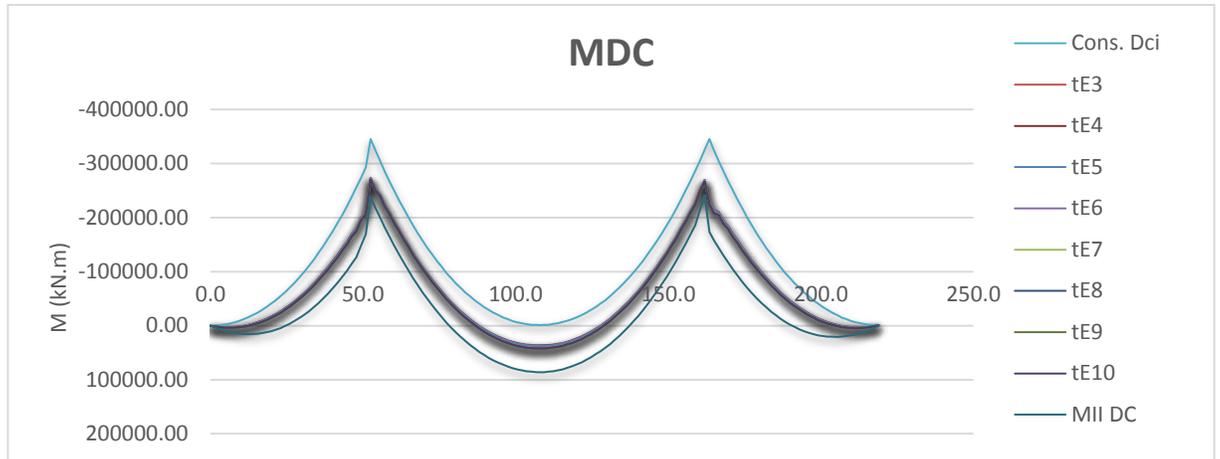
M_f : Momento en el tiempo que se está calculando.

M_I : Momento en el final de la construcción.

M_{II} : Momento asumiendo que el puente se construye sobre formaleta.

f : Coeficiente de fluencia

Figura 36. Redistribución de momentos por carga permanente debido a la fluencia del concreto (kN, m).



7.1.2.1 Peso de las cargas sobre impuestas. Se consideró como cargas sobre impuestas; el peso de la ampliación, el peso de las barreras vehiculares y las barandas peatonales.

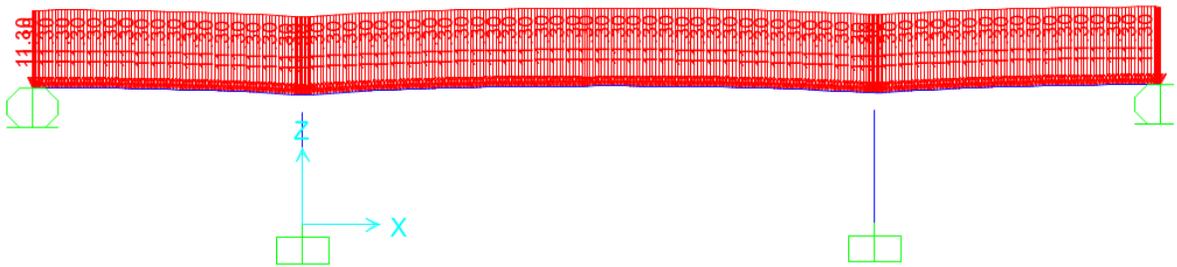
Carga de las barandas

Área Barrera	0.21 m ²
W/Barrera	4.8 kN/m
W/Barreras	9.7 kN/m
Carga bordillos	0.8 kN/m

Carga baranda metálica 0.8 kN/m

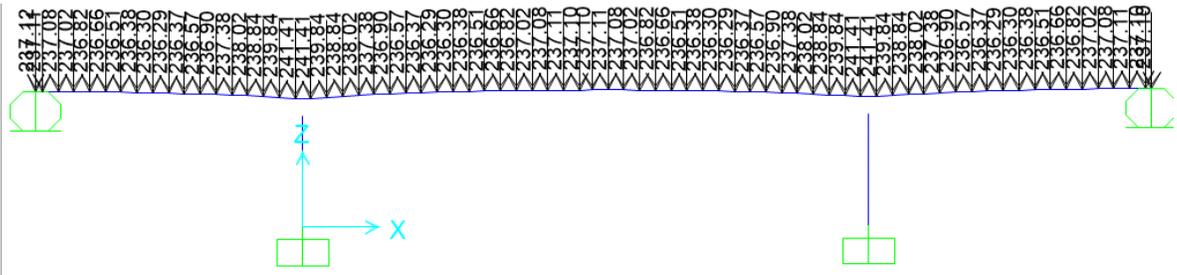
DC2 11.3 kN/m

Figura 37. Cargas sobrepuestas, Barreras y Barandas DC2. (kN, m).



Fuente. Sap2000

Figura 38. Cargas ampliación, Puntales y losa. (kN, m)



Fuente. Sap2000

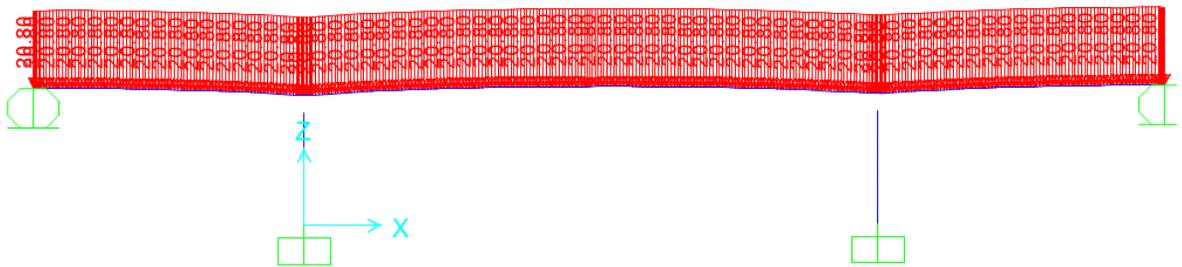
7.1.2.2 Peso de la carpeta asfáltica (DW). Se consideró un espesor promedio de 5 cm para la carpeta asfáltica.

Cargas Permanentes

Carga de la carpeta asfáltica DW

t_{DW}	0.05 m
w_{DW}	1.1 kN/m ²
w_{DW}	20.8 kN/m

Figura 39. Peso de la carpeta asfáltica (DW).



Fuente. Sap2000

7.1.3 Cargas vivas. Las cargas vivas, se analizaron conforme establece el artículo 3.6 del código colombiano de diseño de puentes CCDP-LRFD-14.

7.1.3.1 Cargas gravitacionales LL y PL. La aplicación de la carga viva se realizó conforme al artículo 3.6.1.3.

Figura 40. Carga Viva: Configuración longitudinal.

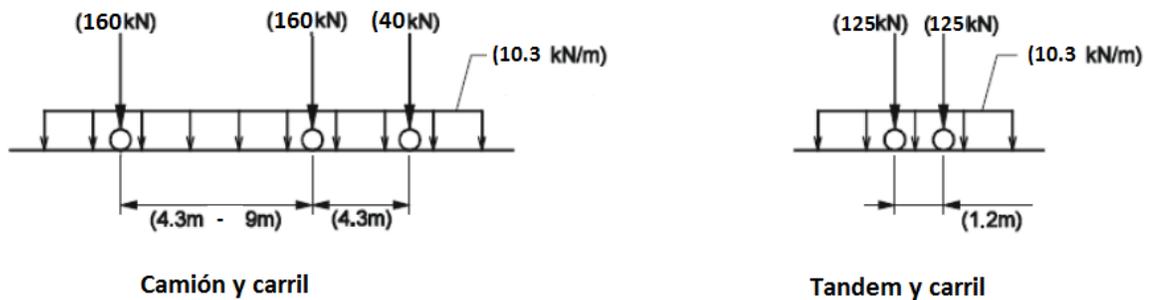


Figura 41. Carga Viva: Configuración transversal.

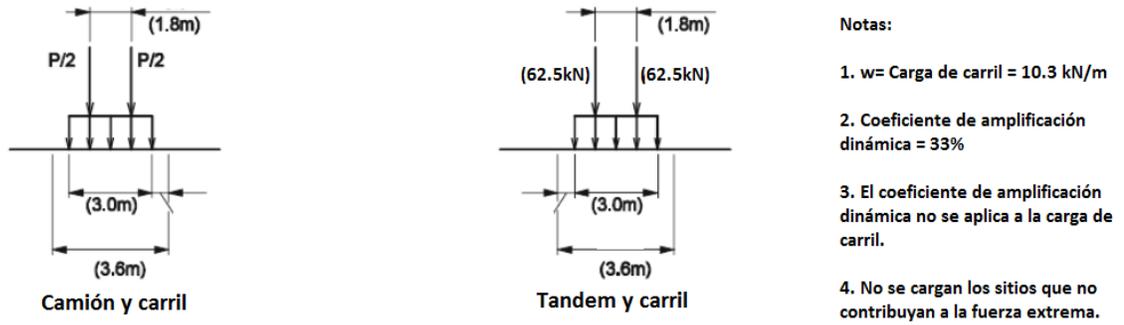


Figura 42. Máximo momento positivo en el vano principal.

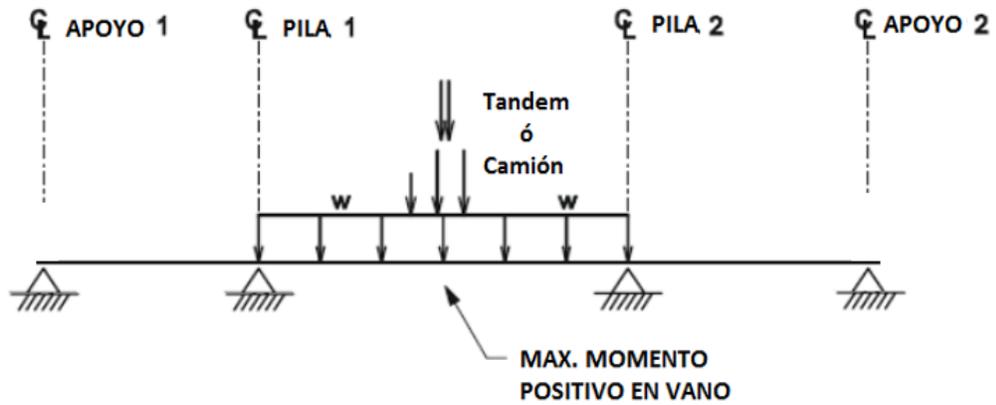


Figura 43. Máximo momento positivo en el vano de entrada y salida.

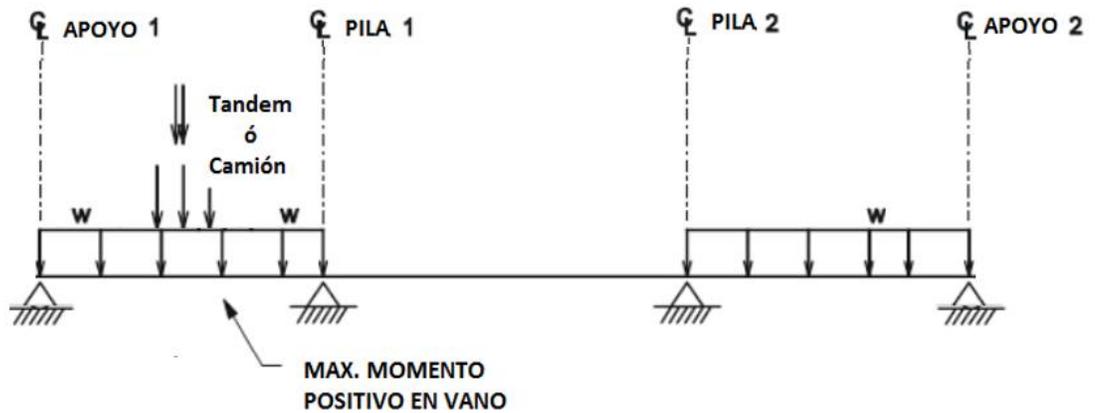
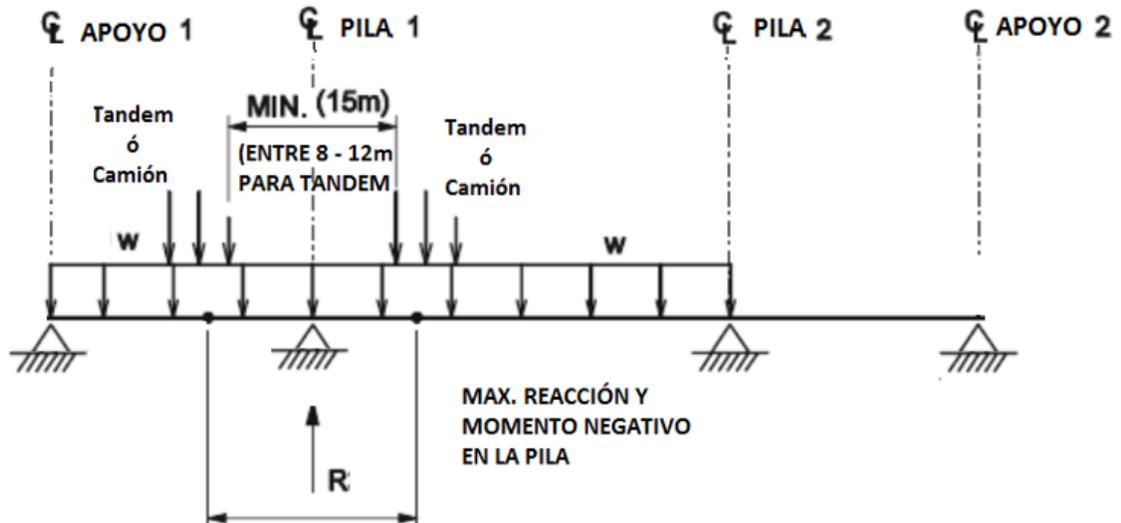


Figura 44. Máximo momento negativo en las pilas.



7.1.3.2 Amplificación por carga dinámica IM. La amplificación por carga dinámica utilizada fue del 33% excepto para el carril de carga, cómo se especifica en el artículo 3.6.2.1 del código.

7.1.4 Cargas de sismo. La respuesta sísmica se determinará para la etapa de servicio, como establece el código.

Si se considera que, aunque es cierto que durante la etapa constructiva existe una alta probabilidad de la ocurrencia de sismos de menor intensidad (BENJUMEA Y CHIO, 2016) (WILSON Y HOLMES, 2007), dada la configuración de la sección transversal y el cronograma de construcción planteado, existe una mayor cantidad de masa en su etapa final debido a la ampliación, por lo cual se espera que el diseño sísmico esté gobernado por el sismo de diseño en etapa de servicio.

Los efectos sísmicos se analizaron conforme al artículo 3.10 del código, se analizó con las siguientes consideraciones de diseño:

		Región
PGA	0.20	4
Ss	0.50	5
S1	0.25	5

En el Anexo C, se encuentra el procedimiento para la determinación de la amenaza sísmica. El método empleado para el análisis sísmico corresponde al método lineal del análisis modal espectral.

Figura 45. Espectro de diseño

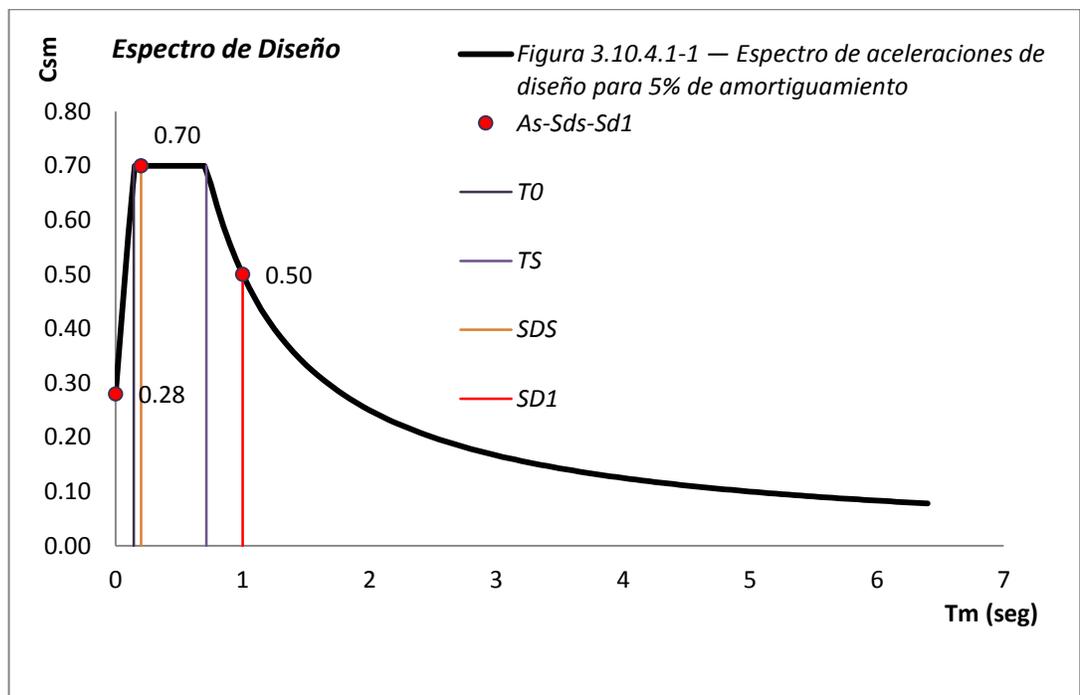


Tabla 6. Información del análisis modal

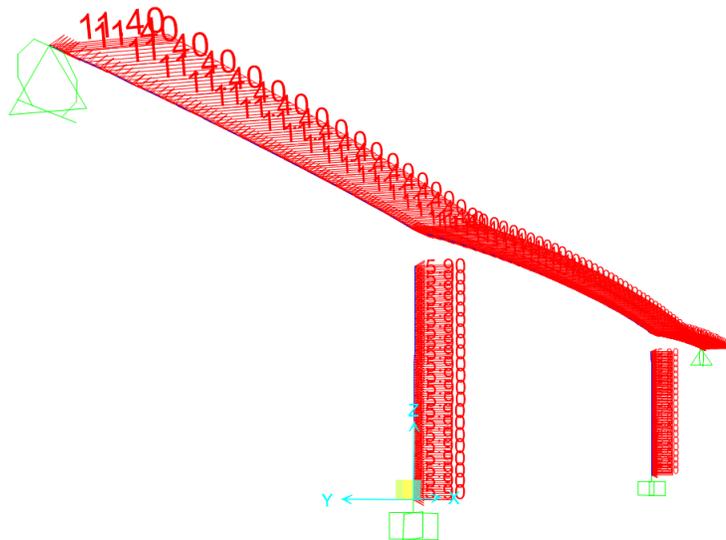
Modo	Periodo (seg)
1	0.97
2	0.83
3	0.68
4	0.51
5	0.35
6	0.31
7	0.27
8	0.25
9	0.23
10	0.17

Porcentajes de participación modal		
	Estático	Dinámico
Aceleración	Porcentaje	Porcentaje
UX	99.999	98.499
UY	99.998	96.867
UZ	99.979	92.337

7.1.5 Cargas de viento. La acción del viento se analizó conforme al artículo 3.8 del código, y se tuvieron en cuenta 3 tipos de presión; Sobre la superestructura (WS), sobre la subestructura (WS), una presión de viento sobre vehículos (WL) y una presión ascendente (WSver).

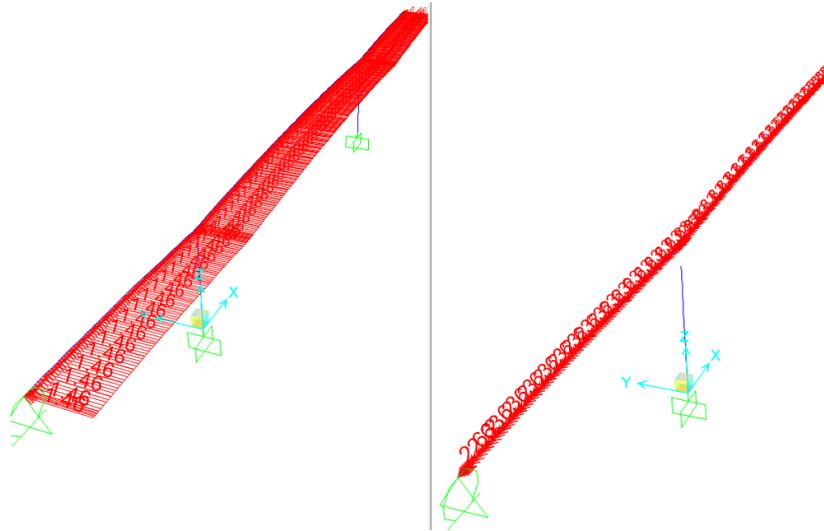
Los detalles de cálculo se encuentran en el Anexo D.

Figura 46. Carga de viento sobre la estructura.



Fuente. Sap2000

Figura 47. Carga de viento sobre los vehículos.

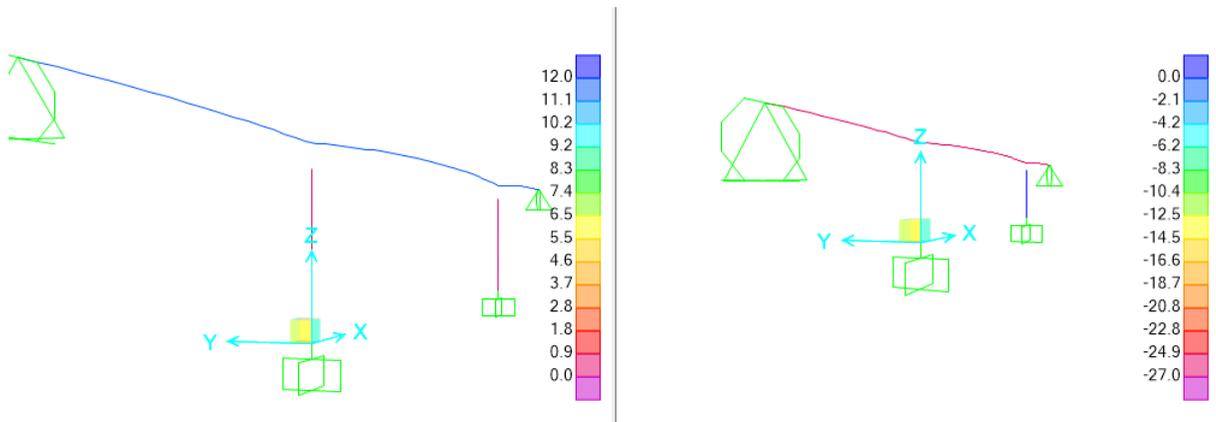


Fuente. Sap2000

7.1.6 Cargas por temperatura. Se analizaron dos cargas inducidas por temperatura, la primera por una variación uniforme en toda la sección y la segunda analizando un gradiente de temperatura variable en la profundidad de la sección del tablero.

7.1.6.1 Temperatura Uniforme. Se considero un intervalo de temperatura de -12° a 27° .

Figura 48. Deltas de temperatura uniforme ($^{\circ}\text{C}$)



Fuente. Sap2000

7.1.6.2 Gradiente de temperatura. El gradiente utilizado para el análisis corresponde al especificado en el artículo 3.12.3 del código, del cuál se generan dos gradientes; uno para variación positiva y otro para variación negativa, que a su vez genera dos diagramas de momentos. En el Anexo D se encuentran las consideraciones tenidas en cuenta durante el análisis.

Figura 49. Gradientes de temperatura (m, °C)

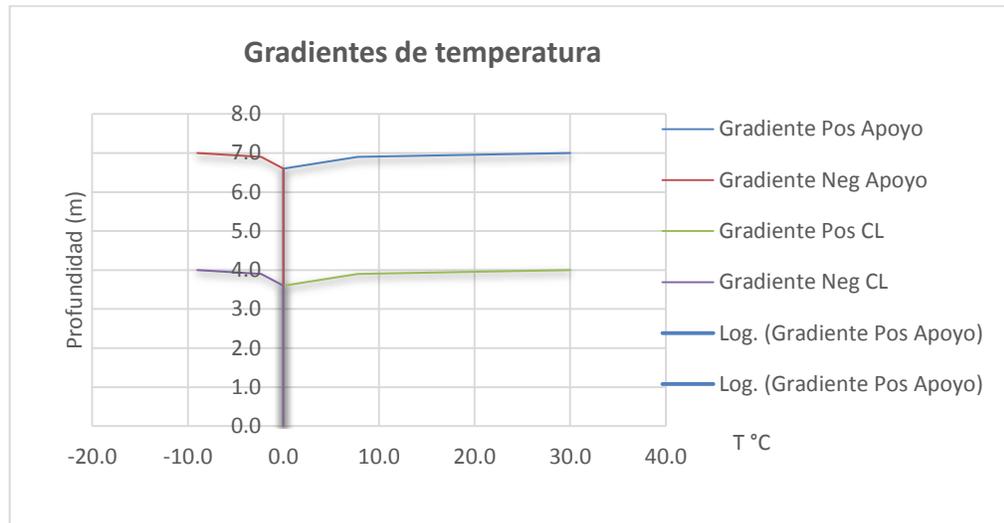
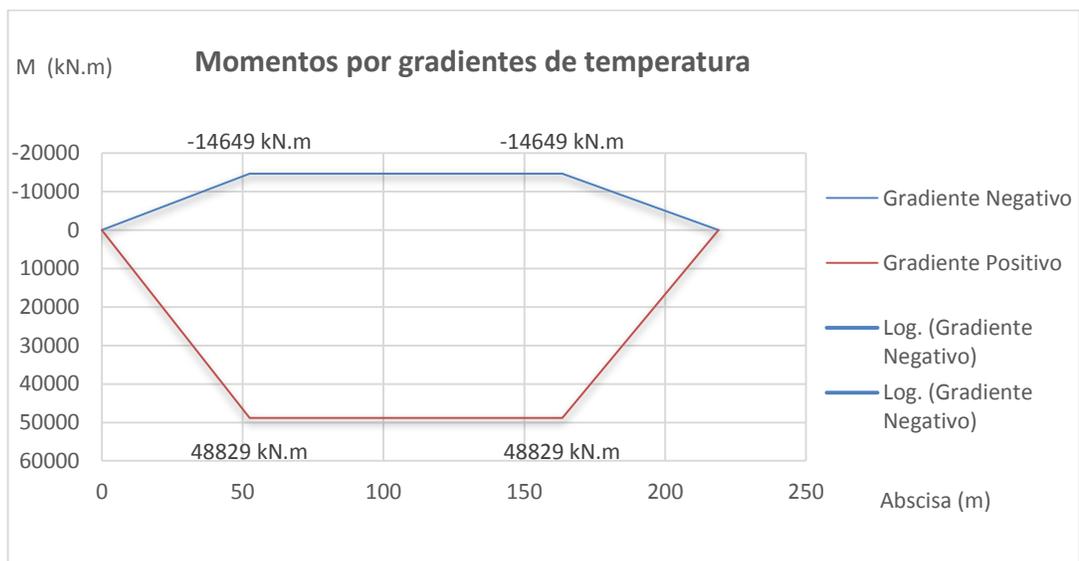


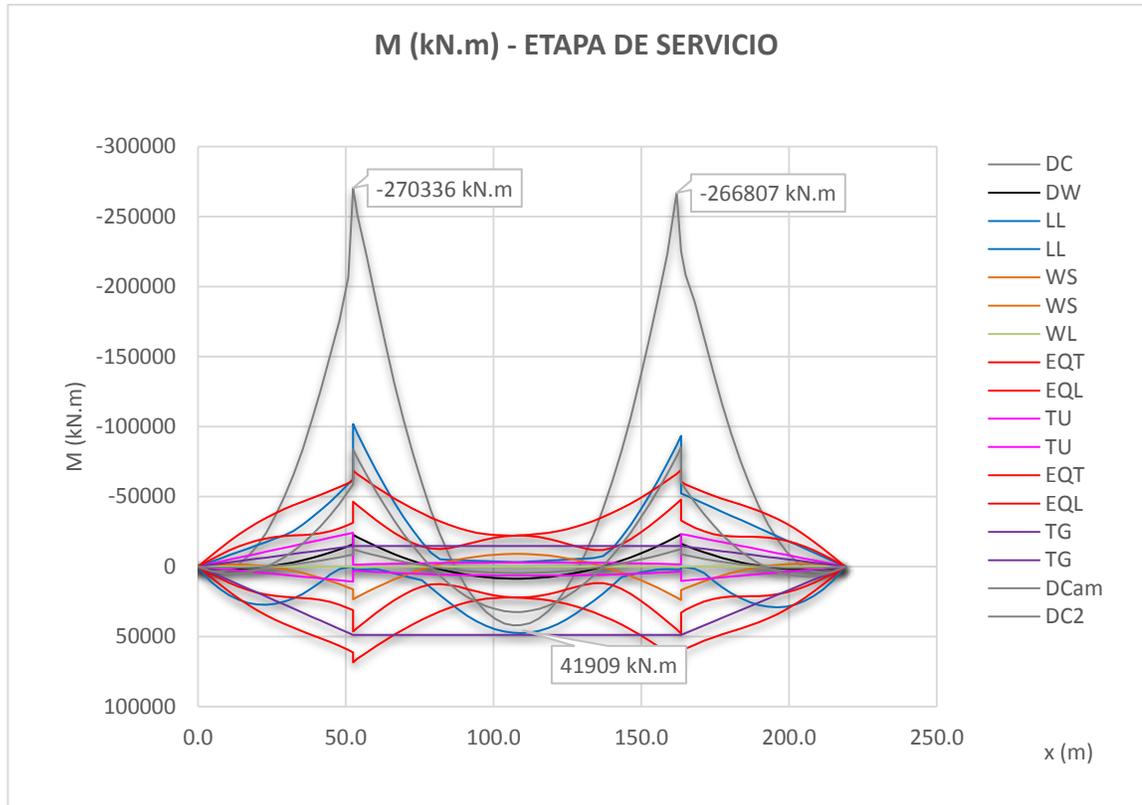
Figura 50. Momentos generados por los gradientes de temperatura.



7.2 RESUMEN FUERZAS DE DISEÑO Y COMBINACIONES DE CARGA.

Con base en las fuerzas descritas anteriormente, se procede a calcular las sollicitaciones por momentos y cortantes, junto con las combinaciones de carga.

Figura 51. Diagrama de momentos fuerzas aplicadas.



Nota: Los momentos para DC, ya incluyen los efectos de fluencia.

Figura 52. Diagrama de momentos Combinaciones.

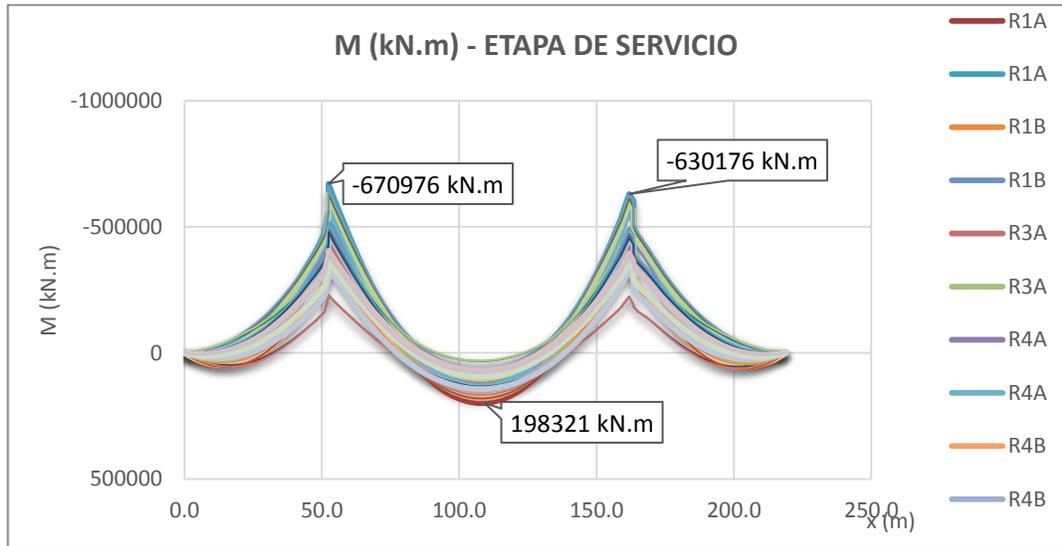


Figura 53. Envolturas de momentos estados límite de Resistencia, Servicio y Evento extremo.

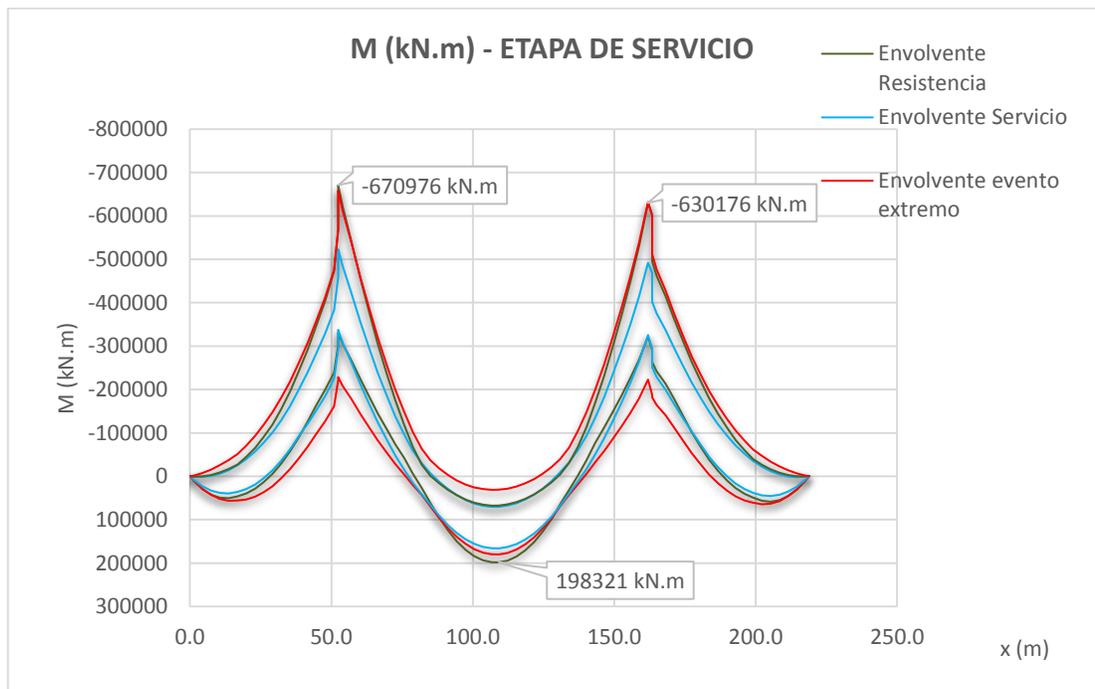


Figura 54. Envoltentes de cortantes estados límite de Resistencia, Servicio y Evento extremo.

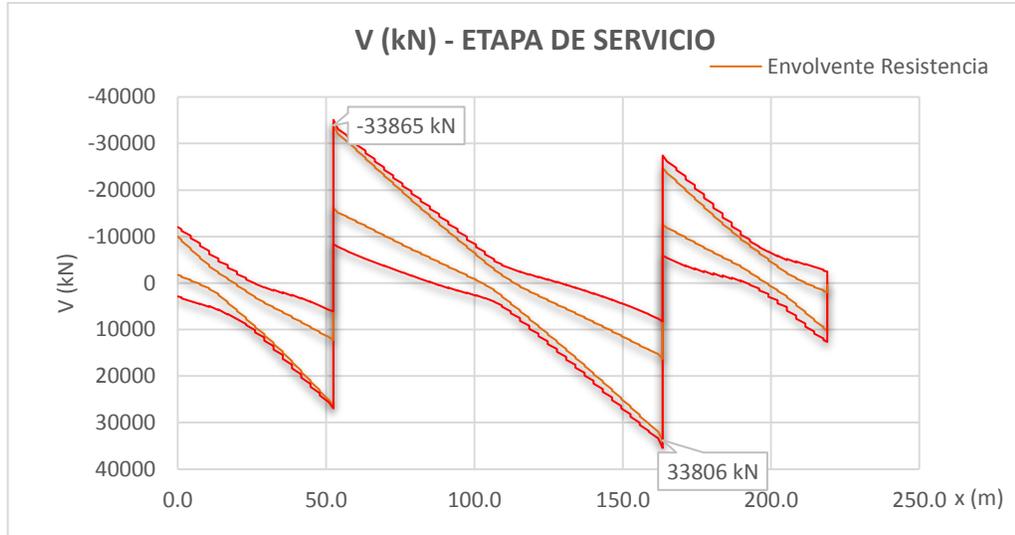
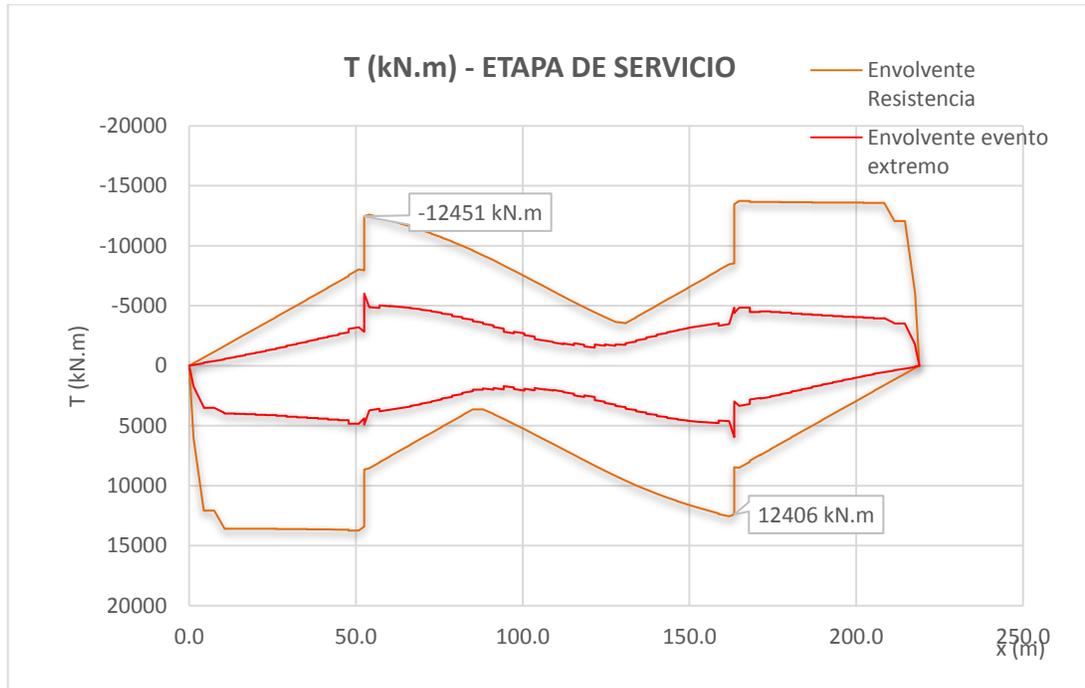


Figura 55. Envoltentes de momentos torsores estados límite de Resistencia, Servicio y Evento extremo



7.3 EFECTO DE ARRASTRE DE CORTANTE (SHEAR LAG EFFECT)

El ancho efectivo de aleta se puede asumir igual al ancho físico de la aleta si:

No Aplica: $b_e \neq b$

b_1	3.81 m	l_i Luz interior	66.60 m	$\bullet b \leq 0.1 l_i$
b_2	2.85 m	l_i Luz exterior	41.96 m	$\bullet b \leq 0.3 d_o$
b_3	2.85 m	l_i Brazo en voladizo	78.68 m	

De lo contrario, el ancho efectivo de las aletas sobresalientes se puede tomar como se especifica en las Figuras 4.6.2.6.2-1 a 4.6.2.6.2-4,

	Luz interior	Luz exterior	$a = 2.85$ m	$0.1L = 11.1$ m
b_1/l_i	0.06	0.09		
b_2/l_i	0.04	0.07		
b_3/l_i	0.04	0.07		
b_{s1}/b	1.00	0.74		
b_{s2}/b	1.00	0.84		
b_{s3}/b	1.00	0.84		
b_{m1}/b	1.00	0.95		
b_{m2}/b	1.00	0.98		
b_{m3}/b	1.00	0.98		

Figura 4.6.2.6.2-3 — Secciones transversales y anchos efectivos correspondientes de aleta, b_e , para flexión y cortante

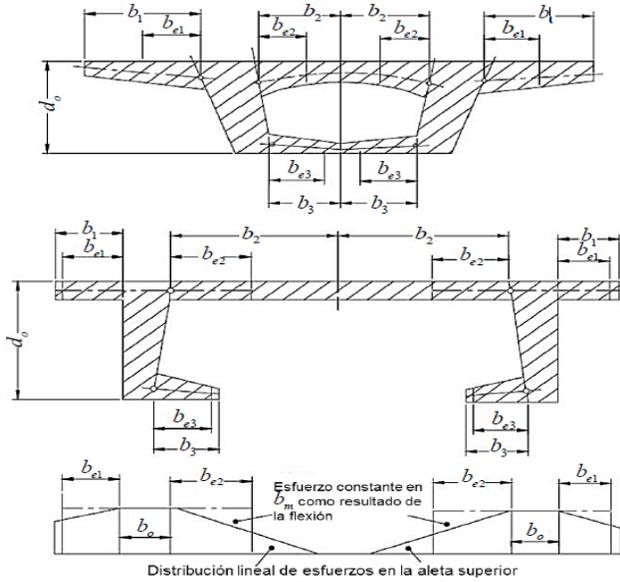


Figura 4.6.2.6.2-1 — Patrón de ancho efectivo de aleta, b_e , b_m y b_s

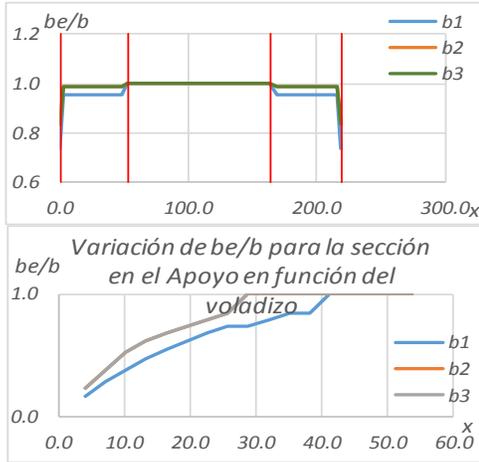


Figura 4.6.2.6.2-4 — Ancho efectivo de aleta, b_n , para fuerzas normales

Figura 4.6.2.6.2-2 - Valores de los coeficientes de ancho efectivo de aleta para b_m y b_s para los valores indicados de b/l_i

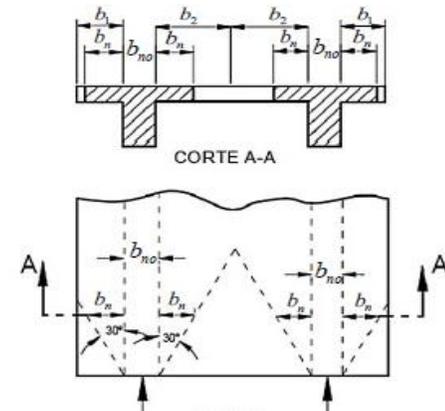
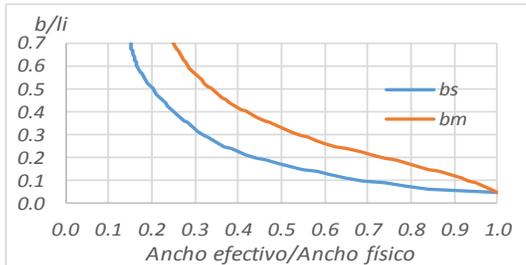
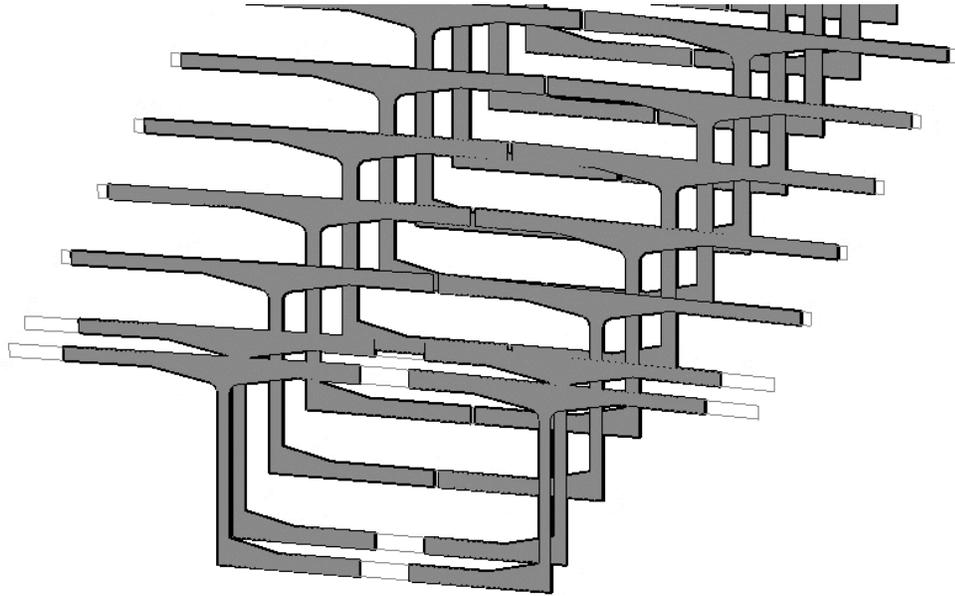


Figura 56. Sección efectiva de la viga principal

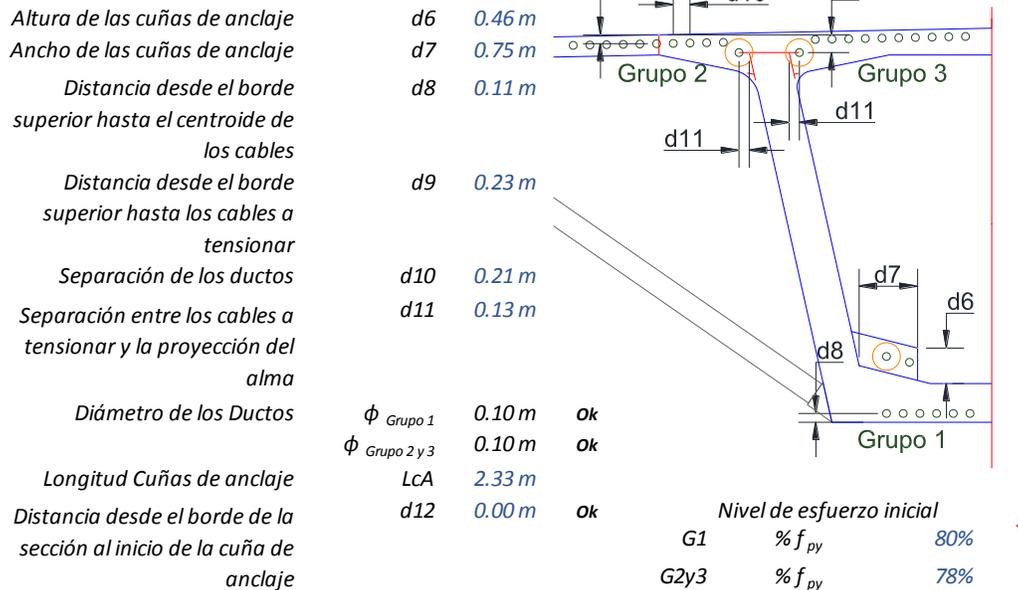


7.4 DETERMINACIÓN DE LAS FUERZAS DE PREESFUERZO.

Las fuerzas de preesfuerzo sufren seis tipos de pérdidas que se pueden clasificar en dos grupos; pérdidas instantáneas y pérdidas diferidas en el tiempo. Las pérdidas instantáneas se deben al procedimiento de tensionamiento en el cuál ocurren; pérdidas por fricción, por asentamiento de cuña y pérdidas por acortamiento elástico del concreto. Las pérdidas a largo plazo o diferidas son debidas a deformaciones de la estructura por efectos de fluencia y retracción en el concreto, así como también por la relajación que sufren de los torones.

7.4.1 Configuración acero de preesfuerzo

Configuración Ductos, Cables y Torones de preesfuerzo



	Cables G_1			Cables G_2 y G_3		
	Cantidad	Sección inicio		Cantidad	N Dov/Anclaje	
	ϕ Torones	3/5"	2	ϕ Torones	3/5"	2
	Torones/Cabl	Asp (mm^2)	P_i (kN)	Torones/Cable	Asp (mm^2)	P_i (kN)
C1	12	1680	2250	9	1260	1645
C2	12	1680	2250	9	1260	1645
C3	12	1680	2250	12	1680	2194
C4	19	2660	3562	12	1680	2194
C5	19	2660	3562	12	1680	2194
C6	19	2660	3562	12	1680	2194
C7	19	2660	3562	19	2660	3473
C8	19	2660	3562	19	2660	3473
C9	19	2660	3562	19	2660	3473
C10						
C11						
C12						
C13						
C14						
C15						
C16						
C17						
Σ	300 Tor ϕ 3/5"	42000 mm^2	56246 kN	492 Tor ϕ 3/5"	68880 mm^2	89938 kN

Para la entrada y salida 3 cables de 7 torones y 6 cables de 9 torones

74	75	Asp G2	34440 mm^2
	150	Asp G3	29120 mm^2
		Asp G2,G3	63560 mm^2

7.4.2 Pérdidas por fricción. Las pérdidas por fricción se analizaron con base en los requisitos del artículo 5.9.5.2.2b, correspondiente a la construcción postensada.

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

Donde:

f_{pj} = Esfuerzo en el acero de preesfuerzo en el momento del tensionamiento.

x = longitud del torón de preesfuerzo desde el extremo del gato de tensionamiento hasta

el punto considerado.

K = coeficiente de fricción por desviación del ducto (por metro de torón)

μ = coeficiente de fricción

α = sumatoria de los valores absolutos de la variación angular del trazado del cable de preesfuerzo desde el extremo del gato, o desde el extremo del gato más próximo si el tensionamiento se realiza igualmente en ambos extremos, hasta el punto investigado.

e = base de los logaritmos naturales

Se plantea un tensionamiento por ambos lados de cada cable. Para el análisis se plantearon las fuerzas en ambos sentidos para después seleccionar el tipo de tensionamiento. En las siguientes gráficas se aprecia la variación de la fuerza para cada grupo de cables.

Figura 57. Pj Grupo 1, Sentido AB (kN, m)

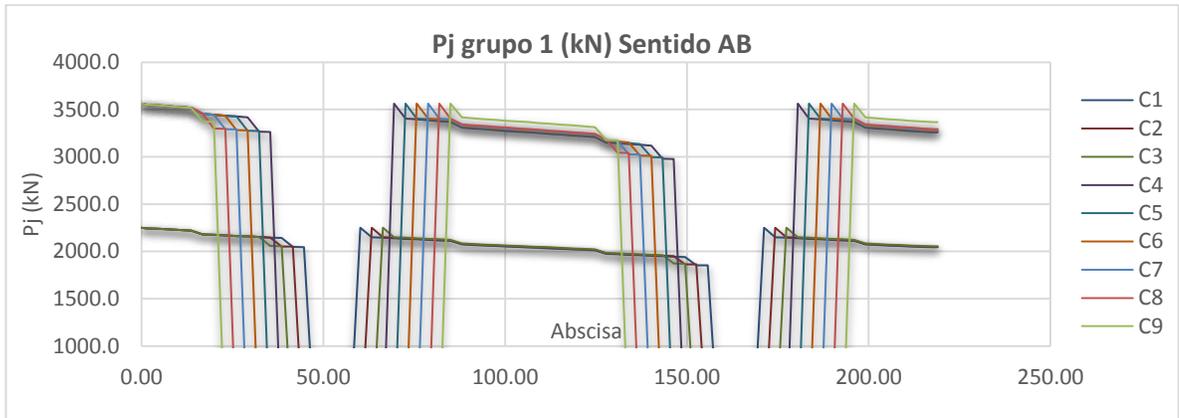


Figura 58. Pj Grupo 1, Sentido BA (kN, m)

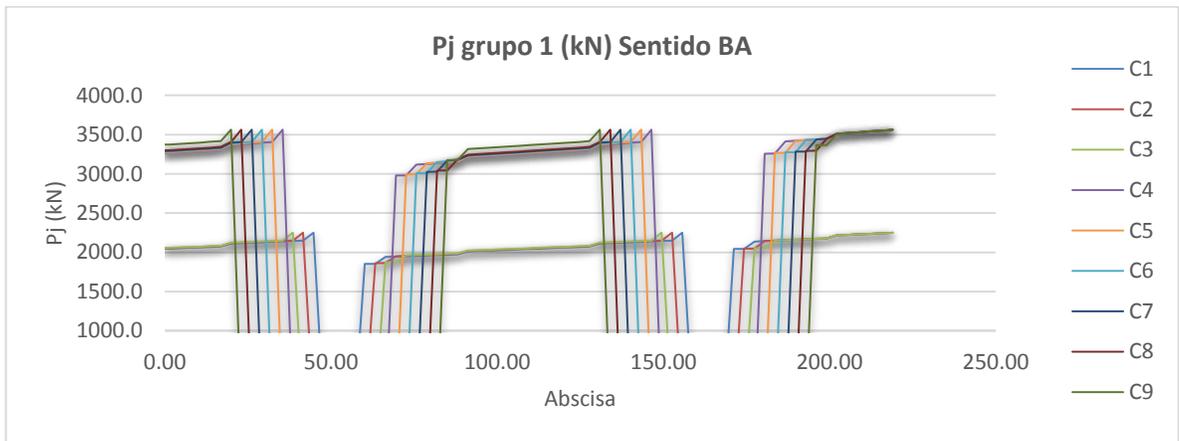


Figura 59. Pj Grupo 2, Sentido AB (kN, m)

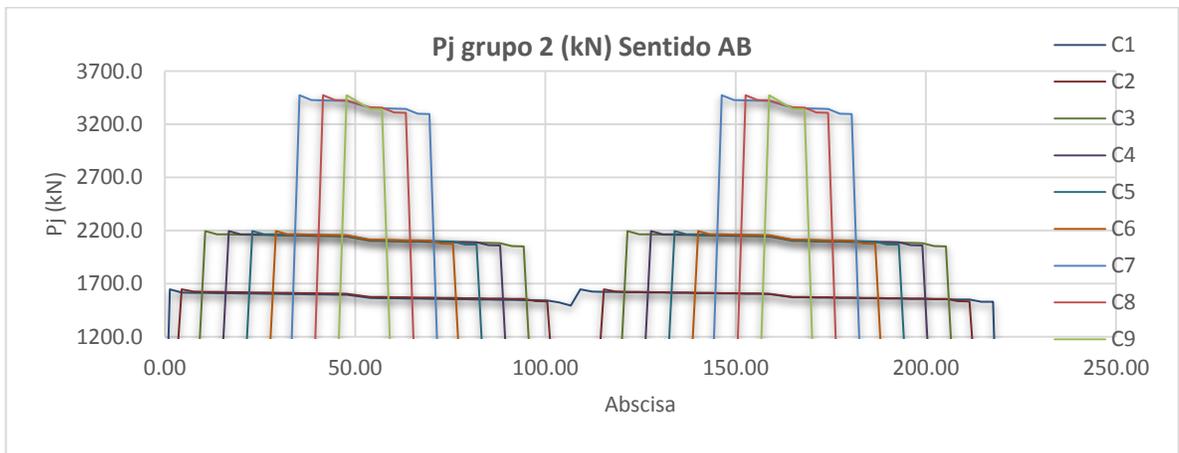


Figura 60. Pj Grupo 2, Sentido BA (kN, m)

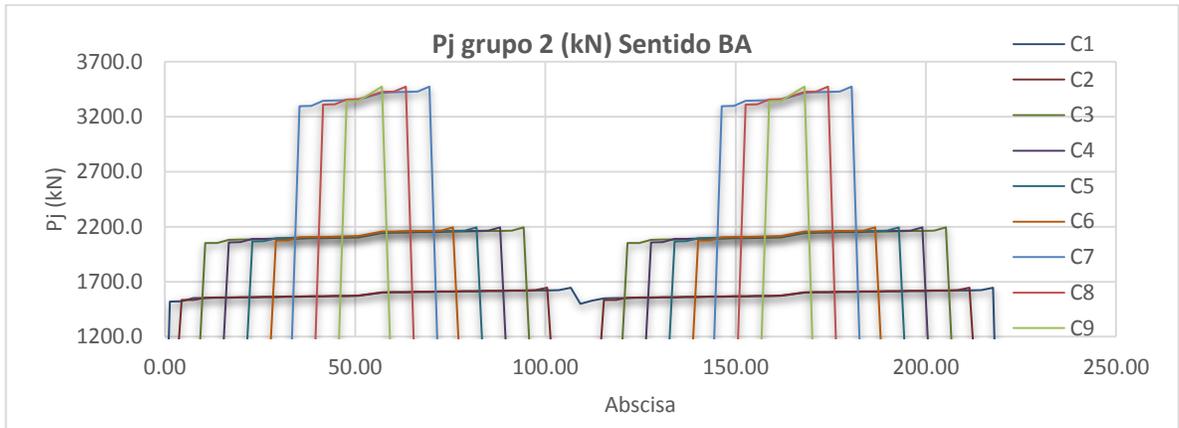


Figura 61. Pj Grupo 3, Sentido AB (kN, m)

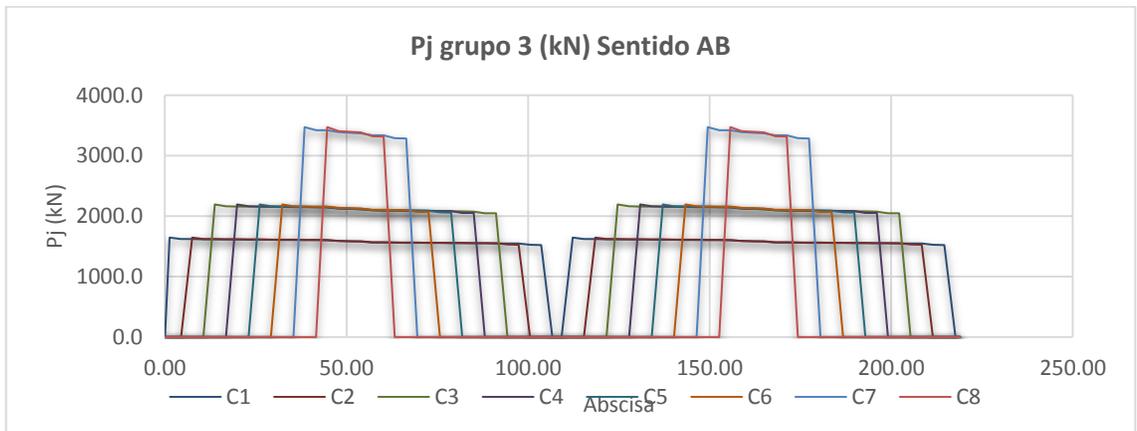
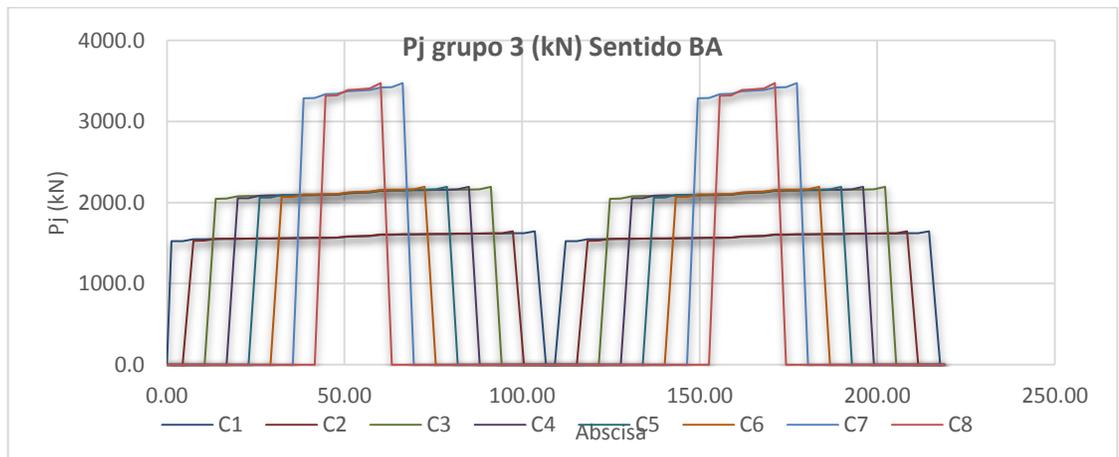
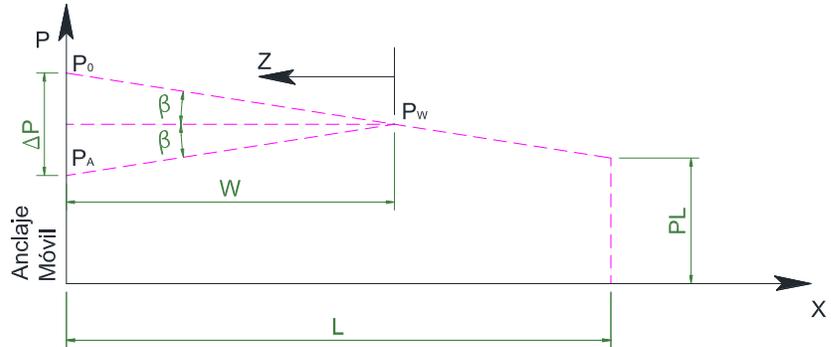


Figura 62. Pj Grupo 3, Sentido BA (kN, m)



7.4.3 Pérdidas por asentamiento de cuñas de anclaje. Se plantea un asentamiento de cuñas de anclaje de $DLc = 6\text{mm}$, con el cual se calcula la distancia afectada por éste fenómeno para cada uno de los cables de cada grupo.

$$W = \sqrt{\frac{\Delta Lc \cdot Eps \cdot Aps}{\Delta P}}$$



W = Distancia desde el anclaje móvil hasta el punto en el que la fuerza de rozamiento por penetración de cuña es cero.

$\Delta P = 2DPW$ = pérdida de la fuerza de preesfuerzo entre dos puntos de la viga.

DLc = Penetración de cuña.

Aps = Área del acero de preesfuerzo, por cable.

Eps = Módulo de elasticidad de los torones de acero.

Δp = Pérdida de fuerza expresada en términos de fuerza por unidad de longitud e igual a: $\Delta p = (P0 - PL) / L$.

PL = Fuerza de preesfuerzo en un punto de la viga situado a la distancia L del anclaje móvil.

$P0$ = Fuerza de preesfuerzo en el gato.

Las fuerzas obtenidas después del asentamiento de las cuñas de anclaje se muestran a continuación:

Figura 63. $P_j - \Delta P_{ac}$ Grupo 1, Sentido AB (kN, m)

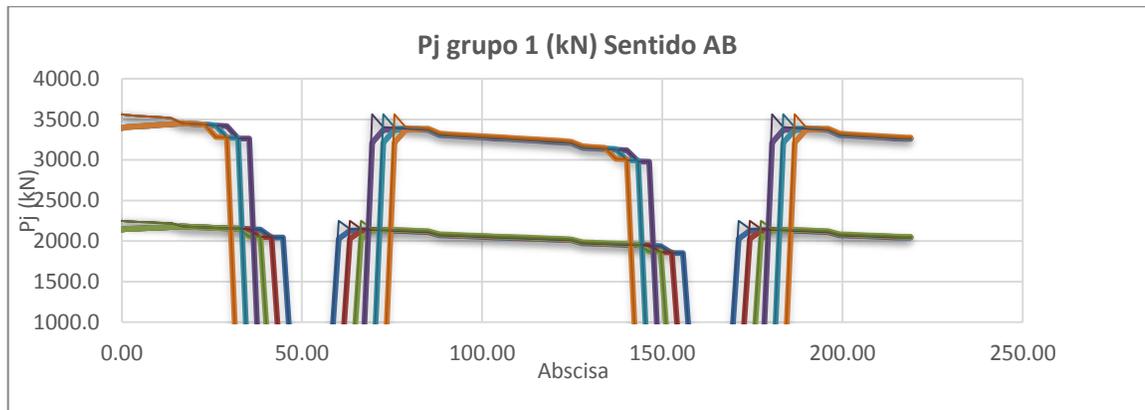


Figura 64. $P_j - \Delta P_{ac}$ Grupo 1, Sentido BA (kN, m)

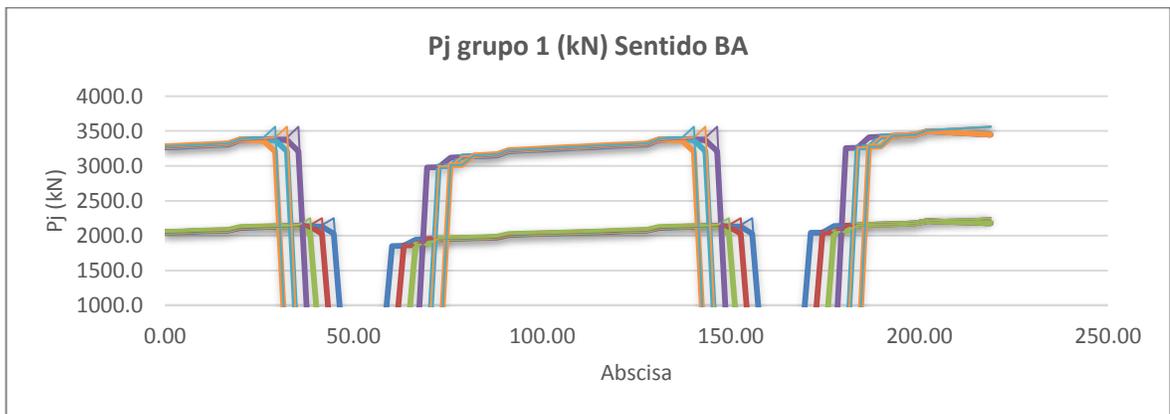


Figura 65. $P_j - \Delta P_{ac}$ Grupo 2, Sentido AB (kN, m)

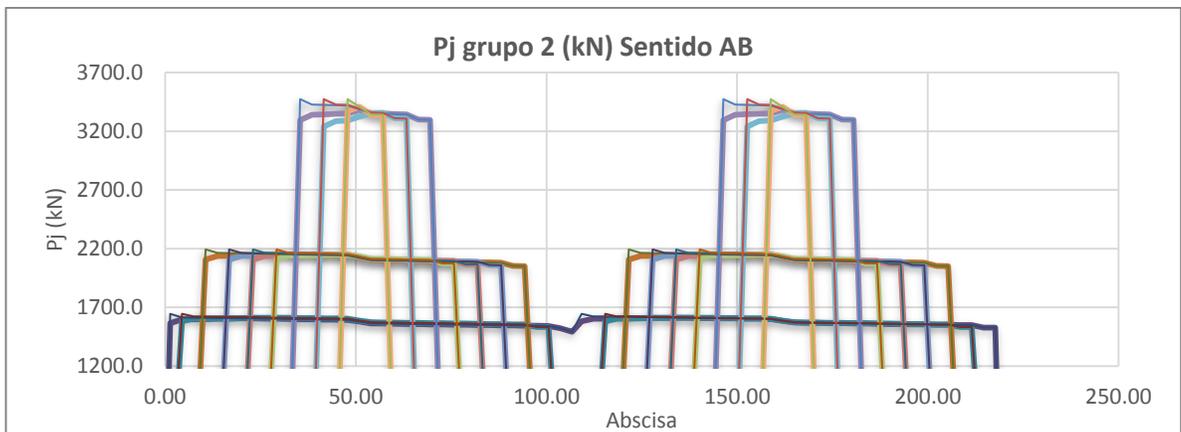


Figura 66. $P_j - \Delta P_{ac}$ Grupo 2, Sentido BA (kN, m)

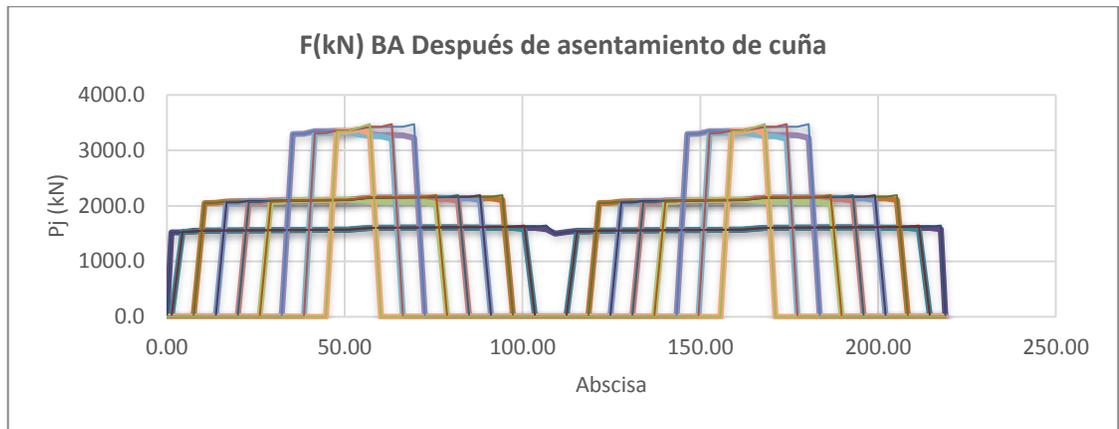


Figura 67. $P_j - \Delta P_{ac}$ Grupo 3, Sentido AB (kN, m)

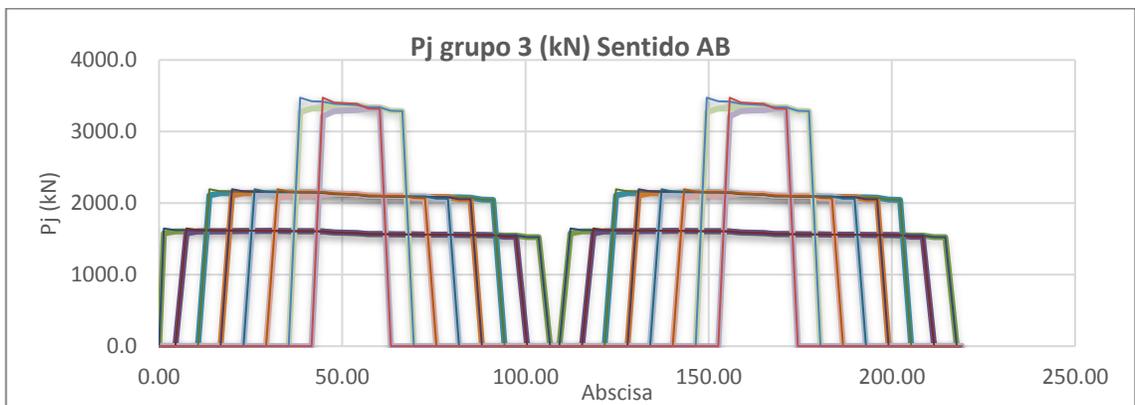
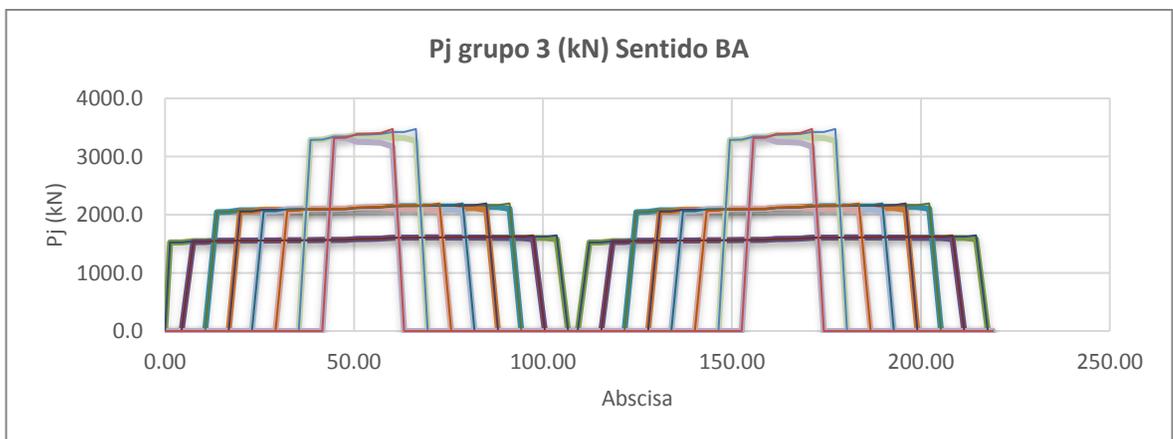


Figura 68. $P_j - \Delta P_{ac}$ Grupo 3, Sentido BA (kN, m)



7.4.4 Pérdidas por acortamiento elástico del concreto. Las pérdidas por acortamiento elástico del concreto se analizaron conforme al artículo 5.9.5.2.3b del código, que establece:

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

Donde, N = número de torones idénticos de pretensado

f_{cgp} = sumatoria, en las secciones de máximo momento, de los esfuerzos sobre el concreto en el centro de gravedad de los torones de pretensado, debidos a la acción simultánea de la fuerza de pretensado después del tensionamiento, más el peso propio del elemento.

Teniendo en cuenta el proceso constructivo, se analizó cada etapa de construcción y tensionamiento de cada dovela, así como también el tiempo de ocurrencia, ya que por las diferentes edades de los concretos las propiedades de los materiales varían. Los esfuerzos f_{cgp} se analizaron segmento por segmento, y al final de la construcción de los voladizos se sumaron.

La variación en la fuerza inicial P_i , que es la fuerza de preesfuerzo en el instante de la transferencia después de las pérdidas instantáneas, se presenta en las siguientes gráficas.

Figura 69. P_i Grupo 1 (kN, m)

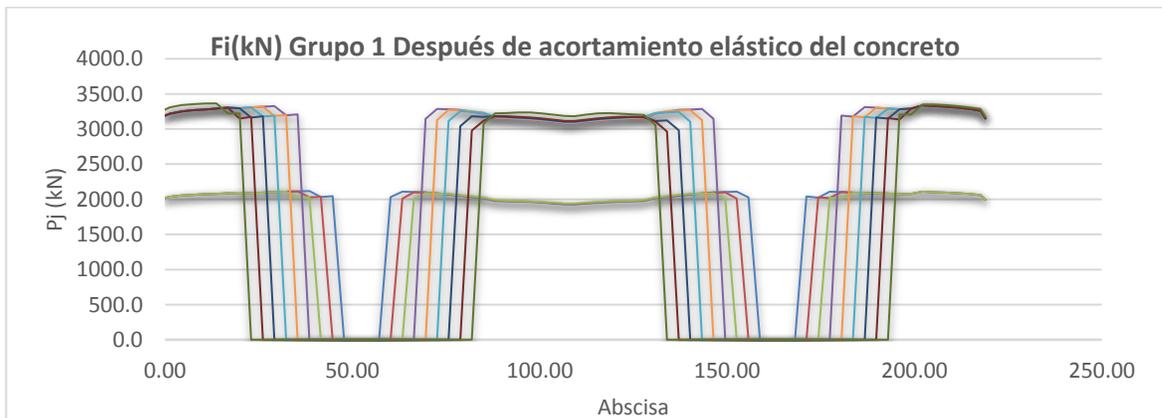


Figura 70. Pi Grupo 2 (kN, m)

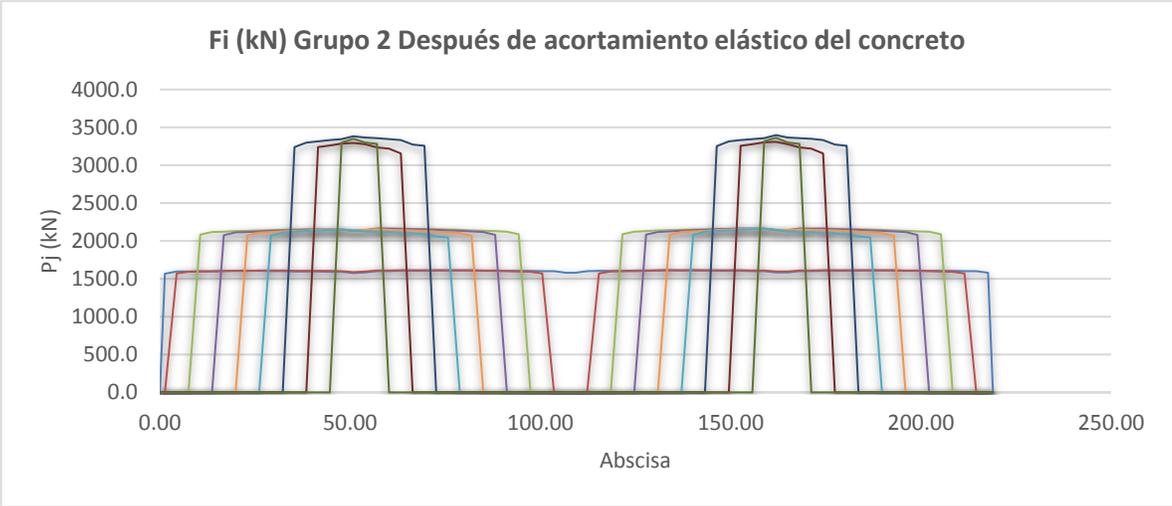
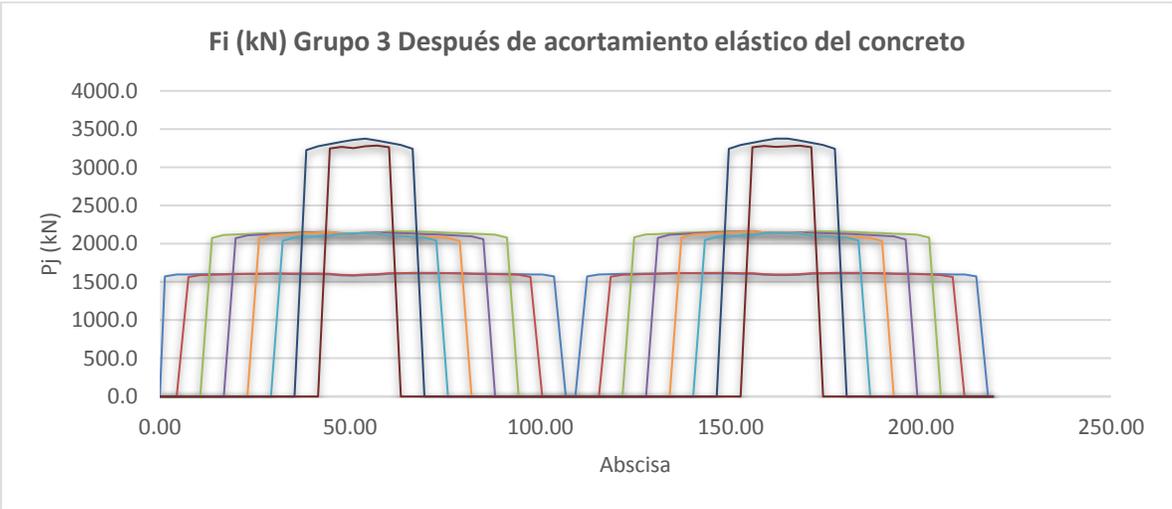


Figura 71. Pi Grupo 3 (kN, m)



7.4.5 Pérdidas por flujo plástico del concreto. Las pérdidas por flujo plástico se analizaron como establece el artículo 5.4.2.3.2 del código, en el cuál se determina un coeficiente que afecta la deformación unitaria elástica inicial generada

por el esfuerzo f_{cgp} en el momento de aplicación de la carga, es decir después de las pérdidas iniciales.

$$\Psi_{(t,t_i)} = 1.9k_s k_{hc} k_f k_{td} t_i^{-0.118}$$

Éste coeficiente está en función de la edad del concreto en el momento de aplicación, así como también del tiempo transcurrido desde la aplicación de los esfuerzos hasta el día en que se analiza el efecto. Las consideraciones para el cálculo de éste coeficiente se encuentra en el Anexo D.

Figura 72. Pi- ΔP_{CR} Grupo 1 (kN, m)

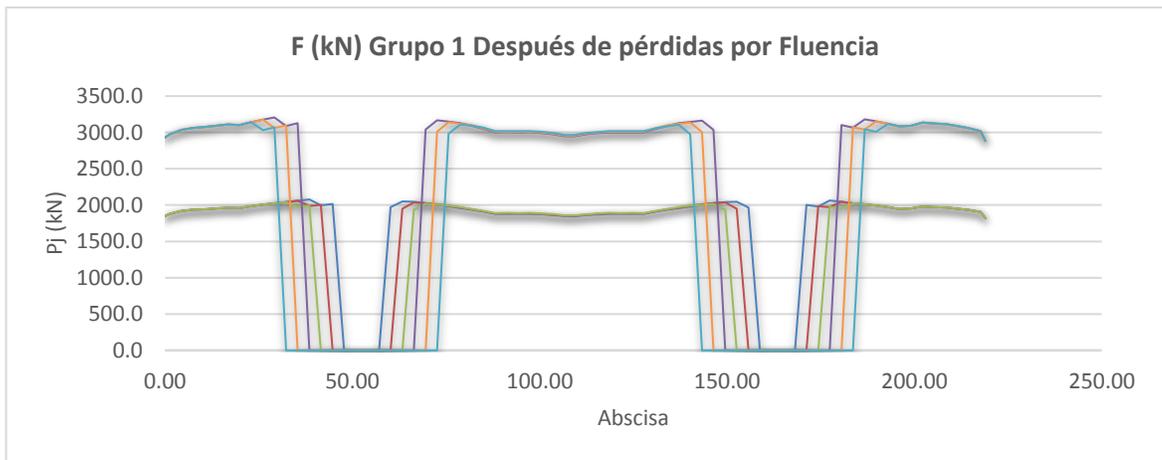


Figura 73. Pi- ΔP_{CR} Grupo 2 (kN, m)

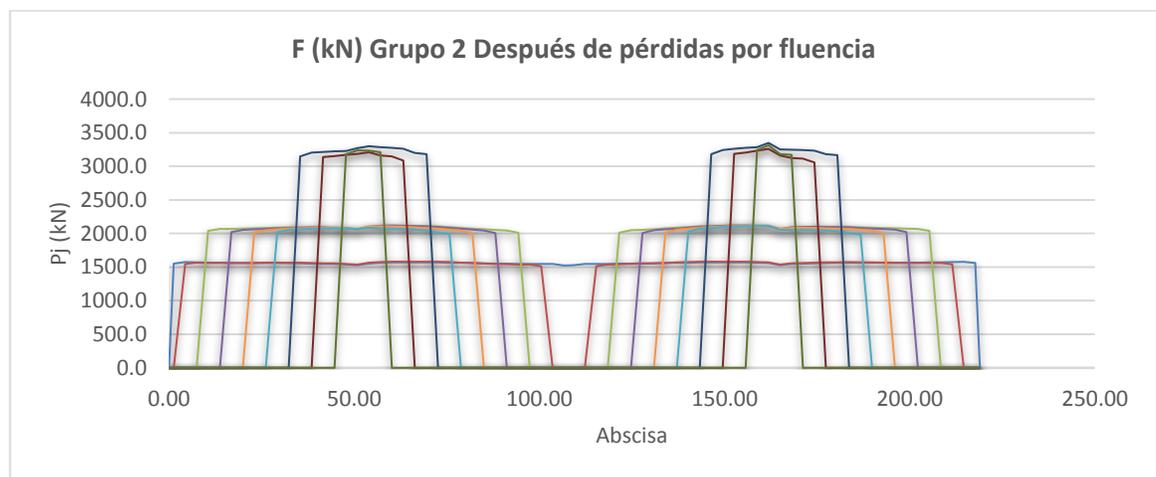
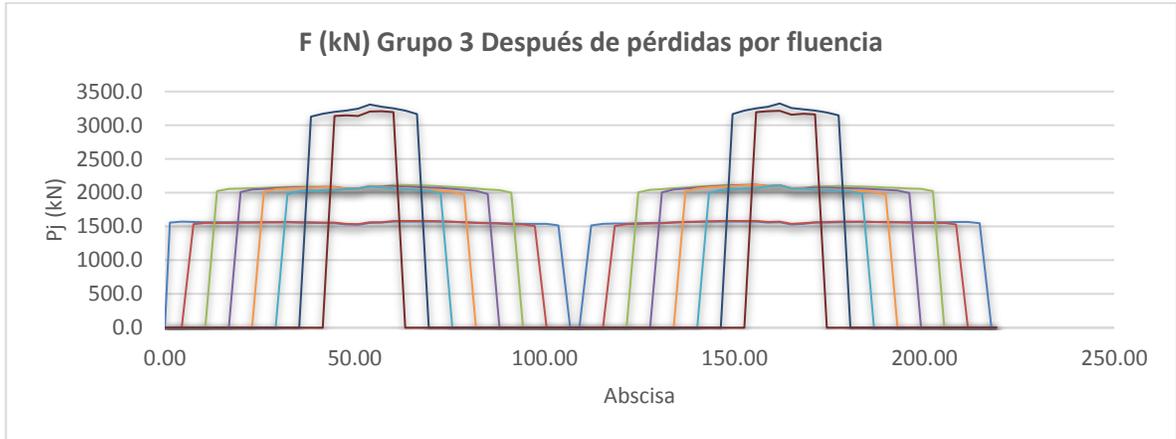


Figura 74. Pi-DP_{CR} Grupo 3 (kN, m)



7.4.6 Pérdidas por retracción. Las pérdidas por retracción están calculadas con base en el artículo 5.4.2.3.3 del código, y depende de los tiempos mencionados para la fluencia. Se establece una deformación por retracción utilizando la siguiente expresión:

$$\varepsilon_{sh} = k_s k_{hs} k_f k_{td} 0.48 \times 10^{-3}$$

Los parámetros utilizados se encuentran en el Anexo D.

Figura 75. Pi- Δ P_{CR}- Δ P_{SH} Grupo 1 (kN, m)



Figura 76. $P_i - \Delta P_{CR} - \Delta P_{SH}$ Grupo 2, Sentido AB (kN, m)

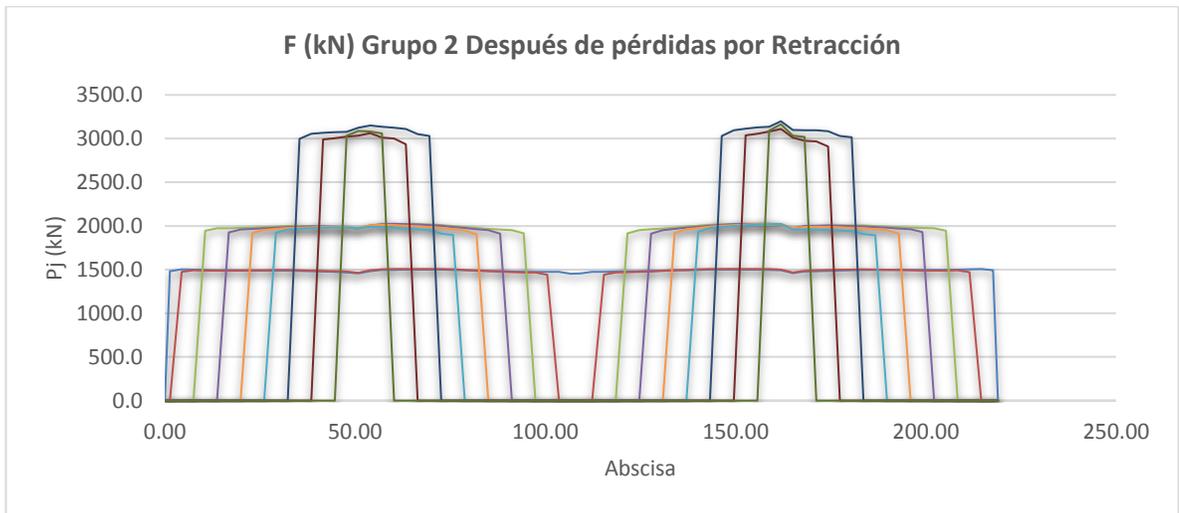
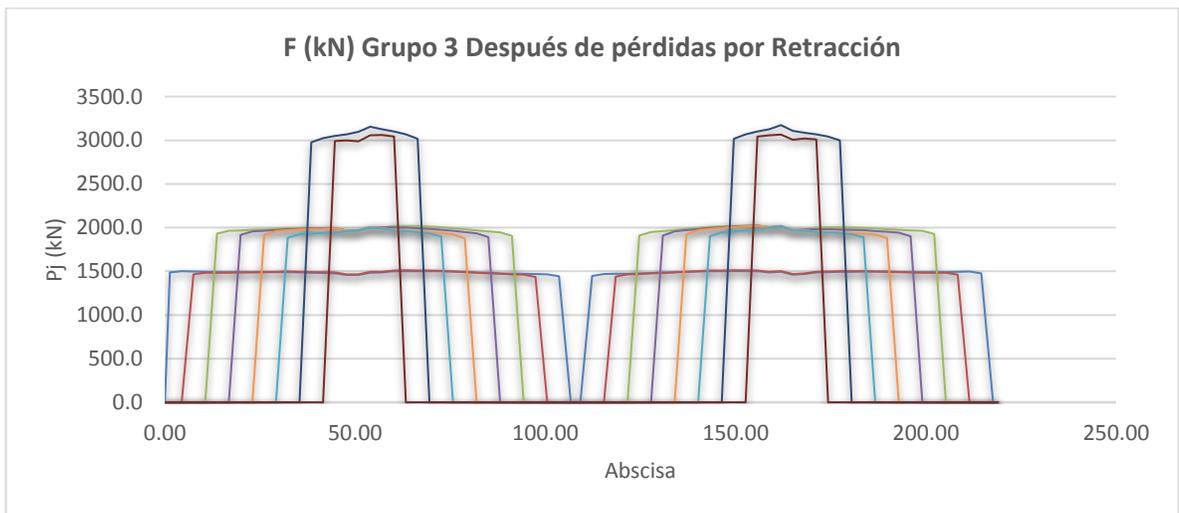


Figura 77. $P_i - \Delta P_{CR} - \Delta P_{SH}$ Grupo 3, Sentido AB (kN, m)



7.4.7 Pérdidas por relajamiento del acero de preesfuerzo. El código establece en el artículo 5.9.5.4.2c, las pérdidas del preesfuerzo debidas a la

relajación de los torones sometidos a esfuerzos mayores a $0.55 f_{py}$, la expresión utilizada es:

$$\Delta f_{pR1} = \frac{f_{pi}}{K_L} \left(\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0.55 \right)$$

Depende del esfuerzo en los cables después de la transferencia.

Figura 78. Pe Grupo 1, Sentido AB (kN, m)

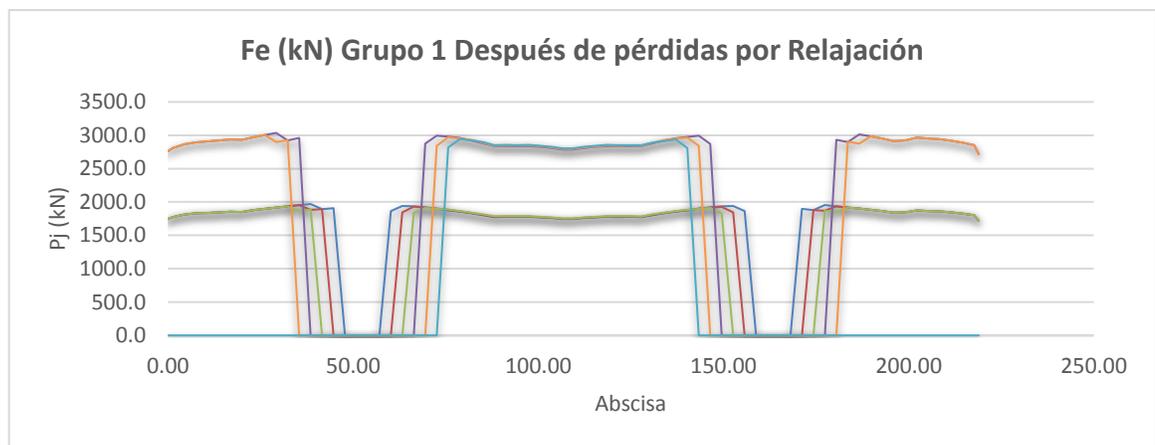


Figura 79. Pe Grupo 2, Sentido AB (kN, m)

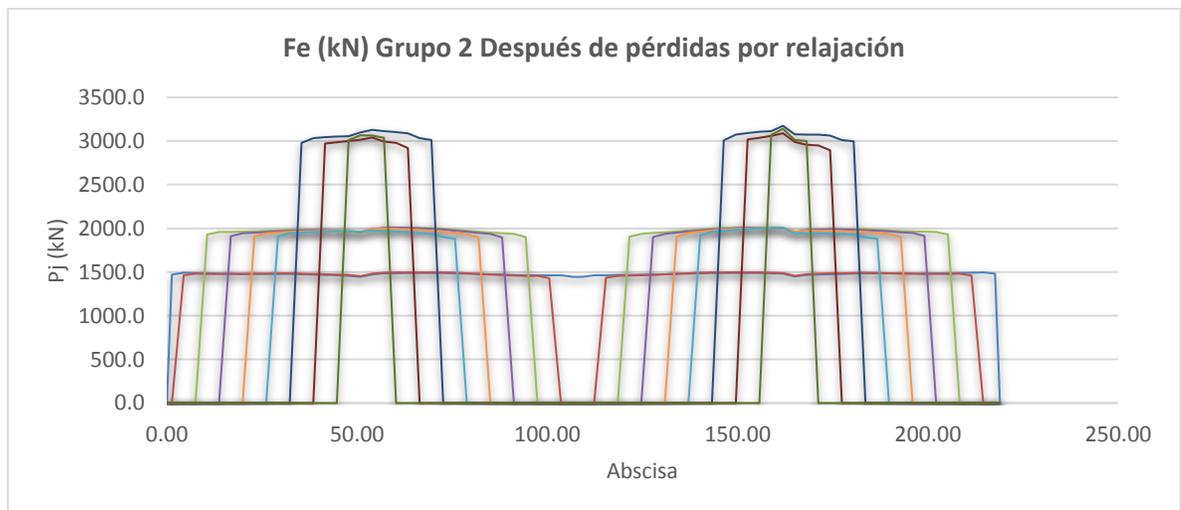
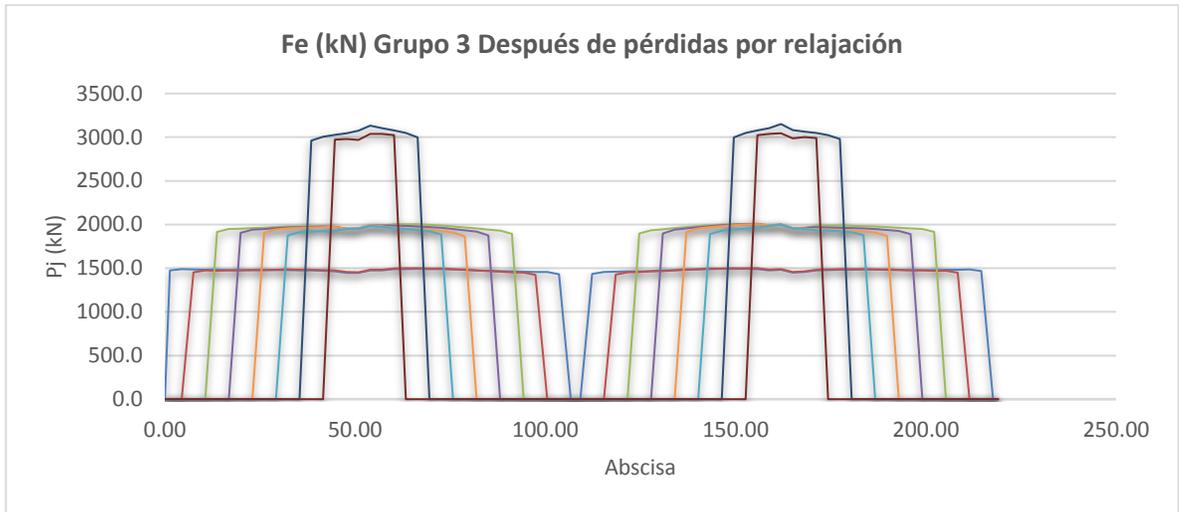
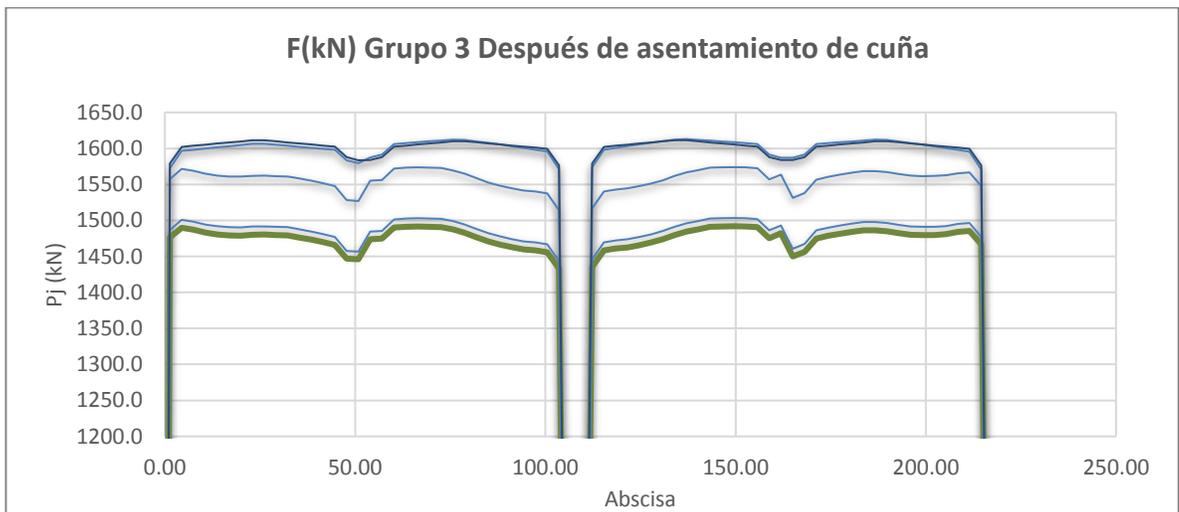


Figura 80. Pe Grupo 3, Sentido AB (kN, m)



A continuación, la gráfica describe la variación de la fuerza en un cable del grupo 3

Figura 81. Variación de la fuerza de preesfuerzo Cable 1 Grupo 3.



7.4.8 Determinación de las fuerzas totales de preesfuerzo. Al sumar la fuerza de cada uno de los cables, podemos obtener la fuerza total por cada grupo. En las

siguientes gráficas, se muestra la variación de la fuerza total de preesfuerzo y su variación en el tiempo.

Figura 82. Fuerza total de preesfuerzo cables Grupo 1 en etapa de servicio (kN, m)

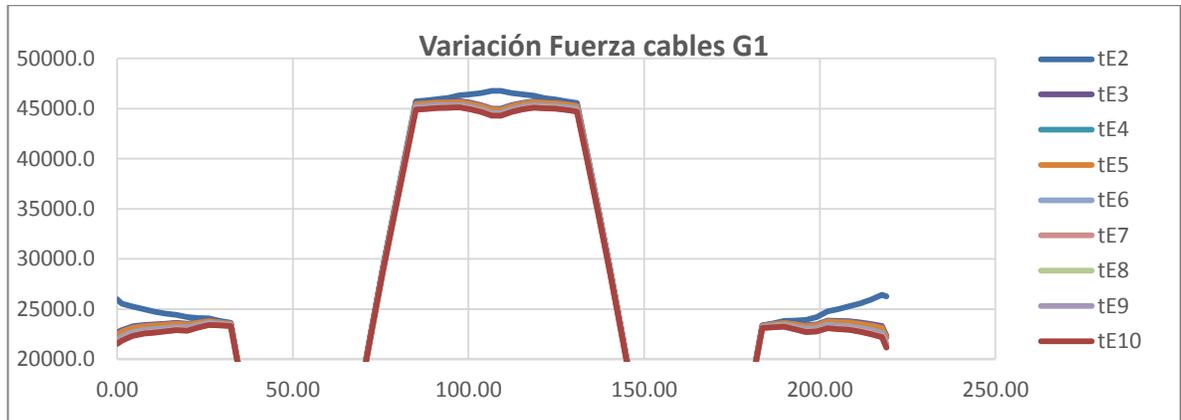


Figura 83. Fuerza total de preesfuerzo cables Grupo 2 y 3 en etapa constructiva (kN, m)

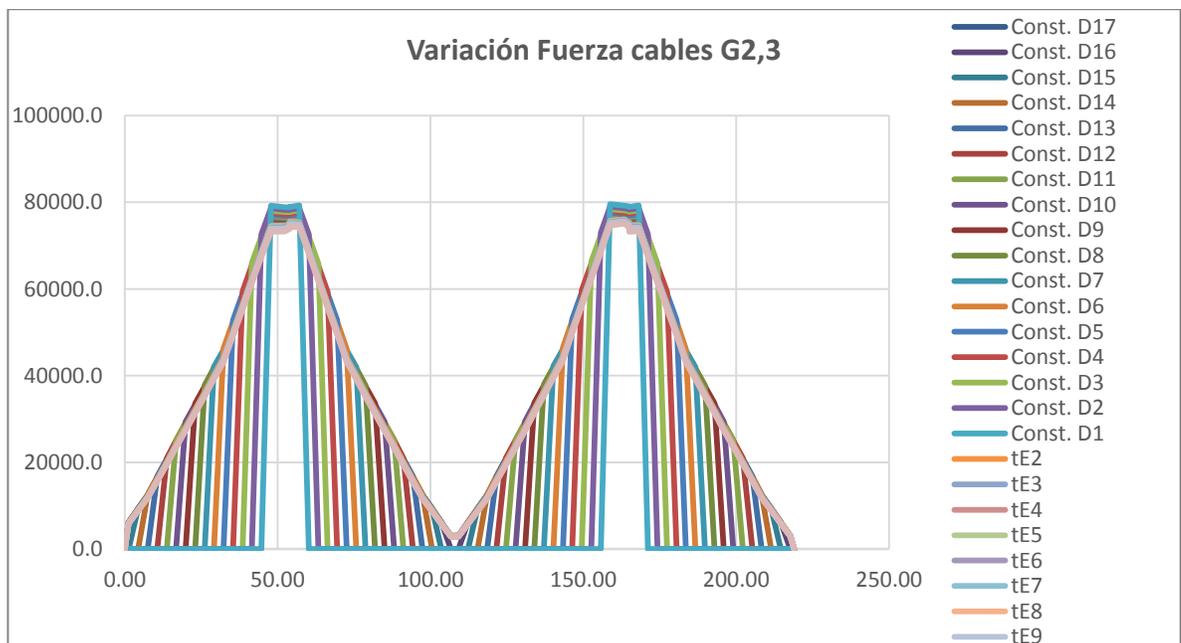
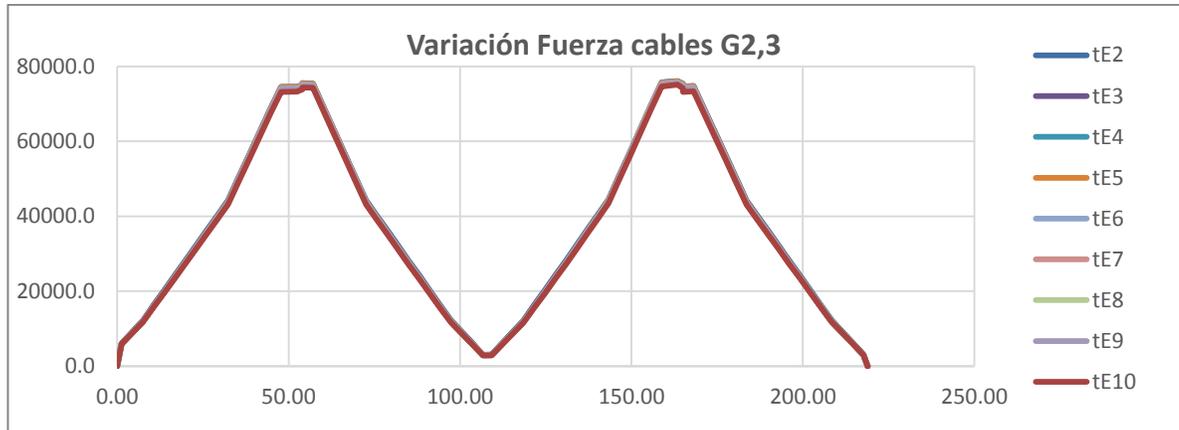


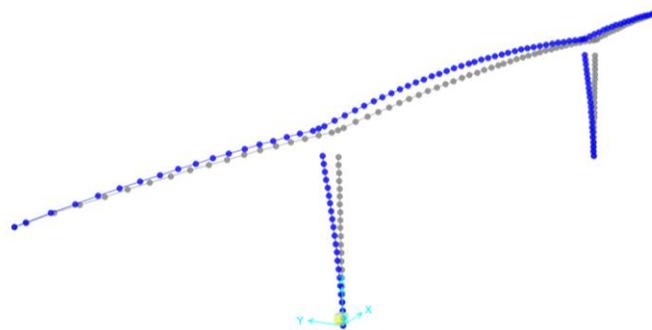
Figura 84. Fuerza total de preesfuerzo cables Grupo 2 y 3 en etapa de servicio (kN, m)



7.4.9 Verificación de los efectos de la torsión en la fuerza axial de los torones. Dada la configuración transversal del puente, se analizaron los efectos que causa la torsión en la fuerza axial de los torones. Las fuerzas que pueden provocar torsión son las producidas por la acción de la carga viva actuando solo en la mitad de la calzada (Ver Figuras 21,22 y 23) y la acción de la componente vertical del viento.

Para analizar la variación en las fuerzas de preesfuerzo causadas por la torsión, se analizó una combinación de servicio con las cargas descritas como: $S1 = 1*LL+0.3WS$.

Figura 85. Deformación esperada para las cargas que generan torsión.



Fuente: Sap 2000.

Con las deformaciones obtenidas para cada una de las secciones de las dovelas, se determinó la longitud de los cables para esa condición y se comparó con la longitud inicial. Por medio de la diferencia de longitudes se determinó el δL para cada cable y al utilizar la relación $\delta L = P.L/A.E_{ps}$ se determinó la fuerza que genera esa deformación para los cables.

Tabla 7. Variación fuerza axial de los torones de preesfuerzo debido a efectos de torsión, 1.

Grupo 1	Longitud Sin deformar (m)		Longitud Deformada (m)		δL (m)		Fuerza (kN)		Variación Pj	
	Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha
9	45.9126	45.9126	45.9126	45.9125	0	1E-04	0.00	1.14	0.00%	0.03%
8	52.1309	52.1309	52.1308	52.131	1E-04	-0.0001	1.01	-1.01	0.03%	-0.03%
7	58.3489	58.3489	58.3487	58.349	0.0002	-1E-04	1.80	-0.90	0.05%	-0.03%
6	64.5687	64.5687	64.5684	64.569	0.0003	-0.0003	2.43	-2.43	0.07%	-0.07%
5	70.7918	70.7918	70.7913	70.7921	0.0005	-0.0003	3.70	-2.22	0.10%	-0.06%
4	77.0176	77.0176	77.0169	77.018	0.0007	-0.0004	4.76	-2.72	0.13%	-0.08%
3	83.2467	83.2467	83.2459	83.2472	0.0008	-0.0005	3.18	-1.99	0.14%	-0.09%
2	89.4793	89.4793	89.4783	89.4798	0.001	-0.0005	3.70	-1.85	0.16%	-0.08%
1	95.7157	95.7157	95.7146	95.7163	0.0011	-0.0006	3.80	-2.07	0.17%	-0.09%

Grupo 2 Apoyo 1	Longitud Sin deformar (m)		Longitud Deformada (m)		δL (m)		Fuerza (kN)		Variación Pj	
	Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha
9	9.3178	9.3178	9.3178	9.3178	0	0	0.00	0.00	0.00%	0.00%
8	21.7248	21.7248	21.7248	21.7249	0	-0.0001	0.00	-2.41	0.00%	-0.07%
7	34.1323	34.1323	34.1322	34.1325	0.0001	-0.0002	1.54	-3.07	0.04%	-0.09%
6	46.5398	46.5398	46.5396	46.5401	0.0002	-0.0003	1.42	-2.13	0.06%	-0.10%
5	58.9473	58.9473	58.947	58.9476	0.0003	-0.0003	1.68	-1.68	0.08%	-0.08%
4	71.3548	71.3548	71.3545	71.3551	0.0003	-0.0003	1.39	-1.39	0.06%	-0.06%
3	83.7623	83.7623	83.762	83.7626	0.0003	-0.0003	1.19	-1.19	0.05%	-0.05%
2	96.1698	96.1698	96.1695	96.1702	0.0003	-0.0004	0.77	-1.03	0.05%	-0.06%
1	105.4839	105.4839	105.4834	105.4843	0.0005	-0.0004	1.18	-0.94	0.07%	-0.06%

Tabla 8 Variación fuerza axial de los torones de preesfuerzo debido a efectos de torsión, 2.

Grupo 2 Apoyo 2	Longitud Sin deformar (m)		Longitud Deformada (m)		δL (m)		Fuerza (kN)		Variación Pj	
	Cable	Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Izquierda
9	9.3178	9.3178	9.3178	9.3178	0	0	0.00	0.00	0.00%	0.00%
8	21.7248	21.7248	21.7247	21.725	1E-04	-0.0002	2.41	-4.82	0.07%	-0.14%
7	34.1323	34.1323	34.1321	34.1326	0.0002	-0.0003	3.07	-4.61	0.09%	-0.13%
6	46.5398	46.5398	46.5395	46.5402	0.0003	-0.0004	2.13	-2.84	0.10%	-0.13%
5	58.9474	58.9474	58.9469	58.9478	0.0005	-0.0004	2.81	-2.25	0.13%	-0.10%
4	71.3549	71.3549	71.3544	71.3553	0.0005	-0.0004	2.32	-1.86	0.11%	-0.08%
3	83.7623	83.7623	83.7619	83.7629	0.0004	-0.0006	1.58	-2.37	0.07%	-0.11%
2	96.1699	96.1699	96.1694	96.1703	0.0005	-0.0004	1.29	-1.03	0.08%	-0.06%
1	108.5774	108.5774	108.577	108.5778	0.0004	-0.0004	0.91	-0.91	0.05%	-0.06%

Grupo 3 Apoyo 1	Longitud Sin deformar (m)		Longitud Deformada (m)		δL (m)		Fuerza (kN)		Variación Pj	
	Cable	Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Izquierda
8	15.5221	15.5221	15.5221	15.522	0	1E-04	0.00	3.38	0.00%	0.10%
7	27.9313	27.9313	27.9314	27.9311	-1E-04	0.0002	-1.88	3.75	-0.05%	0.11%
6	40.341	40.341	40.3413	40.3408	-0.0003	0.0002	-2.46	1.64	-0.11%	0.07%
5	52.7508	52.7508	52.7511	52.7504	-0.0003	0.0004	-1.88	2.51	-0.09%	0.11%
4	65.1605	65.1605	65.1609	65.1601	-0.0004	0.0004	-2.03	2.03	-0.09%	0.09%
3	77.5703	77.5703	77.5706	77.5698	-0.0003	0.0005	-1.28	2.13	-0.06%	0.10%
2	89.98	89.98	89.9804	89.9796	-0.0004	0.0004	-1.10	1.10	-0.07%	0.07%
1	102.3898	102.3898	102.3902	102.3892	-0.0004	0.0006	-0.97	1.45	-0.06%	0.09%

Grupo 3 Apoyo 2	Longitud Sin deformar (m)		Longitud Deformada (m)		δL (m)		Fuerza (kN)		Variación Pj	
	Cable	Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Izquierda	Derecha	Izquierda
8	15.5221	15.5221	15.5221	15.522	0	1E-04	0.00	3.38	0.00%	0.10%
7	27.9313	27.9313	27.9315	27.9311	-0.0002	0.0002	-3.75	3.75	-0.11%	0.11%
6	40.341	40.341	40.3414	40.3407	-0.0004	0.0003	-3.28	2.46	-0.15%	0.11%
5	52.7508	52.7508	52.7512	52.7503	-0.0004	0.0005	-2.51	3.14	-0.11%	0.14%
4	65.1605	65.1605	65.1611	65.16	-0.0006	0.0005	-3.05	2.54	-0.14%	0.12%
3	77.5703	77.5703	77.5709	77.5697	-0.0006	0.0006	-2.56	2.56	-0.12%	0.12%
2	89.98	89.98	89.9806	89.9794	-0.0006	0.0006	-1.66	1.66	-0.10%	0.10%
1	102.3898	102.3898	102.3903	102.3892	-0.0005	0.0006	-1.21	1.45	-0.07%	0.09%

La máxima variación en la fuerza de los cables no supera el 0.2%. Esto indica que la viga principal cuenta con una gran rigidez torsional que evita grandes deformaciones debido a condiciones de carga causantes de las mayores torsiones sobre el puente.

7.4.10 Verificación límites de esfuerzo en los torones. El artículo 5.9.3 del código, establece los límites permitidos de esfuerzo en los torones de la siguiente forma:

Antes del acuñamiento:	0.90 f_{py} 1507 MPa
En anclajes y acoplamientos inmediatamente después de la transferencia de la fuerza de presfuerzo:	0.70 f_{pu} 1302 MPa
En estado límite de servicio después de las pérdidas:	0.80 f_{py} 1339 MPa

Se verificaron los esfuerzos para las fuerzas de preesfuerzo después de las pérdidas iniciales P_i , y después de las pérdidas a largo plazo P_e .

Figura 86. Límites de esfuerzo para P_i Grupo 1

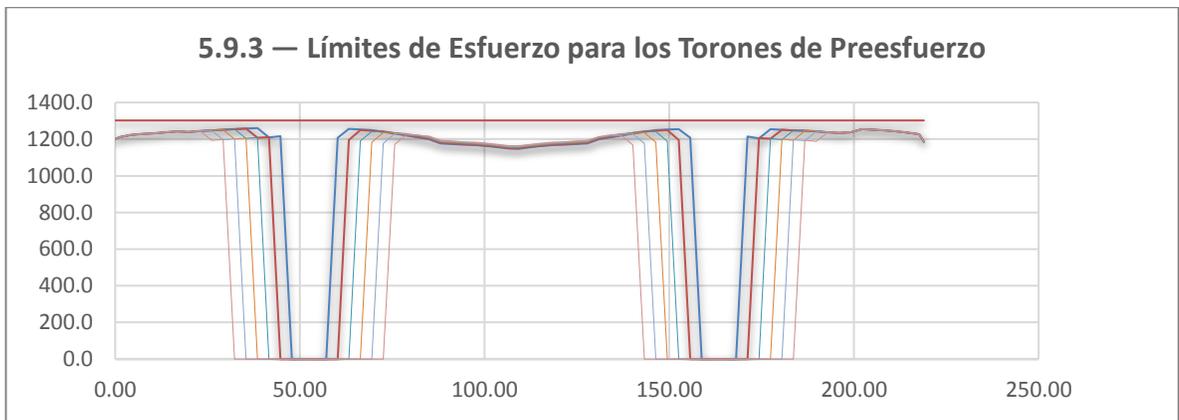


Figura 87. Límites de esfuerzo para P_i Grupo 2

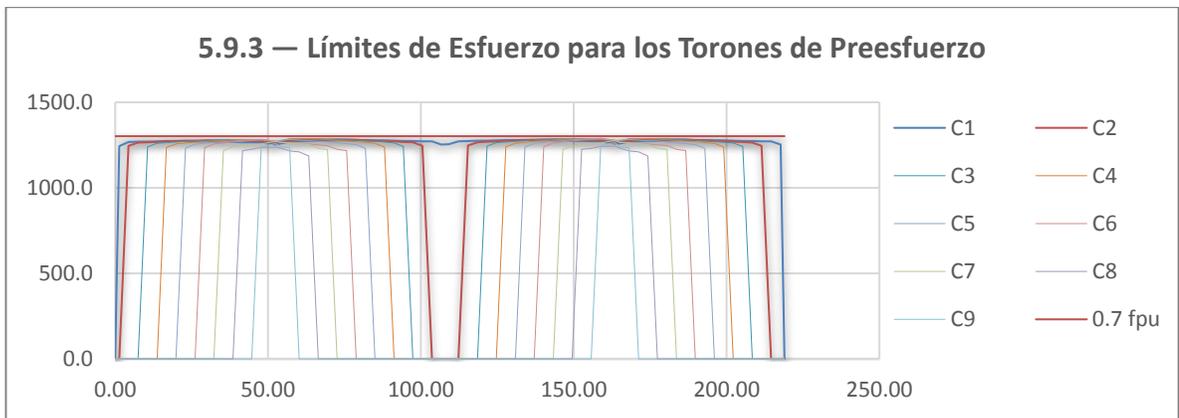


Figura 88. Límites de esfuerzo para Pi Grupo 3

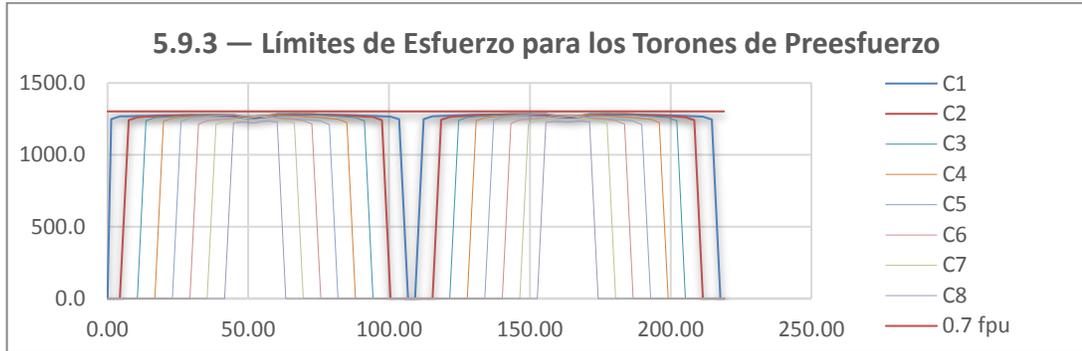


Figura 89. Límites de esfuerzo para Pe Grupo 1

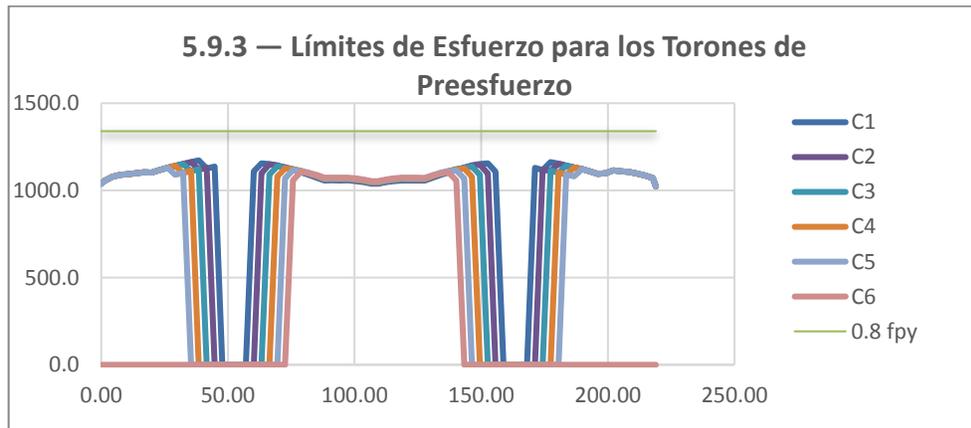


Figura 90. Límites de esfuerzo para Pe Grupo 2

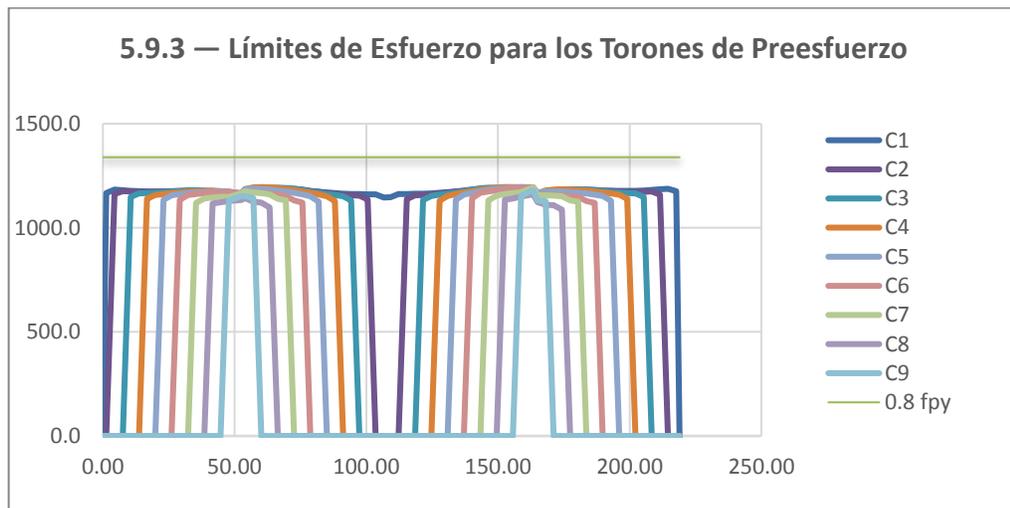
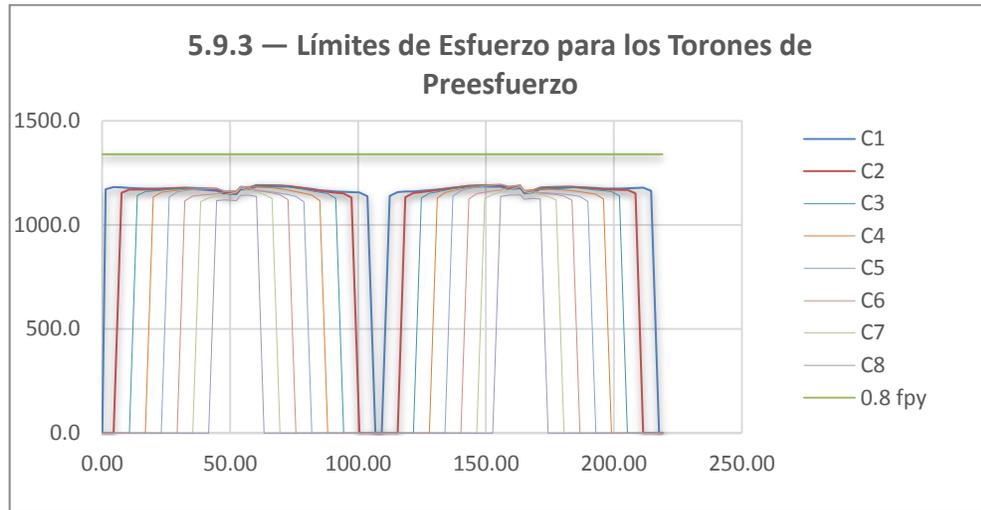


Figura 91. Límites de esfuerzo para Pe Grupo 3



Una vez determinada la fuerza de preesfuerzo total para cada grupo de cable, podemos calcular los esfuerzos en las fibras extremas debidas a los cables como:

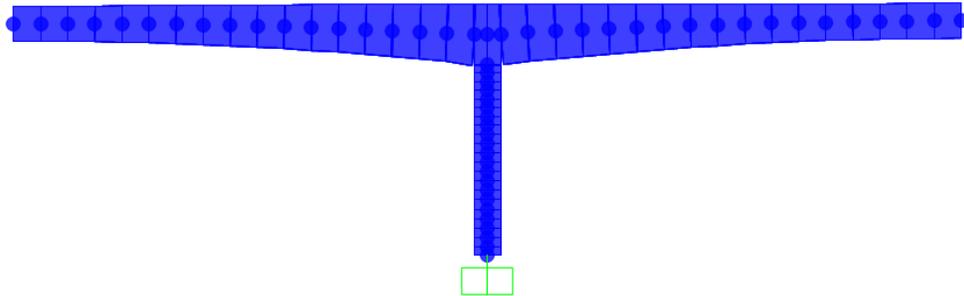
$$\sigma_s = -\frac{P}{A_g} - \frac{P \cdot e \cdot Y_s}{I_g} \qquad \sigma_i = -\frac{P}{A_g} + \frac{P \cdot e \cdot Y_i}{I_g}$$

Éstos esfuerzos se calcularon para cada grupo de cables y se suman sección por sección, ya que los esfuerzos que generan los cables del grupo 1, son de signo contrario a los generados por los grupos 2 y 3.

8. ANÁLISIS EN ETAPA CONSTRUCTIVA

Para el análisis se utilizó un modelo matemático elaborado en el software Sap 2000, en el cuál se tuvo en cuenta la geometría y las solicitaciones establecidas por el código.

Figura 92. Modelo matemático Avance en voladizos.



Fuente: Sap 2000.

8.1 ESTABILIDAD DURANTE CONSTRUCCIÓN.

Las cargas y sus combinaciones, se hicieron conforme a la sección 3, las combinaciones de carga analizadas fueron las de Servicio I, Resistencia I (para los dos factores de carga permanente; máximos y mínimos).

Adicional a las combinaciones previamente descritas para el sistema constructivo de avance Vano a Vano, el código establece que se utilicen unas combinaciones adicionales descritas en el artículo 5.14.2.3, que corresponden a la construcción segmental.

Tabla 9. Combinaciones y factores de carga para la construcción segmental CCP

– 14.

Combinación de carga	FACTORES DE CARGA														LIMITES DE TENSIÓN				Ver Nota	
	Carga Muerta			Carga Viva			Carga de Viento			Otras Cargas				Cargas de suelo		Tensión a la flexión		Tensión Principal		
	DC	DIFF	U	CLL	IE	CLE	WS	WUP	WE	CR	SH	TU	TG	WA	EH EV ES	Excluyendo "Otras cargas"	Incluyendo "Otras cargas"	Excluyendo "Otras cargas"		Incluyendo "Otras cargas"
a	1.0	1.0	0.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	γ_{rc}	1.0	1.0	$0.50\sqrt{f'_c}$	$0.58\sqrt{f'_c}$	$0.289\sqrt{f'_c}$	$0.331\sqrt{f'_c}$	—
b	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	γ_{rc}	1.0	1.0	$0.50\sqrt{f'_c}$	$0.58\sqrt{f'_c}$	$0.289\sqrt{f'_c}$	$0.331\sqrt{f'_c}$	—
c	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.7	0.7	0.0	1.0	1.0	1.0	γ_{rc}	1.0	1.0	$0.50\sqrt{f'_c}$	$0.58\sqrt{f'_c}$	$0.289\sqrt{f'_c}$	$0.331\sqrt{f'_c}$	—
d	1.0	1.0	0.0	1.0	0.0	0.0	0.7	1.0	0.7	1.0	1.0	1.0	γ_{rc}	1.0	1.0	$0.50\sqrt{f'_c}$	$0.58\sqrt{f'_c}$	$0.289\sqrt{f'_c}$	$0.331\sqrt{f'_c}$	1
e	1.0	0.0	1.0	1.0	1.0	0.0	0.3	0.0	0.3	1.0	1.0	1.0	γ_{rc}	1.0	1.0	$0.50\sqrt{f'_c}$	$0.58\sqrt{f'_c}$	$0.289\sqrt{f'_c}$	$0.331\sqrt{f'_c}$	2
f	1.0	0.0	0.0	1.0	1.0	1.0	0.3	0.0	0.3	1.0	1.0	1.0	γ_{rc}	1.0	1.0	$0.50\sqrt{f'_c}$	$0.58\sqrt{f'_c}$	$0.289\sqrt{f'_c}$	$0.331\sqrt{f'_c}$	3

5.14.2.3.4a — Superestructuras

- Para solicitaciones máximas:

$$\sum \gamma Q = 1.1(DC + DIFF) + 1.3(CEQ + CLL) + A + AI \quad (5.14.2.3Aa-1)$$

- Para solicitaciones mínimas:

$$\sum \gamma Q = DC + CEQ + A + AI \quad (5.14.2.3Aa-2)$$

Fuente: CC – LRFD-14, pág 5-216, [2], 2014

8.1.1 Cargas permanentes. Las cargas permanentes tenidas en cuenta son:

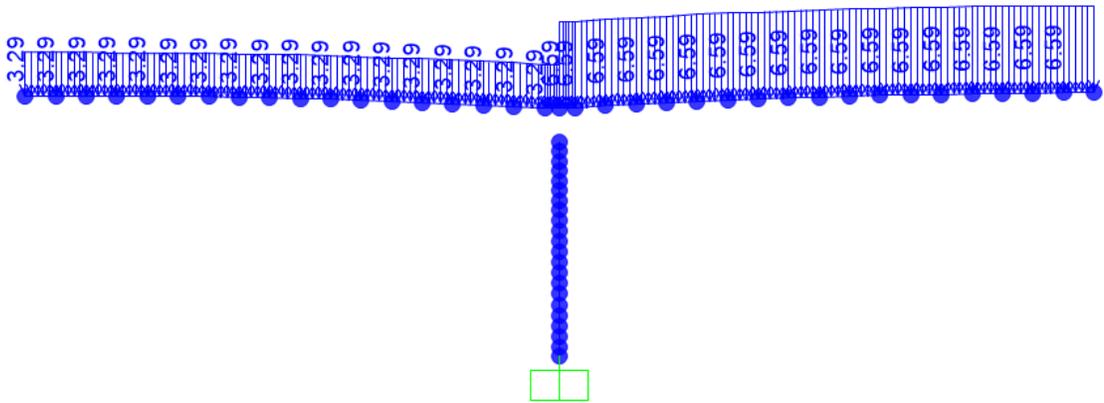
8.1.1.1 Cargas debidas a peso propio (DC). Se trabajó de la misma forma que para la etapa en servicio, teniendo especial cuidado en la geometría del puente y adicionando las cargas que generan las cuñas de anclaje y el diafragma en los apoyos.

8.1.2 Cargas vivas. Las cargas vivas tenidas en cuenta son:

8.1.2.1 Sobrecarga constructiva distribuida (CLL). Una tolerancia que considera diversos elementos de la planta, maquinaria y otros equipos, además del equipo de montaje especializado principal.

	4.8 E-4
P_{CLL}	MPa
W_D	13.72 m
CLL_1	6.59 kN/m
CLL_2	3.29 kN/m

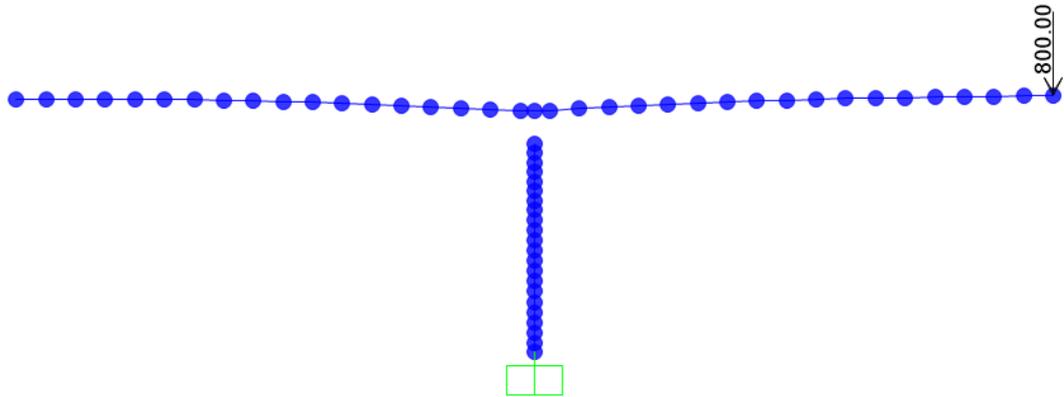
Figura 95. Sobrecarga constructiva CLL (kN, m).



Fuente: Sap 2000.

8.1.2.2 Equipo de construcción especializado (CEQ). En Colombia, el carro de avance utilizado para este método constructivo tiene un peso promedio de 800 kN.

Figura 96. Equipo de construcción especializado CEQ (kN).



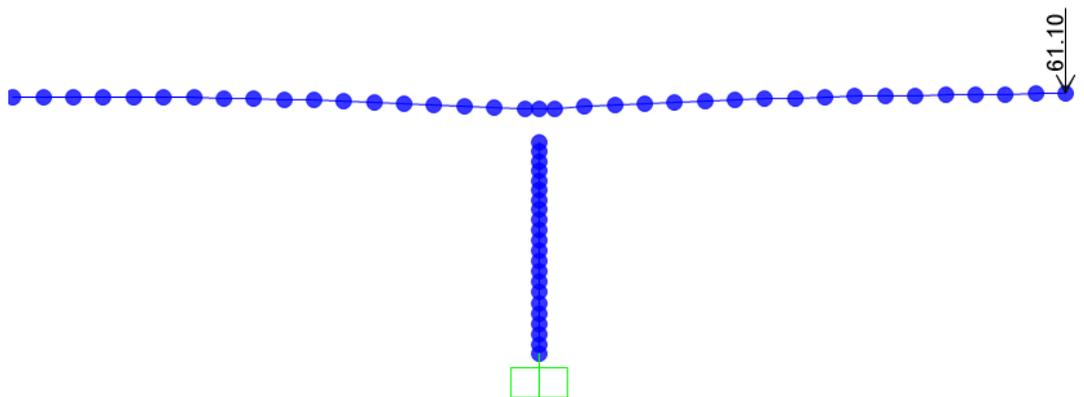
Fuente: Sap 2000.

8.1.2.3 Carga dinámica del equipo (IE). Ésta carga es dinámica y se puede tomar cómo el 10% del peso izado o fundido.

A 610.9 kN Peso estático del segmento prefabricado que se manipula

IE 61.1 kN

Figura 97. Carga dinámica del equipo IE (kN, m).



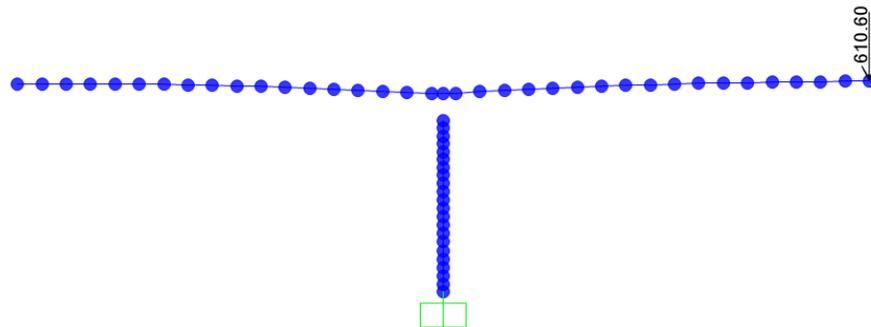
Fuente: Sap 2000.

8.1.2.4 Peso estático del segmento prefabricado que se manipula (A).

Para nuestro caso corresponde al peso de la dovela anterior a la dovela de cierre.

A 610.9 kN Peso estático del segmento prefabricado que se manipula

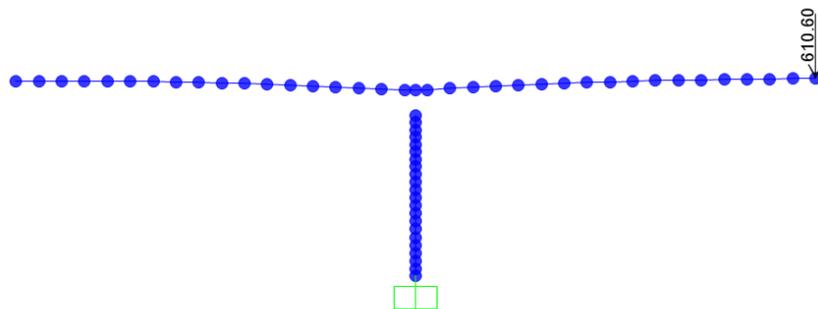
Figura 98. Peso estático del segmento prefabricado que se manipula A (kN).



Fuente: Sap 2000.

8.1.2.5 Respuesta dinámica debida a la liberación o aplicación accidental de la carga de un segmento prefabricado (AI). Se toma cómo el 100% de A.

Figura 99. Respuesta dinámica debida a la liberación o aplicación accidental de la carga de un segmento prefabricado AI (kN).



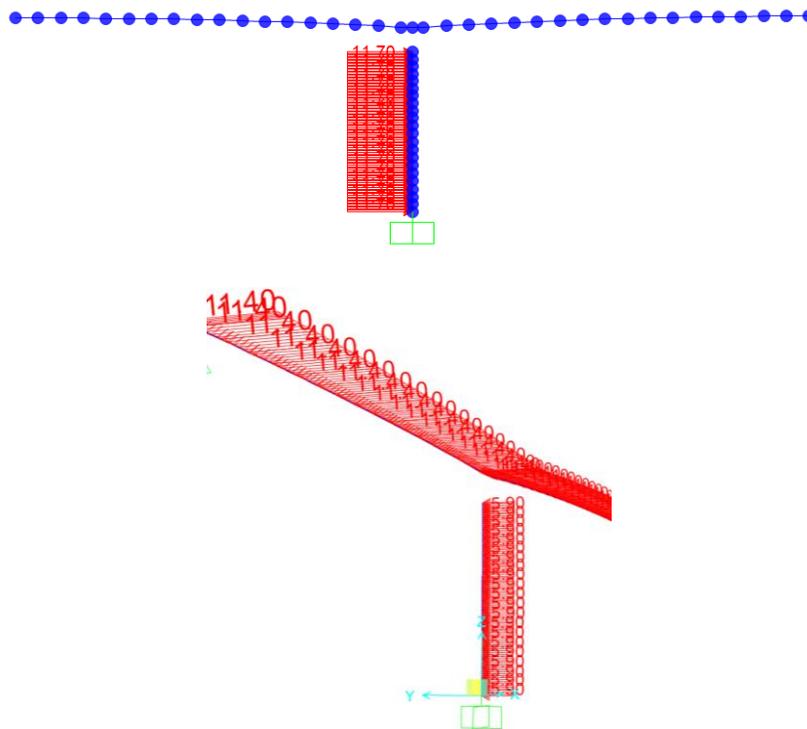
Fuente: Sap 2000.

8.1.3 Cargas de viento. La acción del viento se analizó conforme al artículo 3.8 del código, y se tuvieron en cuenta 3 tipos de presión; sobre la subestructura (WS), se consideró también las cargas ejercidas sobre los equipos de construcción (WE) y una fuerza de levantamiento sobre uno de los voladizos (WUP).

8.1.3.1 Carga de viento sobre la estructura (WS). Las fuerzas transversales y longitudinales que se aplican directamente a la subestructura deben calcularse con base en una presión básica de viento supuesta de 1.918 kPa.

$$P_b = 1.92 \text{ kPa} = 0.0019 \text{ MPa} \quad L_{X\text{Columna}} = 3.10 \text{ m} \quad W_{Sx} = 11.7 \text{ kN/m}$$
$$L_{Y\text{Columna}} = 6.10 \text{ m} \quad W_{Sy} = 5.9 \text{ kN/m}$$

Figura 100. Carga de viento sobre la estructura (WS).



Fuente: Sap 2000.

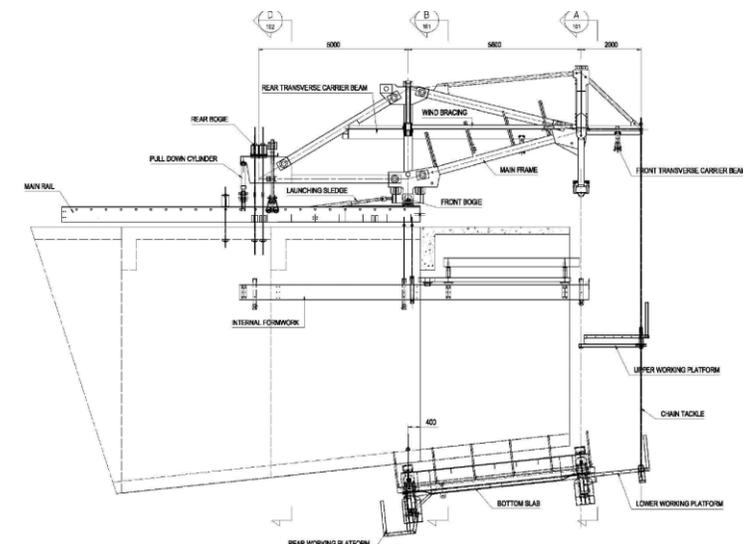
8.1.3.2 Carga de viento sobre los vehículos de avance (WE). Se determinó el área expuesta de estos elementos y con base en la presión impuesta por el código se determinó la fuerza que actúa sobre la estructura.

PWE = 4.8 E-3 MPa
kN

Área equipo = 130.0 m²

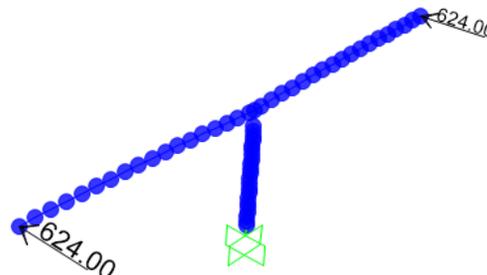
WE = 624.0

Figura 101. Geometría general de los vehículos de avance.



Fuente: Material profesor Javier Muños, 2015

Figura 102. Carga de viento sobre los vehículos de construcción (WE).



Fuente: Sap 2000.

8.1.3.3 Carga de levantamiento sobre la estructura (WUP). El código establece una presión vertical ascendente de 2.4×10^{-4} MPa que modificada por el ancho del puente produce una carga igual a 3.29 kN/m.

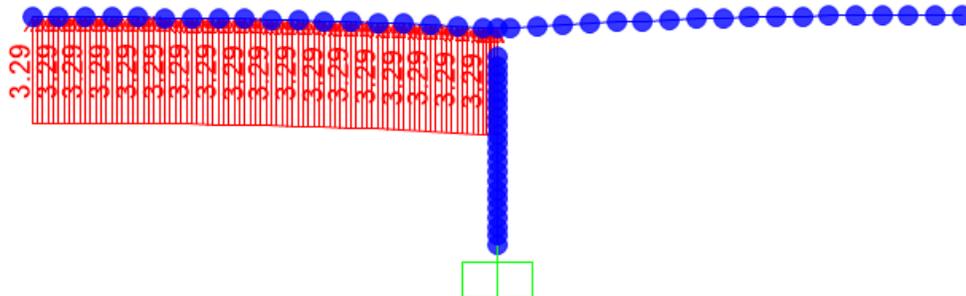
$$P_{WUP} = 2.4 \text{ E-4 MPa}$$

$$W_D = 13.72 \text{ m}$$

$$WUP =$$

$$3.29 \text{ kN/m}$$

Figura 103. Fuerza de levantamiento de viento WUP (kN, m).

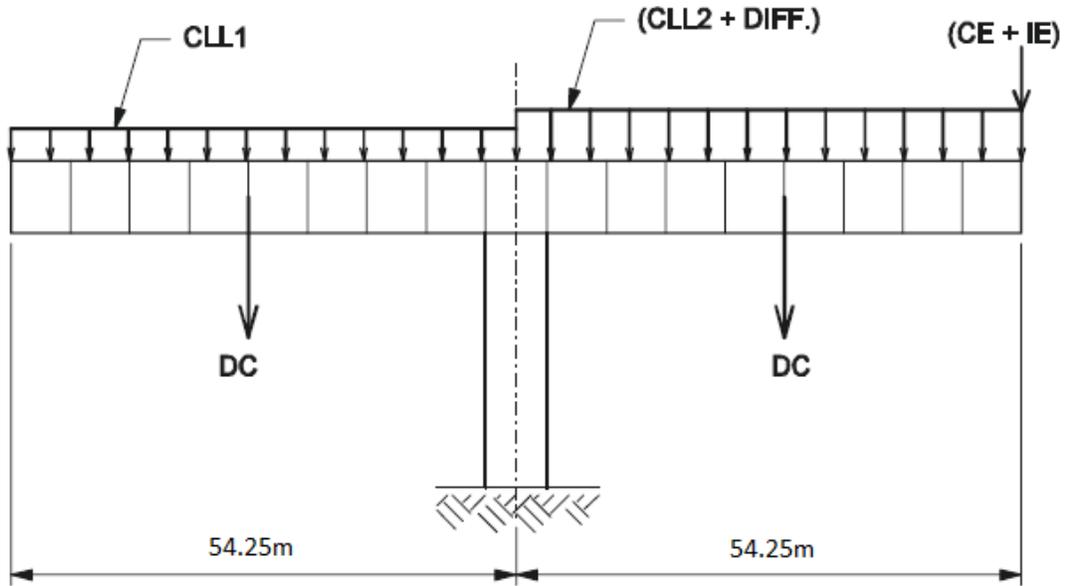


Fuente: Sap 2000.

8.2 FUERZAS DE DISEÑO ETAPA CONSTRUCTIVA.

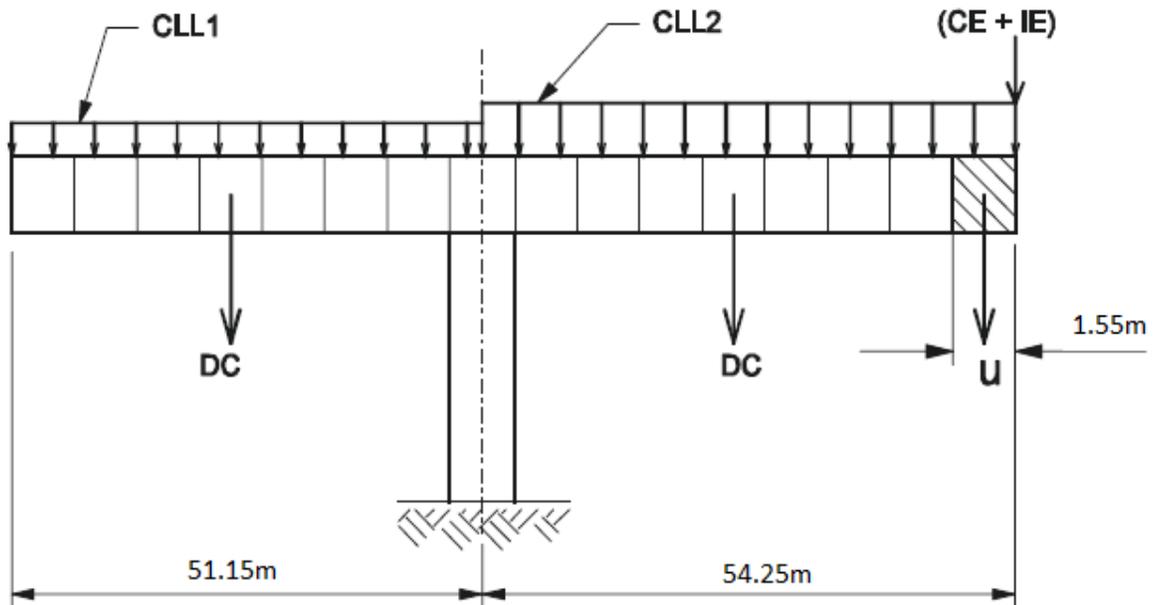
8.2.1 Combinaciones en etapa constructiva. A continuación, se presentan los esquemas para cada una de las combinaciones analizadas para la construcción por avance en voladizos sucesivos.

Figura 104. Combinación A



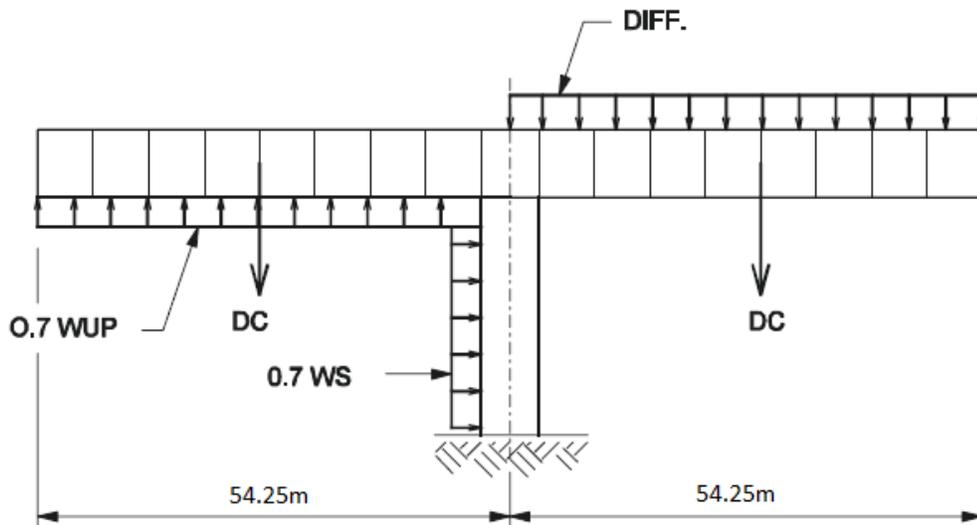
Fuente: THERYO, T. (2004).

Figura 105. Combinación B



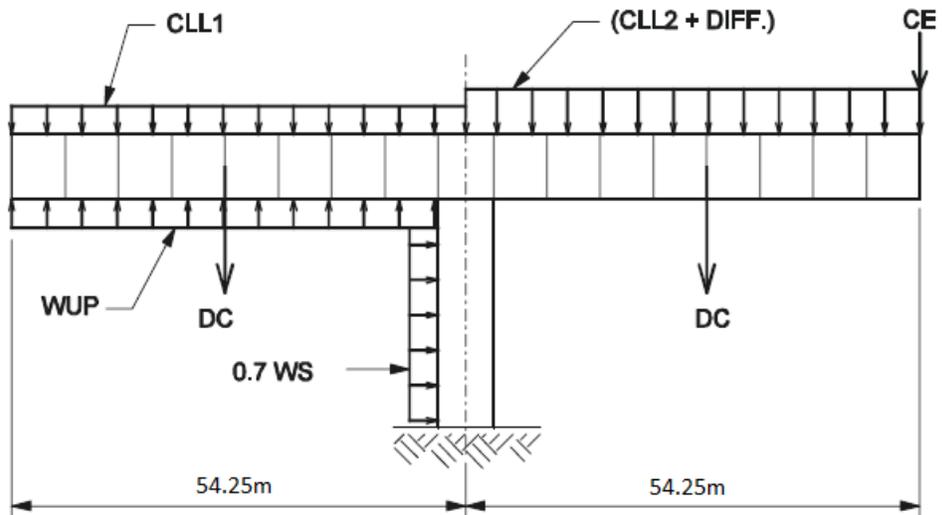
Fuente: THERYO, T. (2004).

Figura 106. Combinación C



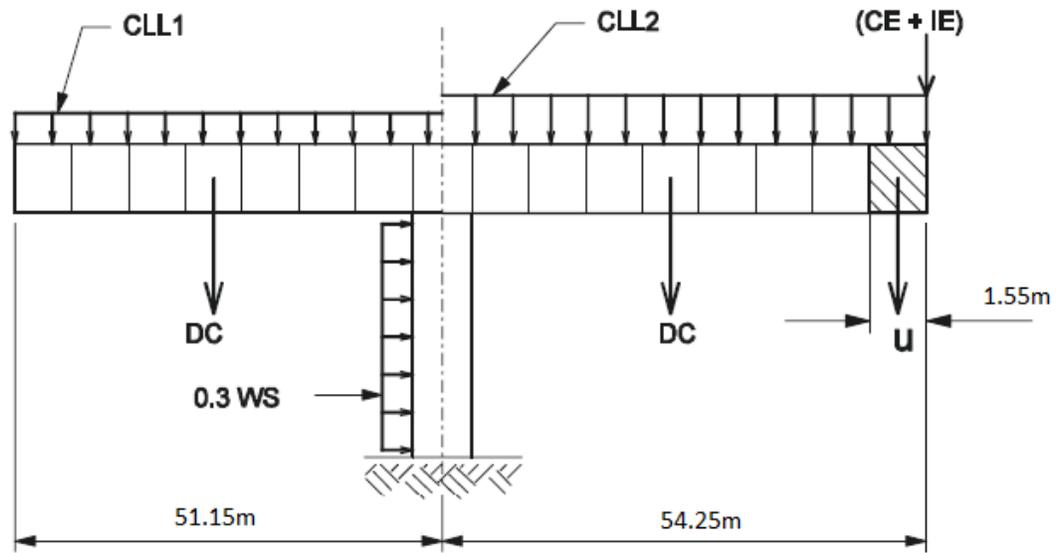
Fuente: THERYO, T. (2004).

Figura 107. Combinación D



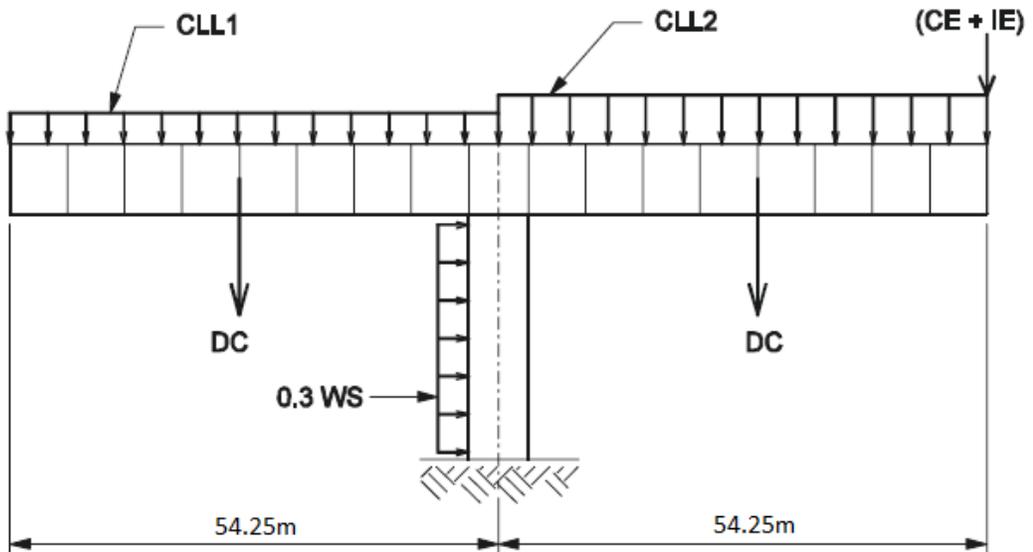
Fuente: THERYO, T. (2004).

Figura 108. Combinación E



Fuente: THERYO, T. (2004).

Figura 109. Combinación F



Fuente: THERYO, T. (2004).

8.2.2 Fuerzas de diseño obtenidas del análisis. Con base en las combinaciones de carga mencionadas con anterioridad, las siguientes son las solicitaciones esperadas para la superestructura.

Figura 110. Diagrama de momentos cargas durante construcción (kN, m).

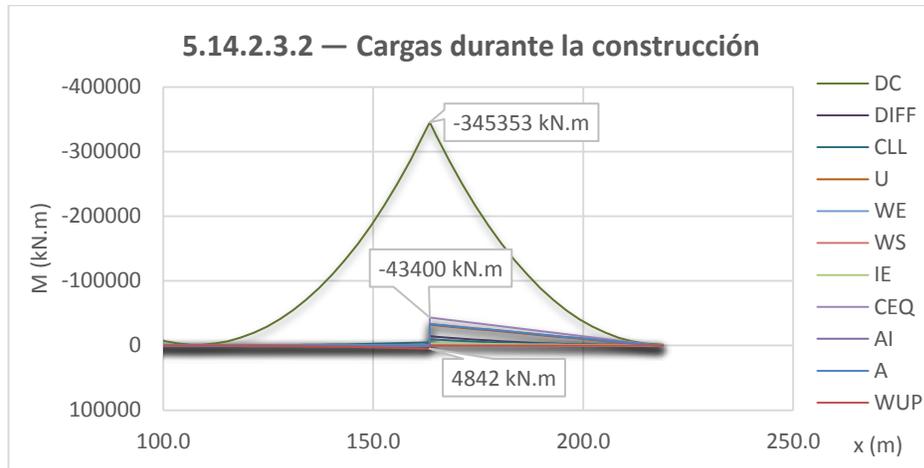


Figura 111. Diagrama de momentos Combinaciones en etapa constructiva (kN, m).

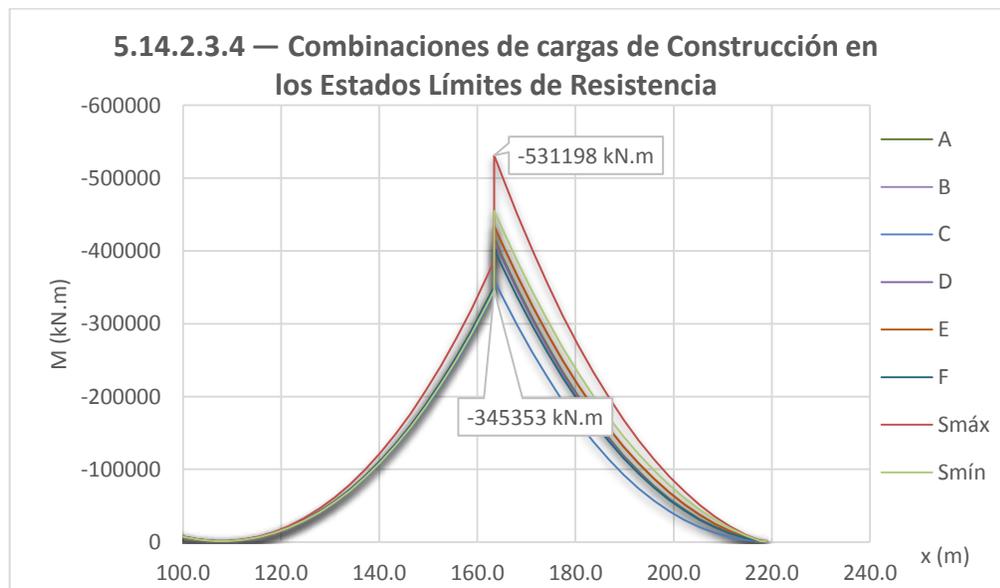


Figura 112. Diagrama de cortantes cargas etapa constructiva (kN, m).

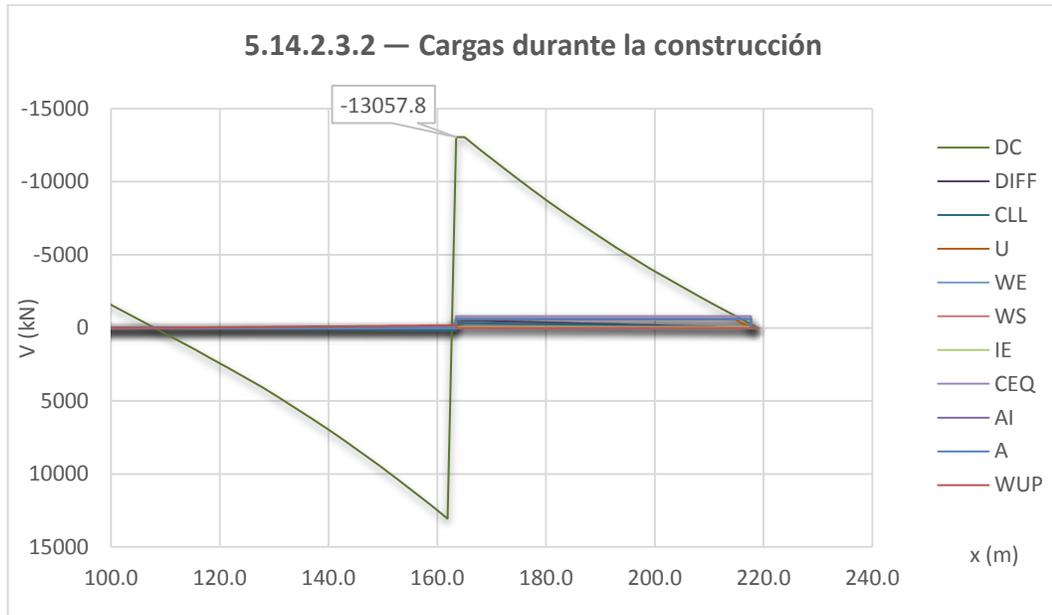
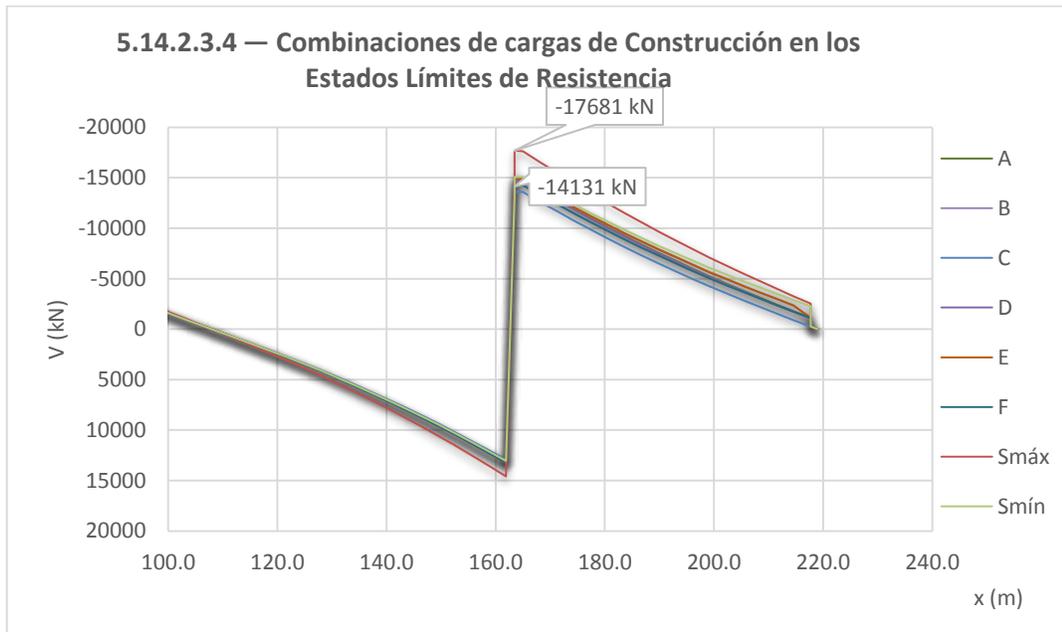


Figura 113. Diagrama de cortantes combinaciones etapa constructiva (kN, m).



9. DISEÑO LONGITUDINAL

9.1 DISEÑO A FLEXIÓN ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Con las fuerzas obtenidas del análisis, es posible calcular los esfuerzos en las fibras extremas superior e inferior utilizando la expresión:

$$\sigma_s = \frac{M \cdot Y_s}{I_g} \qquad \sigma_i = \frac{M \cdot Y_i}{I_g}$$

Nota: I_g está calculado con los anchos efectivos de aleta.

9.1.1 Límites para los esfuerzos en el concreto. Los límites para los esfuerzos se establecieron conforme al artículo 5.9.4 del código, el cuál, diferencia entre los esfuerzos temporales antes de las pérdidas y para el estado límite de servicio después de las pérdidas.

- Para esfuerzos temporales antes de las pérdidas

Esfuerzos de compresión

El límite para el esfuerzo de compresión en los elementos de concreto presforzado, incluyendo los puentes construidos por segmentos:	0.60 f'_{ci}	14.7 MPa
--	----------------	----------

Esfuerzos de tracción

Esfuerzos longitudinales a través de juntas en la zona de tracción precomprimida

Uniones con refuerzo auxiliar adherido mínimo que atraviesa las juntas	0.25 $\sqrt{f'_{ci}}$	1.2 MPa
Juntas sin el refuerzo auxiliar adherido mínimo que atraviesa las juntas:	Tracción nula	0.0 MPa

- Para Esfuerzos en estado límite de servicio después de las pérdidas

Esfuerzos de compresión

Esfuerzo producido por la sumatoria del esfuerzo efectivo de preesforzado, más el esfuerzo producido por las cargas permanentes.	$0.45 f'_c$	15.8 MPa
--	-------------	----------

Esfuerzo producido por la sumatoria de esfuerzo efectivo preesforzado, las cargas permanentes y las cargas transitorias, y durante las operaciones de transporte y manejo	$0.6\phi_w f'_c$	21.0 MPa
---	------------------	----------

Esfuerzos de tracción

Esfuerzos longitudinales a través de juntas en la zona de tracción precomprimida

Uniones con refuerzo auxiliar adherido mínimo que atraviesa las juntas	$0.25\sqrt{f'_c}$	1.5 MPa
--	-------------------	---------

Juntas sin el refuerzo auxiliar adherido mínimo que atraviesa las juntas:	Tracción nula	0.0 MPa
---	---------------	---------

Para determinar el factor ϕ_w es necesario calcular la relación de esbeltez de las paredes como establece el código.

Relación de esbeltez de las Paredes

La relación de esbeltez de la pared de una sección transversal rectangular hueca debe tomarse como:

	$\lambda_w = \frac{X_u}{t}$	ϕ_w	1		λ_w
				L_1	12.92
				L_2	10.75
X_u	Longitud libre de la porción de espesor constante de una λ			L_3	12.52
	Longitud libre de la porción de espesor constante de una λ			L_4	14.79
t	Espesor de la pared			L_5	12.68
λ_w	Relación de esbeltez de la pared para columnas huecas			L_6	9.90
				L_7	9.97

- Si $\lambda_w \leq 15$, entonces $\phi_w = 1.0$
- Si $15 < \lambda_w \leq 25$,
 $\phi_w = 1.0 - 0.025(\lambda_w - 15)$
- Si $25 < \lambda_w \leq 35$, entonces $\phi_w = 0.75$

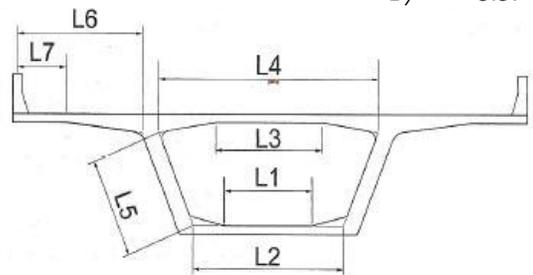


Figura C5.9.4.2.1-1 — Longitudes sugeridas de pared

Teniendo en cuenta la variación en el tiempo de las propiedades de los materiales, los límites se establecen para cada etapa de análisis, dando como resultado los siguientes límites.

Figura 114. Límite de esfuerzo a compresión, etapa constructiva (MPa).

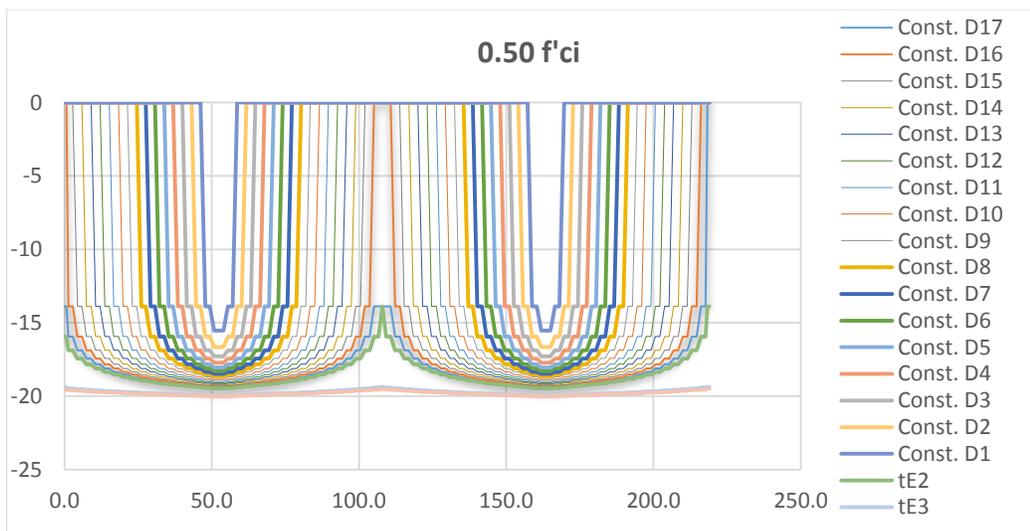


Figura 115. Límite de esfuerzo a compresión, etapa servicio para cargas totales (MPa).

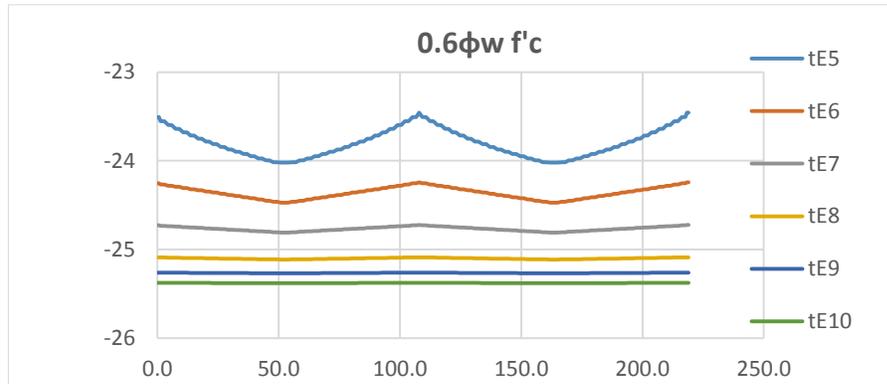


Figura 116. Límite de esfuerzo a compresión, etapa servicio para cargas permanentes (MPa).

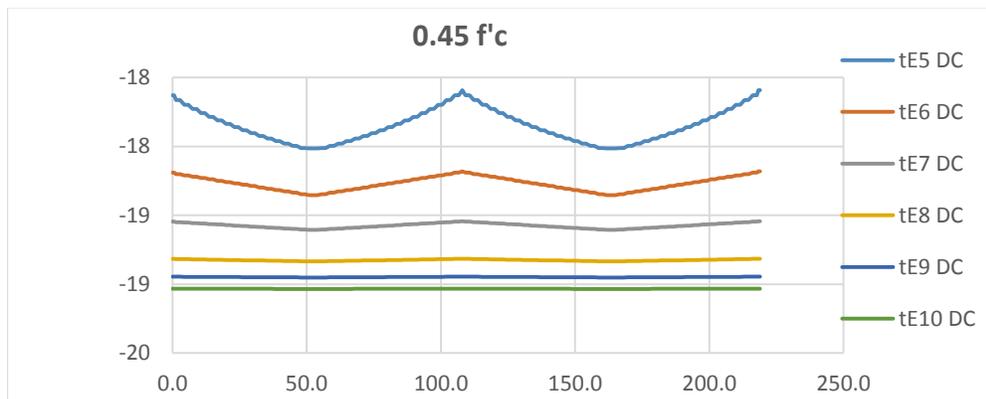


Figura 117 Límite de esfuerzo a tensión, etapa constructiva (MPa).

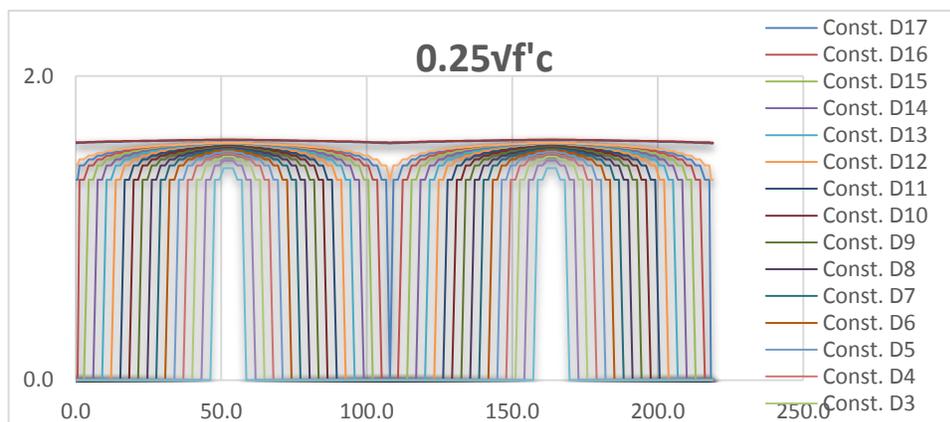
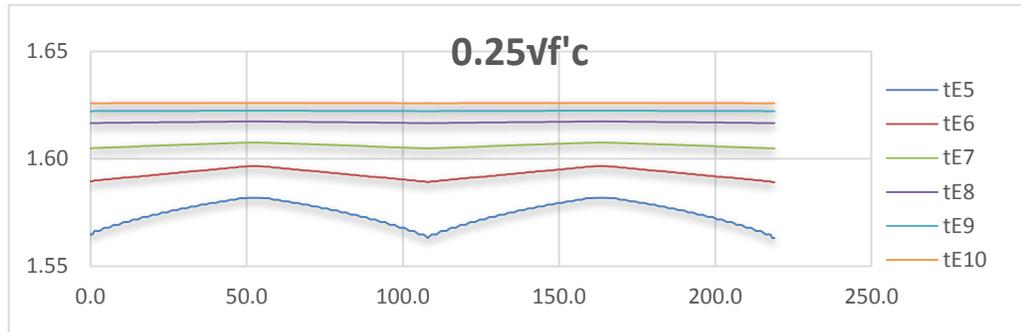


Figura 118. Límite de esfuerzo a tensión, etapa de servicio (MPa).



9.1.2 Verificación de esfuerzos. Una vez obtenidos los esfuerzos producidos por las cargas y por el acero de preesfuerzo se revisa que estén dentro de los límites permitidos para cada etapa de tiempo.

Ésta revisión tiene que hacerse para el estado límite de servicio, y debe satisfacer los esfuerzos en los dos estados permanentes en el que se encontrará el puente que son; estado de cargas permanentes y el estado de cargas totales.

Las combinaciones utilizadas corresponden a las siguientes:

Combinaciones durante construcción

- A: 1DC + 1DIFF + 1CEQ + 1CLL + 1IE
- B: 1DC + 1U + 1CEQ + 1CLL + 1IE
- C: 1DC + 1DIFF + 0.7WS + 0.7WUP
- D: 1DC + 1DIFF + 1CEQ + 1CLL + 0.7WS + 1WUP + 0.7WE
- E: 1DC + 1U + 1CEQ + 1CLL + 1IE + 0.3WS + 0.3WE
- F: 1DC + 1CEQ + 1CLL + 1IE + 0.3WS + 0.3WE

Combinaciones durante etapa de servicio

- S1A: 1DC + 1DW + 1LL + 0.3WS + 1WL + 1TU + 0.5TG + 1CR + 1SH + 1PS
- S1B: 1DC + 1DW + 1TU + 1TG + 1CR + 1SH + 1PS
- S2: 1DC + 1DW + 1.3LL + 1TU + 1CR + 1SH + 1PS

S3A: 1DC + 1DW + 0.8LL + 1TU + 0.5TG + 1CR + 1SH + 1PS

S3B: 1DC + 1DW + 1TU + 1TG + 1CR + 1SH + 1PS

S4: 1DC + 1DW + 0.7WS + 1TU + 1CR + 1SH + 1PS

A continuación, se presentan algunos de los chequeos realizados en cada etapa.

Figura 119. Verificación de esfuerzos t=119 días. (MPa)

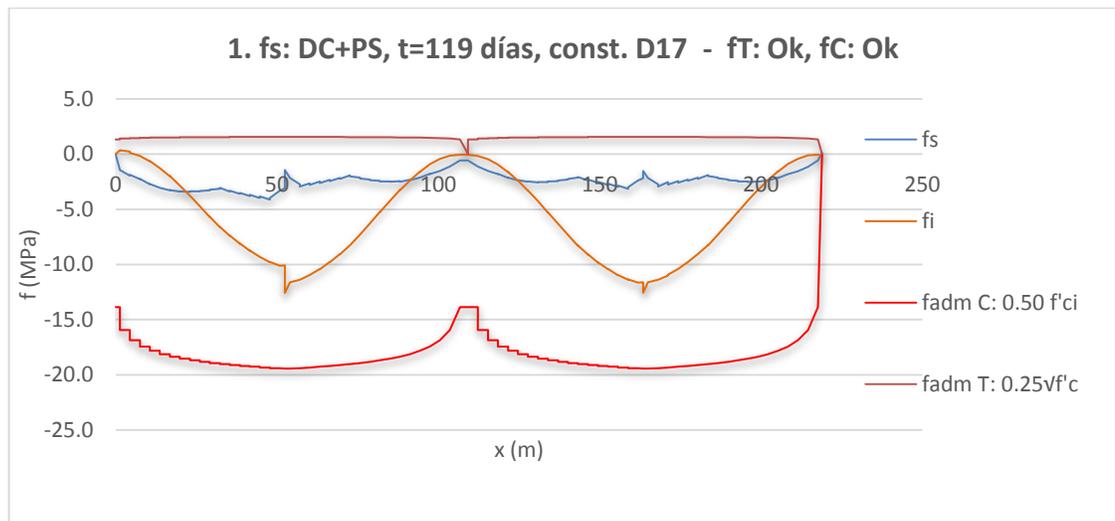


Figura 120. Verificación de esfuerzos t=234 días. (MPa)

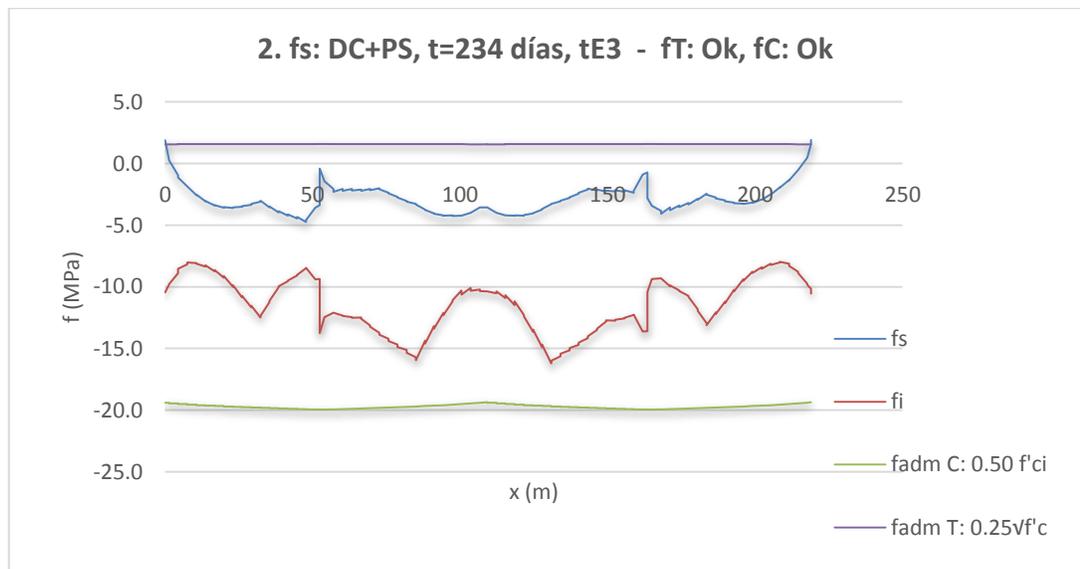


Figura 121. Verificación de esfuerzos $t=254$ días. (MPa)

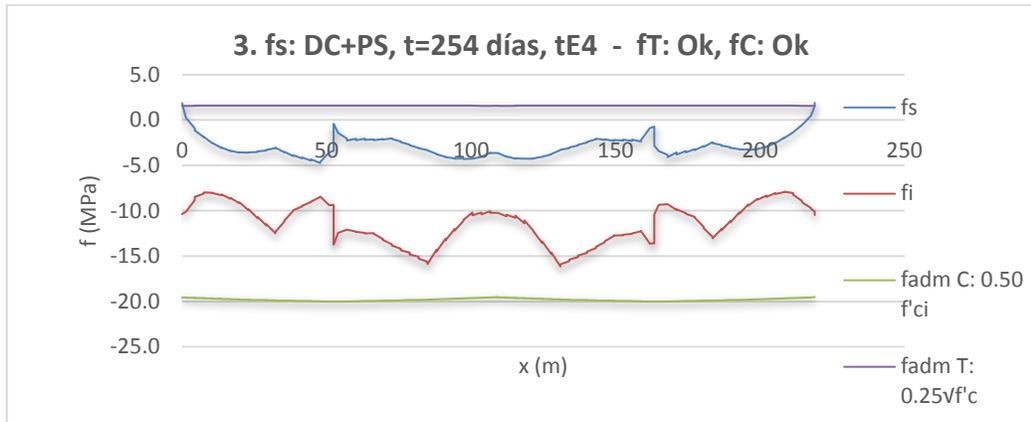


Figura 122. Verificación de esfuerzos $t=119$ días. Combinación A (MPa)

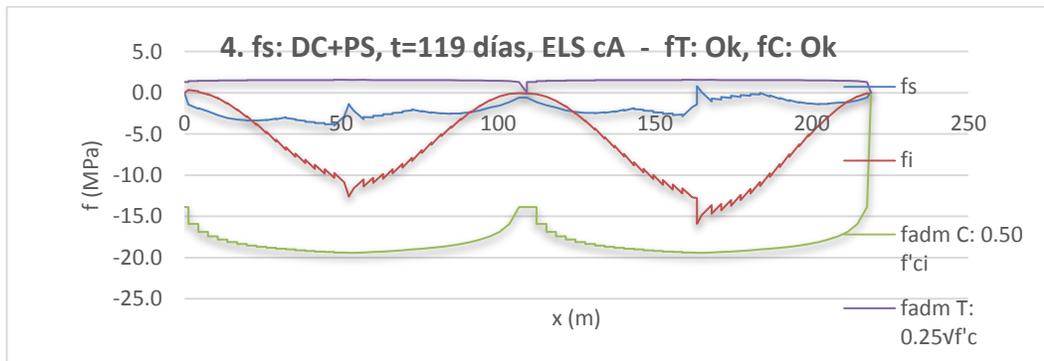


Figura 123. Verificación de esfuerzos $t=119$ días. Combinación C (MPa)

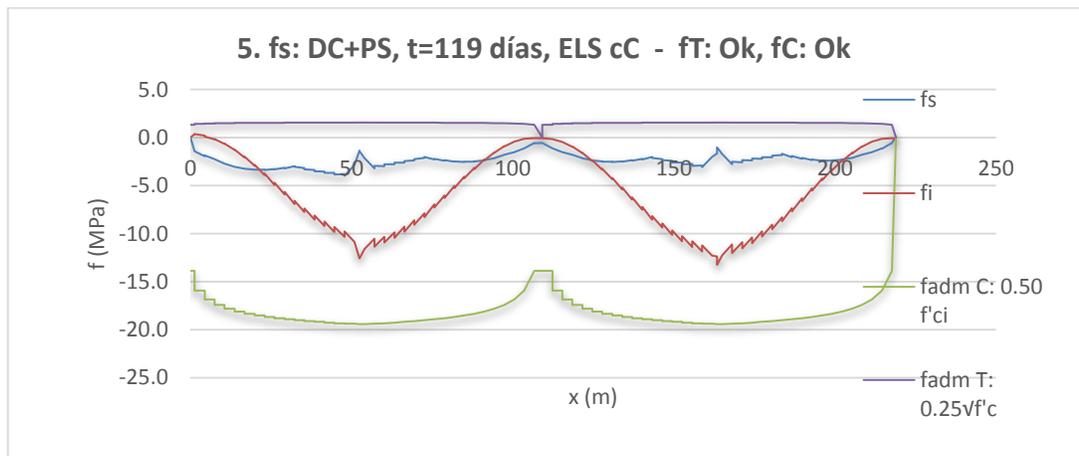


Figura 124. Verificación de esfuerzos t=119 días. Combinación E (MPa)

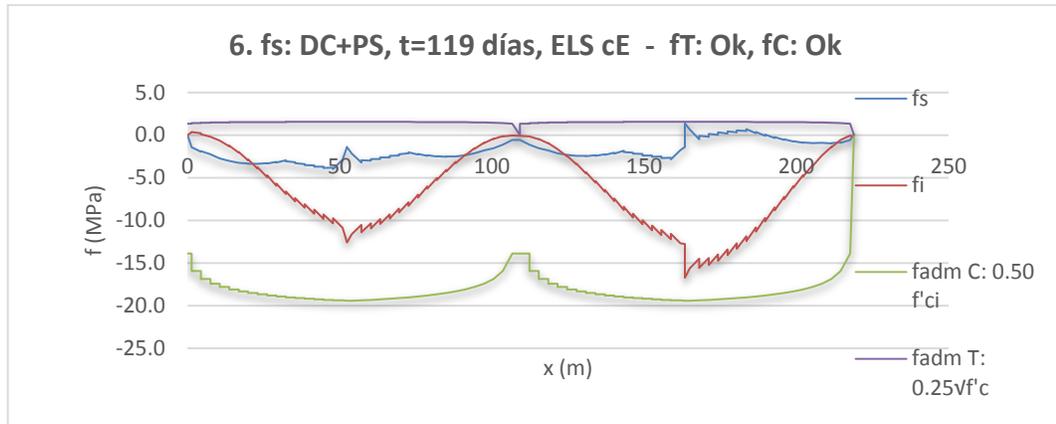


Figura 125. Verificación de esfuerzos t=260 días. Cargas permanentes (MPa)

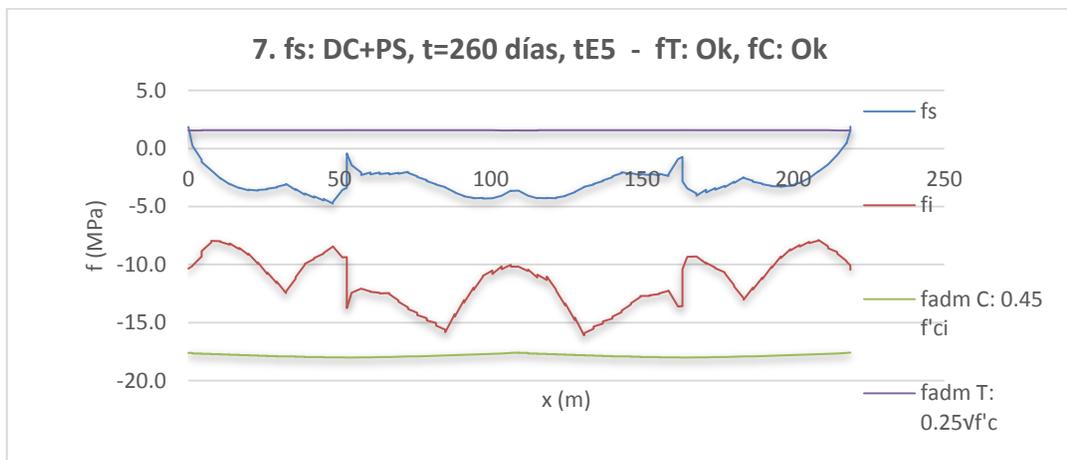


Figura 126. Verificación de esfuerzos t=10000 días. Cargas permanentes (MPa)

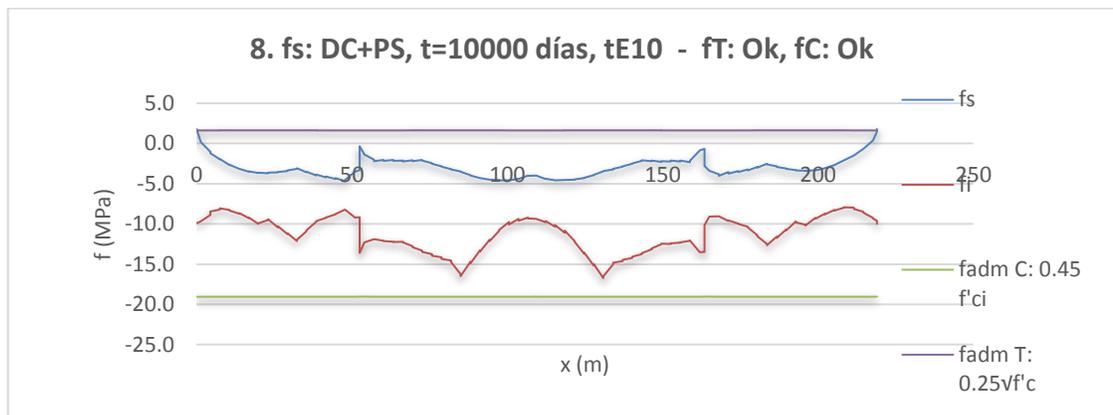


Figura 127. Verificación de esfuerzos t=10000 días. Combinación S1A (MPa)

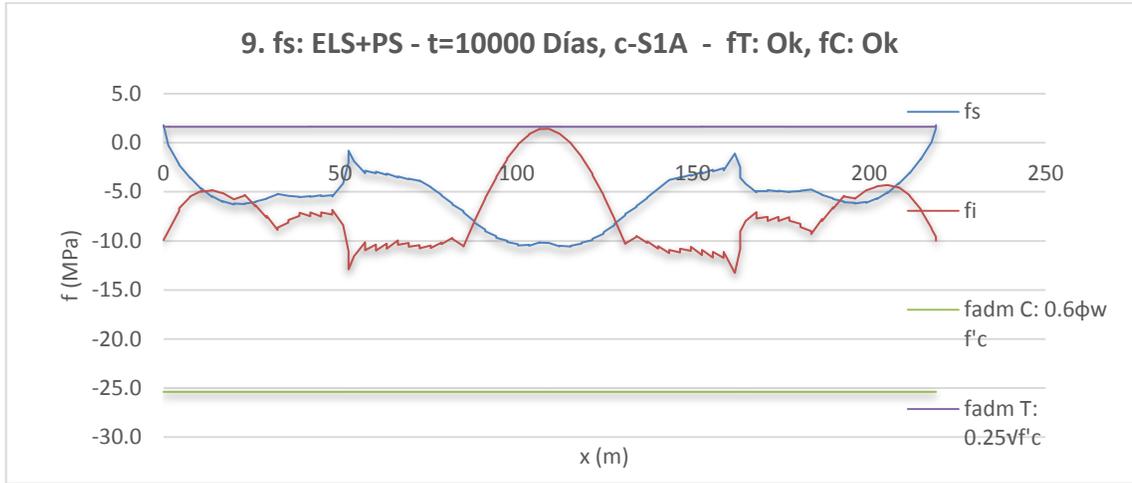


Figura 128. Verificación de esfuerzos t=119 días. Combinación S1B (MPa)

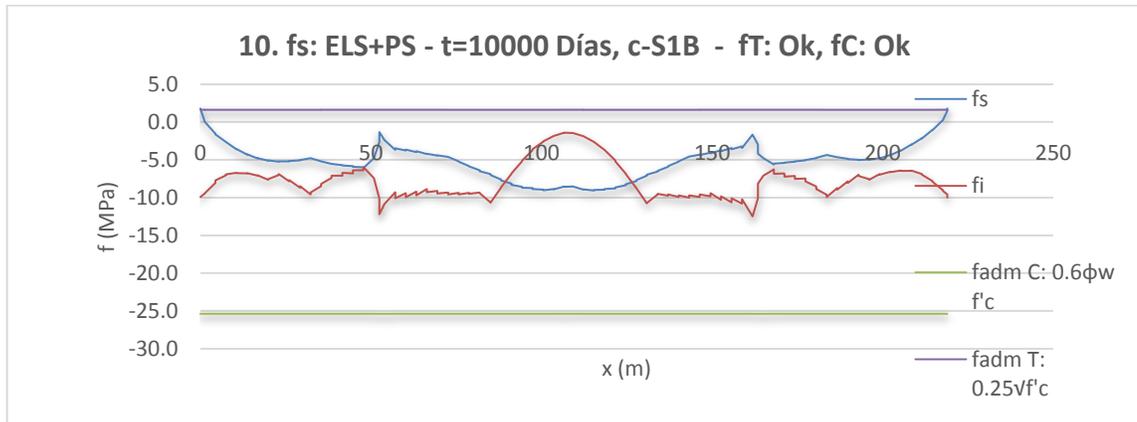


Figura 129. Verificación de esfuerzos t=119 días. Combinación S2 (MPa)

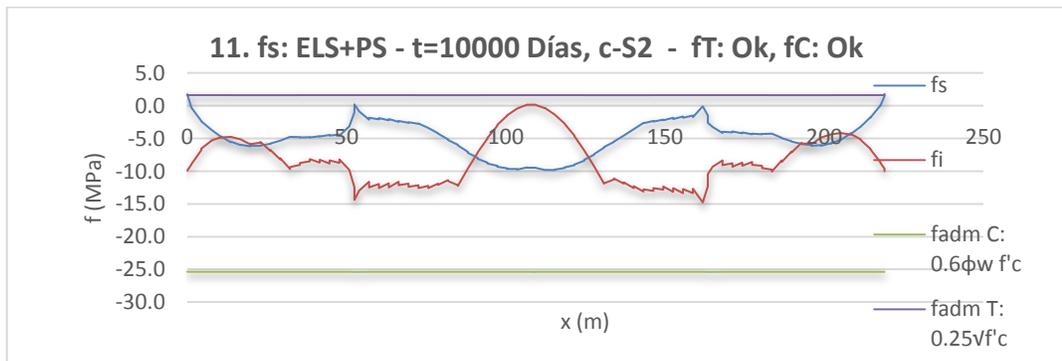
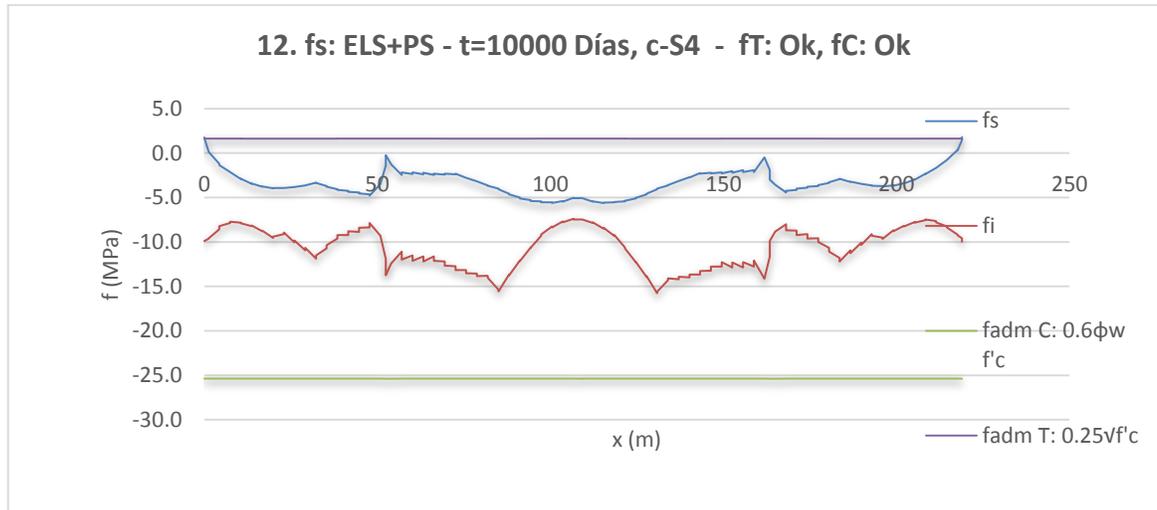


Figura 130. Verificación de esfuerzos t=119 días. Combinación S4 (MPa)



9.2 MOMENTO ÚLTIMO DE LA SECCIÓN.

Para la revisión de la resistencia última, se utilizaron las combinaciones del estado límite de resistencia, así como también las del estado de evento extremo.

Las combinaciones que se revisaron fueron.

Para la etapa de construcción

$S_{m\acute{a}x}: 1.1DC + 1.1DIFF + 1.3CEQ + 1.3CLL + 1A + 1AI$

Para la etapa de servicio

R1A: 1.25DC + 1.5DW + 1.75LL + 0.5TU + 1.25CR + 1.25SH + 1PS

R1B: 0.9DC + 0.65DW + 1.75LL + 0.5TU + 0.9CR + 0.9SH + 1PS

R2A: 1.25DC + 1.5DW + 1.35LL + 0.5TU + 1.25CR + 1.25SH + 1PS

R2B: 0.9DC + 0.65DW + 1.35LL + 0.5TU + 0.9CR + 0.9SH + 1PS

R3A: 1.25DC + 1.5DW + 1.4WS + 0.5TU + 1.25CR + 1.25SH + 1PS

R3B: $0.9DC + 0.65DW + 1.4WS + 0.5TU + 0.9CR + 0.9SH + 1PS$
 R4A: $1.5DC + 1.5DW + 0.5TU + 1.5CR + 1.5SH + 1PS$
 R4B: $0.9DC + 0.65DW + 0.5TU + 0.9CR + 0.9SH + 1PS$
 R5A: $1.25DC + 1.5DW + 1.35LL + 0.4WS + 1WL + 0.5TU + 1.25CR + 1.25SH + 1PS$
 R5B: $0.9DC + 0.65DW + 1.35LL + 0.4WS + 1WL + 0.5TU + 0.9CR + 0.9SH + 1PS$
 E1A-L: $1.25DC + 1.5DW + 0.25LL + 1EQ + 1.25CR + 1.25SH + 1PS$
 E1B-L: $0.9DC + 0.65DW + 0.25LL + 1EQ + 0.9CR + 0.9SH + 1PS$
 E1A-T: $1.25DC + 1.5DW + 0.5LL + 1EQ + 1.25CR + 1.25SH + 1PS$
 E1B-T: $0.9DC + 0.65DW + 0.5LL + 1EQ + 0.9CR + 0.9SH + 1PS$

Se seleccionaron los máximos momentos M_u para la sección de apoyo y para la sección del centro de la luz. Corresponden a los calculados para el estado de resistencia R1A.

La resistencia nominal a la flexión se estableció con base en el numeral 5.7.3.2 del código, llegado a los siguientes resultados.

	Apoyos	Centro de Luz	
	670976	198321	Momento último estado límite
M_u	kN.m	kN.m	resistencia
	701950	316354	
M_n	kN.m	kN.m	Resistencia nominal
ϕ	1		Factor de resistencia

Los detalles de los cálculos se encuentran en el Anexo E.

9.3 DISEÑO POR CORTANTE Y TORSIÓN.

Se calcularon el cortante y el momento torsor máximos, producto de los estados límite de resistencia y evento extremo, para la sección de apoyo.

$$V_u \quad 33865 \text{ kN}$$

$$T_u \quad 13741 \text{ kN.m}$$

El diseño se realizó con base en las especificaciones del artículo 5.8.6. y se obtuvieron las resistencias de la sección.

$$\phi V_n \quad 34464 \text{ kN}$$

En esa resistencia a cortante, están incluidos los efectos del momento torsor, que genera una fuerza cortante que debe ser adicionada a los cortantes producto de las cargas.

Dada la geometría de los cables en el apoyo, no se tuvo en cuenta ningún efecto benéfico del preesfuerzo para el cortante, ya que los cables tienen en el apoyo trayectorias planas.

Los detalles de los cálculos se encuentran en el Anexo E.

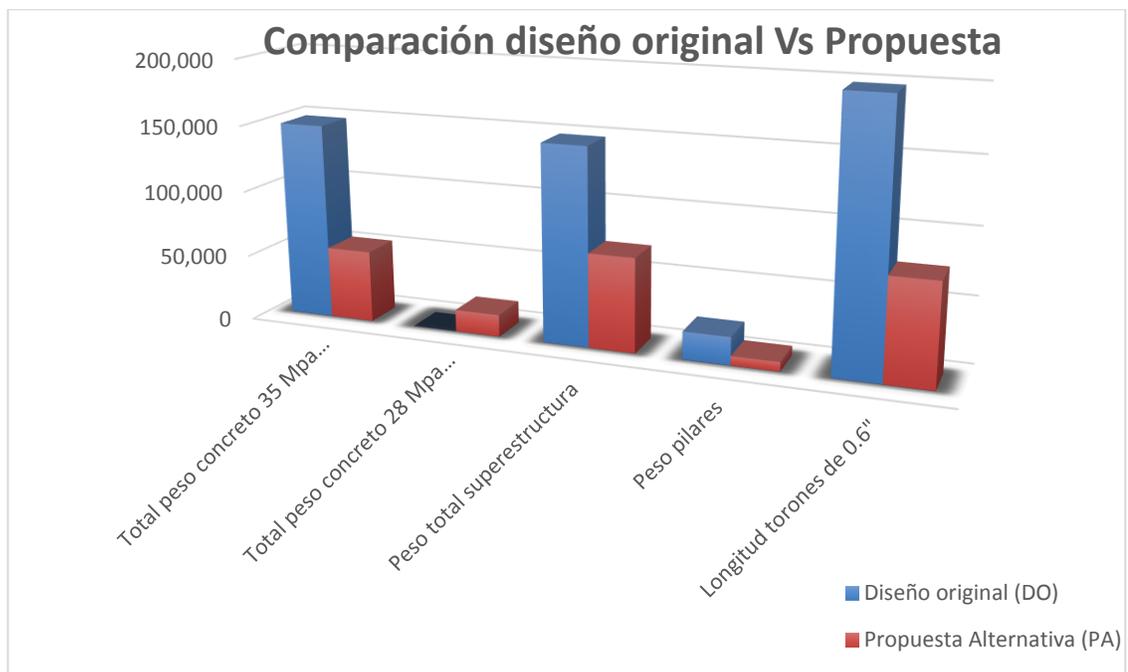
10. COMPARACIÓN DE CUANTÍAS DE MATERIALES CON EL DISEÑO ORIGINAL.

Con el diseño ya verificado, se proceden a calcular las cantidades de materiales y a compararlas con las cantidades del diseño original.

Tabla 10. Comparación de cantidades de materiales para superestructura y pilas.

Comparación diseño original Vs Propuesta		Diseño original (DO)	Propuesta Alternativa	PA/DO
Concreto	Volumen superestructura concreto f'c=35MPa	6061.0 m3	2215.4 m3	
	Volumen superestructura concreto f'c=28MPa	0.0 m3	706.5 m3	
	Total peso concreto 35 Mpa superestructura	148646 kN	54332 kN	37%
	Total peso concreto 28 Mpa superestructura	0 kN	16635 kN	
	Peso total superestructura	148646 kN	70966 kN	48%
Cables de preesfuerzo	Volumen pilares concreto f'c=28MPa	887.0 m3	295.5 m3	33%
	Peso pilares	20884 kN	6958 kN	
	Longitud torones de 0.6"	198336 m	76632 m	39%

Figura 131. Comparación cantidades de material Diseño original Vs Propuesta alternativa.



11. CONCLUSIONES.

- El análisis de la alternativa en viga cajón unicelular en concreto preesforzado con puntales laterales y pila única para el viaducto La Unión, es completamente viable y cumple con los requisitos establecidos por el código actual.
- La alternativa planteada, da como resultado una estructura más liviana y por consiguiente requiere una menor cantidad de cables de preesfuerzo. La superestructura de la alternativa pesa el **48%** del peso de la superestructura del diseño original y requiere un **39%** de la cantidad de acero de preesfuerzo del diseño original.
- La respuesta sísmica está directamente relacionada con el peso de la estructura, por lo cual se espera que la alternativa tenga fuerzas sísmicas menores que las que recibiría la estructura original.
- La configuración de la alternativa, permite que la construcción de la viga principal no requiera de un equipo especial de construcción, ya que corresponde a una sección típica de los puentes convencionales construidos en Colombia por el método de voladizos sucesivos. También permite que se utilice un concreto de resistencia normal para la construcción de la ampliación.
- La ampliación genera una disminución en los efectos de fluencia del concreto, debido a que disminuye el esfuerzo f_{cgp} .

BIBLIOGRAFÍA.

AASHTO. (2012). AASHTO LRFD Bridge Design specification, Six Edition.

ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA (AIS) (2014). Norma Colombiana de Diseño de Puentes – LRFD - CCP 14.

ATES, S. (2011). Numerical modelling of continuous concrete box girder bridges considering construction stages, *Applied Mathematical Modelling*, 35, (8), 3809-3820.

A.J REIS, J.J.OLIVEIRA PEDRO (2004). The Europe Bridge in Portugal: concept and structural design. *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 60, Issues 3–5, Pages 363-372.

BENJUMEA R, J., & CHIO CHO, G. (2013). EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SISMICA DE PUENTES EXTRADOSADOS DURANTE SU CONSTRUCCIÓN POR VOLADIZOS SUCESIVOS. *Ingeniería sísmica y la construcción civil*, 125-139.

CASADO, C. (2015). El Puente atirantado más largo de Colombia: Viaducto de la carrera Novena, Bucaramanga. *Noticreto*, 130, 16-20.

CASADO, C. (2015). Renovando un ícono de la ingeniería colombiana: Nuevo Puente Pumarejo. *Noticreto*, 130, 22-26.

COPE, R.J. (1987). The Thermal Response of Concrete Bridges, *Concrete bridge engineering Performance and Advances*. Elsevier Applied Science Publishers. Chapter 5.

CHEN, W., DUAN, L. (2013). Handbook of International Bridge Engineering, *Bridge Engineering in France*. TAYLOR & FRANCIS. 447-453.

INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS – INVÍAS (2015). Manual de consultoría e interventoría para estudios y diseños y gerencia de proyectos en Invías. 64-66.

KRKOŠKA, L., y MORAVČÍK, M. (2015). The analysis of thermal effect on concrete box Girder Bridge. *Procedia Engineering*, 111, 470-477.

MANTEROLA, J. (2015). Large viaducts, some executions a few ideas. *Multi-Span Large Bridges – Pacheco & Magalhães (Eds.)*. 14-16.

PINDADO, S., MESEGUER, J., FRANCHINI, S. (2005). The influence of the section shape of box-girder decks on the steady aerodynamic yawing moment of double cantilever bridges under construction. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 93, 547 – 555.

SÉTRA (2003), service d'Études techniques des routes et autoroutes, Prestressed concrete bridges built using the cantilever method, Francia.

THERYO, T. (2004). Precast balanced cantilever bridge design using AASHTO LRFD bridge design specifications, American Segmental Bridge Institute.

WEN, Q. (2011). Long-term effect analysis of prestressed concrete box-girder bridge widening, *Construction and Building Materials*, 25, 1580–1586.

WILSON, J., y HOLMES, K. (2007). Seismic vulnerability and mitigation during construction of cable-stayed bridges. *Journal of bridge engineering [online]*, 12 (3), 364-372.

ANEXOS