CONTRATO NO. S-CON-16-2024-X-0

“ESTUDIOS Y DISEÑOS DEFINITIVOS DE LA VÍA SECTOR FÁTIMA-VILLAO LÍMITE PROVINCIAL, INCLUYE PUENTES EN EL CANTÓN PEDRO CARBO DE LA PROVINCIA DEL GUAYAS.”



Kawsus

CONSULTORÍA Y ASESORÍA

PROYECTO:

“ESTUDIOS Y DISEÑOS DEFINITIVOS DE LA VÍA SECTOR FÁTIMA-VILLAO LÍMITE PROVINCIAL, INCLUYE PUENTES EN EL CANTÓN PEDRO CARBO DE LA PROVINCIA DEL GUAYAS.”

DISEÑO ESTRUCTURAL

ENERO-2025

Cliente:	**PREFECTURA DEL GUAYAS**
Proyecto:	“ESTUDIOS Y DISEÑOS DEFINITIVOS DE LA VÍA SECTOR FÁTIMA-VILLAO LÍMITE PROVINCIAL, INCLUYE PUENTES EN EL CANTÓN PEDRO CARBO DE LA PROVINCIA DEL GUAYAS.”
Documento:	KAW-PGY-INF-EST-001
Título:	DISEÑO ESTRUCTURAL

Preparó:	KAWSUS CIA LTDA.	Kawsus CONSULTORÍA Y ASESORÍA
Preparó:	Ing. Santiago Camino ESPECIALISTA ESTRUCTURAL	Firmado electrónicamente por: SANTIAGO JOSE CAMINO TRUJILLO Validar únicamente con FirmaEC
Revisó	Ing. Danilo Bustos DIRECTOR DE PROYECTO	Firmado electrónicamente por: CRISTIAN DANILO BUSTOS CABRERA Validar únicamente con FirmaEC
Aprobó:	Ing. Byron Chacha ADMINISTRADOR DEL CONTRATO	Firmado electrónicamente por: BYRON RODRIGO CHACHA CABRERA Validar únicamente con FirmaEC

CONTROL DE CAMBIOS	
Rev. 00	
Rev. 00	

ÍNDICE DE CONTENIDOS

1. UBICACIÓN 7
2. OBJETIVOS GENERAL Y ESPECIFICOS 8
2.1 OBJETIVO GENERAL 8
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS 8
3. DISEÑO DE PUENTES 8
3.1 CÓDIGOS DE DISEÑO 8
3.2 MATERIALES 8
3.3 PUENTE 1 9
3.3.1 CONCEPTUALIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA 9
3.3.2 CRITERIOS DE DISEÑO 9
3.3.3 DISEÑO DEL TABLERO 10
3.3.4 DISEÑO DE VANOS INTERIORES 12
3.3.5 DISEÑO DE BARRERA VEHICULAR 15
3.3.6 DISEÑO DE VOLADIZO 17
3.3.7 DISEÑO DE VIGAS DE ACERO 19
3.3.8 DISEÑO DE APOYOS DE NEOPRENO 43
3.3.9 DISEÑO DE ESTRIBOS 43
3.3.10 DISEÑO DE CONECTORES DE CORTE 75
3.3.11 CANTIDADES DE OBRA 79
3.4 PUENTE 2 80
3.4.1 CONCEPTUALIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA 80
3.4.2 CRITERIOS DE DISEÑO 80
3.4.3 DISEÑO DEL TABLERO 81
3.4.4 DISEÑO DE VIGAS DE ACERO 90
3.4.5 DISEÑO DE APOYOS DE NEOPRENO 106
3.4.6 DISEÑO DE ESTRIBOS 106
3.4.7 DISEÑO DE CONECTORES DE CORTE 131
3.4.8 CANTIDADES DE OBRA 135
4 DISEÑO DE MUROS 136
4.1 ZONAS DE IMPLANTACIÓN DE MUROS 136
4.1.1. ESTRUCTURAS DE DESCARGA ALCANTARILLAS (MURO DE ALAS) 136
4.1.2 MUROS DE CONTENCIÓN PARA TALUDES 137
4.2 DISEÑO ESTRUCTURAL 137
5 CONCLUSIONES 140
6 BIBLIOGRAFÍA 141

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1-1. *Coordenadas Inicio Fin Vía* 7
Tabla 3-1. *Diseño a flexión por Resistencia I* 14
Tabla 3-2. *Verificación espaciamiento acero Servicio I* 14
Tabla 3-3. Fuerzas de diseño para protecciones de tráfico 16
Tabla 3-4. *Diseño de voladizo* 18
Tabla 3-5. *Cargas permanentes DC y DW para vigas externas e internas* 21
Tabla 3-6. *Factores de distribución de carga viva para vigas externas e internas* 27
Tabla 3-7. *Factores de distribución de carga viva para vigas externas e internas, Fatiga* 27
Tabla 3-8. *Dimensiones de la viga sección A* 31
Tabla 3-9. *Propiedades geométricas simples y compuestas de la viga sección A* 31
Tabla 3-10. *Dimensiones de la viga sección B* 31
Tabla 3-11. *Propiedades geométricas simples y compuestas de la viga sección B* 32
Tabla 3-12. *Dimensiones de la viga sección C* 32
Tabla 3-13. *Propiedades geométricas simples y compuestas de la viga sección C* 32
Tabla 3-14. *Diseño de rigidizadores transversales* 37
Tabla 3-15. *Diseño de rigidizadores longitudinales* 37
Tabla 3-16. *Diseño de rigidizadores de apoyo* 37
Tabla 3-17. *Cálculo de momento estático Q* 38
Tabla 3-18. *Cálculo de flujo de cortantes* 38
Tabla 3-19. *Deformación horizontal en cabeza pilotes margen derecho* 67
Tabla 3-20. *Deformación horizontal en cabeza pilotes margen izquierdo* 67
Tabla 3-21. *Cargas por Resistencia en pilotes margen derecho* 67
Tabla 3-22. *Cargas por Evento Extremo dirección longitudinal en pilotes margen derecho* 68
Tabla 3-23. *Cargas por Evento Extremo dirección transversal en pilotes margen derecho* 69
Tabla 3-24. *Cargas por Resistencia en pilotes margen izquierdo* 70
Tabla 3-25. *Cargas por Evento Extremo dirección longitudinal en pilotes margen izquierdo* 71
Tabla 3-26. *Cargas por Evento Extremo dirección transversal en pilotes margen izquierdo* 72
Tabla 3-27. *Cálculo Q* 76
Tabla 3-28. *Variación de separación de conectores de corte* 76
Tabla 3-29.. Diseño de armadura principal Resistencia I 85
Tabla 3-30. *Verificación espaciamiento acero Servicio I* 85
Tabla 3-31. *Fuerzas de diseño para protecciones de tráfico* 86
Tabla 3-32. *Diseño de voladizo* 88
Tabla 3-33.Cargas permanentes DC y DW para vigas externas e internas 91
Tabla 3-34. Factores de distribución de carga viva para vigas externas e internas 97
Tabla 3-35. Factores de distribución de carga viva para vigas externas e internas, Fatiga 97
Tabla 3-36. *Dimensiones de la viga sección A* 101
Tabla 3-37. *Propiedades geométricas simples y compuestas de la viga sección A* 101
Tabla 3-38. *Dimensiones de la viga sección B* 101
Tabla 3-39. *Propiedades geométricas simples y compuestas de la viga sección B* 102
Tabla 3-40. *Dimensiones de la viga sección C y D* 102

Tabla 3-41. *Propiedades geométricas simples y compuestas de la viga sección D*.. 102
Tabla 3-42. *Coeficiente de balasto horizontal para pilotes* 122
Tabla 3-43. *Deformación horizontal en cabeza pilotes margen derecho* 122
Tabla 3-44. *Deformación horizontal en cabeza pilotes margen izquierdo* 123
Tabla 3-45. *Cargas por Resistencia en pilotes margen izquierdo*..... 123
Tabla 3-46. *Cargas por Evento Extremo dirección longitudinal en pilotes margen izquierdo* 124
Tabla 3-47. *Cargas por Evento Extremo dirección transversal en pilotes margen izquierdo* 125
Tabla 3-48. *Cargas por Resistencia en pilotes margen derecho* 126
Tabla 3-49. *Cargas por Evento Extremo dirección longitudinal en pilotes margen derecho*..... 127
Tabla 3-50. *Cargas por Evento Extremo dirección transversal en pilotes margen derecho* 128
Tabla 3-51.*Cálculo Q* 132
Tabla 3-52.*Variación de separación de conectores de corte* 132
Tabla 4-1. *Ubicación y Longitud de Muros*..... 137
Tabla 4-2. *Diseño Estructural Caso Pseudo Estático* 137
Tabla 4-3. *Diseño Estructural Caso Pseudo Estático* 137
Tabla 4-4. *Diseño Estructural Caso Pseudo Estático* 138
Tabla 4-5. *Diseño Estructural Caso Pseudo Estático* 139

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1. Ubicación general del proyecto 7
Figura 3-1. Implantación puente 1, perfil y planta..... 9
Figura 3-2. Sección transversal típica..... 11
Figura 3-3. Momentos Resistencia I, kN-m/m..... 12
Figura 3-4. Momentos Servicio I, kN-m/m 13
Figura 3-5. Armado de tablero puente abscisa 3+135 19
Figura 3-6. Dimensiones de tablero..... 21
Figura 3-7. Configuración HL-93..... 22
Figura 3-8. Configuración Tándem 22
Figura 3-9. Configuración carga de fatiga..... 22
Figura 3-10. Diagrama y envolvente de momento..... 28
Figura 3-11. Diagrama y envolvente de corte viga interior 28
Figura 3-12. Envolvente de momento..... 29
Figura 3-13. Envolvente de corte..... 29
Figura 3-14. Perfil y secciones típicas viga..... 30
Figura 3-15. Relación Demanda/Capacidad de vigas etapa constructiva 34
Figura 3-16. Relación Demanda/Capacidad de vigas Servicio II..... 35
Figura 3-17. Separación de rigidizadores transversales..... 35
Figura 3-18. Relación Demanda/Capacidad a flexión Resistencia I..... 36
Figura 3-19. Relación Demanda/Capacidad a cortante Resistencia I 36
Figura 3-20. Detalle de diafragma intermedio..... 40
Figura 3-21. Esquema de apoyos de neopreno con placas de reforzamiento 43
Figura 3-22. Altura equivalente del suelo para carga vehicular en estribos perpendiculares al tráfico..... 45

Figura 3-23. Altura equivalente del suelo para carga vehicular en muros de contención paralelos al tráfico 45
Figura 3-24. Coeficientes de sitio, F_{pga} 46
Figura 3-25. Esquema aplicación de fuerzas sísmicas inerciales y de tierra 47
Figura 3-26. Diagrama de distribución de presión en cimentación no rocosa 48
Figura 3-27. Posición de secciones críticas para cortante en zapatas 49
Figura 3-28. Dimensiones del estribo 51
Figura 3-29. Esquema y dimensiones del estribo 51
Figura 3-30. Análisis de cargas en estribos izquierdo 54
Figura 3-31. Diseño de pantalla y cuerpo estribo izquierdo 55
Figura 3-32. Análisis de capacidad portante estático de estribo izquierdo 56
Figura 3-33. Análisis de capacidad portante dinámico longitudinal de estribo izquierdo 56
Figura 3-34. Análisis de capacidad portante dinámico transversal de estribo izquierdo 56
Figura 3-35. Diseño de hormigón de estribo izquierdo 57
Figura 3-36. Cargas individuales de pilotes estribo izquierdo 58
Figura 3-37. Diseño de traba sísmica estribo izquierdo 58
Figura 3-38. Dimensiones del estribo derecho 59
Figura 3-39. Esquema y dimensiones del estribo derecho 59
Figura 3-40. Análisis de cargas en estribo derecho 62
Figura 3-41. Diseño de pantalla y cuerpo estribo derecho 63
Figura 3-42. Análisis de capacidad portante estático de estribo derecho 64
Figura 3-43. Análisis de capacidad portante dinámico longitudinal de estribo derecho 64
Figura 3-44. Análisis de capacidad portante dinámico transversal de estribo derecho 64
Figura 3-45. Diseño de hormigón de estribo derecho 65
Figura 3-46. Cargas individuales de pilotes estribo derecho 66
Figura 3-47. Diseño de traba sísmica estribo derecho 66
Figura 3-48. Armado propuesto de pilotes estribo izquierdo 74
Figura 3-49. Armado propuesto de pilotes estribo derecho 74
Figura 3-50. Relación D/C de pilotes 74
Figura 3-51. Sección de conector de corte 75
Figura 3-52. Rango de fuerza cortante para fatiga 76
Figura 3-53. Catálogo UPN 77
Figura 3-54. Cantidades de obra 79
Figura 3-55. Implantación puente 2, perfil y planta. 80
Figura 3-56. Sección transversal típica 82
Figura 3-57. Momentos Resistencia I, kN-m/m 83
Figura 3-58. Momentos Servicio I, kN-m/m 84
Figura 3-59. Armado de tablero puente abscisa 6+320 90
Figura 3-60. Dimensiones de tablero 91
Figura 3-61. Configuración HL-93 92
Figura 3-62. Configuración Tándem 92
Figura 3-63. Configuración carga de fatiga 92
Figura 3-64. Diagrama y envolvente de momento 98
Figura 3-65. *Diagrama y envolvente de corte viga interior* 98

Figura 3-66. *Envolvente de momento* 99
Figura 3-67. *Envolvente de corte* 99
Figura 3-68. Perfil y secciones típicas viga 100
Figura 3-69. Relación Demanda/Capacidad de vigas etapa constructiva 104
Figura 3-70. Relación Demanda/Capacidad de vigas Servicio II 104
Figura 3-71. Separación de rigidizadores transversales 105
Figura 3-72. Relación Demanda/Capacidad a flexión Resistencia I 105
Figura 3-73. Relación Demanda/Capacidad a cortante Resistencia I 106
Figura 3-74. Esquema de apoyos de neopreno con placas de reforzamiento 106
Figura 3-75. Altura equivalente del suelo para carga vehicular en estribos perpendiculares al tráfico 109
Figura 3-76. Altura equivalente del suelo para carga vehicular en muros de contención paralelos al tráfico 109
Figura 3-77. Coeficientes de sitio, F_{pga} 110
Figura 3-78. Esquema aplicación de fuerzas sísmicas inerciales y de tierra 111
Figura 3-79. Diagrama de distribución de presión en cimentación no rocosa 111
Figura 3-80. Posición de secciones críticas para cortante en zapatas 112
Figura 3-81. Dimensiones de estribo 114
Figura 3-82. Esquema y dimensiones de estribo 115
Figura 3-83. Análisis de cargas en estribo 118
Figura 3-84. Diseño de pantalla y cuerpo 119
Figura 3-85. Análisis de capacidad portante estático en estribo 120
Figura 3-86. Análisis de capacidad portante dinámico longitudinal en estribo 120
Figura 3-87. Análisis de capacidad portante dinámico transversal en estribo 120
Figura 3-88. Diseño de hormigón de estribo 121
Figura 3-89. Cargas individuales de pilotes en estribo 122
Figura 3-90. Armado propuesto de pilotes 129
Figura 3-91. Relación D/C de pilotes 130
Figura 3-92. Diseño de traba sísmica 130
Figura 3-93. Sección de conector de corte 131
Figura 3-94. Rango de fuerza cortante para fatiga 132
Figura 3-95 Catálogo UPN 133
Figura 3-96. Cantidades de obra 135

1. UBICACIÓN

El proyecto *"ESTUDIOS Y DISEÑOS DEFINITIVOS DE LA VÍA SECTOR FÁTIMAVILLAO-LÍMITE PROVINCIAL, INCLUYE PUENTES EN EL CANTÓN PEDRO CARBO DE LA PROVINCIA DEL GUAYAS"* geográficamente se encuentra ubicado en la provincia del Guayas, cantón Pedro Carbo, parroquia Pedro Carbo tiene una longitud aproximada de 22km iniciando desde el poblado cercano Fátima hasta el poblado de Las Vegas.

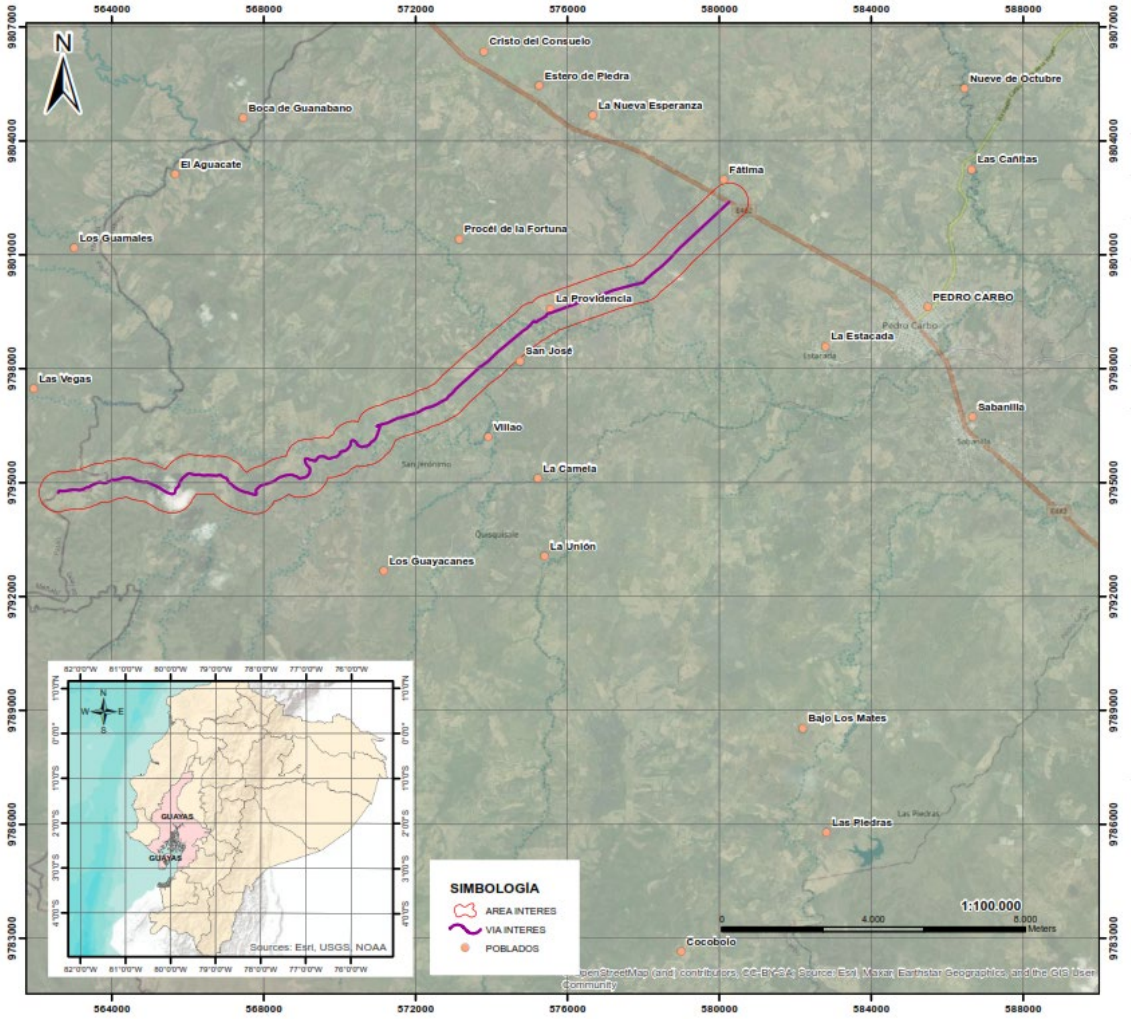


Figura 1-1. Ubicación general del proyecto

Tabla 1-1. *Coordenadas Inicio Fin Vía*

Sistema de coordenadas UTM WGS84 17S			
Punto	**Este**	**Norte**	**Poblado**
Inicio	580261	9802389	Fátima
Fin	562585	9794729	Las Vegas

2. OBJETIVOS GENERAL Y ESPECIFICOS.

2.1 OBJETIVO GENERAL

Realizar el diseño estructural de los puentes y muros del "ESTUDIOS Y DISEÑOS DEFINITIVOS DE LA VÍA SECTOR FÁTIMA-VILLAO LÍMITE PROVINCIAL, INCLUYE PUENTES EN EL CANTÓN PEDRO CARBO DE LA PROVINCIA DEL GUAYAS."

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Diseñar los puentes y muros cumpliendo con normativas vigentes, asegurando su resistencia frente a cargas estáticas, dinámicas y sísmicas.
- Considerar las características geotécnicas, topográficas e hidráulicas del entorno para seleccionar soluciones estructurales eficientes y duraderas.
- Diseñar los diferentes elementos estructurales que conforman la infraestructura y superestructura del puente basado en el código de diseño AASHTO LRFD 2017 y NEC-15.
- Utilizar software especializado para modelar los puentes y muros, considerando cargas estáticas y dinámicas.

3. DISEÑO DE PUENTES

3.1 CÓDIGOS DE DISEÑO

Los códigos utilizados para el diseño del puente son los siguientes:

- AASHTO LRFD 2020
- AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, 2nd Edition
- NEC-2015

3.2 MATERIALES

Los materiales utilizados para el diseño del puente son los siguientes:

- Hormigón estructural clase B, f´c= 28 MPa (estribos, tablero y protecciones)
- Hormigón estructural clase E, f´c= 18 MPa (replantillo)
- Acero de refuerzo en barras corrugadas ASTM A615, fy= 420 MPa
- Acero estructural ASTM A588, fy= 345 MPa (vigas metálicas y postes de protección)
- Acero estructural ASTM A36, fy= 250 MPa (perfiles de arriostramiento, diafragmas y barandas de protección)
- Apoyos de neopreno dureza Shore 60

3.3 PUENTE 1

3.3.1 CONCEPTUALIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA

En base a los estudios definitivos de hidrología y geotecnia y a la evidencia de la topografía actual del cauce, se ha concluido que la mejor alternativa para la construcción del puente de la abscisa 3+135 es un puente de un solo tramo con una luz de 50m.

Se ha seleccionado una superestructura de 4 vigas para un ancho de tablero de 12.60m y una longitud final de 50m.

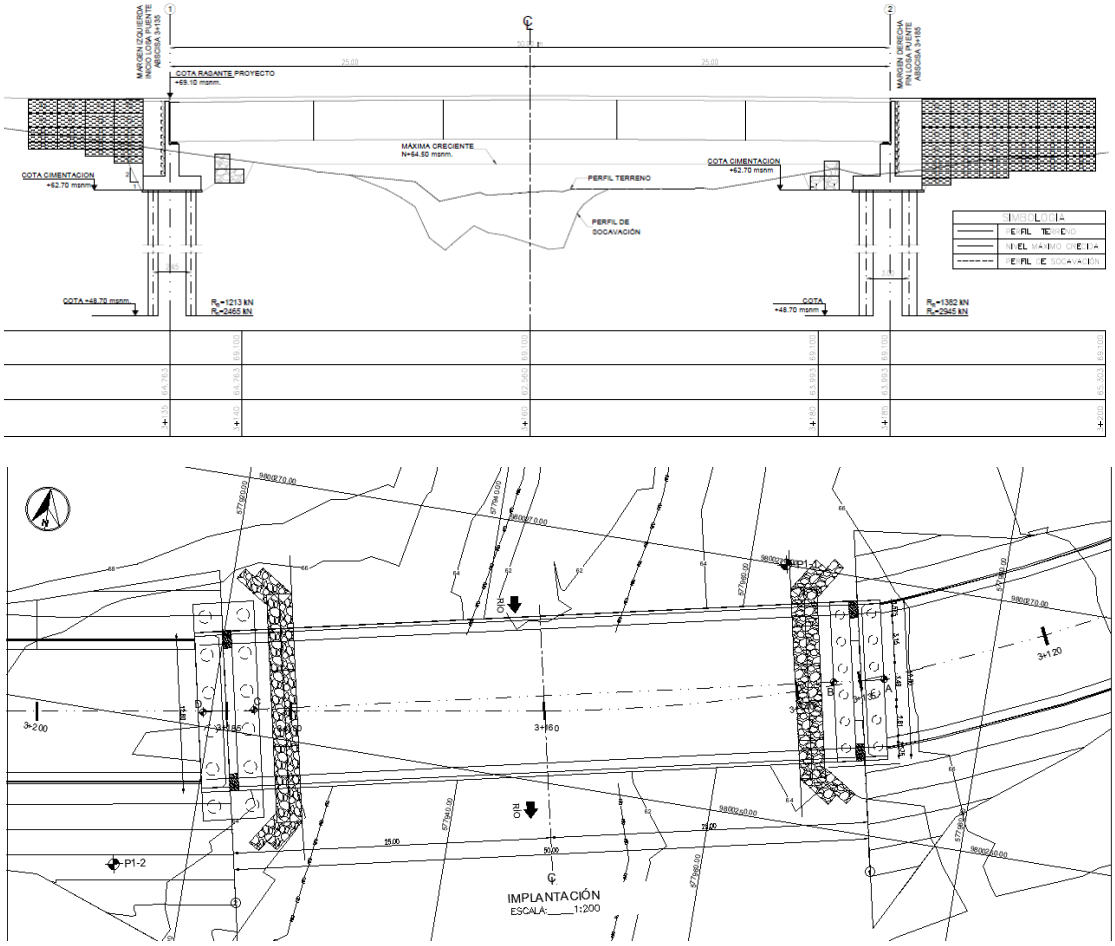


Figura 3-1. Implantación puente 1, perfil y planta

3.3.2 CRITERIOS DE DISEÑO

- Análisis de carga viva: se han estudiado los factores de distribución de carga viva considerando que el espaldón junto a la vereda se puede convertir en un nuevo carril de tráfico en una futura ampliación de la vía. Esta condición es la más crítica para la distribución de carga hacia las vigas, tanto para corte como para flexión.

- Carga peatonal: no se ha considerado la carga peatonal debido a que se está usando la carga vehicular sobre el espaldón junto a la vereda. La carga peatonal si ha sido considerada para el diseño del tablero.
- Diseño de protecciones: las protecciones han sido diseñadas para un nivel de impacto TL-4. Se han seguido recomendaciones en cuanto a armados y geometrías basadas en ensayos a escala real realizados por la FHWA de Estados Unidos. Esto permite garantizar que estas protecciones tendrán un desempeño adecuado.
- Análisis sísmico: al ser un puente simplemente apoyado no se requiere análisis sísmico de acuerdo con el código AASHTO, artículo A4.7.4.2 . Para el diseño de los estribos se ha considerado el empuje dinámico de tierra y las fuerzas inerciales provenientes de la superestructura y de la infraestructura (incluyendo la masa de relleno retenida por el estribo). La PGA ha sido calculada en función de las curvas de peligro sísmico de la NEC-15 para un período de retorno de 1000 años, dando como valor una aceleración de 0.51g. El coeficiente de aceleración horizontal kh, ha sido reducido al 50% debido a que se asume que el estribo es capaz de desplazarse hasta 2". Este criterio ha sido ratificado mediante ensayos de laboratorio y numéricos.
- Diseño de arriostramiento inferior: de acuerdo al proceso construido a ser empleado, las vigas serán lanzadas en pareja y por ende no se requiere unir todas las vigas con el arriostramiento inferior posterior a su colocación sobre los estribos.
- Diseño de diafragmas intermedios: el diseño de los diafragmas intermedios obedece a las cargas impuestas por la fundición del volado del tablero y a la rigidez y resistencia necesarias para arriostrar de manera efectiva las vigas durante la fundición del tablero.

3.3.3 DISEÑO DEL TABLERO

El tablero del puente forma una losa apoyada sobre sus vigas principales con dos voladizos laterales que forman la vereda peatonal y soportan la estructura de protección contra accidentes vehiculares. Para el diseño del tablero se utiliza el método de las franjas y se analiza los vanos interiores y el voladizo lateral de manera independiente. Los vanos interiores son diseñados para los estados límites de Servicio I y Resistencia I, mientras que el voladizo, aparte de los estados antes mencionados, se verifica para el estado de Evento Extremo II que corresponde a colisión vehicular.

Geometría

A continuación, se presenta la sección transversal del puente y la estructura de protección para el correspondiente diseño del tablero.

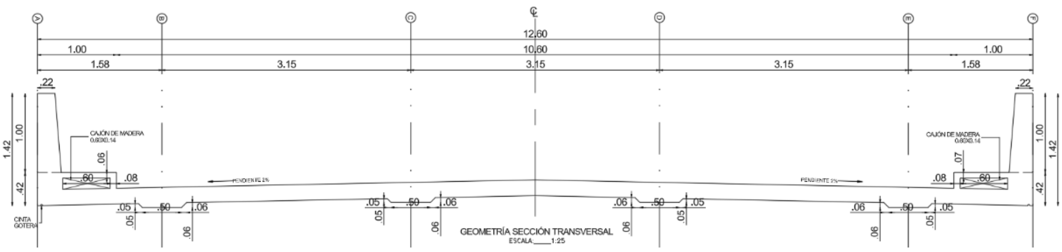


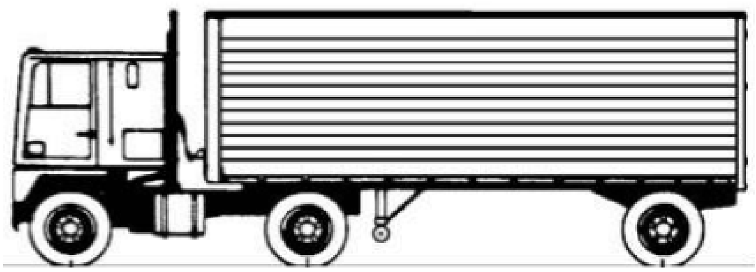
Figura 3-2. Sección transversal típica

Materiales

- Hormigón: f´$_c$= 28 MPa, E$_c$= 24870 MPa, W= 24 kN/m^3
- Acero de refuerzo: fy= 420 MPa, Es= 200000 MPa

Cargas y combinaciones de diseño

La carga de diseño predominante es el camión HL93 que tiene la siguiente configuración de ejes:



- Peso eje delantero: 35 kN
- Peso segundo eje: 145 kN
- Peso tercer eje: 145 kN
- Peso total del camión: 325 kN
- Carga distribuida simultanea: 9.3kN/m

Las combinaciones de carga utilizadas para el diseño del tablero son las siguientes:

Resistencia I: 1.25DC+1.75(LL+I)
Servicio I: DC + (LL+I)
Evento Extremo II: DC+0.5 (LL+I)+CT (solo para voladizo)

Donde,
DC : efecto por carga muerta (peso del tablero, postes y pasamanos)
LL+I : efecto por carga vehicular más impacto (33%)
CT : efecto por colisión vehicular

3.3.4 DISEÑO DE VANOS INTERIORES

Para el diseño de los vanos interiores se utiliza el método de las franjas, el cual asume que las vigas actúan como apoyos rígidos sobre los que se asienta el tablero. La carga viva se distribuye transversalmente para provocar los mayores momentos positivos y negativos. El código AASHTO LRFD presenta estos valores en la tabla A4.1 para distintos espaciamientos entre vigas y distancias a la sección crítica de análisis.

Cargas muertas

W_{DC1} = 6.26 kN/m carga peso propio losa + barreras + veredas

Carga vehicular LL+I

De la tabla A4.1 (AASHTO LRFD 2017) se tienen los siguientes valores interpolados para momento positivo y negativo:
$+M_{(LL+I)}$= 32.08 kN-m/m $-M_{(LL+I)}$= 29.83 kN-m/m

Combinación Resistencia I

Los momentos mayorados se muestran a continuación:



Figura 3-3. Momentos Resistencia I, kN-m/m

Combinación Servicio I



Figura 3-4. Momentos Servicio I, kN-m/m

Acero mínimo A5.6.3.3

El acero mínimo debe ser capaz de desarrollar una resistencia a flexión mayor o igual que el mínimo de los siguientes valores:

$$1.33 \cdot M_u$$
$$M_{cr} = \gamma_3 \cdot \gamma_1 \cdot f_r \cdot S_c$$
$$M_{cr} = 1.072 \cdot f_r \cdot S_c$$

Donde:

M_u = momento por Resistencia I

M_{cr} = momento de agrietamiento, (23.82 kN-m)

γ_1 = factor de variabilidad de agrietamiento a flexión, (1.6)

γ_3 = relación de resistencia a fluencia y resistencia última a tensión para acero A615, (0.67)

f_r = módulo a ruptura del hormigón especificado en A5.4.2.6, ($0.24\sqrt{f_c'}\ (ksi) = 0.63\sqrt{f_c'}\ (MPa)$)

Sc = módulo seccional de la losa de hormigón, (6.666E6 mm^3)

Control de agrietamiento por distribución de refuerzo A5.6.7

Cuando la tensión en la sección transversal exceda el 80% del módulo de ruptura especificado en A5.4.2.6 bajo la combinación de Servicio I, el acero de refuerzo más próximo a la cara de tensión debe cumplir con el siguiente espaciamiento:

$$s \leq \frac{122600 \cdot \gamma_e}{\beta_s \cdot f_{ss}} - 2 \cdot d_c$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_s}{0.7 \cdot (h - d_c)}$$

$$k = \sqrt{2 \cdot \rho_{act} \cdot n + (\rho_{act} \cdot n)^2} - \rho_{act} \cdot n$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$f_{ss} = \frac{M_u}{A_s \cdot j \cdot d_t}$$

Donde:

s = separación máxima del acero de refuerzo exterior, (mm)

γ_e = factor de exposición para concreto reforzado, (1)

dc = espesor del recubrimiento medido desde la fibra extrema en tensión al centro del refuerzo exterior, (mm)

Mu = momento por Servicio I

fss = esfuerzo de tensión calculado en el refuerzo bajo el estado de servicio sin exceder 0.60fy, (MPa)

h = espesor del elemento, (200m)

Datos

Espesor de la losa, h= 20cm

Ancho de diseño, b= 100cm

Recubrimiento del acero superior, r= 5cm

Recubrimiento del acero inferior, r= 4cm

Factor de reducción de resistencia a flexión, ϕ= 0.90

Tabla 3-1. *Diseño a flexión por Resistencia I*

Resistencia I																		
					AS calc.	ACERO SELECCIONADO								Acero mínimo		Verificación		
Pos	Mu (kN-m)	Diam. var (mm)	r (mm)	dt (mm)	As (cm2/m)	As (cm2/m)	VARILLAS							1.072*fr* Sc (kN-m)	1.33*Mu (kN-m)	a (mm)	ϕMn (kN-m)	Criterio
M (+)	62.32	16	40	152	11.63	14.07	7	ϕ	16	+	0	ϕ	0	23.82	82.88	24.84	74.26	OK
M (-)	59.95	16	50	142	12.08	14.07	7	ϕ	16	+	0	ϕ	0	23.82	79.74	24.84	68.94	OK

Tabla 3-2. *Verificación espaciamiento acero Servicio I*

Servicio I															
Pos	Mu (kN-m)	Diam. var (mm)	r (mm)	dt (mm)	dc (mm)	0.8*fr (Mpa)	fact (Mpa)	fact > 0.8fr	βs	ρact	k	j	fss (Mpa)	S cal (mm)	S provisto (mm)	Criterio
M (+)	37.02	16	40	152	48	2.67	5.55	SI	1.45	0.926%	0.32	0.89	193.56	340	150	OK
M (-)	36.03	16	50	142	58	2.67	5.40	SI	1.58	0.991%	0.33	0.89	202.32	267	150	OK

En la dirección perpendicular al eje del puente se provee acero continuo 1Φ16mm@15cm en la cara inferior y superior. El acero de distribución en la dirección paralela al eje del puente se detalla a continuación.

Acero Inferior

Acero inferior de distribución cuando el acero principal es perpendicular al tráfico A9.7.3.2:

$$A_{sl} = min\begin{bmatrix} 38.41/\sqrt{S} \\ 0.67 \end{bmatrix} \cdot A_{sp}$$

$$A_{sl} = min\begin{bmatrix} 0.68 \\ 0.67 \end{bmatrix}$$

$$A_{sl} = 0.67 \cdot 14.07 = 9.43\ cm^2/m$$

Se provee 1Φ16mm@20cm (10.05cm2/m)

Acero Superior

Para la cuantía del acero superior se aplica el artículo A5.10.6 (acero por retracción y flujo plástico) que es igual a:

Acero de temperatura (As top)		
b	1000.00	mm
h	200.00	mm
As temp_calc	1.50	cm2/m
As temp_req	2.33	cm2/m

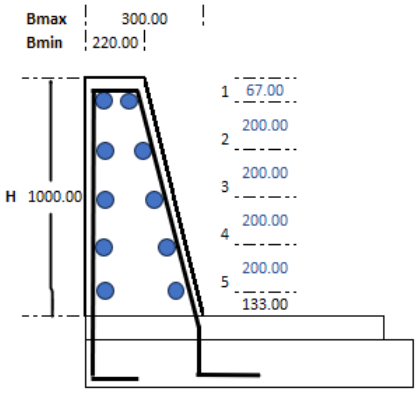
Se provee 1Φ10mm@20cm (3.93cm2/m)

3.3.5 DISEÑO DE BARRERA VEHICULAR

El sistema de protección de impactos está formado por una barrera jersey en combinación con una protección metálica formada por postes y barandas. El sistema en su conjunto se ha diseñado para un nivel de impacto TL-4 de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 3-3. Fuerzas de diseño para protecciones de tráfico

Fuerzas de diseño y simbología	Niveles de Ensayo para las Barandas					
	TL-1	TL-2	TL-3	TL-4	TL-5	TL-6
Transversal F_t (N)	60.000	120.000	240.000	240.000	550.000	780.000
Longitudinal F_L (N)	20.000	40.000	80.000	80.000	183.000	260.000
Vertical descendente F_v (N)	20.000	20.000	20.000	80.000	355.000	355.000
L_t y L_L (mm)	1220	1220	1220	1070	2440	2440
L_v (mm)	5500	5500	5500	5500	12.200	12.200
H_e (mín.) (mm)	460	510	610	810	1070	1420
Mínima altura del riel H (mm)	685	685	685	810	1070	2290



Datos		
f'c	28	MPa
fy	420	MPa
Ec	24870.1	MPa
Es	200000	MPa
rec	50	mm

Acero Horizontal		
db	10	mm
A	78.54	mm2
z	67.00	mm
d1	158.36	mm
d2	174.36	mm
d3	190.36	mm
d4	206.36	mm
d5	222.36	mm

Acero Vertical		
db	12	mm
A	113.10	mm2
@	150.00	mm
As	753.98	mm2/m
z	56.00	mm
d1	204.00	mm

Seccion A1		
d	190.36	mm
b	1000.00	mm
As	392.70	mm2
a	6.93	mm
ϕ	1.00	
ϕMn	30.83	kN-m
Resistencia a flexion respecto a un eje vertical a la barrera		
Mw	30.83	kN-m

Seccion A1		
d	204.00	mm
b	1000.00	mm
As	753.98	mm2
a	13.31	mm
ϕ	1.00	
ϕMn	62.49	kN-m
Resistencia a flexion respecto a un eje paralelo al eje longitudinal del puente		
Mc	62.49	kN-m

Resistencia nominal a carga transversal			A13.3.1-1; A13.3.1-2
Lc	2.59	m	Longitud crítica de la línea de rotura
Rw	324.00	kN	Resistencia nominal a carga transversal
Ft	240.00	kN	Carga transversal
Ok			

Transferencia de corte barrera - losa			
Corte actuante			
Vct	70.55	kN	
Corte resistente			A5.7.4.3-3 ; A5.7.4.3-4 ; A5.7.4.3-5
B	300.00	mm	Ancho de barrera
a	1000.00	mm	Largo de barrera (1m de analisis)
Acv	300000.00	mm2	Area de corte en contacto
Avf	753.98	mm2/m	Area de dowel en plano de corte
c	0.50	MPa	Factor de cohesion A5.7.4.4
μ	0.60	adim	Factor de cohesion A5.7.4.4
f'c	28	MPa	Resistencia de hormigon
fy	420	MPa	Resistencia de acero de refuerzo
Pc	6.24	kN	Peso de la barrera
k1	0.20	adim	Fraccion de la resistencia de concreto
k2	5.60	MPa	Resistencia de corte límite en la interface
Vn1	343.75	kN	Corte resistente_1
Vn2	1680.00	kN	Corte resistente_2
Vn3	1680.00	kN	Corte resistente_3
Vn	343.75	kN	Corte resistente
Ok			

Chequeo de dowel			A5.7.4.2-1 y C5.7.4.2
Acv	300000.00	mm2	Area de corte en contacto
Avf	753.98	mm2/m	Area de dowel en plano de corte
Avf req	251.43	mm2/m	Area de dowel en plano de corte requerido
Ok			

Resumen			
Mb	0.00	kN-m	Resistencia flexion adicional en tope de muro
Mw	30.83	kN-m	Resistencia flexion respecto a si eje vertical
Mc	62.49	kN-m	Resistencia flexion respecto de un eje paralelo al eje longitudinal del puente
H	1.00	m	Altura de la barrera
Lt	1.07	m	Longitud de distribucion de la fuerza de impacto longitudinal
Lc	2.59	m	Longitud crítica de la línea de rotura
Rw	324.00	kN	Resistencia nominal a carga transversal

Por lo que para el armado de la barrera se utilizara:

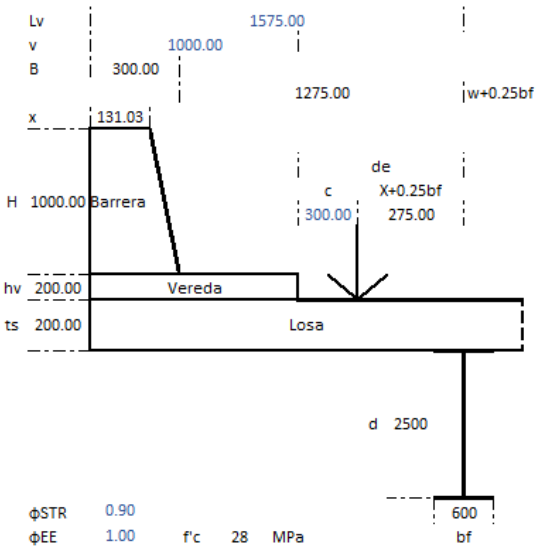
- Recubrimiento = 5cm
- Varillas horizontales = 5ϕ10mm cara interna y externa
- Varillas verticales = 1ϕ12mm @ 150mm

3.3.6 DISEÑO DE VOLADIZO

El voladizo se diseña para los siguientes casos:

1. Evento Extremo II usando las fuerzas transversales y longitudinales de impacto especificadas en el artículo A13.2
2. Evento Extremo II usando la fuerza vertical de impacto especificada en el artículo A13.2
3. Resistencia I usando las cargas muertas y vivas especificadas en el artículo 3.6.1

Tabla 3-4. *Diseño de voladizo*



ϕSTR	0.90				
ϕEE	1.00	f'c	28	MPa	
γp DC	1.25	fy	420	MPa	
γp DW	1.5	Es	200000	MPa	
γp LL	1.75				
g_conc	24.00	kN/m3			
g_acero	78.50	kN/m3			

1.- Diseño del volado para fuerza de colision horizontal

**Se verifica la fuerza de colision horizontal en la cara interna de la barrera*

MDC deck			MDC barr			MDC vereda			MCT		
ts	200.00	mm	W barr	6.24	kN	hv	200.00	mm	M_CT	70.55	kN-m/m
b	1000	mm	L	0.3	m	b	1000	mm			
w deck	4.80	kN/m	x	0.131	m	w ver	4.80	kN/m			
L	0.3	m				L	0.3	m			
M_DC1	0.27	kN-m/m	M_DC2	1.318	kN-m/m	M_DC3	0.27	kN-m/m			

Mu 72.41 kN-m/m

Capacidad de losa

As (-) de losa

nb	1	u
db	16.00	mm
@	150	mm

As de refuerzo para volado

nb	1	u
db	12.00	mm
@	150	mm
As	2094.40	mm2/m

Capacidad a flexion

b	1000.00	mm
rec	50.00	mm
z	58.00	mm
d	142.00	mm
a	36.96	mm
ϕMn	108.65	kN-m

Capacidad de losa (contando la tension producida)

T	70.55	kN/m
Ta	879.65	kN/m
C	809.09	kN/m
d	142.00	mm
a	34.00	mm
Mr	106.15	kN-m/m

2.- Verificacion para fuerza de colision horizontal en la seccion de diseño del volado

**Se verifica con las fuerzas de colision distribuidas en una distancia Lc para momento y Lc+2H para carga axial*
**La seccion de diseño esta ubicada a bf/4 del centroide de la viga*
**Se asume un incremento en la longitud de distribucion Lc de 30° desde la cara de la barrera*

MCT			MDC deck			MDC barr			MDC vereda		
Lc	2592.23	mm	ts	200.00	mm	W barr	6.24	kN	Aver	0.12	m2
Ldis	1425.00	mm	b	1000	mm	L	1.425	m	b	1000	mm
w	1125.00	mm	w deck	4.80	kN/m	x	0.131	m	P ver	2.93	kN/m
w+0.25bf	1275.00	mm	L	1.425	m				L	0.925	m
α	30	°									
ex	649.52	mm	M_DC1	6.09	kN-m/m	M_DC2	10.09	kN-m/m	M_DC3	3.39	kN-m/m
M_CT	70.55	kN-m/m				**Mu**	66.57	kN-m/m			
McB	47.00	kN-m/m				Es menor al caso 1, por lo que no gobierna					

-

3.- Diseño del volado para cargas muerta y viva

**La seccion de diseño esta ubicada a bf/4 del centroide de la viga*

MLL			MDC deck			MDC barr			MDC vereda		
X	125.00	mm	M_DC1	6.09	kN-m/m	M_DC2	10.09	kN-m/m	M_DC3	3.39	kN-m/m
E	1.24	m									
m	1.20										
IM	0.33										
P_llanta	72.50	kN									
M_LL	20.34	kN-m/m									
						Mu	39.92	kN-m/m			
						Es menor al caso 1, por lo que no gobierna					

El armado para la zona del volado se mantendrá igual al de los vanos interiores, sin embargo, los cálculos del voladizo muestran que necesita acero de refuerzo adicional en la zona superior de la losa perpendicular al eje del puente, siendo este:

- 1ϕ12mm @150mm en cara superior de losa

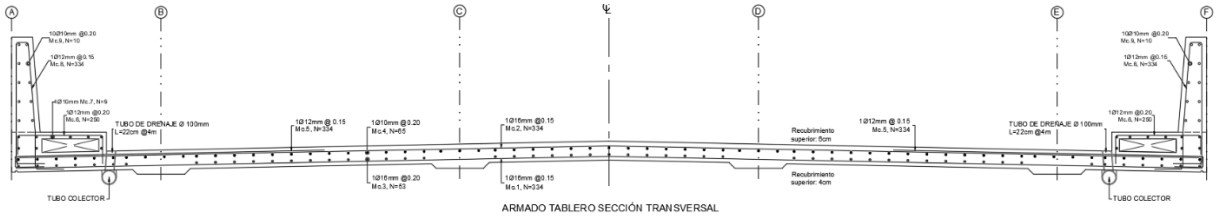


Figura 3-5. Armado de tablero puente abscisa 3+135

3.3.7 DISEÑO DE VIGAS DE ACERO

El diseño de las vigas de acero debe satisfacer los requisitos de resistencia, serviciabilidad y fatiga durante la etapa constructiva y operativa. La etapa constructiva es la condición más crítica para las vigas ya que deben soportar su peso propio, peso del hormigón y peso del equipo de construcción en la condición de sección no compuesta. Una vez que el tablero alcanza su resistencia de diseño, las vigas forman

una sección compuesta para soportar las cargas vehiculares y cargas muertas futuras tales como las protecciones laterales, veredas peatonales y capa de rodadura. Estas cargas se distribuyen de forma uniforme a las 4 vigas del tablero

3.3.7.1 Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga utilizadas son las siguientes:

Resistencia I: 1.25(DC1)+1.25(DC2)+1.50(DW)+1.75(LL+I); LL corresponde a HL-93 o Tándem

Servicio II: 1.0(DC1)+1.0(DC2)+1.0(DW)+1.30(LL+I)

Fatiga I: 1.75(LL+I), I=15%

Donde,

DC1: carga muerta de vigas y tablero
DC2: carga muerta super impuesta (veredas y baranda de protección)
DW: carga de capa de rodadura
LL+I: carga viva más impacto

3.3.7.2 Determinación de cargas muertas y vivas

La siguiente sección determina las cargas muertas y vivas a aplicarse sobre la estructura del puente.

3.3.7.2.1 Cálculo de carga muerta por viga

A continuación, se enuncian las cargas muertas que soportan las vigas interiores y exteriores por metro de longitud de acuerdo con la sección transversal típica. Se asume que las cargas de vereda y protecciones se distribuyen uniformemente hacia las cuatro vigas. En la Tabla 8-1 se muestra la carga correspondiente al peso propio de la viga, la misma que corresponde al diseño final de la estructura.

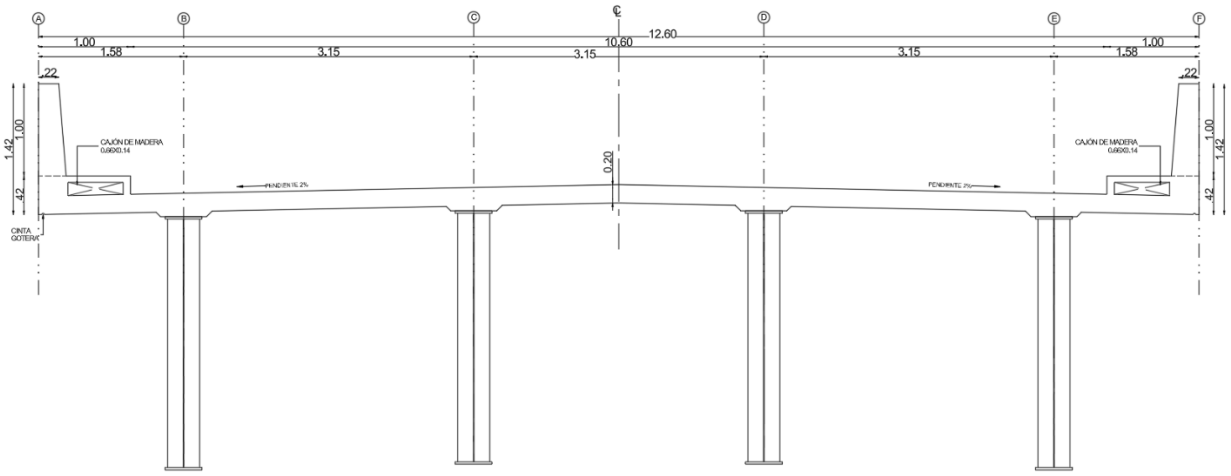


Figura 3-6. Dimensiones de tablero

Tabla 3-5. *Cargas permanentes DC y DW para vigas externas e internas*

Nomencaltura	Descripcion	Viga externa	Viga Interna
DC1 (kN/m)	Losa	14.83	14.83
DC2 (kN/m)	Vigas	4.39	4.39
DC4 (kN/m)	Protecciones	3.06	3.06
DC5 (kN/m)	Veredas	1.44	1.44
DW (kN/m)	Asfalto	0.00	0.00
ΣDC1 (sola)		**19.22**	**19.22**
Encofrado		**0.00**	**0.00**
ΣDC2 (compuesta 3n)		**4.50**	**4.50**
ΣDW (compuesta 3n)		**0.00**	**0.00**

3.3.7.2.2 Cálculo de carga viva

Para el diseño de las vigas de acero se analizan las siguientes cargas vehiculares. Los valores de corte y momento se los calcula con el programa Midas Civil. Los valores mostrados a continuación no contienen factor de distribución, el mismo que es calculado en la siguiente sección:

HL-93

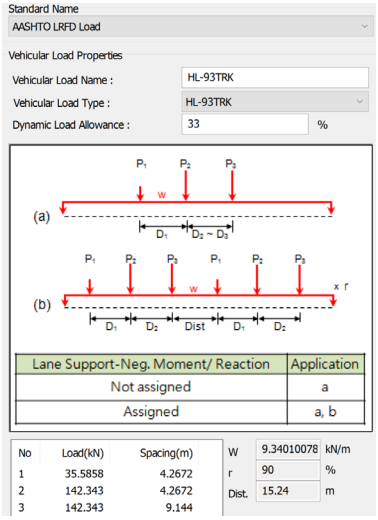


Figura 3-7. Configuración HL-93

Tándem

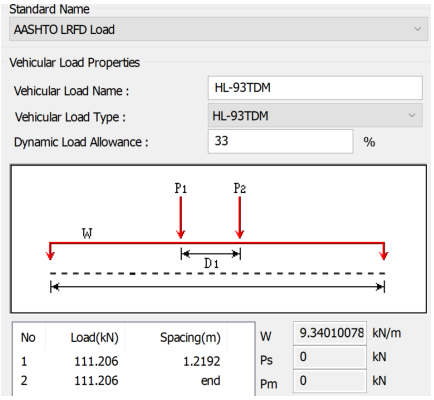


Figura 3-8. Configuración Tándem

Fatiga

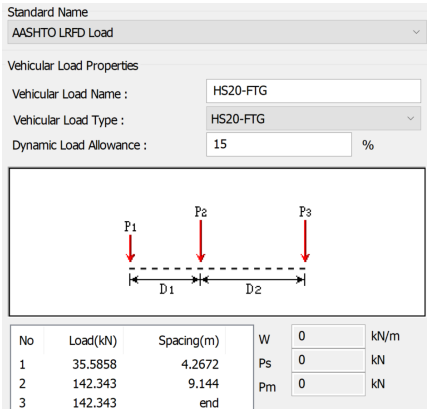


Figura 3-9. Configuración carga de fatiga

3.3.7.3 Factores de distribución de carga viva

Los factores de distribución de carga se han obtenido de la siguiente manera:

Factores de distribución para Resistencia

Los factores de distribución de carga para los estados límites de Resistencia se presentan a continuación:

Table 4.6.2.2.1-3—Constant Values for Articles 4.6.2.2.2 and 4.6.2.2.3

Equation Parameters	Table Reference	Simplified Value			
		a	e	k	f,g,i,j
$\left(\frac{K_g}{12.0Lt_s^3}\right)^{0.1}$	4.6.2.2.2b-1	1.02	1.05	1.09	—
$\left(\frac{K_g}{12.0Lt_s^3}\right)^{0.25}$	4.6.2.2.2e-1	1.03	1.07	1.15	—
$\left(\frac{12.0Lt_s^3}{K_g}\right)^{0.3}$	4.6.2.2.3c-1	0.97	0.93	0.85	—
$\frac{I}{J}$	4.6.2.2.2b-1, 4.6.2.2.3a-1	—	—	—	$0.54\left(\frac{d}{b}\right)+0.16$

Factor de distribución de momento viga interna:

Un carril de carga

$$g_{Mint} = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \cdot \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \cdot \left(\frac{K_g}{12 \cdot L \cdot {t_s}^3}\right)^{0.1}$$

$$g_{Mint} = 0.06 + \left(\frac{3150}{4300}\right)^{0.4} \cdot \left(\frac{3150}{50000}\right)^{0.3} \cdot 1.02 = 0.453$$

Dos carriles de carga

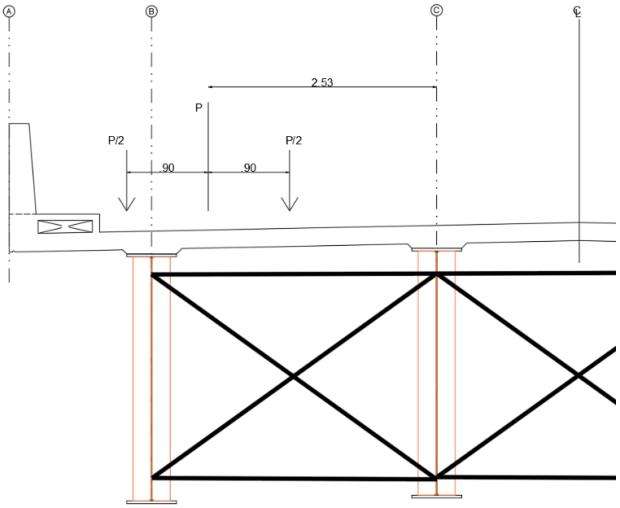
$$g_{Mint} = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \cdot \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \cdot \left(\frac{K_g}{12 \cdot L \cdot {t_s}^3}\right)^{0.1}$$

$$g_{Mint} = 0.075 + \left(\frac{3150}{2900}\right)^{0.6} \cdot \left(\frac{3150}{50000}\right)^{0.2} \cdot 1.02 = 0.692$$

Factor de distribución de momento viga externa:

Un carril de carga

Para el cálculo del factor de distribución de momento para vigas externas considerando un solo carril de carga se aplica la regla de la palanca (lever rule) de acuerdo con el siguiente esquema de carga:



$$\sum M_H = 0$$

$$R = \frac{m \cdot P \cdot e}{S} = \frac{1.2 \cdot 2.525}{3.15} \cdot P = 0.962 \cdot P$$

$$g_{Mext} = 0.962$$

Donde,
g= factor de distribución de momento
m= 1.2 factor de presencia múltiple para un carril de carga
P= carga de eje
e= excentricidad medida desde la primera viga interior hasta la resultante del eje de carga
S= separación entre vigas

Dos carriles de carga

Para el cálculo del factor de distribución de momento para vigas externas considerando dos carriles de carga se multiplica el factor de distribución de vigas interiores por el factor *e*.

$$g_{Mext} = e \cdot g_{Mint}$$

$$e = 0.77 + \frac{d_e}{2800} = 0.77 + \frac{575}{2800} = 0.975$$

$$g_{Mext} = 0.975 \cdot 0.692 = 0.675$$

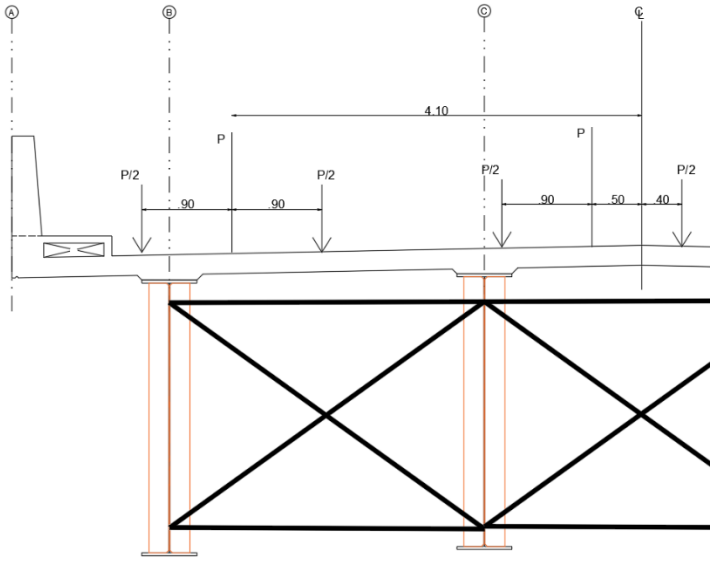
Donde,
de= distancia desde el borde de la vereda hasta el eje del alma de la viga exterior. Valor negativo si la viga se encuentra en la zona de la vereda y positivo si la viga se encuentra en la zona de vía. Valor negativo no puede exceder 300mm

Factor de distribución de momento viga externa de acuerdo con A4.6.2.2.2d

La ecuación utilizada para el cálculo del factor de distribución de momento es la siguiente:

$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{ext} \cdot \sum_1^{N_L} e}{\sum_1^{N_b} x^2}$$

$$g_{Mext} = m \cdot R$$



Donde,
NL= número de carriles cargados
Nb= número de vigas
e= distancia desde el centro de la sección transversal hasta el centro del eje de carga del camión
Xext= distancia desde el centro de la sección transversal hasta el eje de la viga exterior
x= distancia desde el centro de la sección transversal hasta el eje de cada viga
m= factor de presencia múltiple; 1.2 para un carril y 1 para dos carriles de carga
Un carril de carga

$$R = \frac{1}{4} + \frac{4725 \cdot \sum_1^1 4100}{2 \cdot \sum_1^2 \left(\frac{1575}{4725}\right)^2} = 0.64$$

$$g_{Mext} = m \cdot R = 0.769$$

Dos carriles de carga

$$R = \frac{2}{4} + \frac{4725 \cdot \sum_1^2 \left(\frac{4100}{500}\right)}{2 \cdot \sum_1^2 \left(\frac{1575}{4725}\right)^2} = 0.938$$

$$g_{Mext} = m \cdot R = 0.938$$

Factor de distribución de corte viga interna:

Un carril de carga

$$g_{Vint} = 0.36 + \frac{S}{7600}$$

$$g_{Mint} = 0.36 + \frac{3150}{7600} = 0.774$$

Dos carriles de carga

$$g_{Mint} = 0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^2$$

$$g_{Mint} = 0.2 + \frac{3150}{3600} - \left(\frac{3150}{10700}\right)^2 = 0.988$$

Factor de distribución de corte viga externa:

Un carril de carga

Para un carril de carga el factor de distribución de corte es el mismo que el de momento. Aplica la regla de la palanca.

$$g_{Vint} = 0.769$$

Dos carriles de carga

$$g_{Vext} = e \cdot g_{Vint}$$

$$e = 0.60 + \frac{d_e}{3048} = 0.60 + \frac{575}{3048} = 0.789$$

$$g_{Vext} = 0.789 \cdot 0.769 = 0.606$$

A4.6.2.2.3b requiere que se aplique A4.6.2.2.2d para la determinación del factor de distribución de corte de vigas externas. El cálculo es igual al presentado para momento por ende el factor es igual a:

$$g_{Vext} = 0.938$$

Los factores de distribución utilizados son los siguientes:

Tabla 3-6. *Factores de distribución de carga viva para vigas externas e internas*

Acción	Viga interior	Viga exterior
Momento	0.692	0.938
Corte	0.988	0.938

Factores de distribución para Fatiga

De acuerdo con el artículo A3.6.1.4.3, los factores de distribución para flexión y corte corresponden a un solo carril de carga utilizando un factor de presencia múltiple de m=1. Estos factores, calculados en la sección anterior y divididos para m=1.2, se resumen a continuación:

Tabla 3-7. *Factores de distribución de carga viva para vigas externas e internas, Fatiga*

Acción	Viga interior	Viga exterior
Momento	0.576	0.782
Corte	0.823	0.782

3.3.7.4 Diagramas y envolventes de momento y corte

Diagramas para Resistencia y Servicio

A continuación, se presentan los diagramas de momento y cortante para las cargas estáticas (DC) y las envolventes de momento y corte para carga viva LL (HL-93 dominante). Para simplificación del diseño se ha tomado las cargas de la viga interior como las dominantes con los siguientes factores de distribución:

- Momento: 0.938
- Corte: 0.988

Cabe recalcar que la carga viva ha sido ya multiplicada por su factor de distribución de carga y el factor de impacto IM=33%.

Los siguientes diagramas se utilizan para las combinaciones de Resistencia y Servicio.

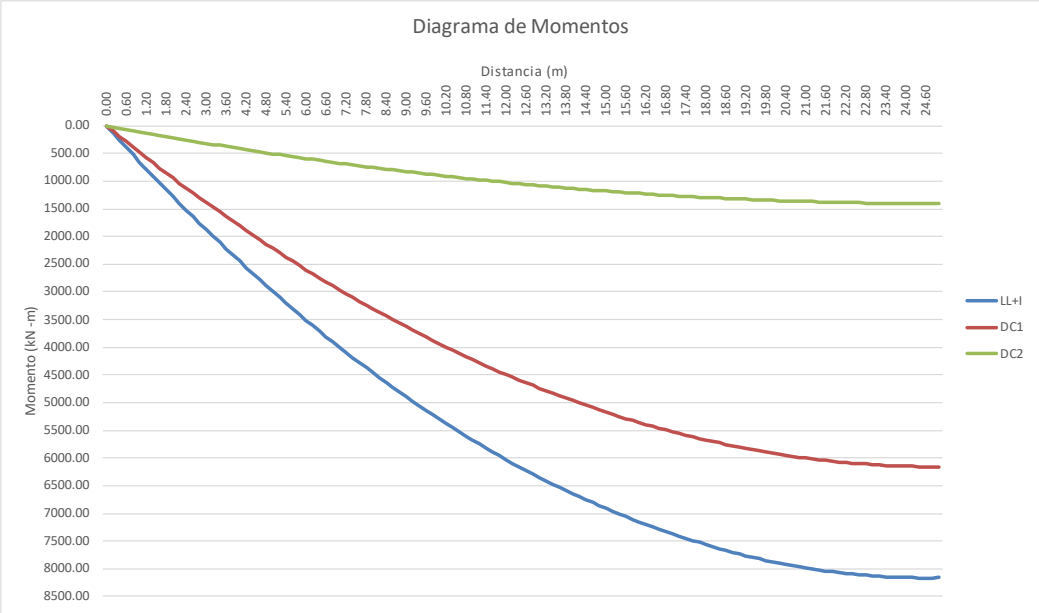


Figura 3-10. Diagrama y envolvente de momento

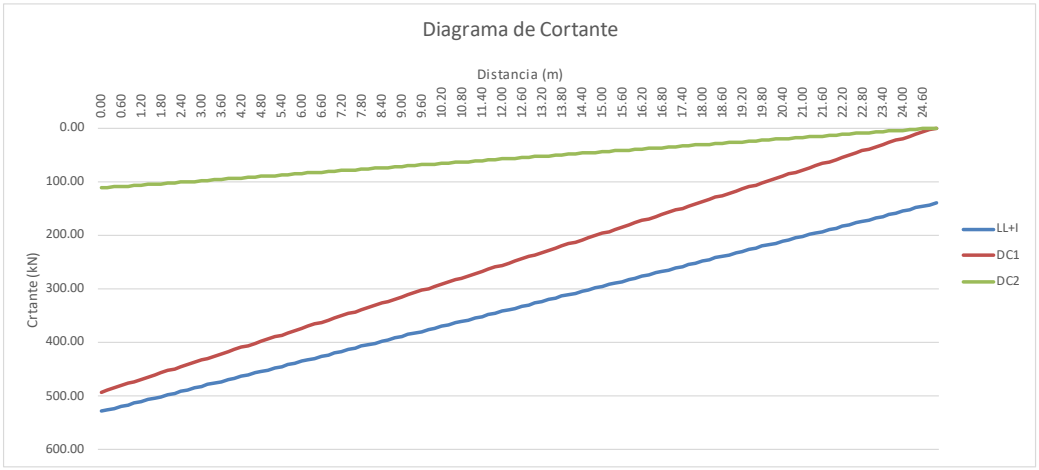


Figura 3-11. Diagrama y envolvente de corte viga interior

Diagramas para Fatiga

Los siguientes diagramas, multiplicados ya por su factor de distribución e impacto, se utilizan para la combinación de fatiga con los siguientes factores de distribución:

- Momento: 0.782
- Corte: 0.823

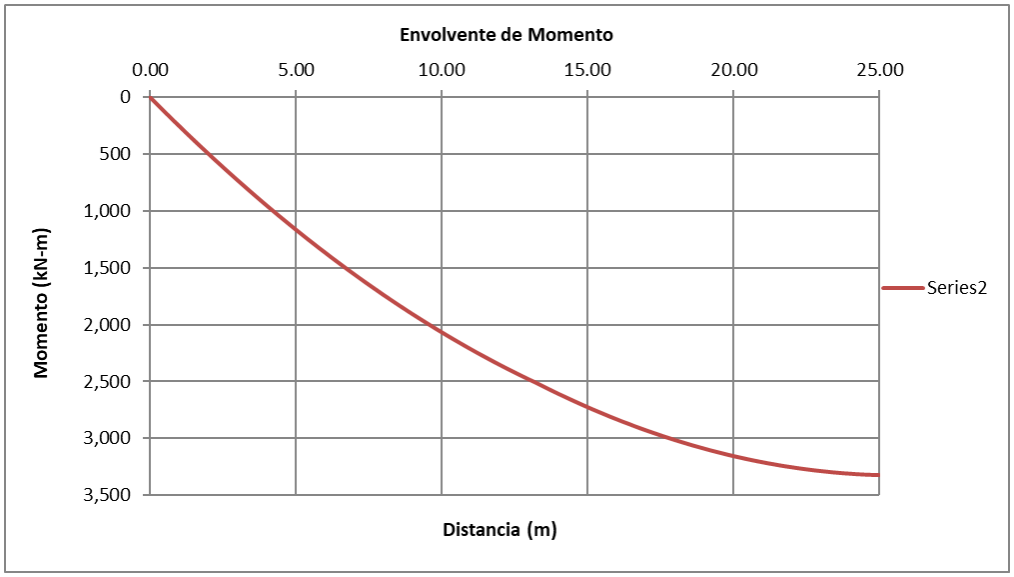


Figura 3-12. Envolvente de momento

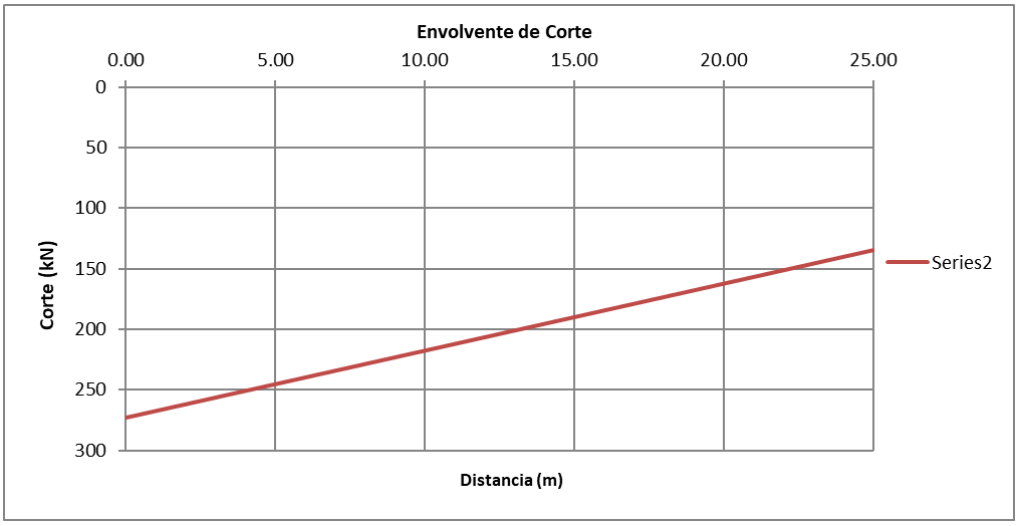


Figura 3-13. Envolvente de corte

3.3.7.5 Propiedades geométricas de las secciones

A continuación, se presentan las propiedades geométricas de las distintas secciones de viga utilizadas en el diseño. El siguiente gráfico ilustra el perfil de la viga. Los diafragmas se encuentran ubicados en los ejes 1 al 3.

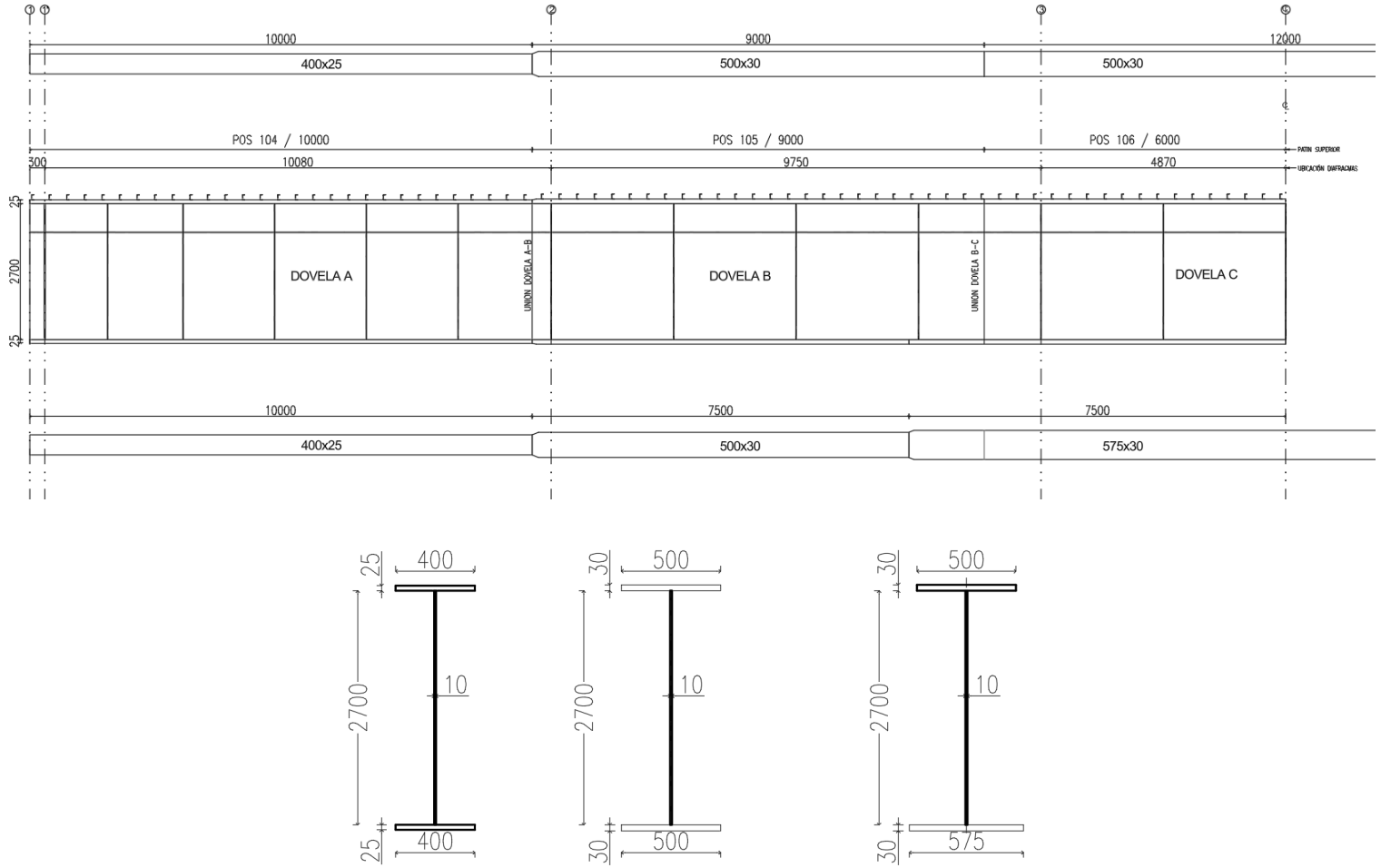


Figura 3-14. Perfil y secciones típicas viga

Para el cálculo de las secciones compuestas se ha considerado únicamente el ancho cooperante de la viga exterior (3150mm) y una altura de cartela (haunch) de 5cm.

Sección A

La sección A se aplica en el tramo 0-10.00m y sus propiedades geométricas son las siguientes:

Tabla 3-8. *Dimensiones de la viga sección A*

SECCION A		
	h (mm)	v (mm)
Altura total	2750.00	
Ala superior	400.00	25.00
Alma	10.00	2700.00
Ala inferior	400.00	25.00
Refuerzo inf	0.00	0.00
Refuerzo sup	0.00	0.00

Tabla 3-9. *Propiedades geométricas simples y compuestas de la viga sección A*

SECCIÓN A						
Sección	Area, A (mm2)	Centroide, d (mm)	A*d (mm3)	Io (mm4)	A*y2 (mm4)	Itotal (mm4)
Viga sola						
Refuerzo superior	0	0	0	0	0	0
Patín superior	10000	2738	27375000	520833	18564062500	18564583333
Alma	27000	1375	37125000	16402500000	0	16402500000
Patín inferior	10000	13	125000	520833	18564062500	18564583333
Refuerzo inferior	0	0	0	0	0	0
Total	47000	1375	64625000	16403541667	37128125000	53531666667
Viga compuesta 3n						
Viga	47000	1375	64625000	53531666667	14037213414	67568880081
Losa	26250	2900	76125000	87500000	25133296398	25220796398
Total	73250	1922	140750000	53619166667	39170509812	92789676479
Viga compuesta n						
Viga	47000	1375	64625000	53531666667	42866959710	96398626377
Losa	78750	2900	228375000	262500000	25584090240	25846590240
Total	125750	2330	293000000	53794166667	68451049950	122245216617
Seccion	y.inf.vig (mm)	y.sup.vig (mm)	y.sup.losa (mm)	S.inf.vig (mm3)	S.sup.vig (mm3)	S.sup.losa (mm3)
Viga sola	1375	1375		38932121	38932121	
Compuesta 3n	1922	828	1078	48290187	111997426	86035997
Compuesta n	2330	420	670	52465311	291073818	182460961

Sección B

La sección B se aplica en el tramo 10.00-17.50m y sus propiedades geométricas son las siguientes:

Tabla 3-10. *Dimensiones de la viga sección B*

SECCION B		
	h (mm)	v (mm)
Altura total	2760	
Ala superior	500	30
Alma	10	2700
Ala inferior	500	30
Refuerzo inf	0	0
Refuerzo sup	0	0

Tabla 3-11. *Propiedades geométricas simples y compuestas de la viga sección B*

SECCIÓN B						
Sección	**Area, A (mm2)**	**Centroide, d (mm)**	**A*d (mm3)**	**Io (mm4)**	**A*y2 (mm4)**	**Itotal (mm4)**
Viga sola						
Refuerzo superior	0	0	0	0	0	0
Patín superior	15000	2745	41175000	1125000	27948375000	27949500000
Alma	27000	1380	37260000	16402500000	0	16402500000
Patín inferior	15000	15	225000	1125000	27948375000	27949500000
Refuerzo	0	0	0	0	0	0
Total	57000	1380	78660000	16404750000	55896750000	72301500000
Viga compuesta 3n						
Viga	57000	1380	78660000	72301500000	13266239956	85567739956
Losa	26250	2910	76387500	87500000	28806692476	28894192476
Total	83250	1862	155047500	72389000000	42072932432	114461932432
Viga compuesta n						
Viga	57000	1380	78660000	72301500000	44903393746	117204893746
Losa	78750	2910	229162500	262500000	32501504044	32764004044
Total	135750	2268	307822500	72564000000	77404897790	149968897790
Seccion	**y.inf.vig (mm)**	**y.sup.vig (mm)**	**y.sup.losa (mm)**	**S.inf.vig (mm3)**	**S.sup.vig (mm3)**	**S.sup.losa (mm3)**
Viga sola	1380	1380		52392391	52392391	
Compuesta 3n	1862	898	1148	61458301	127524586	99743088
Compuesta n	2268	492	742	66136419	304548081	201997102

Sección C

La sección C se aplica en el tramo 17.50-25.00m y sus propiedades geométricas son las siguientes:

Tabla 3-12. *Dimensiones de la viga sección C*

SECCION C		
	h (mm)	**v (mm)**
Altura total	2760.00	
Ala superior	500.00	30.00
Alma	10.00	2700.00
Ala inferior	575.00	30.00
Refuerzo inf	0.00	0.00
Refuerzo sup	0.00	0.00

Tabla 3-13. *Propiedades geométricas simples y compuestas de la viga sección C*

SECCIÓN C						
Sección	**Area, A (mm2)**	**Centroide, d (mm)**	**A*d (mm3)**	**Io (mm4)**	**A*y2 (mm4)**	**Itotal (mm4)**
Viga sola						
Refuerzo superior	0	0	0	0	0	0
Patín superior	15000	2745	41175000	1125000	30111340090	30112465090
Alma	27000	1380	37260000	16402500000	72546655	16475046655
Patín inferior	17250	15	258750	1293750	29745919901	29747213651
Refuerzo	0	0	0	0	0	0
Total	59250	1328	78693750	16404918750	59929806646	76334725396
Viga compuesta 3n						
Viga	59250	1328	78693750	76334725396	13974534339	90309259734
Losa	26250	2910	76387500	87500000	31542520364	31630020364
Total	85500	1814	155081250	76422225396	45517054703	121939280099
Viga compuesta n						
Viga	59250	1328	78693750	76334725396	48278515902	124613241298
Losa	78750	2910	229162500	262500000	36323835774	36586335774
Total	138000	2231	307856250	76597225396	84602351676	161199577072
Seccion	**y.inf.vig (mm)**	**y.sup.vig (mm)**	**y.sup.losa (mm)**	**S.inf.vig (mm3)**	**S.sup.vig (mm3)**	**S.sup.losa (mm3)**
Viga sola	1328	1432		57473846	53312499	
Compuesta 3n	1814	946	1196	67228040	128874778	101940219
Compuesta n	2231	529	779	72259510	304634337	206889563

3.3.7.6 Diseño etapa constructiva

Las dimensiones de las vigas se verifican para la etapa constructiva considerando una carga de construcción de 0.90kN/m2 y los momentos máximos en los tramos no arriostrados a lo largo de la viga. En esta etapa las vigas deben soportar por sí solas su peso propio, peso del hormigón y cargas constructivas. Los diafragmas intermedios ubicados a lo largo de la longitud del puente permiten arriostrar de forma correcta los patines superiores para evitar el fenómeno de pandeo lateral torsional. En la etapa constructiva se investiga los siguientes modos de falla:

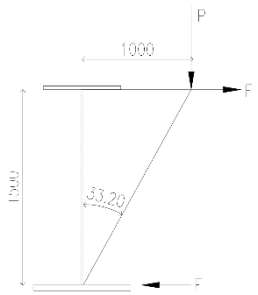
- Fluencia patín superior (C.F yielding)
- Pandeo local en patín superior (L.B) y pandeo lateral torsional (L.T.B)
- Fluencia en patín inferior (T.F yielding)
- Pandeo lateral en alma (Web bend buckling)
- Fluencia por corte del alma o pandeo por corte del alma (Shear Y. or Shear Buck.)

El alma tiene rigidizador longitudinal ubicado en su posición óptima.

El esfuerzo lateral se determina de la siguiente forma:

<u>Determinación esfuerzo lateral *fl*</u>

El esfuerzo *fl* se calcula de acuerdo al artículo 6.10.1.6 y se utiliza el siguiente esquema de apuntalamiento para la aplicación de las cargas de construcción en los volados del tablero. Se asume que los puntales se colocan cada metro a lo largo del tablero del puente.



La carga P se compone en del peso propio de la losa y carga de construcción aplicadas al volado del tablero. La carga por peso propio P_{DC}= 4.71kN/m y la carga P_{cons}= 0.90kN/m.

Pu= 1.25(P_{DC})+1.50(P_{cons})=7.23kN/m

La fuerza lateral F es igual a:

$$F = P \cdot \tan(\alpha)$$

$$F = 4.74\ kN/m$$

El momento último lateral, asumiendo que los puntales separados cada metro se asemejan a una carga distribuida, se calcula de la siguiente manera:

$$M_l = \frac{F \cdot {L_b}^2}{12}$$

Donde,

Lb= longitud no arriostrada para el segmento en consideración

El factor de amplificación (AF) se calcula de la siguiente manera y se aplica únicamente al patín de compresión:

$$AF = \left(\frac{0.85}{1 - \frac{f_{bu}}{F_{cr}}} \right)$$

Los resultados de demanda / capacidad para la etapa constructiva se presentan de forma gráfica en la siguiente figura.

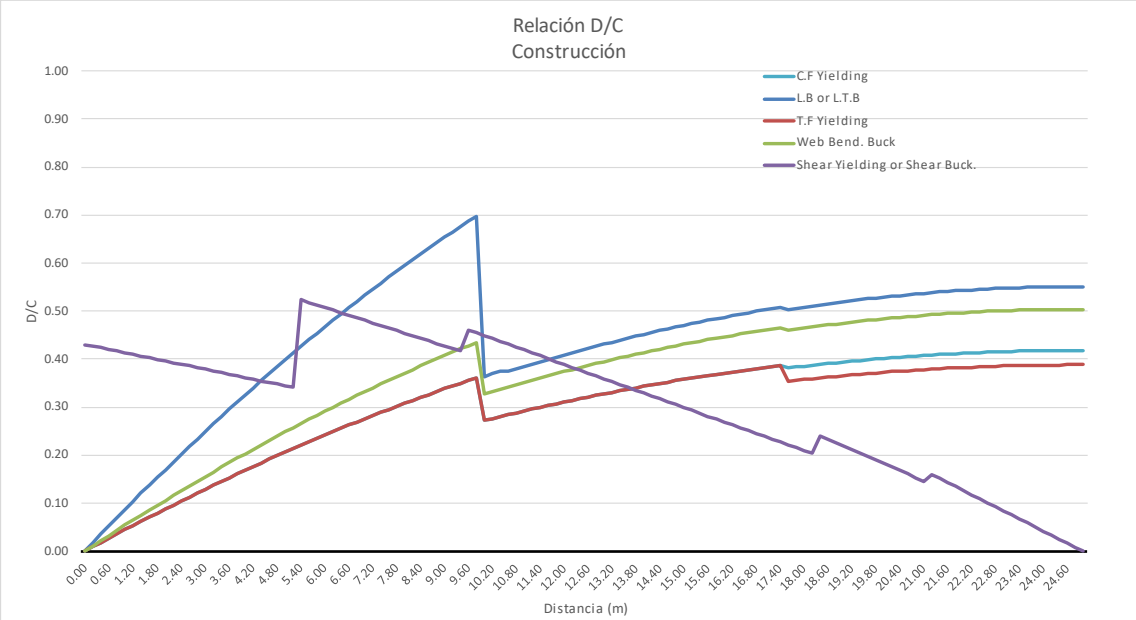


Figura 3-15. Relación Demanda/Capacidad de vigas etapa constructiva

3.3.7.7 Diseño estado límite de servicio

La geometría de las vigas se verifica para la etapa final bajo el estado de Servicio II donde se investigan los siguientes modos de falla:

- Pandeo lateral del alma (web bend buckling)
- Fluencia de los patines superior e inferior

Los resultados de demanda / capacidad para la combinación de Servicio II se presentan de forma gráfica en la siguiente figura.

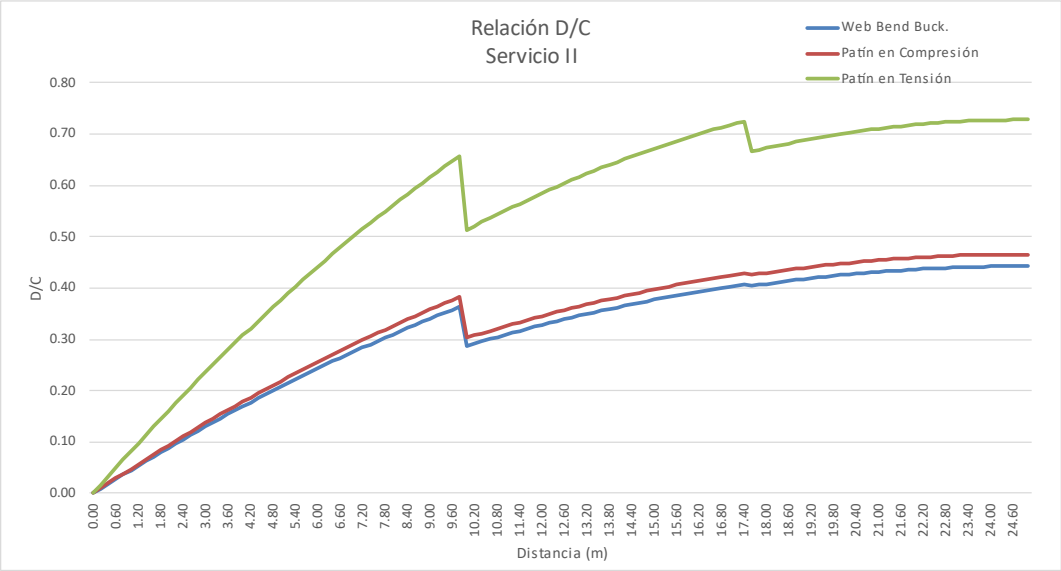


Figura 3-16. Relación Demanda/Capacidad de vigas Servicio II

3.3.7.8 Diseño estado límite de resistencia I

La geometría de las vigas se verifica para la etapa final bajo el estado de Resistencia I donde se investigan los siguientes modos de falla:

- Resistencia a flexión de los patines en tensión y compresión
- Resistencia a cortante de los paneles de la viga y sus rigidizadores intermedios

Para la verificación de la resistencia a corte de los paneles externos e internos se analiza la separación de los rigidizadores intermedios y se verifica su inercia mínima. El rigidizador intermedio diseñado tiene una dimensión de 170x12mm y su distribución a lo largo de la viga se muestra en la siguiente figura:

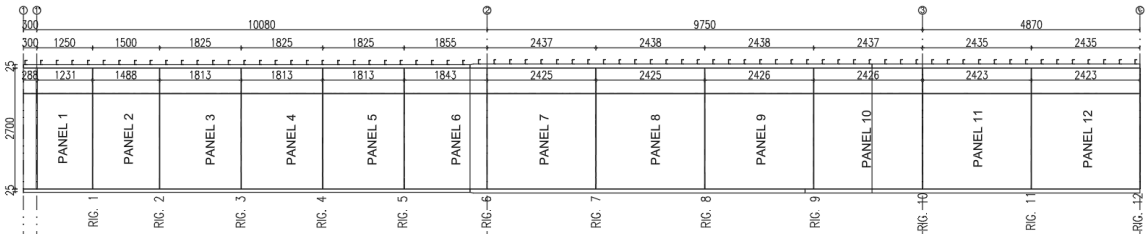


Figura 3-17. Separación de rigidizadores transversales

La separación de los rigidizadores intermedios no supera 1.5D, por lo que el alma es considerada rigidizada.

Los resultados de demanda / capacidad para la combinación de Resistencia I se presentan de forma gráfica en la siguiente figura. Los datos tabulados se adjuntan en el anexo 1 de esta memoria

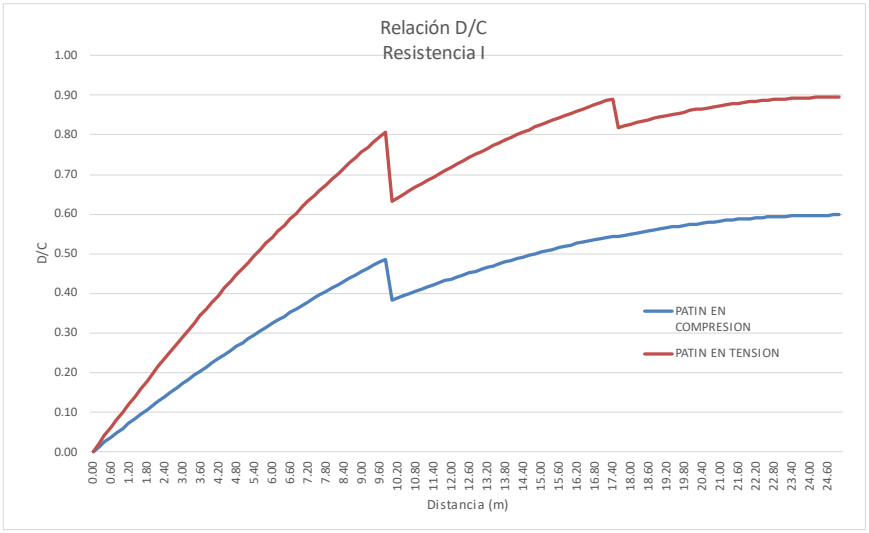


Figura 3-18. Relación Demanda/Capacidad a flexión Resistencia I

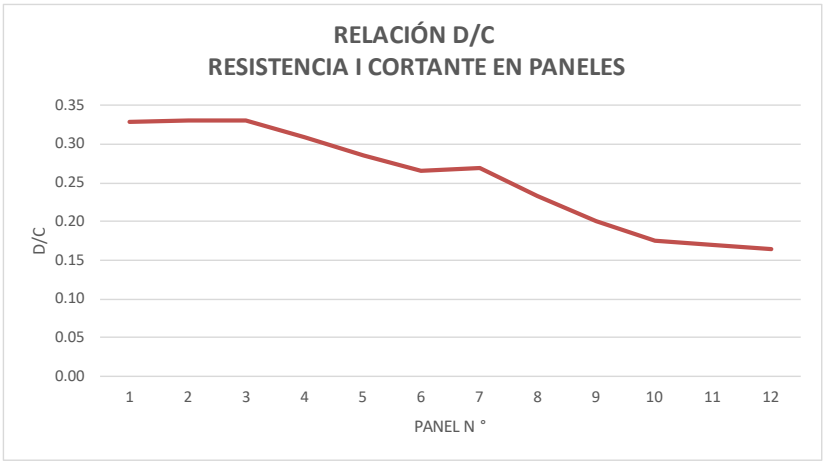


Figura 3-19. Relación Demanda/Capacidad a cortante Resistencia I

El diseño de la etapa final del puente corresponde al análisis de flexión y cortante en las secciones críticas tomando en cuenta los esfuerzos producidos en la viga durante la etapa constructiva (viga no compuesta) y a corto y largo plazo (sección compuesta).

3.3.7.9 Diseño de rigidizadores

El diseño de los espesores de los rigidizadores se lleva a cabo en tres zonas de la viga:

- Rigidizadores transversales intermedios
- Rigidizadores en apoyo
- Rigidizadores longitudinales

Se consideran los estados límites para los rigidizadores dados en la norma AASHTO LRFD.

Tabla 3-14. *Diseño de rigidizadores transversales*

1.RIGIDIZADORES TRANSVERSALES A6.10.11		
Projecting width A6.10.11.1.2		
bt (mm)	170.00	ancho rigidizador
tp (mm)	12.00	espesor rigidizador
D (mm)	2700.00	altura alma
bt>50+D/30	OK	condición 1
16tp>bt>0.25bf	OK	condición 2
It (mm4)	19652000	inercia rigidizador
Imin (mm4)	2679723	solo cuando hay rig. Long
It>Imin	OK	condición 3

Tabla 3-15. *Diseño de rigidizadores longitudinales*

2.RIGIDIZADORES LONGITUDINALES A6.10.11.3		
bl (mm)	120.00	ancho rigidizador
ts (mm)	12.00	espesor rigidizador
D(mm)	2700.00	altura alma
tw(mm)	10.00	espesor alma
do (mm)	2438	separación máxima rig
bl<0.48*ts*(E/Fy)^0.5	OK	condición 1
Calculo inercia y radio de giro rigidizador		
A (mm2)	**d (mm)**	**y (mm)**
1800	5	33.88888889
1440	70	
Io (mm^4)	**$A*d^2$ (mm^2)**	**I (mm^4)**
15000	1502222.222	5123000
1728000	1877777.778	
r(mm)	39.76	radio de giro
I_{lmin} (mm4)	4930250.00	inercia mínima
r_{min} (mm)	25.61	r. g. mínimo
$I>I_{lmin}$	SI	condición 2
$r>r_{min}$ (mm)	OK	condición 3

Tabla 3-16. *Diseño de rigidizadores de apoyo*

3. RIGIDIZADORES DE APOYO A6.10.11.2		
Dimensiones		
bt (mm)	185.00	ancho rig. un lado
tp (mm)	25.00	espesor rigidizador
0.48*tp*(E/Fy)^0.5	OK	condición 1
Bearing resistance		
Vu (kN)	1531.43	reacción máx
ϕb	1.00	fac. reducción
Apn (mm2)	9250.00	área 2 rigidizadores
Rsbn (kN)	4467.75	res. nominal
Rsbr (kN)	4467.75	res. Última
Rsbr>Vu	OK	condición 2
Limite de esbeltez A6.9.3		
kl	2025.00	fac. esbeltez
kl/rs	18.22	esbeltez
kl/rs<120	OK	condición 3
Resistencia axial A6.10.11.2.4		
Vu (kN)	1531.43	reacción máx
A (mm^2)	**y (mm)**	
4625.00	97.50	
Ay^2 (mm^4)	**Io (mm^4)**	
43966406	13190885	
I (mm^4)	114314583	momento inercia rig
rs (mm)	111.17	radio de giro rig
λ	0.06	
Pn (kN)	3115.27	capacidad axial nom.
ϕc	0.90	capacidad axial ult.
ϕc*Pn (kN)	2803.74	
ϕc*Pn > Vu	OK	condición 4

3.3.7.10 Diseño de soldadura (a6.13.3.2.4)

A continuación, se presenta el diseño de la soldadura de filete entre alma y patines para la solicitud de cortante máximo por Resistencia I. La resistencia de la soldadura es chequeada contra el flujo de cortante asociado con las cargas de diseño máximas.

El flujo de cortante horizontal en los extremos de la viga se calcula de la siguiente manera:

$$s = \frac{V_u Q}{I}$$

Donde:

V_u= fuerza cortante (N)

Q= momento estático del área alrededor del eje neutro (mm3)

I= momento de inercia (mm4)

Tabla 3-17. *Cálculo de momento estático Q*

Sección n	
I (mm4)	53531666667
dt (mm)	1375
Qt (mm3)	**13625000**
db (mm)	1375
Qb (mm3)	13625000
Sección compuesta (3n=24)	
I (mm4)	92789676479
Patín superior	
dt (mm)	828
Qt (mm3)	8159983
Losa	
dt (mm)	1078
be (mm)	2950
teff (mm)	200
Qt (mm3)	24054750
Qt (mm3)	**32214733**
Patín inferior	
db (mm)	1922
Qb (mm3)	**19090017**

Sección compuesta (n=8)	
I (mm4)	122245216617
Patín superior	
dt (mm)	420
Qt (mm3)	4074801
Losa	
dt (mm)	670
be (mm)	2950
teff (mm)	200
Qt (mm3)	42036034
Qt (mm3)	**46110835**
Patín inferior	
db (mm)	2330
Qb (mm3)	**23175199**
ΣQt (mm3)	**91950568**
ΣQb (mm3)	**55890216**

El cálculo de flujo de cortante para los patines superior (st) e inferior (sb) se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 3-18. *Cálculo de flujo de cortantes*

	Vu (N)	st (N/mm)	sb (N/mm)
DC1 (N)	615847	156.75	156.75
DC2 (N)	140504	48.78	28.91
DW (N)	0	0.00	0.00
LL+IM (N)	925950	349.27	175.54
Σ		**554.80**	**361.19**

El flujo de cortante dominante corresponde al patín superior con un valor de s=557.92 N/mm (0.56 kN/mm).

La resistencia de la soldadura está dada por el menor valor entre la resistencia a ruptura por cortante del material base y la resistencia a cortante del material de soldadura.

Resistencia a ruptura por cortante del material base

$$R_r = \emptyset_{vu} \cdot 0.58 \cdot F_u \cdot A_{vn}$$

Donde:

$\emptyset_{vu}$= factor de reducción de resistencia, 0.80

Fu= resistencia a la tensión A588 Gr50, 483MPa

Avn= área neta del elemento conectado sujeto a corte (área transversal del alma por mm de longitud= 8mm^2)

$$R_r = 0.80 \cdot 0.58 \cdot 483 \cdot 8 = 1792.9 N/mm \ \ (1.793 \ kN/mm)$$ Resistencia dominante

Resistencia a cortante del material de soldadura

$$R_r = 0.60 \cdot \emptyset_{e2} \cdot F_{exx} \cdot A_{ef}$$

Donde:

$\emptyset_{e2}$= factor de reducción de resistencia, 0.80

Fexx= resistencia del electrodo, 70ksi (483MPa)

Aef= área efectiva de la soldadura de 6mm de espesor= 0.707*t*l= 0.707*6*1= 4.242mm2

El área total considerando la soldadura en cada cara del alma es de Aef=2*4.242=8.484mm2

$$R_r = 0.60 \cdot 0.80 \cdot 483 \cdot 8.484 = 1967 N/mm \ (1.967 \ kN/mm)$$

La resistencia de la soldadura de filete es mayor al flujo de cortante en el patín superior, por lo que se valida el espesor la misma.

$$R_r > st$$ OK, cumple

3.3.7.11 Diseño de diafragmas intermedios

Los diafragmas intermedios tienen dos funciones primordiales: 1) arriostramiento de las vigas durante la etapa constructiva y 2) distribución de carga viva.

Para que un diafragma sea efectivo contra pandeo lateral torsional, este debe satisfacer condiciones de rigidez y resistencia de acuerdo a las recomendaciones de AASHTO y AISC Apéndice 6.

En este apartado se presenta el diseño de los diafragmas que arriostran el tramo central del puente (máximo momento flector).

El diafragma analizado es el siguiente:

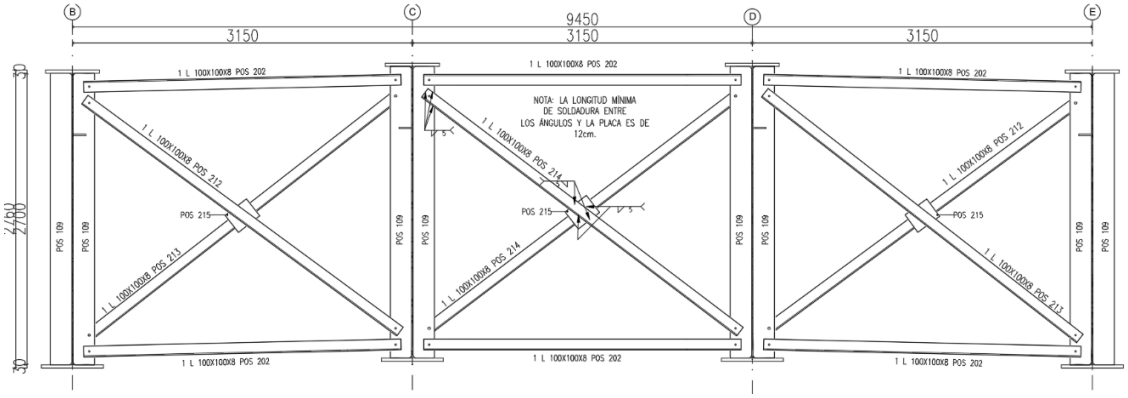


Figura 3-20. Detalle de diafragma intermedio

3.3.7.11.1 Rigidez requerida βt

La rigidez del sistema se compone de 3 elementos: 1) rigidez del diafragma β_{TB}, 2) efecto de la distorsión de la sección transversal β_{sec} y 3) efecto de rigidez en el plano de las vigas β_g.

$$\frac{1}{\beta_T} \geq \frac{1}{\beta_{TB}} + \frac{1}{\beta_{sec}} + \frac{1}{\beta_g}$$

$$\beta_T = \frac{1}{\emptyset}\left(\frac{2.4 \cdot L \cdot {M_r}^2}{n \cdot E \cdot I_y \cdot {C_b}^2}\right)$$

$$I_y = I_{yc} + \left(\frac{t}{c}\right) I_{yt}$$

Donde:

L= luz del puente, 50000 mm

Mr= momento factorado para la etapa de construcción, 6005 kN-m @ centro del puente

n= número de puntos de arriostramiento, 3

E= módulo de elasticidad del acero, 200000MPa

Iy= momento de inercia fuera del plano de la viga

Cb= coeficiente por gradiente de momento, 1

Φ= coeficiente de reducción de resistencia, 0.75

Iy= momento de inercia en el plano

Iyc= momento de inercia del patín a compresión de la viga

Iyt= momento de inercia del patín a tensión de la viga

t= distancia desde el eje neutro de la viga a la fibra extrema en tensión, 726mm

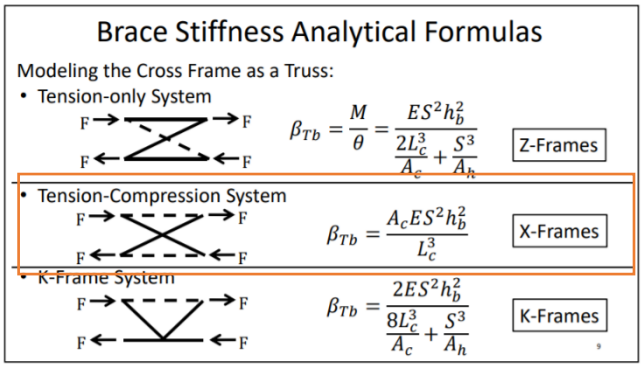
c= distancia desde el eje neutro de la viga a la fibra extrema en compresión, 819mm

$$I_y = \frac{20 \cdot 450^3}{12} + \left(\frac{726}{819}\right)\left(\frac{25 \cdot 450^3}{12}\right) = 3.201x10^8\ mm^4$$

$$\beta_T = \frac{1}{0.75}\left(\frac{2.4 \cdot 30000 \cdot 2574000000^2}{3 \cdot 200000 \cdot 320161401 \cdot 1^2}\right) = 3311\ \frac{kN \cdot m}{rad}$$

Rigidez del diafragma β_{TB}:

Para la rigidez del diafragma se considera que las diagonales trabajan a compresión y tensión:



$$\beta_{TB} = \frac{A_c \cdot E \cdot S^2 \cdot {h_b}^2}{{L_c}^3}$$

Donde:

Ac= área de la diagonal, L75x75x8= 1136 mm^2

S= Separación entre vigas, 3000 mm

hb= altura del diafragma, 1270 mm

Lc= longitud de la diagonal, 3000 mm

$$\beta_{TB} = \frac{1136 \cdot 200000 \cdot 3000^2 \cdot 1270^2}{3000^3} = 122200\ \frac{kN \cdot m}{rad}$$

Efecto de la distorsión de la sección transversal β_{sec}:

$$\beta_{sec} = \frac{3.3 \cdot E}{h_o} \cdot \left(\frac{1.5 \cdot h_o \cdot {t_w}^3}{12} + \frac{t_{st} \cdot {b_s}^3}{12}\right)$$

Donde:

ho= distancia entre centroides de patines= 1522.5 mm

tw= ancho del alma, 10mm

tst= espesor de rigidizador, 10 mm

bs= ancho de rigidizador en pareja, 380 mm

Al usarse diafragmas de rigidizan la altura completa de la viga, se considera infinita a esta rigidez por distorsión transversal.

Efecto de rigidez en el plano de las vigas β_g

$$\beta_g = \frac{N_g \cdot S^2 \cdot I_x \cdot E}{L^3}$$

$$N_g = \frac{24 \cdot (n_g - 1)^2}{n_g}$$

Donde:

ng= número de vigas, 5

Ix= inercia en el plano, $14466901895 mm^4$

$$N_g = \frac{24 \cdot (5-1)^2}{5} = 76.8$$

$$\beta_g = \frac{76.8 \cdot 3000^2 \cdot 14466901895 \cdot 200000}{30000^3} = 74070 \frac{kN \cdot m}{rad}$$

Verificación

$$\frac{1}{\beta_T} \geq \frac{1}{\beta_{TB}} + \frac{1}{\beta_{sec}} + \frac{1}{\beta_g}$$

$$\frac{1}{3311} \geq \frac{1}{10489} \quad \text{OK}$$

La rigidez de los diafragmas intermedios es adecuada para proporcionar la estabilidad requerida a la estructura durante la etapa constructiva.

3.3.8 DISEÑO DE APOYOS DE NEOPRENO

El diseño de los apoyos de neopreno se lo presenta en el Anexo. La configuración comprende un elastómero reforzado de 5 capas internas con 6 láminas de acero A36 de 2mm de espesor para un espesor total de 92mm. La dimensión del neopreno es de 400x450x92.

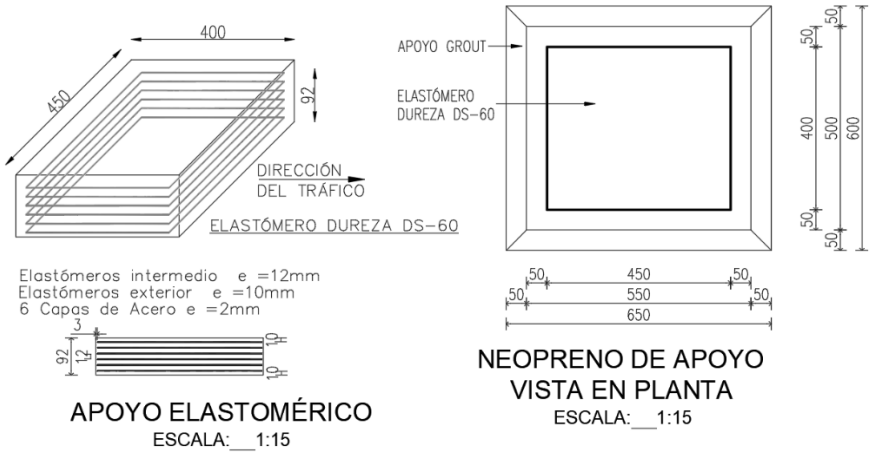


Figura 3-21. Esquema de apoyos de neopreno con placas de reforzamiento

3.3.9 DISEÑO DE ESTRIBOS

La superestructura se apoya sobre dos estribos cerrados de hormigón armado con cimentación con pilotes desde la cota 62.70 m.s.n.m hasta la punta en la cota 49.70 m.s.n.m.

A continuación, se presenta el diseño de los diferentes elementos del estribo –pantalla, cuerpo, zapata- bajo las diferentes condiciones de carga a las que este se ve sometido durante su período de vida útil. El diseño del estribo está basado en el capítulo 11 del código AASHTO LRFD 2020.

3.3.9.1 Marco teórico para el diseño de estribos

A continuación, se presenta el marco teórico relevante al análisis y diseño de estribos con y sin cimentación profunda.

3.3.9.1.1 Combinaciones de diseño

Los diferentes elementos del estribo se diseñan para la combinación de Resistencia I y Evento Extremo I. Adicionalmente se utilizan combinaciones especiales para verificación de capacidad portante, excentricidad (volcamiento) y deslizamiento del estribo.

Resistencia I:

$U=1.25(DC)+1.50(DW)+1.50(EH)+1.35(EV)+1.75(LL+IM+BR+LS_v+LS_h)+0.50(TU+CR+SH)$

Evento Extremo I:

$U=1.00(DC+DW)+1.00(EV)+1.0(P_{AE})+1.0(EQ)+1.0(P_{IR})$

Capacidad Portante Resistencia I:

$U=1.25(DC)+1.50(DW)+1.50(EH)+1.35(EV)+1.75(LL+IM+BR+LS_v+LS_h)+0.50(TU+CR+SH)$

Capacidad Portante Evento Extremo I:

$U=1.0(DC)+1.0(DW)+ 0.50(LL+IM)+1.0(EH)+ 1.0(P_{seis} +1.0(EQ)$

Excentricidad Resistencia I:

$U=0.90(DC)+0.65(DW)+1.50(EH)+1.0(EV)+0.50(TU+CR+SH)$

Excentricidad Evento Extremo I:

$U=1.0(DC)+1.0(DW)+1.0(EH)+1.0(P_{seis})+1.0(EQ)$

Deslizamiento Resistencia I:

$U=0.90(DC)+0.65(DW)+1.50(EH)+1.0(EV)+0.50(TU+CR+SH)+1.75(LS_h)$

Deslizamiento Evento Extremo I:

$U=1.0(DC)+1.0(DW)+1.0(EH)+ 1.0(P_{seis} +1.0(EQ)$

Donde,

DC: peso propio superestructura + estribo

DW: peso propio carpeta asfáltica

EH: empuje activo de tierra

EV: sobrecarga vertical de tierra

LL: carga viva vehicular

IM: factor de impacto (33%)

BR: fuerza horizontal de frenado

LS_h: sobrecarga vehicular para diseño de muros

LS_v: sobrecarga vehicular para diseño de zapata

TU: temperatura
CR: flujo plástico } 10% de la carga muerta
SH: deformación elástica

EQ: fuerza sísmica proveniente de superestructura

$P_{seis}= P_{IR} + P_{AE:}$ fuerza sísmica lateral total debido a fuerza inercial del estribo (más la masa de suelo retenido) y al empuje dinámico de tierra. Ver combinación en descripción posterior.

P_{AE}: empuje dinámico de tierras

P_{IR}: fuerza horizontal inercial debido a la carga sísmica de la masa del estribo (incluye el relleno contenido)

3.3.9.1.2 Descripción de fuerzas

Carga Viva + Impacto (LL+IM)

Para la aplicación de la carga viva se consideran dos carriles de en una sola dirección los ejes del camión de diseño ubicados de tal forma que generen la mayor solicitación en el apoyo. El factor de impacto no se utiliza para el diseño de la cimentación.

Empuje activo de tierra (EH)

Para el cálculo del coeficiente de empuje activo (ka) se ha tomado un ángulo de fricción interno del material de □=30°. Con este ángulo el coeficiente ka=0.30. La presión horizontal máxima a la profundidad de análisis (h) es igual a:

$$p = k_a \cdot \gamma_s \cdot h$$

Sobrecarga Vehicular (LS_v)

El incremento constante de la presión lateral de tierra por la sobrecarga vehicular se estima de acuerdo a las siguientes tablas dependiendo de la orientación del muro (paralelo o perpendicular al tráfico).

Table 3.11.6.4-1—Equivalent Height of Soil for Vehicular Loading on Abutments Perpendicular to Traffic

Abutment Height (ft)	h_{eq} (ft)
5.0	4.0
10.0	3.0
≥20.0	2.0

Figura 3-22. Altura equivalente del suelo para carga vehicular en estribos perpendiculares al tráfico

Table 3.11.6.4-2—Equivalent Height of Soil for Vehicular Loading on Retaining Walls Parallel to Traffic

Retaining Wall Height (ft)	h_{eq} (ft) Distance from wall backface to edge of traffic	
	0.0 ft	1.0 ft or Further
5.0	5.0	2.0
10.0	3.5	2.0
≥20.0	2.0	2.0

Figura 3-23. Altura equivalente del suelo para carga vehicular en muros de contención paralelos al tráfico

$$\Delta_p = k_a \cdot \gamma_s \cdot h_{eq}$$

Fuerza de Frenado (BR)

La fuerza de frenado se toma como la mayor entre:

- 25% del peso de los ejes del camión o tándem de diseño
- 5% del camión de diseño más la carga de línea ó 5% del tándem de diseño más la carga de línea

Aplica los factores de presencia múltiple, m.

La carga se aplica a la altura de los neoprenos.

Temperatura, Creep y Retracción (TU, CR, SH, BR)

Las fuerzas asociadas a los efectos de temperatura, creep y flujo plástico se estiman como el 10% de la carga muerta de la superestructura.

Fuerza inercial superestructura (EQ)

La fuerza inercial transmitida por la superestructura hacia cada estribo se calcula de la siguiente forma:

$$EQ = k_h \cdot W_{sup}/2$$

Donde

kh: coeficiente sísmico de aceleración horizontal

Wsp: peso de la superestructura

El coeficiente kh se calcula de acuerdo al artículo A11.6.5.2

$$k_h = F_{pga} \cdot PGA$$

El valor PGA para la zona de implantación del proyecto es de 0.51g.

El coeficiente de sitio, F_{pga}, para una clase de sitio tipo D y un PGA=0.51 es de 1.0.

Table 3.10.3.2-1—Values of Site Factor, F_{pga}, at Zero-Period on Acceleration Spectrum

Site Class	Peak Ground Acceleration Coefficient $(PGA)^1$				
	$PGA \leq 0.10$	$PGA = 0.20$	$PGA = 0.30$	$PGA = 0.40$	$PGA \geq 0.50$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F[2]	*	*	*	*	*

Notes:

Figura 3-24. Coeficientes de sitio, F_{pga}

Consecuentemente, el valor k_h=0.51.

Fuerza Sísmica Lateral Total ($P_{seis}= P_{IR} + P_{AE}$)

La fuerza sísmica lateral total, Pseis, está compuesta de la fuerza inercial del estribo (incluyendo la masa de suelo retenido) P_{IR} y el empuje dinámico de tierra, P_{AE}

El coeficiente sísmico de empuje activo de tierra, KAE, se calcula de acuerdo a las formulaciones de Mononobe-Okabe. Para el cálculo del coeficiente KAE se reduce el coeficiente de aceleración horizontal a 0.50kh= 0.255g y se toma la aceleración vertical kv=0. Con estos datos el coeficiente KAE= 0.52g.

La fuerza P_{AE} contiene el componente estático del empuje lateral de tierra y el incremento dinámico por la acción sísmica. Esta fuerza se aplica, de acuerdo a ensayos de laboratorio y a modelaciones de elementos finitos a 1/3H.

La fuerza sísmica lateral total, considerando que sus componentes P_{IR} y P_{AE} no actúan simultáneamente, considera las siguientes combinaciones, de las cuales se debe utilizar la que mayores acciones genere tanto pala el análisis de estabilidad externa como interna (estabilidad estructural). Las combinaciones son las siguientes:

- Caso I: Combinar el 100% de la fuerza P_{AE} con el 50% de la fuerza inercial P_{IR}
- Caso II: Combinar el 50% de la fuerza $P_{AE,}$ pero no menor que la fuerza por empuje activo estático, EH, con el 100% de la fuerza inercial P_{IR}

La siguiente figura ilustra la aplicación de las fuerzas mencionadas:

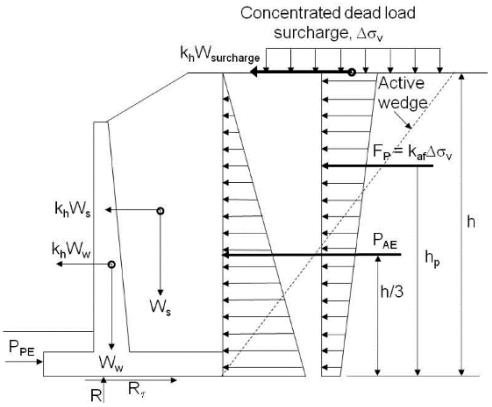


Figura 3-25. Esquema aplicación de fuerzas sísmicas inerciales y de tierra

3.3.9.1.3 Cálculo de capacidad portante

De acuerdo al estudio de suelos, la capacidad portante de la cimentación a la cota 62 m.s.n.m es de qr=0.20MPa. Este valor es comparado contra la combinación de Resistencia I. La siguiente figura ilustra la distribución de presiones en la cimentación para materiales distintos de roca.

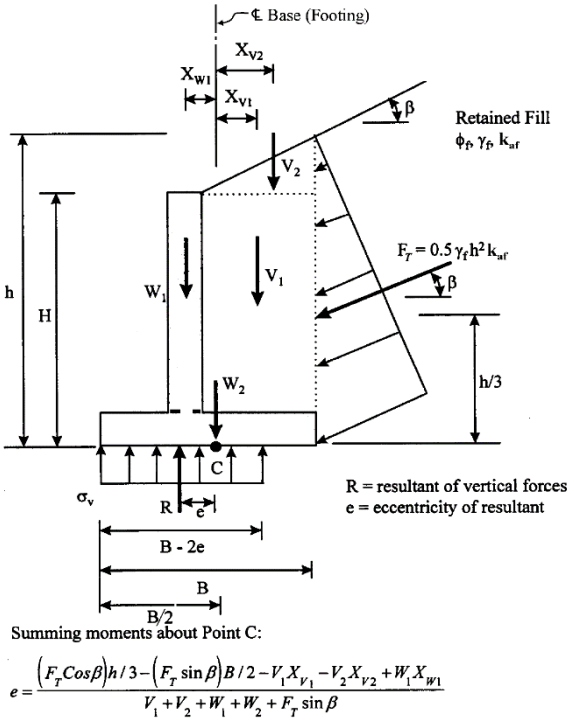


Figura 3-26. Diagrama de distribución de presión en cimentación no rocosa

La presión máxima es igual a:

$$\sigma_v = \frac{\sum V}{B - 2e}$$

3.3.9.1.4 Análisis de estabilidad

El análisis de estabilidad contempla dos análisis: análisis de excentricidad (volteo) y análisis de deslizamiento.

ANÁLISIS DE EXCENTRICIDAD

El análisis de excentricidad se basa en la posición de la resultante de fuerzas respecto al centro de la zapata a fin de mantener una dimensión de la zapata siempre en contacto con el suelo y evitar el volteo. El artículo A11.6.5.1 indica que el límite de la resultante para la combinación de carga de Resistencia I es de 1/3B y para la combinación de carga Evento Extremo I es de 2/5B.

ANÁLISIS DE DESLIZAMIENTO

El análisis de deslizamiento busca garantizar que no exista desplazamiento del estribo al superarse la fuerza de fricción por parte de las fuerzas laterales. Conservadoramente se asume que no existe una fuerza pasiva por delante de la zapata del estribo que ayude como fuerza estabilizadora.

La capacidad por deslizamiento está dada por la siguiente expresión:

$$\varphi R_n = \emptyset \cdot C \cdot V \cdot \tan(\emptyset)$$

Donde

φ: 0.80 para Resistencia I y 1 para Evento Extremo I

Φ: ángulo de fricción interna del suelo, 30°

C: 1 para concreto fundido contra suelo

3.3.9.1.5 Cálculo de fuerzas de diseño en zapatas (directa)

La zapata se diseña para los esfuerzos netos generados por la presión del suelo y contrarrestados por las cargas superimpuestas tales como peso propio de zapata, muros y material de relleno. Las secciones críticas para diseño a flexión de la zapata son en la cara del cuerpo del estribo (tanto para dedo como talón), mientras que las secciones críticas para corte se muestran en la siguiente figura:

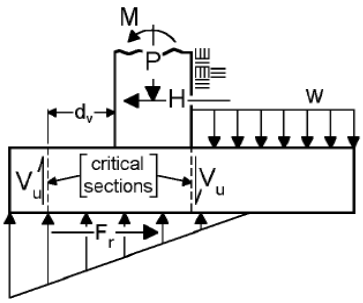


Figura 3-27. Posición de secciones críticas para cortante en zapatas

3.3.9.1.6 Diseño de elementos de hormigón

Se presenta las ecuaciones aplicadas al diseño de los siguientes elementos de hormigón:

Muros y Zapatas

Flexión

$$M_u < \emptyset M_n$$

Donde,

Φ: 0.90 para Resistencia I y 1 para Evento Extremo I

$$M_n = A_s \cdot f_s \cdot \left(d_s - \frac{a}{2}\right)$$

Acero mínimo a flexión A5.6.3.3

El acero mínimo a flexión se toma como el menor valor de las siguientes expresiones:

- 1.33 Mu

- $M_{cr} = \gamma_3 \cdot (\gamma_1 \cdot f_r) \cdot S_c$;

Donde,

γ_1: factor de variabilidad de agrietamiento, (1.6)

γ_3: relación entre la fluencia mínima y la resistencia última a tensión del acero de refuerzo A615 grado 60, (0.67)

f_r: módulo de ruptura del concreto especificado en A5.4.2.6

$$f_r = 0.63 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}$$

Sc: módulo seccional del elemento

Cortante

$$V_u < \emptyset V_n$$

Donde,

ϕ: 0.90 para Resistencia I y 1 para Evento Extremo I

$$V_n = V_c + V_s$$

Capacidad a corte 1 dirección A5.7.3.4.1

$$V_c = 0.166 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d_v$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v}{S}$$

Donde,

Av: área del acero transversal dentro de la distancia S

dv: altura efectiva de corte, min(0.90d_s; 0.72h)

Además, se optó por el uso de muros ala rectos en el diseño del estribo debido a su simplicidad estructural y constructiva. Esto nos permite una transmisión más directa y eficiente de las cargas del terraplén hacia la cimentación, reduciendo la complejidad del análisis estructural y facilitando la ejecución en obra. Además, los muros rectos requieren un menor volumen de concreto y acero de refuerzo en comparación con los muros inclinados, lo que optimizando los recursos y costos necesarios para la ejecución de estos elementos.

3.3.9.2 Geometría del estribo

La geometría y medidas del estribo se presentan a continuación:

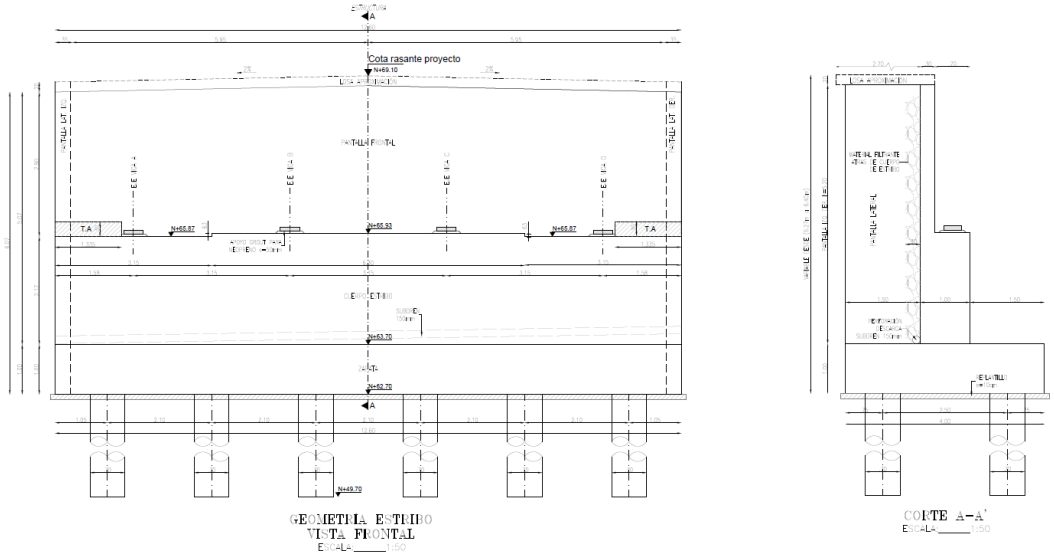


Figura 3-28. Dimensiones del estribo

El estribo se ha modelado en el centro (altura promedio) de acuerdo a las siguientes dimensiones:

Datos Geométricos	
Bt (m)	1.50
Bc (m)	1.00
Bd (m)	1.50
Bz (m)	4.00
Hz (m)	1.00
Hc (m)	1.57
Hp (m)	3.13
Bp (m)	0.30
Ae (m)	12.60
Bma (m)	0.35
Hr1 (m)	1.00
Hr2 (m)	4.70
L puente (m)	50.00

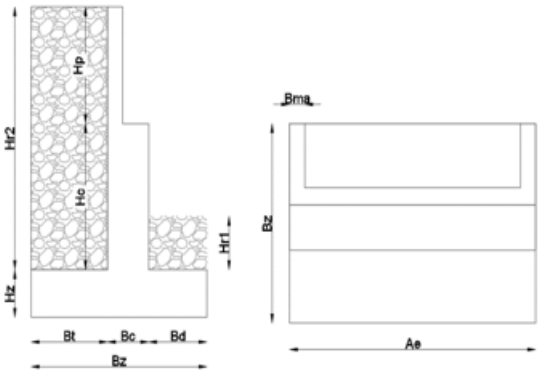


Figura 3-29. Esquema y dimensiones del estribo

3.3.9.3 Análisis del estribo izquierdo

El presente apartado presenta los resultados del análisis y diseño de los distintos elementos del estribo ante las combinaciones de carga descritas en la sección 3.3.9.1.1.

Se analizará el estribo para un sismo con un periodo de retorno de 1000 años, y un suelo tipo D según el estudio geotécnico, asimismo, se compilaron las cargas provenientes de la superestructura y por empujes en estribos:

Propiedades Materiales		
YS (N/mm3)	1.77E-05	peso especifico de suelo
Yh (N/mm3)	2.35E-05	peso especifico de hormigon
ϕs	30.00	angulo de friccion

Parámetros sísmicos		
Tipo de suelo	D	
T de retorno (años)	1000	
PGA	0.51	
Fpga	1.00	
kho	0.51	
ro	0.50	
kh	0.26	coeficiente de aceleración sísmica horizontal

Empujes de tierra estáticos y dinámicos	
Ka	0.30
Kae	0.52

ANALISIS DE CARGAS
CARGAS ESTATICAS Y DINAMICAS SUPERESTRUCTURA

Carga Muerta (DC, DW) por estribo
Viga Externa

	W (kN/m)	L (m)	Total (kN)	Total (kN/m)
DC1	19.22	50	961.00	38.13
DC2	4.50	50	225.00	8.93
DW	0.00	50	0.00	0.00

Carga Muerta (DC, DW) por estribo
Viga Interna

	W (kN/m)	L (m)	Total (kN)	Total (kN/m)
DC1	19.22	50	961.00	38.13
DC2	4.50	50	225.00	8.93
DW	0.00	50	0.00	0.00

Carga Muerta Total por Estribo (DC, DW)

	W (kN/m)	
DC	188.25	2372.00
DW	0.00	

Carga Dinámica Total por Estribo (EQ)

Fr	0.30	
	W (kN/m)	
EQ (DC)	28.80	362.92kN
EQ (DW)	0.00	

ro: factor de reducción por presencia de neopreno

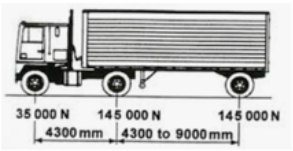
kh: G*A/h	1760.87	rigidez horizontal del neopreno
G (Mpa)	0.90	
A (mm2)	180000.00	
h (mm)	92.00	
Δj (mm):	50.00	desplazamiento de la junta

CARGA MUERTA ESTRIBO

Elemento		Dimensiones			Peso	
		A (m)	B (m)	H (m)	W (kN)	W (kN/m)
Zapata	DC	12.60	4.00	1.00	1184.40	94.00
Cuerpo	DC	12.60	1.00	2.23	660.30	52.41
Pantalla	DC	12.60	0.30	2.97	263.83	20.94
Muros Ala	DC	0.30	1.50	5.20	109.98	8.73
Relleno Frontal	EV	12.60	1.50	1.55	517.06	41.04
Relleno Posterior	EV	12.00	1.50	5.20	1652.04	131.11

CARGA SISMICA ESTRIBO

Elemento		Dimensiones			Peso	
		A (m)	B (m)	H (m)	W (kN)	W (kN/m)
Zapata	P_{IR}	12.60	4.00	1.00	302.02	23.97
Cuerpo	P_{IR}	12.60	1.00	2.23	168.38	13.36
Pantalla	P_{IR}	12.60	0.30	2.97	67.28	5.34
Muros Ala	P_{IR}	0.30	1.50	5.20	28.04	2.23
Relleno Posterior	P_{IR}	12.00	1.50	5.20	421.27	33.43



+



P1 (kN)	P2 (kN)	P3 (kN)	W (kN/m)
145.00	145.00	35.00	9.34
D1 (m)		D2 (m)	
4.30		4.30	

IM	m1	m2	m3	No. Carriles
0.33	1.2	1	0.85	2

Carga viva sobre cuerpo con factor de impacto

LL+IM (kN/m)	101.77

Carga viva sobre cuerpo sin factor de impacto para diseño de zapata

LL+IM (kN/m)	85.72	1080.02
		1080.00

EMPUJE DE TIERRA ESTATICO Y DINAMICO (EH, P_{AE})

Empuje de tierra para diseño de pantalla

Elemento		Fuerza Horizontal	
		Fh (kN)	Fh (kN/m)
Relleno posterior	EH	294.25	23.35
Relleno posterior	P_{AE}	485.75	38.55

Empuje de tierra para diseño de cuerpo

Elemento		Fuerza Horizontal	
		Fh (kN)	Fh (kN/m)
Relleno posterior	EH	902.01	71.59
Relleno posterior	P_{AE}	1489.04	118.18

Empuje de tierra para diseño de zapata

Elemento		Fuerza Horizontal	
		Fh (kN)	Fh (kN/m)
Relleno posterior	EH	1282.30	101.77
Relleno posterior	P_{AE}	2222.65	176.40

SOBRECARGA VIVA (LS)

Sobrecarga pantalla perpendicular a trafico

Sobrecarga viva sobre pantalla (LS_h)

Hp (m)	Heq (m)	Fh (kN)	LS_h (kN/m)
2.97	0.90	14.20	8.11

Sobrecarga viva sobre cuerpo + pantalla (LS_h)

Hc + Hp (m)	Heq (m)	Fh (kN)	LS_h (kN/m)
5.20	0.68	18.72	10.70

Sobrecarga viva estribo completo (LS_h, LS_v)

Hr2 + Hz (m)	Heq (m)	Fh (kN)	LS_h (kN/m)	LS_v (kN/m)
6.20	0.60	19.70	11.26	6.05

FRENADO (BR)

se consideran dos carriles de carga

25% ejes HL-93	12.16		
5% ejes HL-93 + LL	4.29		
BR (kN/m)	12.16		
Fr	0.30	coeficiente neopreno	
BR (kN/m)	**3.65**	aplicando coeficiente del 30% por neoprenos	45.98

TEMPERATURA, FLUJO PLASTICO Y CONTRACCION (TU, SH, CR)

Se considera el 10% de las cargas muertas de la superestructura

Fr	0.30	coeficiente neopreno	
TU/SH/CR (kN/m)	5.65	71.16	

Figura 3-30. Análisis de cargas en estribos izquierdo

3.3.9.4 Diseño de elementos del estribo izquierdo

Con las cargas previamente analizadas se realizó el análisis estructural de las fuerzas internas de las pantallas del muro y de la cimentación:

DISEÑO DE ELEMENTOS
PANTALLA
Resistencia I

Elemento		Factor	Fuerza (kN/m)	Brazo (m)	Momento (kN-m)	Mu (kN-m/m)	Fu (kN/m)
Empuje tierra	EH	1.5	23.35	0.99	23.12	34.68	35.03
Sobrecarga viva horiz	LS	1.75	8.11	1.49	12.05	21.09	14.20
					TOTAL	55.77	49.23

Evento Extremo I (caso I)

Elemento		Factor	Fuerza (kN/m)	Brazo (m)	Momento (kN-m)	Mu (kN-m/m)	Fu (kN/m)
Empuje din. Relleno	PAE	1	38.55	0.99	38.17	38.17	38.55
Inercial Pantalla	PIR	1	12.22	1.49	18.14	18.14	12.22
					TOTAL	56.31	50.77

Evento Extremo I (caso II)

Elemento		Factor	Fuerza (kN/m)	Brazo (m)	Momento (kN-m)	Mu (kN-m/m)	Fu (kN/m)
Empuje din. Relleno	PAE	1	23.35	0.99	23.12	23.12	23.35
Inercial Pantalla	PIR	1	24.44	1.49	36.29	36.29	24.44
					TOTAL	59.41	47.79

CUERPO
Resistencia I

Elemento	Carga	Factor	Fuerza	Brazo (m)	Momento (kN-m)	Mu (kN-m/m)	Fu (kN/m)
Pantalla	DC1	1.25	20.94	-0.35	-7.33	-9.16	
Superestructura	DC2	1.25	188.25	0.15	28.24	35.30	
Cuerpo	DC3	1.25	52.41	0.00	0.00	0.00	
Asfalto	DW	1.50	0.00	0.15	0.00	0.00	
Carga Viva	LL	1.75	101.77	0.15	15.27	26.71	
Sobrecarga viva horiz	LS	1.75	10.70	2.60	27.82	48.68	18.72
Empuje tierra	EH	1.50	71.59	1.73	124.09	186.13	107.38
Tem/ Flujo P/ Cont	TU, CR, SH	1.20	5.65	2.23	12.59	15.11	6.78
Frenado	BR	1.75	3.65	2.23	8.14	14.24	6.39
					TOTAL	317.01	139.27

Evento Extremo I (caso I)

Elemento	Carga	Factor	Fuerza (kN/m)	Brazo (m)	Momento (kN-m)	Mu (kN-m/m)	Fu (kN/m)
Pantalla	DC1	1	20.94	-0.35	-7.33	-7.33	
Superestructura	DC2	1	188.25	0.15	28.24	28.24	
Cuerpo	DC3	1	52.41	0.00	0.00	0.00	
Asfalto	DW	1	0.00	0.15	0.00	0.00	
Inercial Pantalla	PIR	1	2.67	3.72	9.92	9.92	2.67
Inercial Super.	EQ	1	28.80	2.23	64.23	64.23	28.80
Inercial Cuerpo	PIR	1	6.68	1.12	7.45	7.45	6.68
Inercial Asfalto	EQ	1	0.00	2.23	0.00	0.00	0.00
Inercial Relleno	PIR	1	16.72	2.60	43.46	43.46	16.72
Empuje din. Relleno	PAE	1	118.18	1.73	204.84	204.84	118.18
					TOTAL	350.81	173.05

Evento Extremo I (caso II)

Elemento	Carga	Factor	Fuerza (kN/m)	Brazo (m)	Momento (kN-m)	Mu (kN-m/m)	Fu (kN/m)
Pantalla	DC1	1	20.94	-0.35	-7.33	-7.33	
Superestructura	DC2	1	188.25	0.15	28.24	28.24	
Cuerpo	DC3	1	52.41	0.00	0.00	0.00	
Asfalto	DW	1	0.00	0.15	0.00	0.00	
Inercial Pantalla	PIR	1	5.34	3.72	19.84	19.84	5.34
Inercial Super.	EQ	1	28.80	2.23	64.23	64.23	28.80
Inercial Cuerpo	PIR	1	13.36	1.12	14.90	14.90	13.36
Inercial Asfalto	EQ	1	0.00	2.23	0.00	0.00	0.00
Inercial Relleno	PIR	1	33.43	2.60	86.93	86.93	33.43
Empuje din. Relleno	PAE	1	71.59	1.73	124.09	124.09	71.59
					TOTAL	330.89	152.53

Figura 3-31. Diseño de pantalla y cuerpo estribo izquierdo

ZAPATA
CAPACIDAD PORTANTE ESTATICO

Elemento	Carga	Factor	Fuerza	Brazo (m)	Momento (kN-m)	Mu (kN-m/m)	Fuh (kN/m)	Fuv (kN/m)
Pantalla	DC1	1.25	20.94	-0.35	-7.33	-9.16		26.17
Superestructura	DC2	1.25	188.25	0.15	28.24	35.30		235.32
Cuerpo	DC3	1.25	52.41	0.00	0.00	0.00		65.51
Alas	DC4	1.25	8.73	-1.25	-10.91	-13.64		10.91
Zapata	DC5	1.25	94.00	0.00	0.00	0.00		117.50
Asfalto	DW	1.50	0.00	0.15	0.00	0.00		0.00
Relleno Frontal	EV1	1.35	41.04	1.25	51.30	69.25		55.40
Relleno Posterior	EV2	1.35	131.11	-1.25	-163.89	-221.26		177.00
Carga Viva	LL	1.75	85.72	0.15	12.86	22.50		150.00
Sobrecarga viva vertica	LSv	1.75	6.05	-1.25	-7.56	-13.24		10.59
Sobrecarga viva horiz	LSh	1.75	11.26	3.10	34.89	61.06	19.70	
Empuje tierra	EH	1.50	101.77	2.07	210.32	315.49	152.65	
Tem/ Flujo P/ Cont	TU, CR, SH	1.20	5.65	2.23	12.59	15.11	6.78	
Frenado	BR	1.75	3.65	2.23	8.14	14.24	6.39	
					TOTAL	275.66	185.52	848.40
							2337.49	
							194.79	

ΣFvu (kN)	ΣMu (kN-m)	e (m)	σv (Mpa)	B-2e (m)
848.40	275.66	0.32	0.25	3.35

Figura 3-32. Análisis de capacidad portante estático de estribo izquierdo

CAPACIDAD PORTANTE DINAMICO (CASO I) SENTIDO LONGITUDINAL

Elemento	Carga	Factor	Fuerza	Brazo (m)	Momento (kN-m)	Mu (kN-m/m)	Fuh (kN/m)	Fuv (kN/m)
Pantalla	DC1	1	20.94	-0.35	-7.33	-7.33		20.94
Superestructura	DC2	1	188.25	0.15	28.24	28.24		188.25
Cuerpo	DC3	1	52.41	0.00	0.00	0.00		52.41
Alas	DC4	1	8.73	-1.25	-10.91	-10.91		8.73
Zapata	DC5	1	94.00	0.00	0.00	0.00		94.00
Asfalto	DW	1	0.00	0.15	0.00	0.00		0.00
Relleno Frontal	EV1	1	41.04	1.25	51.30	51.30		41.04
Relleno Posterior	EV2	1	131.11	-1.25	-163.89	-163.89		131.11
Carga Viva	LL	0.25	85.72	0.15	12.86	3.21		21.43
Inercial Pantalla	PIR	1	2.67	4.72	12.59	12.59	2.67	
Inercial Super.	EQ	1	28.80	3.23	93.03	93.03	28.80	
Inercial Cuerpo	PIR	1	6.68	2.12	14.13	14.13	6.68	
Inercial Asfalto	EQ	1	0.00	3.23	0.00	0.00	0.00	
Inercial Relleno	PIR	1	16.72	3.60	60.18	60.18	16.72	
Inercial Zapata	PIR	1	11.99	0.50	5.99	5.99	11.99	
Empuje din. Relleno	PAE	1	176.40	2.07	364.56	364.56	176.40	
					TOTAL	451.10	243.26	557.91

Figura 3-33. Análisis de capacidad portante dinámico longitudinal de estribo izquierdo

CAPACIDAD PORTANTE DINAMICO (CASO I) SENTIDO TRANSVERSAL

Elemento	Carga	Factor	Fuerza	Brazo (m)	Momento (kN-m)	Mu (kN-m)	Fuh (kN)	Fuv (kN)
Pantalla	DC1	1	263.83	0.00	0.00	0.00		263.83
Superestructura	DC2	1	2372.00	0.00	0.00	0.00		2372.00
Cuerpo	DC3	1	660.30	0.00	0.00	0.00		660.30
Alas	DC4	1	109.98	0.00	0.00	0.00		109.98
Zapata	DC5	1	1184.40	0.00	0.00	0.00		1184.40
Asfalto	DW	1	0.00	0.00	0.00	0.00		0.00
Relleno Frontal	EV1	1	517.06	0.00	0.00	0.00		517.06
Relleno Posterior	EV2	1	1652.04	0.00	0.00	0.00		1652.04
Carga Viva	LL	0.25	1080.02	0.00	0.00	0.00		270.01
Sobrecarga viva vertica	LSv	0.00	76.25	0.00	0.00	0.00		0.00
Sobrecarga viva horiz	LSh	0.00	141.82	0.00	0.00	0.00	0.00	
Inercial Pantalla	PIR	1	33.64	4.72	158.60	158.60	33.64	
Inercial Super.	EQ	1	362.92	3.23	1172.22	1172.22	362.92	
Inercial Cuerpo	PIR	1	84.19	2.12	178.06	178.06	84.19	
Inercial Asfalto	EQ	1	0.00	3.23	0.00	0.00	0.00	
Inercial Relleno	PIR	1	421.27	3.60	1516.57	1516.57	421.27	
Inercial Zapata	PIR	1	151.01	0.50	75.51	75.51	151.01	
Empuje din. Relleno	PAE	0	176.40	2.07	364.56	0.00	0.00	
					TOTAL	3100.96	1053.02	7029.61

Figura 3-34. Análisis de capacidad portante dinámico transversal de estribo izquierdo

Con estas cargas se calculó el armado requerido de los estribos según la norma AASHTO LRFD 2020 para las combinaciones de Resistencia y Evento Extremo:

Resistencia I

Posición	Mu (kN-m)	b (m)	h (m)	ϕ	r (m)	dt (m)	As (cm2)	ACERO MÍNIMO As (cm2)	ACERO SELECCIONADO	Sc (cm3)	Mcr (kN-m)	1.072*Mcr	1.3*Mu	ϕMn (kN-m)	Criterio
Pantalla	55.77	1.00	0.30	0.9	0.05	0.242	6.24	10.05	5 ϕ 16 + 0 ϕ 16	0.02	50.00	53.61	72.50	88.59	OK
Cuerpo	317.01	1.00	1.00	0.9	0.05	0.94	9.00	15.71	5 ϕ 20 + 0 ϕ 18	0.17	555.61	595.61	412.12	549.91	OK
Alas As vert	60.00	1.00	0.30	0.9	0.05	0.242	6.72	10.05	5 ϕ 16 + 0 ϕ 12	0.02	50.00	53.61	78.00	88.59	OK
Alas As hor	86.00	1.00	0.30	0.9	0.05	0.242	9.75	10.05	5 ϕ 16 + 0 ϕ 12	0.02	50.00	53.61	111.80	88.59	OK
Dedo	435.78	1.00	0.80	0.9	0.07	0.719	16.36	19.01	5 ϕ 22 + 0 ϕ 22	0.11	355.59	381.19	566.52	504.52	OK
Talón	143.74	1.00	0.80	0.9	0.07	0.719	5.32	19.01	5 ϕ 22 + 0 ϕ 16	0.11	355.59	381.19	186.86	504.52	OK

Posición	Vu (kN)	dv(mm)	β	θ	Vc (kN)	Vn1 (kN)	Vn2 (kN)	ϕVn (kN)	
Pantalla	49	217.80	2	45	191	191	1525	172	OK
Cuerpo	139	846.00	2	45	743	743	5922	669	OK
Alas As vert	87	217.80	2	45	191	191	1525	172	OK
Alas As hor	78	217.80	2	45	191	191	1525	172	OK
Dedo	528	647.10	2	45	568	568	4530	512	NO
Talón	79	647.10	2	45	568	568	4530	512	OK

Evento Extremo I

Posición	Mu (kN-m)	b (m)	h (m)	ϕ	r (m)	dt (m)	As (cm2)	ACERO MÍNIMO As (cm2)	ACERO SELECCIONADO	Sc (cm3)	Mcr (kN-m)	1.072*Mcr	1.3*Mu	ϕMn (kN-m)	Criterio
Pantalla	87.10	1.00	0.30	1	0.05	0.242	8.86	10.05	5 ϕ 16 + 0 ϕ 16	0.02	50.00	53.61	113.23	98.43	OK
Cuerpo	350.81	1.00	1.00	1	0.05	0.94	8.96	15.71	5 ϕ 20 + 0 ϕ 18	0.17	555.61	595.61	456.06	611.01	OK
Alas As vert	85.00	1.00	0.30	1	0.05	0.242	8.63	10.05	5 ϕ 16 + 0 ϕ 12	0.02	50.00	53.61	110.50	98.43	OK
Alas As hor	86.00	1.00	0.30	1	0.05	0.242	8.74	10.05	5 ϕ 16 + 0 ϕ 12	0.02	50.00	53.61	111.80	98.43	OK
Dedo	370.57	1.00	0.80	1	0.07	0.719	12.46	19.01	5 ϕ 22 + 0 ϕ 22	0.11	355.59	381.19	481.75	560.57	OK
Talón	-30.72	1.00	0.80	1	0.07	0.719	-1.02	19.01	5 ϕ 22 + 0 ϕ 16	0.11	355.59	381.19	-39.93	560.57	OK

Posición	Vu (kN)	dv(mm)	β	θ	Vc (kN)	Vn1 (kN)	Vn2 (kN)	ϕVn (kN)	
Pantalla	51	217.80	2	45	191	191	1525	172	OK
Cuerpo	173	846.00	2	45	743	743	5922	669	OK
Alas As vert	85	217.80	2	45	191	191	1525	172	OK
Alas As hor	75	217.80	2	45	191	191	1525	172	OK
Dedo	449	647.10	2	45	568	568	4530	512	OK
Talón	73	647.10	2	45	568	568	4530	512	OK

Figura 3-35. Diseño de hormigón de estribo izquierdo

Además, se realizó la distribución de cargas de los pilotes y se verifico que sea menor a la capacidad portante del pilote:

DISEÑO DE PILOTES

Cargas transmitidas por estribo a zapata (total)

Estado Límite	Pu (kN)	Mux (kN-m)	Muy (kN-m)	Vux (kN-m)	Vuy (kN-m)
Resistencia I	10689.88	3473		2337	0
Evento Extremo I dir X	7029.61	5684	0	3065	0
Evento Extremo I dir y	7029.61	0	3101	0	1053

Análisis de distribución de carga hacia pilotes

				Resistencia I	Control	Evento Ext I	Control	Servicio	Control
Fila	N pilotes	Xi	nXi2	Pui (kN)		Pui (kN)		Pui (kN)	
1	6	-1.33	10.53	672.38		228.32	OK	529.89	
2	6	1.33	10.53	1109.27		943.28	OK	701.09	
	12		21.07						

Rr (kN)	1213.00
Rn (kN)	2465.00

N:	12.00
Pu (kN)	7029.61
Mx (kN-m)	5683.92
My (kN-m)	3100.96
ΣXi^2	21.07
ΣYi^2	154.35

SISMO LONG (DIR X-X) 100%X+30%Y					
Pilote	X (m)	Y (m)	Mx*Xi / ΣXi^2	My*Yi / ΣYi^2	Px (kN)
1.00	-1.33	5.25	-357.48	31.64	260
2.00	1.33	5.25	357.48	31.64	975
3.00	-1.33	3.15	-357.48	18.99	247
4.00	1.33	3.15	357.48	18.99	962
5.00	-1.33	1.05	-357.48	6.33	235
6.00	1.33	1.05	357.48	6.33	950
7.00	-1.33	-1.05	-357.48	-6.33	222
8.00	1.33	-1.05	357.48	-6.33	937
9.00	-1.33	-3.15	-357.48	-18.99	209
10.00	1.33	-3.15	357.48	-18.99	924
11.00	-1.33	-5.25	-357.48	-31.64	197
12.00	1.33	-5.25	357.48	-31.64	912

SISMO TRANS (DIR Y-Y) 100%Y+30%X					
Pilote	X (m)	Y (m)	Mx*Xi / ΣXi^2	My*Yi / ΣYi^2	Px (kN)
1.00	-1.33	5.25	-107.24	105.47	584
2.00	1.33	5.25	107.24	105.47	799
3.00	-1.33	3.15	-107.24	63.28	542
4.00	1.33	3.15	107.24	63.28	756
5.00	-1.33	1.05	-107.24	21.09	500
6.00	1.33	1.05	107.24	21.09	714
7.00	-1.33	-1.05	-107.24	-21.09	457
8.00	1.33	-1.05	107.24	-21.09	672
9.00	-1.33	-3.15	-107.24	-63.28	415
10.00	1.33	-3.15	107.24	-63.28	630
11.00	-1.33	-5.25	-107.24	-105.47	373
12.00	1.33	-5.25	107.24	-105.47	588

Figura 3-36. Cargas individuales de pilotes estribo izquierdo

Finalmente se diseñó la traba sísmica de los extremos de los estribos:

DISEÑO DE TRABA SÍSMICA		
a (m)	1.16	dim. Perpendicular
b (m)	0.70	dim. Paralela
Acv (m2)	0.81	área en planta de la traba
acero x-x (cm2)	25.45	
acero y-y (cm2)	30.54	
EQ(DC) (kN)	1209.72	
EQ(DW) (kN)	0.00	
Vu (kN)	1209.72	
c (Mpa)	1.65	factor de cohesión
u	1.00	factor de fricción
Avf (mm2)	5598	área del refuerzo dentro del plano d
Vni (kN)	3691.09	
ϕVni≥Vu	OK	

Figura 3-37. Diseño de traba sísmica estribo izquierdo

3.3.9.5 Geometría del estribo derecho (1.2)

La geometría y medidas del estribo se presentan a continuación:

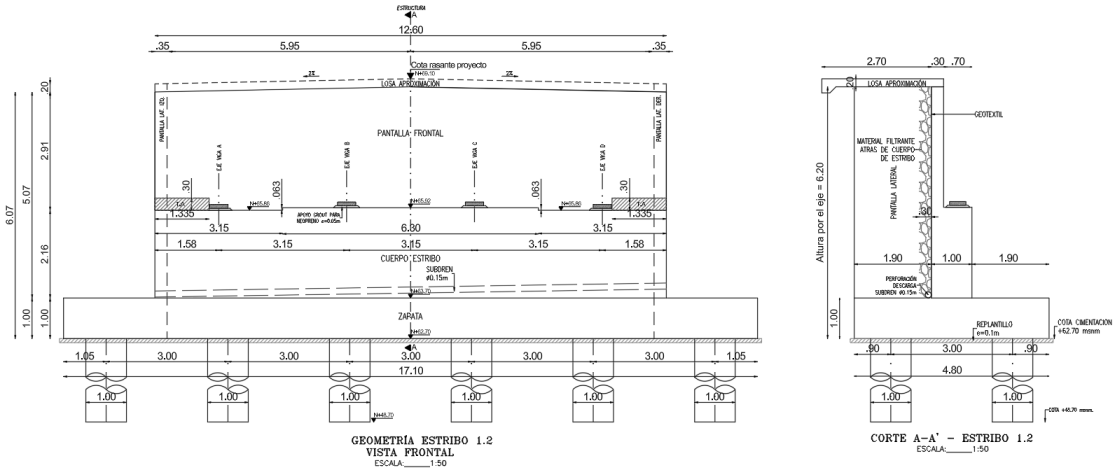


Figura 3-38. Dimensiones del estribo derecho

El estribo se ha calculado de acuerdo con las siguientes dimensiones:

Datos Geométricos	
Bt (m)	1.90
Bc (m)	1.00
Bd (m)	1.90
Bz (m)	4.80
Hz (m)	1.00
Hc (m)	2.23
Hp (m)	2.97
Bp (m)	0.30
Ae (m)	12.60
Bma (m)	0.30
Hr1 (m)	1.55
Hr2 (m)	5.20
L puente (m)	50.00

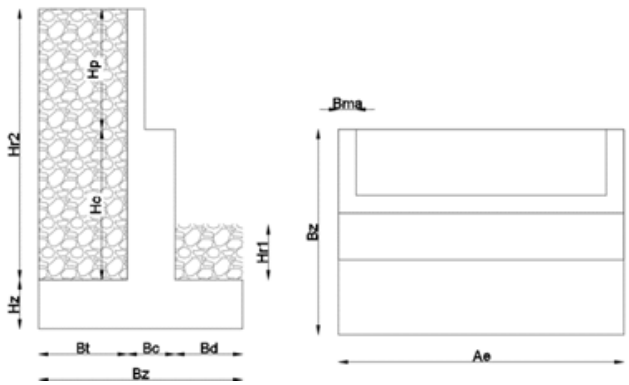


Figura 3-39. Esquema y dimensiones del estribo derecho

3.3.9.6 Análisis del estribo derecho

El presente apartado presenta los resultados del análisis y diseño de los distintos elementos del estribo ante las combinaciones de carga descritas en la sección 3.3.9.1.1.

Se analizará el estribo para un sismo con un periodo de retorno de 1000 años, y un suelo tipo D según el estudio geotécnico, asimismo, se compilaron las cargas provenientes de la superestructura y por empujes en estribos:

Propiedades Materiales		
YS (N/mm3)	1.77E-05	peso especifico de suelo
Yh (N/mm3)	2.35E-05	peso especifico de hormigon
ϕs	30.00	angulo de friccion

Parámetros sísmicos		
Tipo de suelo	D	
T de retorno (años)	1000	
PGA	0.51	
Fpga	1.00	
kho	0.51	
ro	0.50	
kh	0.26	coeficiente de aceleración sísmica horizontal

Empujes de tierra estáticos y dinámicos	
Ka	0.30
Kae	0.52

ANALISIS DE CARGAS
CARGAS ESTATICAS Y DINAMICAS SUPERESTRUCTURA

Carga Muerta (DC, DW) por estribo
Viga Externa

	W (kN/m)	L (m)	Total (kN)	Total (kN/m)
DC1	19.22	50	961.00	38.13
DC2	4.50	50	225.00	8.93
DW	0.00	50	0.00	0.00

Carga Muerta (DC, DW) por estribo
Viga Interna

	W (kN/m)	L (m)	Total (kN)	Total (kN/m)
DC1	19.22	50	961.00	38.13
DC2	4.50	50	225.00	8.93
DW	0.00	50	0.00	0.00

Carga Muerta Total por Estribo (DC, DW)

	W (kN/m)	
DC	188.25	2372.00
DW	0.00	

Carga Dinámica Total por Estribo (EQ)

Fr	0.30	
	W (kN/m)	
EQ (DC)	28.80	362.92kN
EQ (DW)	0.00	

ro: factor de reducción por presencia de neopreno

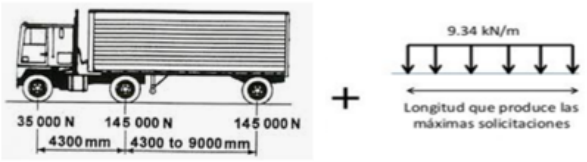
kh: G*A/h	1760.87	rigidez horizontal del neopreno
G (Mpa)	0.90	
A (mm2)	180000.00	
h (mm)	92.00	
Δj (mm):	50.00	desplazamiento de la junta

CARGA MUERTA ESTRIBO

Elemento		Dimensiones			Peso	
		A (m)	B (m)	H (m)	W (kN)	W (kN/m)
Zapata	DC	17.10	4.80	1.00	1928.88	112.80
Cuerpo	DC	12.60	1.00	2.23	660.30	52.41
Pantalla	DC	12.60	0.30	2.97	263.83	20.94
Muros Ala	DC	0.30	1.90	5.20	139.31	11.06
Relleno Frontal	EV	12.60	1.90	1.55	654.94	51.98
Relleno Posterior	EV	12.00	1.90	5.20	2092.58	166.08

CARGA SISMICA ESTRIBO

Elemento		Dimensiones			Peso	
		A (m)	B (m)	H (m)	W (kN)	W (kN/m)
Zapata	P_{IR}	17.10	4.80	1.00	491.86	28.76
Cuerpo	P_{IR}	12.60	1.00	2.23	168.38	13.36
Pantalla	P_{IR}	12.60	0.30	2.97	67.28	5.34
Muros Ala	P_{IR}	0.30	1.90	5.20	35.52	2.82
Relleno Posterior	P_{IR}	12.00	1.90	5.20	533.61	42.35



P1 (kN)	P2 (kN)	P3 (kN)	W (kN/m)
145.00	145.00	35.00	9.34
D1 (m)		D2 (m)	
4.30		4.30	

IM	m1	m2	m3	No. Carriles
0.33	1.2	1	0.85	2

Carga viva sobre cuerpo con factor de impacto

LL+IM (kN/m)	101.77

Carga viva sobre cuerpo sin factor de impacto para diseño de zapata

LL+IM (kN/m)	85.72	1080.02
		1080.00

EMPUJE DE TIERRA ESTATICO Y DINAMICO (EH, P_{AE})

Empuje de tierra para diseño de pantalla

Elemento		Fuerza Horizontal	
		Fh (kN)	Fh (kN/m)
Relleno posterior	EH	294.25	23.35
Relleno posterior	P_{AE}	485.75	38.55

Empuje de tierra para diseño de cuerpo

Elemento		Fuerza Horizontal	
		Fh (kN)	Fh (kN/m)
Relleno posterior	EH	902.01	71.59
Relleno posterior	P_{AE}	1489.04	118.18

Empuje de tierra para diseño de zapata

Elemento		Fuerza Horizontal	
		Fh (kN)	Fh (kN/m)
Relleno posterior	EH	1282.30	101.77
Relleno posterior	P_{AE}	2222.65	176.40

SOBRECARGA VIVA (LS)

Sobrecarga pantalla perpendicular a trafico

Sobrecarga viva sobre pantalla (LS_h)

Hp (m)	Heq (m)	Fh (kN)	LS_h (kN/m)
2.97	0.90	14.20	8.11

Sobrecarga viva sobre cuerpo + pantalla (LS_h)

Hc + Hp (m)	Heq (m)	Fh (kN)	LS_h (kN/m)
5.20	0.68	18.72	10.70

Sobrecarga viva estribo completo (LS_h, LS_v)

Hr2 + Hz (m)	Heq (m)	Fh (kN)	LS_h (kN/m)	LS_v (kN/m)
6.20	0.60	19.70	11.26	6.05

FRENADO (BR)

se consideran dos carriles de carga

25% ejes HL-93	12.16		
5% ejes HL-93 + LL	4.29		
BR (kN/m)	12.16		
Fr	0.30	coeficiente neopreno	
BR (kN/m)	**3.65**	aplicando coeficiente del 30% por neoprenos	45.98

TEMPERATURA, FLUJO PLASTICO Y CONTRACCION (TU, SH, CR)

Se considera el 10% de las cargas muertas de la superestructura

Fr	0.30	coeficiente neopreno	
TU/SH/CR (kN/m)	5.65	71.16	

Figura 3-40. Análisis de cargas en estribo derecho

3.3.9.7 Diseño de elementos del estribo derecho

Con las cargas previamente analizadas se realizó el análisis estructural de las fuerzas internas de las pantallas del muro y de la cimentación:

DISEÑO DE ELEMENTOS
PANTALLA
Resistencia I

Elemento		Factor	Fuerza (kN/m)	Brazo (m)	Momento (kN-m)	Mu (kN-m/m)	Fu (kN/m)
Empuje tierra	EH	1.5	23.35	0.99	23.12	34.68	35.03
Sobrecarga viva horiz	LS	1.75	8.11	1.49	12.05	21.09	14.20
					TOTAL	55.77	49.23

Evento Extremo I (caso I)

Elemento		Factor	Fuerza (kN/m)	Brazo (m)	Momento (kN-m)	Mu (kN-m/m)	Fu (kN/m)
Empuje din. Relleno	PAE	1	38.55	0.99	38.17	38.17	38.55
Inercial Pantalla	PIR	1	14.76	1.49	21.92	21.92	14.76
					TOTAL	60.09	53.32

Evento Extremo I (caso II)

Elemento		Factor	Fuerza (kN/m)	Brazo (m)	Momento (kN-m)	Mu (kN-m/m)	Fu (kN/m)
Empuje din. Relleno	PAE	1	23.35	0.99	23.12	23.12	23.35
Inercial Pantalla	PIR	1	29.53	1.49	43.85	43.85	29.53
					TOTAL	66.97	52.88

CUERPO
Resistencia I

Elemento	Carga	Factor	Fuerza	Brazo (m)	Momento (kN-m)	Mu (kN-m/m)	Fu (kN/m)
Pantalla	DC1	1.25	20.94	-0.35	-7.33	-9.16	
Superestructura	DC2	1.25	188.25	0.15	28.24	35.30	
Cuerpo	DC3	1.25	52.41	0.00	0.00	0.00	
Asfalto	DW	1.50	0.00	0.15	0.00	0.00	
Carga Viva	LL	1.75	101.77	0.15	15.27	26.71	
Sobrecarga viva horiz	LS	1.75	10.70	2.60	27.82	48.68	18.72
Empuje tierra	EH	1.50	71.59	1.73	124.09	186.13	107.38
Tem/ Flujo P/ Cont	TU, CR, SH	1.20	5.65	2.23	12.59	15.11	6.78
Frenado	BR	1.75	3.65	2.23	8.14	14.24	6.39
					TOTAL	317.01	139.27

Evento Extremo I (caso I)

Elemento	Carga	Factor	Fuerza (kN/m)	Brazo (m)	Momento (kN-m)	Mu (kN-m/m)	Fu (kN/m)
Pantalla	DC1	1	20.94	-0.35	-7.33	-7.33	
Superestructura	DC2	1	188.25	0.15	28.24	28.24	
Cuerpo	DC3	1	52.41	0.00	0.00	0.00	
Asfalto	DW	1	0.00	0.15	0.00	0.00	
Inercial Pantalla	PIR	1	2.67	3.72	9.92	9.92	2.67
Inercial Super.	EQ	1	28.80	2.23	64.23	64.23	28.80
Inercial Cuerpo	PIR	1	6.68	1.12	7.45	7.45	6.68
Inercial Asfalto	EQ	1	0.00	2.23	0.00	0.00	0.00
Inercial Relleno	PIR	1	21.17	2.60	55.05	55.05	21.17
Empuje din. Relleno	PAE	1	118.18	1.73	204.84	204.84	118.18
					TOTAL	362.40	177.51

Evento Extremo I (caso II)

Elemento	Carga	Factor	Fuerza (kN/m)	Brazo (m)	Momento (kN-m)	Mu (kN-m/m)	Fu (kN/m)
Pantalla	DC1	1	20.94	-0.35	-7.33	-7.33	
Superestructura	DC2	1	188.25	0.15	28.24	28.24	
Cuerpo	DC3	1	52.41	0.00	0.00	0.00	
Asfalto	DW	1	0.00	0.15	0.00	0.00	
Inercial Pantalla	PIR	1	5.34	3.72	19.84	19.84	5.34
Inercial Super.	EQ	1	28.80	2.23	64.23	64.23	28.80
Inercial Cuerpo	PIR	1	13.36	1.12	14.90	14.90	13.36
Inercial Asfalto	EQ	1	0.00	2.23	0.00	0.00	0.00
Inercial Relleno	PIR	1	42.35	2.60	110.11	110.11	42.35
Empuje din. Relleno	PAE	1	71.59	1.73	124.09	124.09	71.59
					TOTAL	354.07	161.44

Figura 3-41. Diseño de pantalla y cuerpo estribo derecho

ZAPATA
CAPACIDAD PORTANTE ESTATICO

Elemento	Carga	Factor	Fuerza	Brazo (m)	Momento (kN-m)	Mu (kN-m/m)	Fuh (kN/m)	Fuv (kN/m)
Pantalla	DC1	1.25	20.94	-0.35	-7.33	-9.16		26.17
Superestructura	DC2	1.25	188.25	0.15	28.24	35.30		235.32
Cuerpo	DC3	1.25	52.41	0.00	0.00	0.00		65.51
Alas	DC4	1.25	11.06	-1.45	-16.03	-20.04		13.82
Zapata	DC5	1.25	112.80	0.00	0.00	0.00		141.00
Asfalto	DW	1.50	0.00	0.15	0.00	0.00		0.00
Relleno Frontal	EV1	1.35	51.98	1.45	75.37	101.75		70.17
Relleno Posterior	EV2	1.35	166.08	-1.45	-240.81	-325.10		224.21
Carga Viva	LL	1.75	85.72	0.15	12.86	22.50		150.00
Sobrecarga viva vertica	LSv	1.75	6.05	-1.45	-8.77	-15.36		10.59
Sobrecarga viva horiz	LSh	1.75	11.26	3.10	34.89	61.06	19.70	
Empuje tierra	EH	1.50	101.77	2.07	210.32	315.49	152.65	
Tem/ Flujo P/ Cont	TU, CR, SH	1.20	5.65	2.23	12.59	15.11	6.78	
Frenado	BR	1.75	3.65	2.23	8.14	14.24	6.39	
					TOTAL	195.80	185.52	936.79
							2337.49	
							194.79	

ΣFvu (kN)	ΣMu (kN-m)	e (m)	σv (Mpa)	B-2e (m)
936.79	195.80	0.21	0.21	4.38

Figura 3-42. Análisis de capacidad portante estático de estribo derecho

CAPACIDAD PORTANTE DINAMICO (CASO I) SENTIDO LONGITUDINAL

Elemento	Carga	Factor	Fuerza	Brazo (m)	Momento (kN-m)	Mu (kN-m/m)	Fuh (kN/m)	Fuv (kN/m)
Pantalla	DC1	1	20.94	-0.35	-7.33	-7.33		20.94
Superestructura	DC2	1	188.25	0.15	28.24	28.24		188.25
Cuerpo	DC3	1	52.41	0.00	0.00	0.00		52.41
Alas	DC4	1	11.06	-1.45	-16.03	-16.03		11.06
Zapata	DC5	1	112.80	0.00	0.00	0.00		112.80
Asfalto	DW	1	0.00	0.15	0.00	0.00		0.00
Relleno Frontal	EV1	1	51.98	1.45	75.37	75.37		51.98
Relleno Posterior	EV2	1	166.08	-1.45	-240.81	-240.81		166.08
Carga Viva	LL	0.25	85.72	0.15	12.86	3.21		21.43
Inercial Pantalla	PIR	1	2.67	4.72	12.59	12.59	2.67	
Inercial Super.	EQ	1	28.80	3.23	93.03	93.03	28.80	
Inercial Cuerpo	PIR	1	6.68	2.12	14.13	14.13	6.68	
Inercial Asfalto	EQ	1	0.00	3.23	0.00	0.00	0.00	
Inercial Relleno	PIR	1	21.17	3.60	76.23	76.23	21.17	
Inercial Zapata	PIR	1	14.38	0.50	7.19	7.19	14.38	
Empuje din. Relleno	PAE	1	176.40	2.07	364.56	364.56	176.40	
					TOTAL	410.38	250.11	624.94

Figura 3-43. Análisis de capacidad portante dinámico longitudinal de estribo derecho

CAPACIDAD PORTANTE DINAMICO (CASO I) SENTIDO TRANSVERSAL

Elemento	Carga	Factor	Fuerza	Brazo (m)	Momento (kN-m)	Mu (kN-m)	Fuh (kN)	Fuv (kN)
Pantalla	DC1	1	263.83	0.00	0.00	0.00		263.83
Superestructura	DC2	1	2372.00	0.00	0.00	0.00		2372.00
Cuerpo	DC3	1	660.30	0.00	0.00	0.00		660.30
Alas	DC4	1	139.31	0.00	0.00	0.00		139.31
Zapata	DC5	1	1928.88	0.00	0.00	0.00		1928.88
Asfalto	DW	1	0.00	0.00	0.00	0.00		0.00
Relleno Frontal	EV1	1	654.94	0.00	0.00	0.00		654.94
Relleno Posterior	EV2	1	2092.58	0.00	0.00	0.00		2092.58
Carga Viva	LL	0.25	1080.02	0.00	0.00	0.00		270.01
Sobrecarga viva vertica	LSv	0.00	76.25	0.00	0.00	0.00		0.00
Sobrecarga viva horiz	LSh	0.00	141.82	0.00	0.00	0.00	0.00	
Inercial Pantalla	PIR	1	33.64	4.72	158.60	158.60	33.64	
Inercial Super.	EQ	1	362.92	3.23	1172.22	1172.22	362.92	
Inercial Cuerpo	PIR	1	84.19	2.12	178.06	178.06	84.19	
Inercial Asfalto	EQ	1	0.00	3.23	0.00	0.00	0.00	
Inercial Relleno	PIR	1	533.61	3.60	1920.99	1920.99	533.61	
Inercial Zapata	PIR	1	181.21	0.50	90.61	90.61	181.21	
Empuje din. Relleno	PAE	0	176.40	2.07	364.56	0.00	0.00	
					TOTAL	3520.48	1195.56	8381.84

Figura 3-44. Análisis de capacidad portante dinámico transversal de estribo derecho

Con estas cargas se calculó el armado requerido de los estribos según la norma AASHTO LRFD 2020 para las combinaciones de Resistencia y Evento Extremo:

Resistencia I

Posición	Mu (kN-m)	b (m)	h (m)	ϕ	r (m)	dt (m)	As (cm2)	ACERO MÍNIMO As (cm2)	ACERO SELECCIONADO	Sc (cm3)	Mcr (kN-m)	1.072*Mcr	1.3*Mu	ϕMn (kN-m)	Criterio
Pantalla	55.77	1.00	0.30	0.9	0.05	0.242	6.24	10.05	5 ϕ 16 + 0 ϕ 16	0.02	50.00	53.61	72.50	88.59	OK
Cuerpo	317.01	1.00	1.00	0.9	0.05	0.94	9.00	15.71	5 ϕ 20 + 0 ϕ 18	0.17	555.61	595.61	412.12	549.91	OK
Alas As vert	60.00	1.00	0.30	0.9	0.05	0.242	6.72	10.05	5 ϕ 16 + 0 ϕ 12	0.02	50.00	53.61	78.00	88.59	OK
Alas As hor	86.00	1.00	0.30	0.9	0.05	0.242	9.75	10.05	5 ϕ 16 + 0 ϕ 12	0.02	50.00	53.61	111.80	88.59	OK
Dedo	533.66	1.00	0.80	0.9	0.07	0.7175	20.18	24.54	5 ϕ 25 + 0 ϕ 22	0.11	355.59	381.19	693.76	645.57	OK
Talón	250.60	1.00	0.80	0.9	0.07	0.7175	9.35	24.54	5 ϕ 25 + 0 ϕ 16	0.11	355.59	381.19	325.79	645.57	OK

Posición	Vu (kN)	dv(mm)	β	θ	Vc (kN)	Vn1 (kN)	Vn2 (kN)	ϕVn (kN)	
Pantalla	49	217.80	2	45	191	191	1525	172	OK
Cuerpo	139	846.00	2	45	743	743	5922	669	OK
Alas As vert	87	217.80	2	45	191	191	1525	172	OK
Alas As hor	78	217.80	2	45	191	191	1525	172	OK
Dedo	534	645.75	2	45	567	567	4520	510	NO
Talón	98	645.75	2	45	567	567	4520	510	OK

Evento Extremo I

Posición	Mu (kN-m)	b (m)	h (m)	ϕ	r (m)	dt (m)	As (cm2)	ACERO MÍNIMO As (cm2)	ACERO SELECCIONADO	Sc (cm3)	Mcr (kN-m)	1.072*Mcr	1.3*Mu	ϕMn (kN-m)	Criterio
Pantalla	87.10	1.00	0.30	1	0.05	0.242	8.86	10.05	5 ϕ 16 + 0 ϕ 16	0.02	50.00	53.61	113.23	98.43	OK
Cuerpo	362.40	1.00	1.00	1	0.05	0.94	9.26	15.71	5 ϕ 20 + 0 ϕ 18	0.17	555.61	595.61	471.13	611.01	OK
Alas As vert	85.00	1.00	0.30	1	0.05	0.242	8.63	10.05	5 ϕ 16 + 0 ϕ 12	0.02	50.00	53.61	110.50	98.43	OK
Alas As hor	86.00	1.00	0.30	1	0.05	0.242	8.74	10.05	5 ϕ 16 + 0 ϕ 12	0.02	50.00	53.61	111.80	98.43	OK
Dedo	449.26	1.00	0.80	1	0.07	0.7175	15.19	24.54	5 ϕ 25 + 0 ϕ 22	0.11	355.59	381.19	584.04	717.30	OK
Talón	23.15	1.00	0.80	1	0.07	0.7175	0.77	24.54	5 ϕ 25 + 0 ϕ 16	0.11	355.59	381.19	30.10	717.30	OK

Posición	Vu (kN)	dv(mm)	β	θ	Vc (kN)	Vn1 (kN)	Vn2 (kN)	ϕVn (kN)	
Pantalla	53	217.80	2	45	191	191	1525	172	OK
Cuerpo	178	846.00	2	45	743	743	5922	669	OK
Alas As vert	85	217.80	2	45	191	191	1525	172	OK
Alas As hor	75	217.80	2	45	191	191	1525	172	OK
Dedo	449	645.75	2	45	567	567	4520	510	OK
Talón	54	645.75	2	45	567	567	4520	510	OK

Figura 3-45. Diseño de hormigón de estribo derecho

Además, se realizó el diseño la distribución de cargas de cada pilote:

DISEÑO DE PILOTES

Cargas transmitidas por estribo a zapata (total)

Estado Límite	Pu (kN)	Mux (kN-m)	Muy (kN-m)	Vux (kN-m)	Vuy (kN-m)
Resistencia I	11803.52	2467		2337	0
Evento Extremo I dir X	7874.24	5171	0	3151	0
Evento Extremo I dir y	8381.84	0	3520	0	1196

Análisis de distribución de carga hacia pilotes

				Resistencia I	Control	Evento Ext I	Control	Servicio	Control
Fila	N pilotes	Xi	nXi2	Pui (kN)		Pui (kN)		Pui (kN)	
1	6	-1.50	13.50	846.57		368.92	OK	539.88	
2	6	1.50	13.50	1120.68		943.46	OK	691.10	
	12		27.00						

Rr (kN)	1382.00
Rn (kN)	2945.00

	12.00
(kN)	7874.24
‹ (kN-m)	5170.85
/ (kN-m)	3520.48
i^2	27.00
i^2	154.35

SISMO LONG (DIR X-X) 100%X+30%Y					
ote	X (m)	Y (m)	Mx*Xi / ΣXi^2	My*Yi / ΣYi^2	Px (kN)
)0	-1.50	7.50	-287.27	51.32	420
)0	1.50	7.50	287.27	51.32	995
)0	-1.50	4.50	-287.27	30.79	400
)0	1.50	4.50	287.27	30.79	974
)0	-1.50	1.50	-287.27	10.26	379
)0	1.50	1.50	287.27	10.26	954
)0	-1.50	-1.50	-287.27	-10.26	359
)0	1.50	-1.50	287.27	-10.26	933
)0	-1.50	-4.50	-287.27	-30.79	338
.00	1.50	-4.50	287.27	-30.79	913
.00	-1.50	-7.50	-287.27	-51.32	318
.00	1.50	-7.50	287.27	-51.32	892

SISMO TRANS (DIR Y-Y) 100%Y+30%X					
ote	X (m)	Y (m)	Mx*Xi / ΣXi^2	My*Yi / ΣYi^2	Px (kN)
)0	-1.50	7.50	-86.18	171.06	741
)0	1.50	7.50	86.18	171.06	913
)0	-1.50	4.50	-86.18	102.64	673
)0	1.50	4.50	86.18	102.64	845
)0	-1.50	1.50	-86.18	34.21	604
)0	1.50	1.50	86.18	34.21	777
)0	-1.50	-1.50	-86.18	-34.21	536
)0	1.50	-1.50	86.18	-34.21	708
)0	-1.50	-4.50	-86.18	-102.64	467
.00	1.50	-4.50	86.18	-102.64	640
.00	-1.50	-7.50	-86.18	-171.06	399
.00	1.50	-7.50	86.18	-171.06	571

Figura 3-46. Cargas individuales de pilotes estribo derecho

Finalmente se diseñó la traba sísmica de los extremos de los estribos:

DISEÑO DE TRABA SÍSMICA		
a (m)	1.16	dim. Perpendicular
b (m)	0.70	dim. Paralela
Acv (m2)	0.81	área en planta de la traba
acero x-x (cm2)	25.45	
acero y-y (cm2)	30.54	
EQ(DC) (kN)	1209.72	
EQ(DW) (kN)	0.00	
Vu (kN)	1209.72	
c (Mpa)	1.65	factor de cohesión
u	1.00	factor de fricción
Avf (mm2)	5598	área del refuerzo dentro del plano d
Vni (kN)	3691.09	
ϕVni≥Vu	OK	

Figura 3-47. Diseño de traba sísmica estribo derecho

3.3.9.8 Diseño de pilotes

Con las cargas obtenidas se realizó el modelo numérico de los pilotes con los coeficientes de balasto obtenidos del estudio geotécnico:

Tabla 3-19. *Deformación horizontal en cabeza pilotes margen derecho*

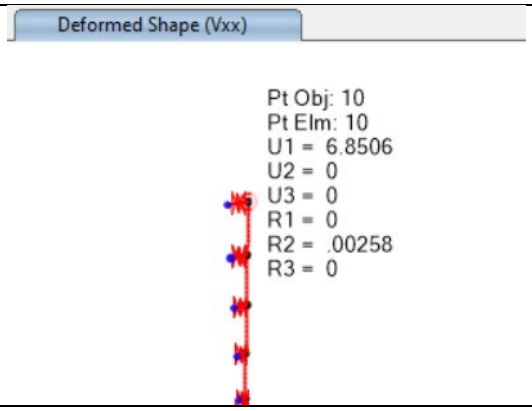
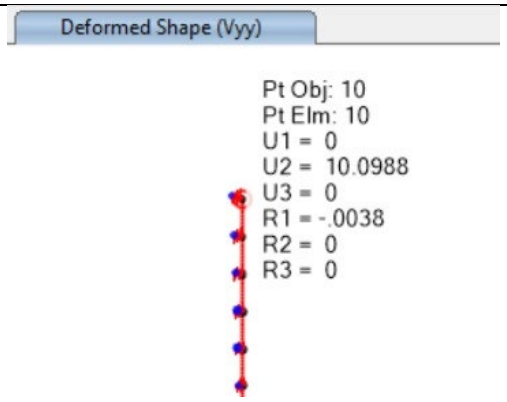
	
Deformación horizontal longitudinal Δxx=6.85mm	Deformación horizontal transversal Δyy=10.10mm

Tabla 3-20. *Deformación horizontal en cabeza pilotes margen izquierdo*

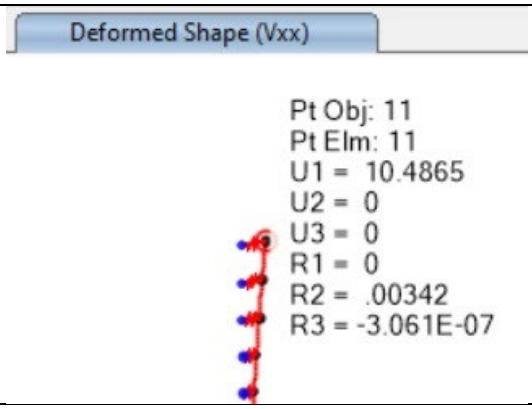
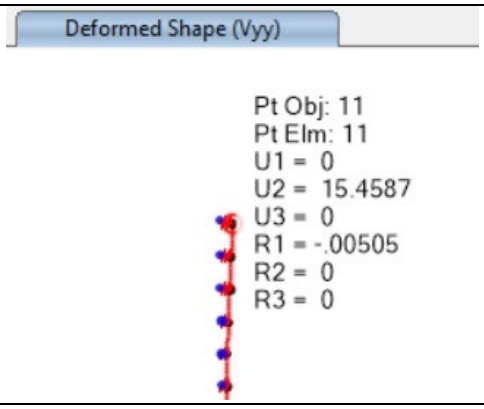
	
Deformación horizontal longitudinal Δxx=10.49mm	Deformación horizontal transversal Δyy=15.46mm

Tabla 3-21. *Cargas por Resistencia en pilotes margen derecho*

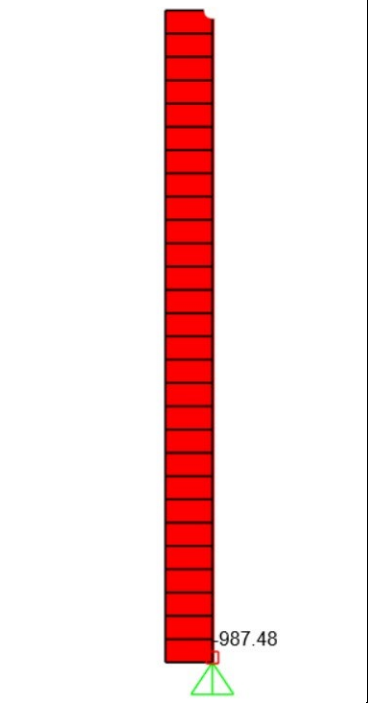
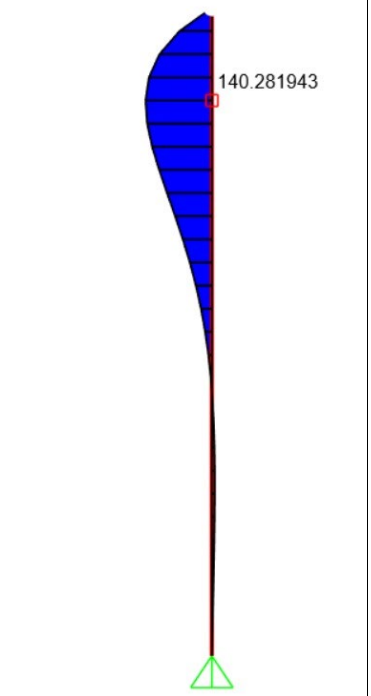
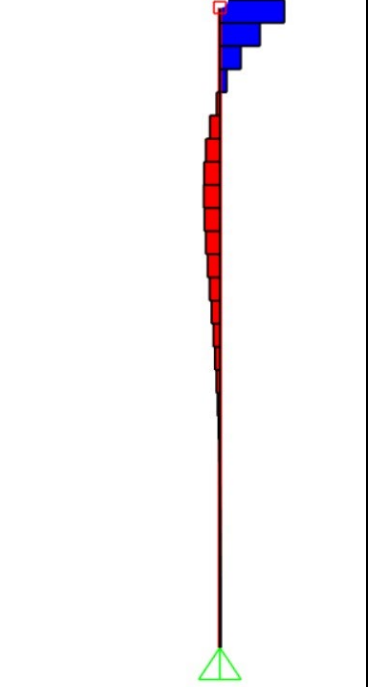
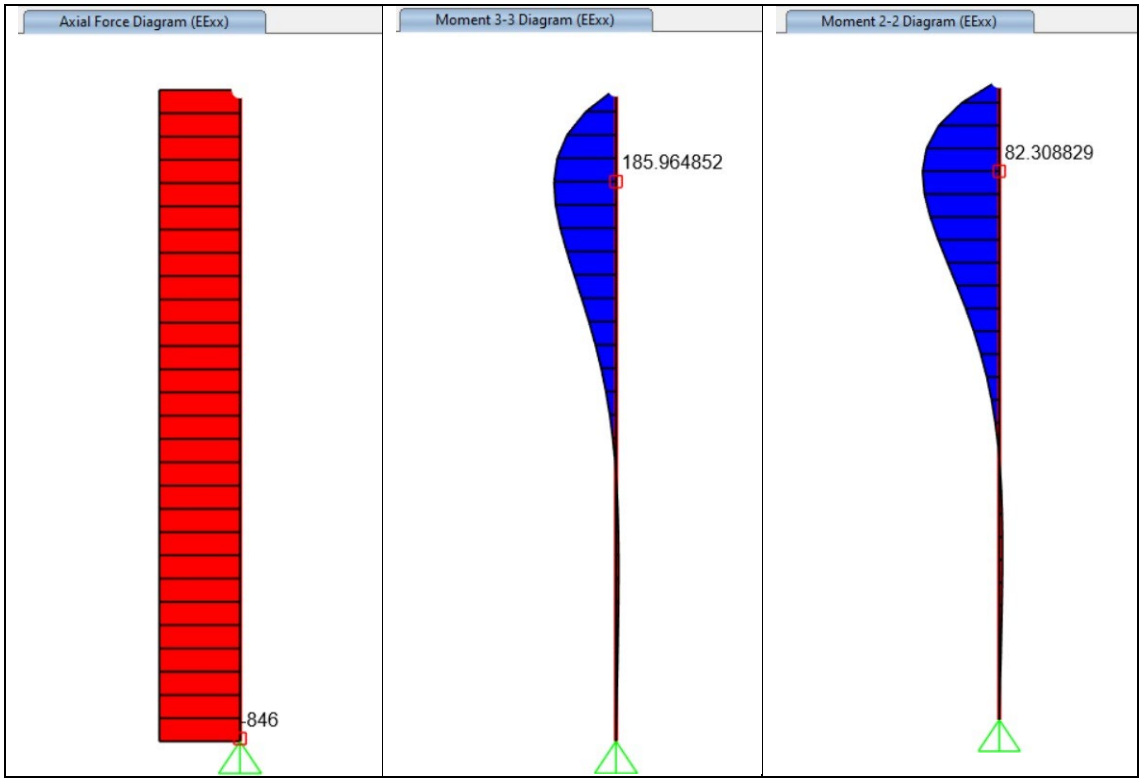
		
Carga Axial P = 987.48 kN	Carga de momento Myy Myy = 140.28 kN-m	Carga de corte Vxx Vxx = 136.47 kN

Tabla 3-22. *Cargas por Evento Extremo dirección longitudinal en pilotes margen derecho*



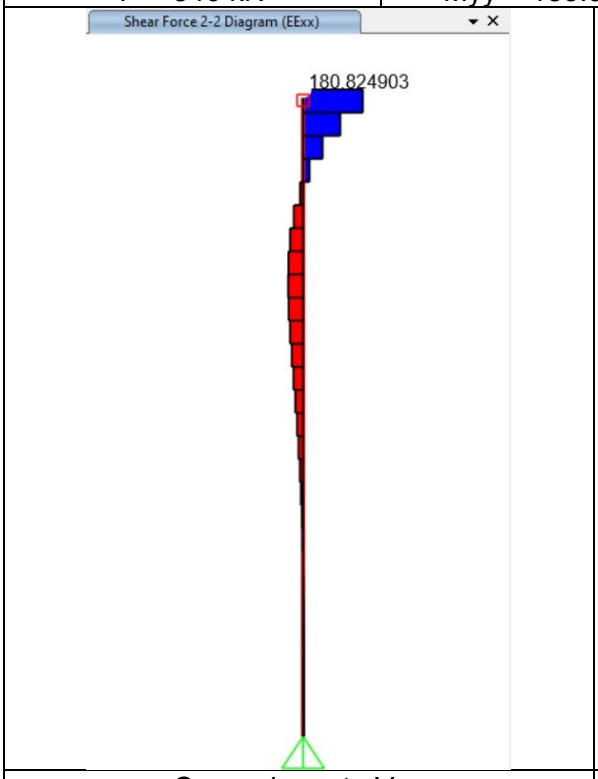
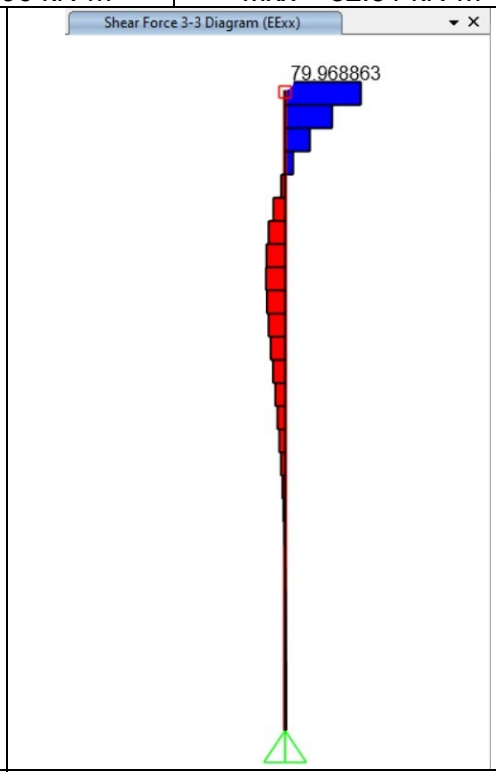
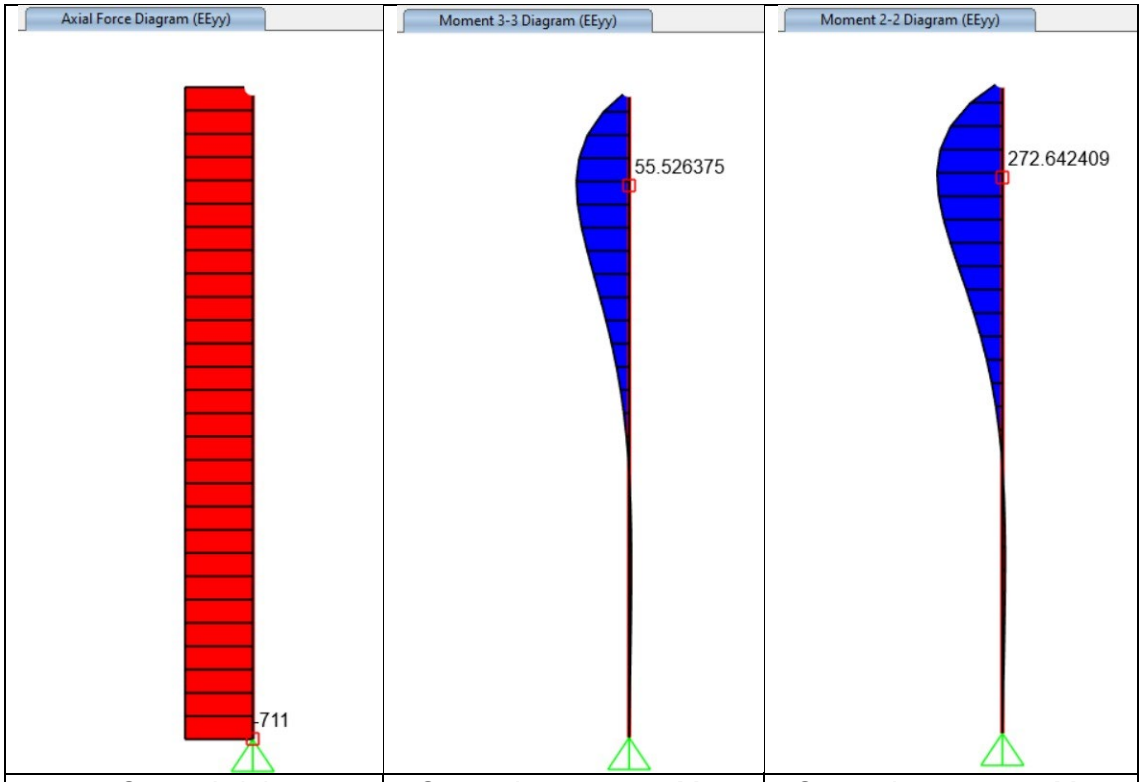
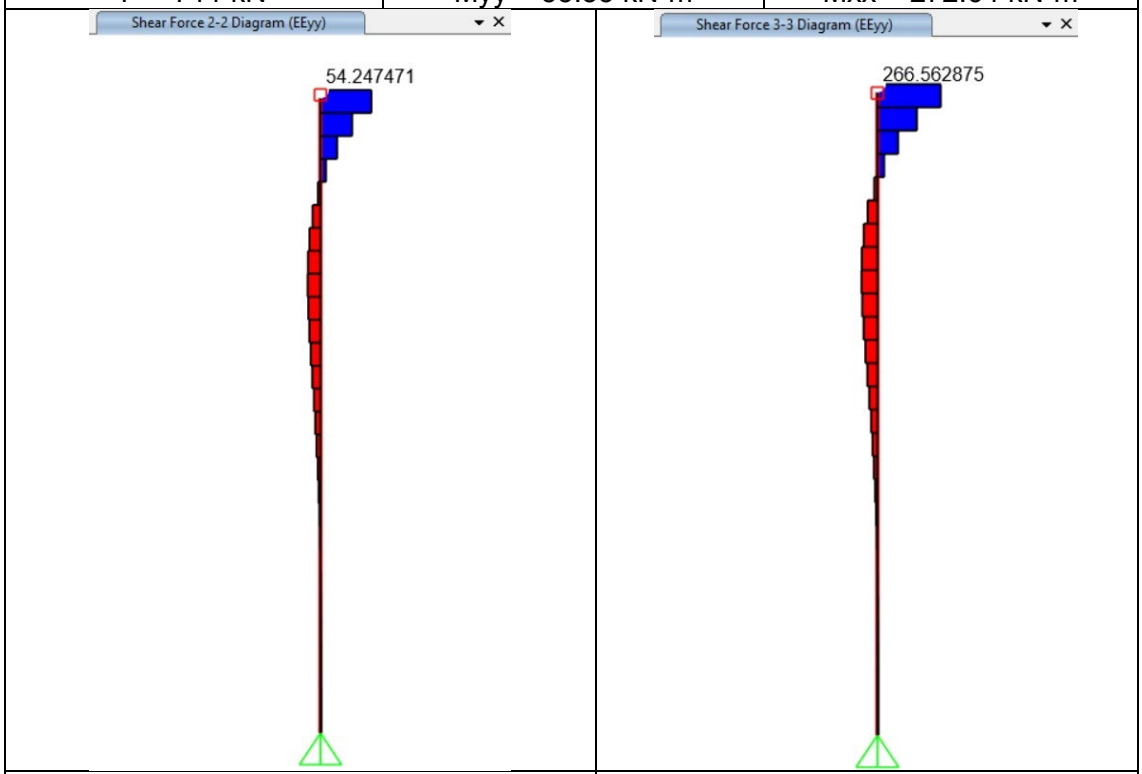
<table>
<tr><td>Carga Axial
P = 846 kN</td><td colspan="2">Carga de momento Myy
Myy = 185.96 kN-m</td><td>Carga de momento Mxx
Mxx = 82.31 kN-m</td></tr>
<tr><td colspan="2"> 
</td><td colspan="2"> 
</td></tr>
<tr><td colspan="2">Carga de corte Vxx
Vxx = 180.82 kN</td><td colspan="2">Carga de corte Vyy
Vyy = 79.97 kN</td></tr>
</table>

Tabla 3-23. *Cargas por Evento Extremo dirección transversal en pilotes margen derecho*



Carga Axial P = 711 kN	Carga de momento Myy Myy = 55.53 kN-m	Carga de momento Mxx Mxx = 272.64 kN-m



Carga de corte Vxx Vxx = 54.25 kN	Carga de corte Vyy Vyy = 266.56 kN

Tabla 3-24. *Cargas por Resistencia en pilotes margen izquierdo*

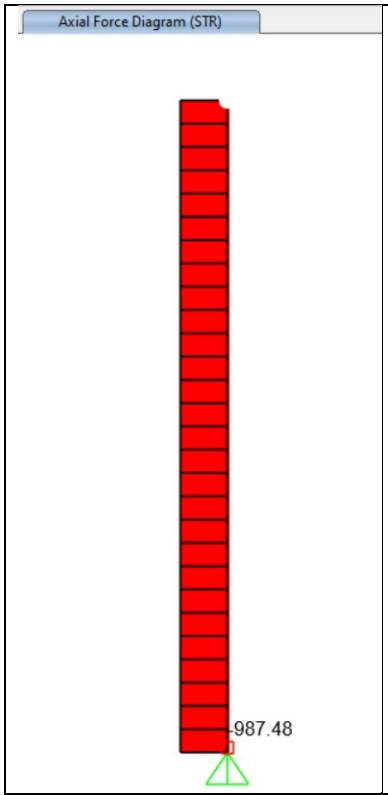
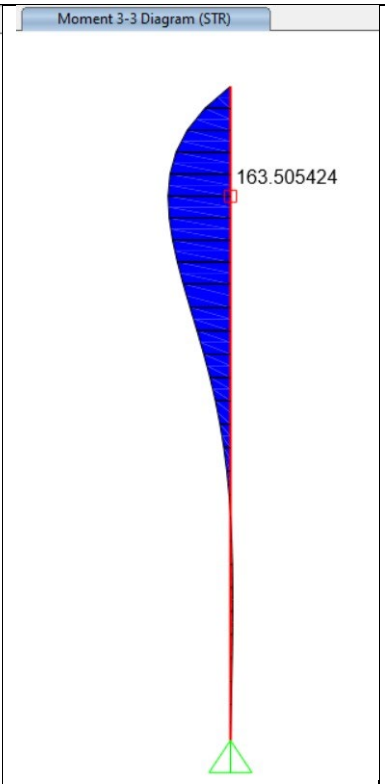
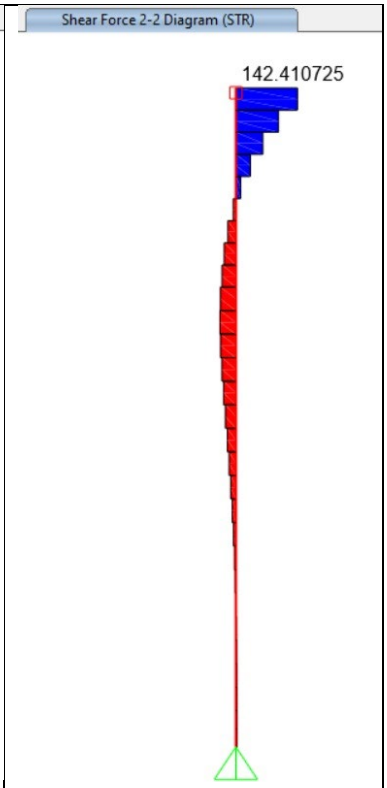
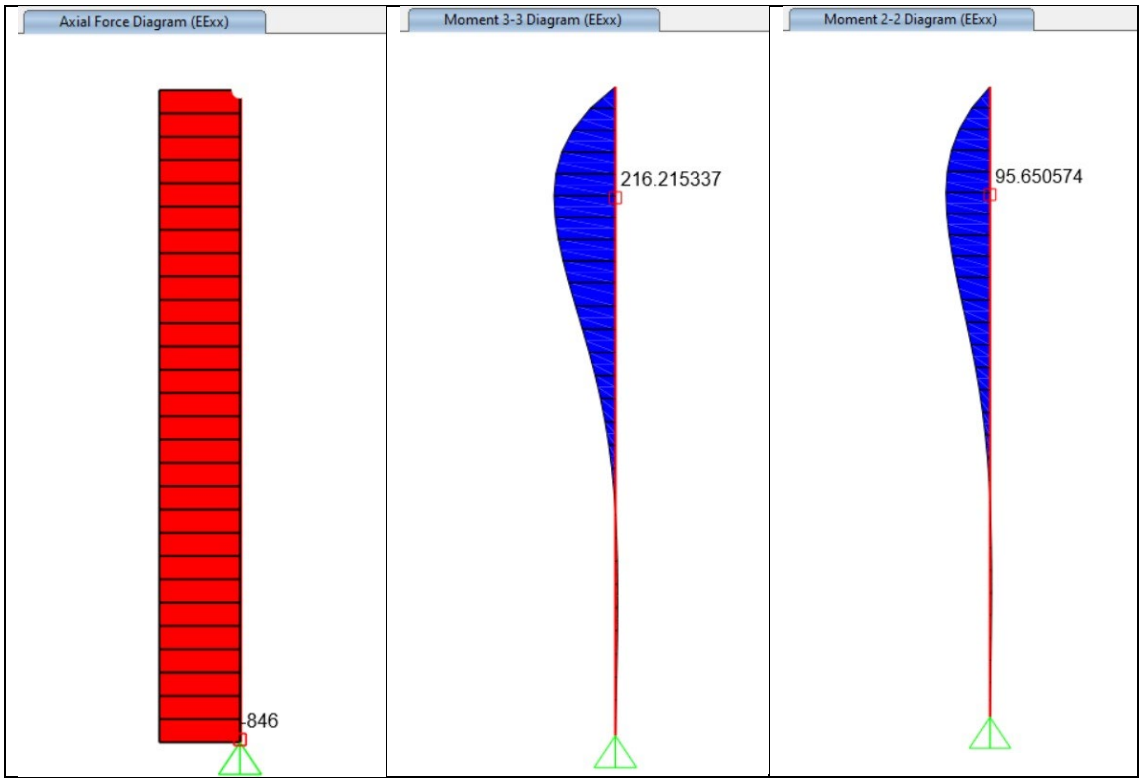
		
Carga Axial P = 987.48 kN	Carga de momento Myy Myy = 163.51 kN-m	Carga de corte Vxx Vxx = 142.41 kN

Tabla 3-25. *Cargas por Evento Extremo dirección longitudinal en pilotes margen izquierdo*



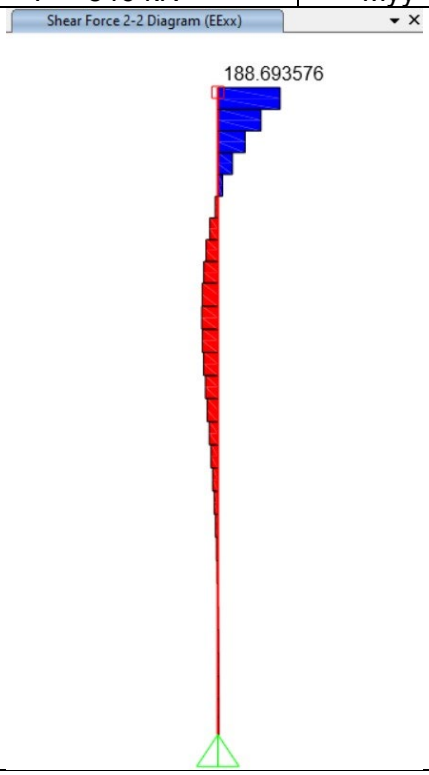
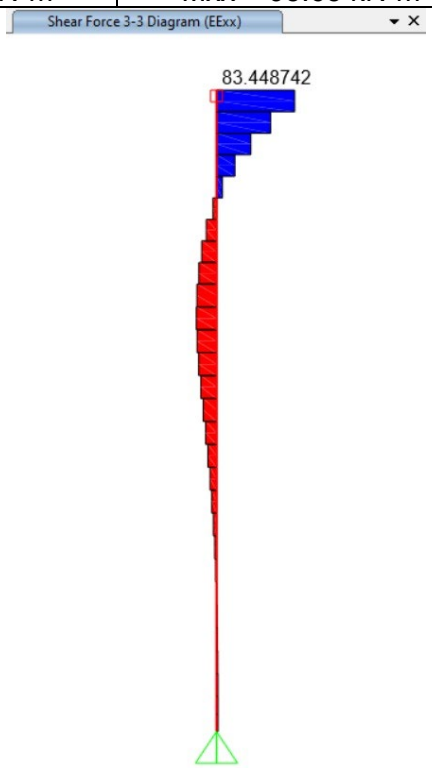
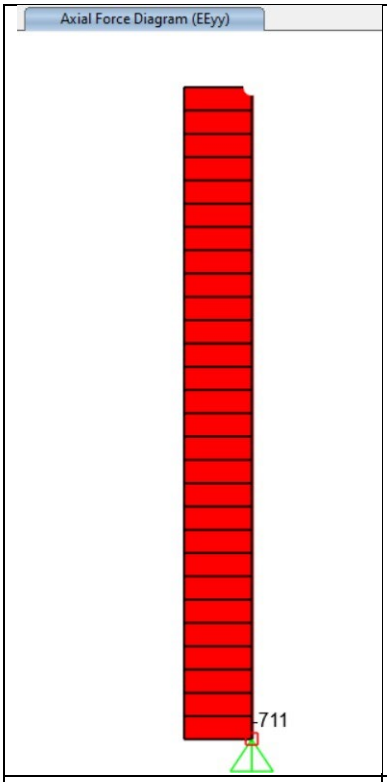
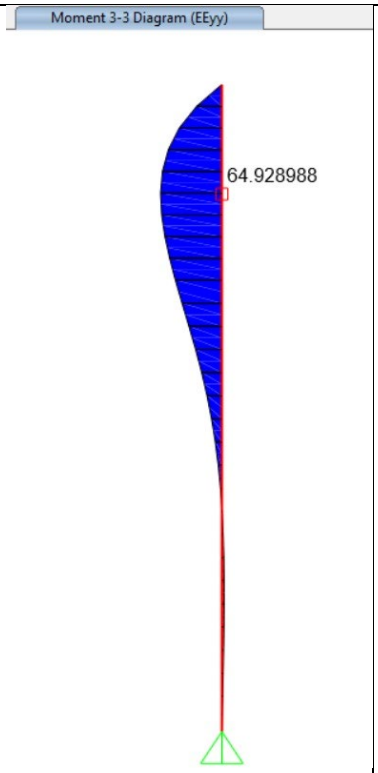
<table>
<tr><td>Carga Axial
P = 846 kN</td><td colspan="2">Carga de momento Myy
Myy = 216.21 kN-m</td><td>Carga de momento Mxx
Mxx = 95.65 kN-m</td></tr>
<tr><td colspan="2"> 
</td><td colspan="2"> 
</td></tr>
<tr><td colspan="2">Carga de corte Vxx
Vxx = 188.69 kN</td><td colspan="2">Carga de corte Vyy
Vyy = 83.45 kN</td></tr>
</table>

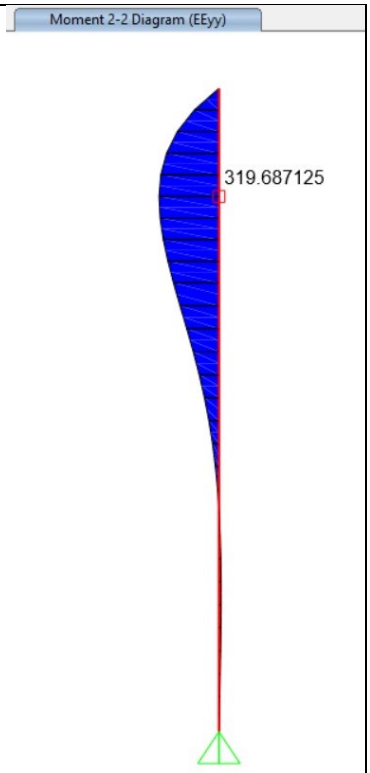
Tabla 3-26. *Cargas por Evento Extremo dirección transversal en pilotes margen izquierdo*



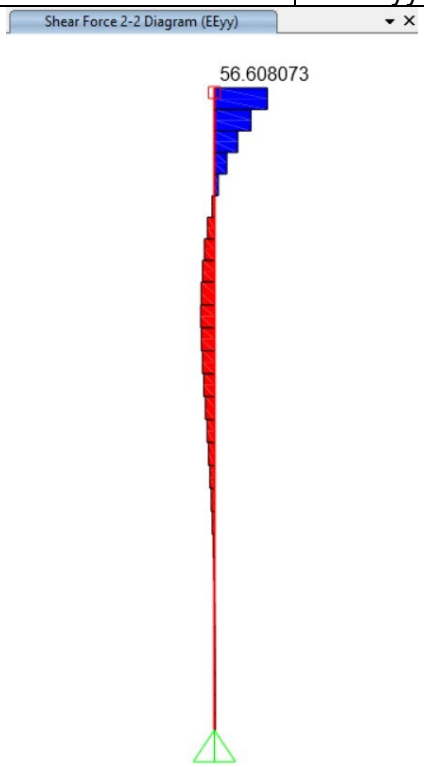
Carga Axial
P = 711 kN



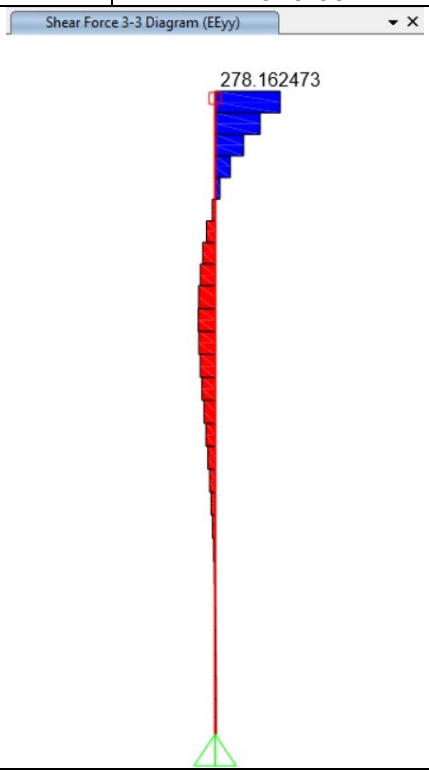
Carga de momento Myy
Myy = 64.93 kN-m



Carga de momento Mxx
Mxx = 319.69 kN-m



Carga de corte Vxx
Vxx = 56.61 kN



Carga de corte Vyy
Vyy = 278.16 kN

Con el modelo numérico se verifico el siguiente armado de los pilotes para el estribo izquierdo y derecho:

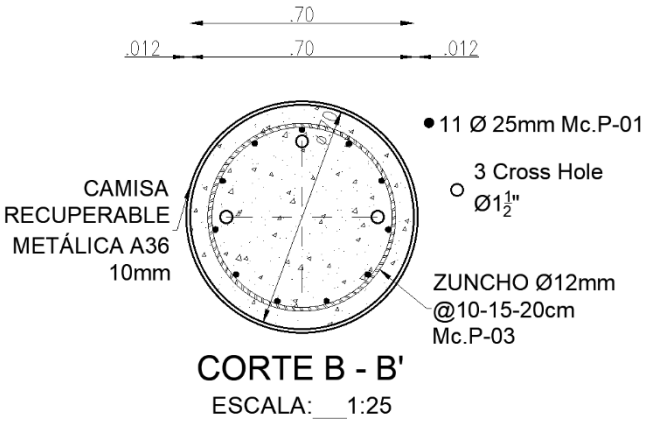


Figura 3-48. Armado propuesto de pilotes estribo izquierdo

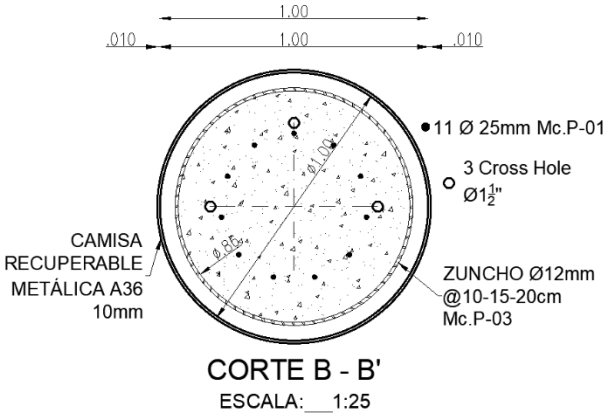


Figura 3-49. Armado propuesto de pilotes estribo derecho

Verificando que la relación D/C de los pilotes sea menor a 1.

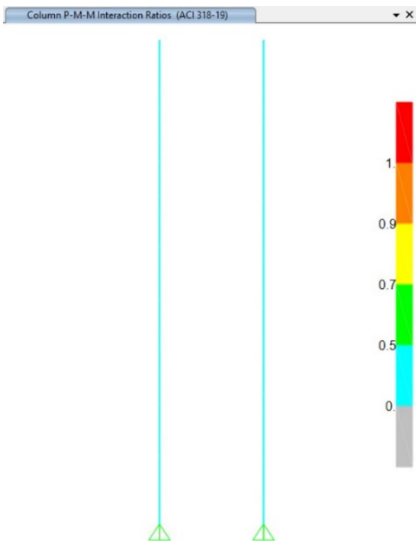


Figura 3-50. Relación D/C de pilotes

Como la relación D/C de los pilotes es menor a 1, el armado propuesto es correcto.

3.3.10 DISEÑO DE CONECTORES DE CORTE

presente sección se detalla el diseño de los conectores de cortante para las combinaciones de Resistencia I y Fatiga I.

Como conector de cortante se utiliza perfiles UPN de acero A36 con las siguientes dimensiones:



Figura 3-51. Sección de conector de corte

La sección del conector y su separación se dimensiona para la combinación de Fatiga I y se verifica para la combinación de Resistencia I.

Fatiga I (A6.10.10.2)

La separación del conector de corte debe satisfacer la siguiente ecuación:

$$p \leq \frac{n \cdot Z_r}{V_{sr}}$$

$$Z_r = 368 \cdot w$$
$$Z_r = 368 \cdot 160 = 58880\ N$$

$$V_{sr} = \frac{V_f \cdot Q}{I}$$

Donde:

n = número de conectores de corte en una sección transversal, 1

Zr = resistencia a la fatiga de un conector individual, N

w = ancho del perfil del conector de corte, 160mm

Vsr = rango horizontal de corte por fatiga por unidad de longitud, N/mm

Vf = rango de fuerza vertical para la combinación de Fatiga I

Q = primer momento del área transformada (corto plazo n=8) de la sección de tablero de hormigón alrededor del eje neutro de la sección compuesta (corto plazo, n=8), mm^3

I = inercia de la sección compuesta (corto plazo, n=8)

Se analizan 3 secciones (0, 12, 27.50m) para definir el rango de separación de los conectores. Los valores se detallan a continuación:

Tabla 3-27. *Cálculo Q*

Sección compuesta A (n=8)		Sección compuesta B, C (n=8)	
I (mm4)	159163708918	I (mm4)	191466913946
Losa		Losa	
dt (mm)	891	dt (mm)	916
be (mm)	2200	be (mm)	2200
teff (mm)	200	teff (mm)	200
Qt (mm3)	43478747	Qt (mm3)	44891238
Qt (mm3)	**43478747**	Qt (mm3)	**44891238**

Para el cálculo del rango de la fuerza de corte, se suman los valores máximos y mínimos de acuerdo al siguiente diagrama de envolvente para la carga móvil de fatiga:

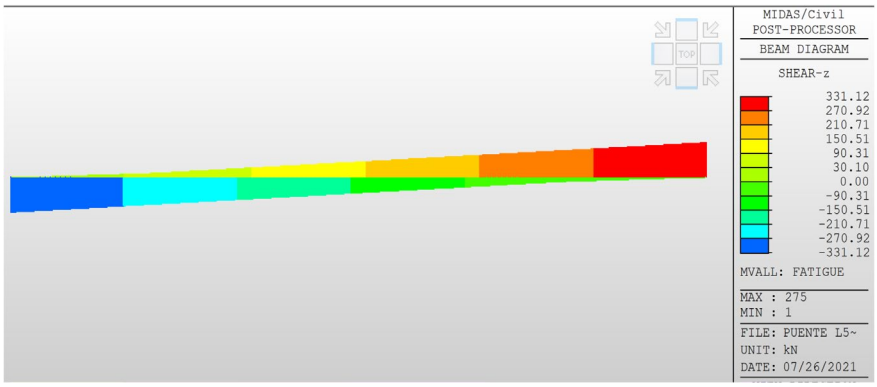


Figura 3-52. Rango de fuerza cortante para fatiga

Tabla 3-28. *Variación de separación de conectores de corte*

Ubicación (m)	Vf (N)	Q (mm3)	Vsr (N)	p (mm)
0	358298	43478747	97.88	602
12	319187.9	44891238	74.84	787
27.5	318051.6	44891238	74.57	790

Se adoptan separaciones de 350mm para el tablero.

Resistencia I (A6.10.10.4)

A continuación, se verifica que el número de conectores especificado para Fatiga I cumpla con el requerimiento de Resistencia I. El número de conectores corresponde al especificado entre el punto de cero momento (apoyo) hasta el de máximo momento (centro del puente).

La resistencia factorada de un conector está dada por la siguiente expresión:

$$Q_r = \emptyset_{sc} \cdot Q_n$$

El número mínimo de conectores sobre la región de cero momento hasta máximo momento está dado por la siguiente ecuación:

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

La fuerza nominal de corte, P, está dada por las siguientes expresiones:

$$P = \min(P_1, P_2) = 12019\ kN$$

$$P_1 = 0.85 \cdot f'_c \cdot b_s \cdot t_s$$
$$P_1 = 0.85 \cdot 28 \cdot 2525 \cdot 200 = 12019\ kN$$

$$P_2 = F_{yw} \cdot D \cdot t_w + F_{yt} \cdot b_{ft} \cdot t_{ft} + F_{yc} \cdot b_{fc} \cdot t_{fc}$$
$$P_2 = 345 \cdot 2900 \cdot 12 + 345 \cdot 630 \cdot 30 + 345 \cdot 500 \cdot 25 = 22839\ kN$$

La resistencia nominal a corte de un conector tipo canal UPN 100 está dada por la siguiente ecuación:

DENOMINACION	DIMENSIONES							TIPOS				
	h	s	g	t	R	R1	SECCION	PESOS	Ix	Iy	Wx	Wy
	mm	mm	mm	mm	mm	cm4	cm2	kg/mt	cm4	cm4	cm3	cm3
UPN 50	50	38	5.00	7.00	7.00	3.50	7.12	5.59	26.40	9.12	10.60	3.75
UPN 65	65	42	5.50	7.50	7.50	4.00	9.03	7.09	57.50	14.10	17.70	5.07
UPN 80	80	45	6.00	8.00	8.00	4.00	1.10	8.64	106.00	19.40	26.50	6.36
UPN 100	100	50	6.00	8.50	8.50	4.50	13.50	10.60	206.00	29.30	41.20	8.49

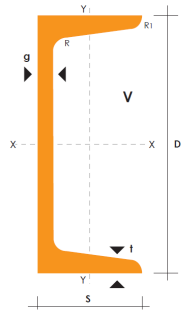


Figura 3-53. Catálogo UPN

$$Q_n = 0.3 \cdot (t_f + 0.5 \cdot t_w) \cdot L_c \cdot \sqrt{f_c' \cdot E_c}$$
$$Q_n = 0.3 \cdot (8.5 + 0.5 \cdot 6) \cdot 160 \cdot \sqrt{28 \cdot 24870} = 460.63\ kN$$

Finalmente, se tiene el número de conectores:

$$Q_r = \emptyset_{sc} \cdot Q_n = 0.85 \cdot 460.63 = 391.64\ kN$$
$$n = \frac{P}{Q_r} = \frac{12019}{391.64} = 31$$

Para la combinación de fatiga se han dispuesto 72 conectores entre el apoyo y el centro del puente por lo que se satisface el requerimiento de Resistencia.

Diseño de soldadura

Se dispone soldadura de filete de 6mm de 160mm de longitud en el talón y dedo del perfil UPN. La resistencia de la soldadura debe ser mayor que la resistencia nominal a corte, Qn=391.64kN.

$$R_r = 0.60 \cdot \emptyset_{e2} \cdot F_{exx} \cdot (1 + 0.5 \cdot sin^{1.5}90) \cdot A_{ef} \cdot l$$

$$R_r = 0.60 \cdot 0.80 \cdot 483 \cdot (1 + 0.5) \cdot 4.242 \cdot 160 \cdot 2 = 472.06\ kN$$

Donde:

$\emptyset_{e2}$ = factor de reducción de resistencia, 0.80

Fexx = resistencia del electrodo, 70ksi (483MPa)

Aef = área efectiva de la soldadura= 0.707*t*l= 0.707*6*1= 4.242mm^2

El área total considerando la soldadura en cada cara del alma es de

Aef=2*5.656=11.252mm2

$R_r > Q_n$ Ok, cumple

La resistencia de la soldadura es adecuada.

3.3.11 CANTIDADES DE OBRA

PUENTE 1			
CANTIDADES DE OBRA INFRAESTRUCTURA			
RUBRO	**DESCRIPCION**	**UNIDAD**	**CANTIDAD**
1	Replanteo y nivelación	ha	0.50
2	Excavación	m3	1651.86
3	Relleno	m3	353.54
4	Subbase clase III	m3	12.00
5	Material filtrante	m3	35.80
6	Geotextil	m2	414.83
7	Perforación pilotes prebarrenados D=0.70m (incluye perforación, camisa no recuperable, acero de refuerzo y hormigón)	ml	168.00
8	Perforación pilotes prebarrenados D=1.00m (incluye perforación, camisa no recuperable, acero de refuerzo y hormigón)	ml	168.00
9	Descabezado de pilotes	u	24.00
10	Hormigón estructural de cemento Portland Clase B (fc=280kg/cm2) para estribos	m3	221.39
11	Hormigón estructural de cemento Portland Clase B (fc=280kg/cm2) para losa de aproximacion	m3	17.66
12	Hormigón estructural de cemento Portland Clase B (fc=180kg/cm2) replantillo	m3	14.03
13	Acero de refuerzo de barras (fy= 4200kg/cm2) para estribos	kg	15348.92
14	Acero de refuerzo de barras (fy= 4200kg/cm2) para losa de aproximación	kg	2346.89
15	Prueba de carga dinámica PDA	u	4.00
16	Prueba cross hole	u	6.00
17	Tubería D=6" perforado para subdren	m	25.20
18	Baranda tipo JERSEY	m	12.00
19	Protección muro de gaviones	m3	131.88
20	Muro de Gaviones con Terramesh	m3	190.00
21	Material de préstamo importado	m3	217.36
22	Geomalla Uniaxial	m2	746.40
CANTIDADES DE OBRA SUPERESTRUCTURA			
RUBRO	**DESCRIPCION**	**UNIDAD**	**CANTIDAD**
23	Hormigón estructural de cemento Portland Clase B (fc=280kg/cm2)	m3	144.71
24	Junta de dilatación	ml	21.20
25	Acero de refuerzo de barras (fy= 4200kg/cm2)	kg	24632.49
26	Suministro acero estructural ASTM A588 / A709 fy= 3500kg/cm2	kg	93500.57
27	Fabricación acero estructural ASTM A588 / A709 fy= 3500kg/cm2	kg	93500.57
28	Montaje acero estructural ASTM A588 / A709 fy= 3500kg/cm2	kg	93500.57
29	Suministro acero estructural ASTM A36 fy= 2520kg/cm2	kg	5119.91
30	Fabricación acero estructural ASTM A36 fy= 2520kg/cm2	kg	5119.91
31	Montaje acero estructural ASTM A36 fy= 2520kg/cm2	kg	5119.91
32	Pintura acero estructural	kg	98620.48
33	Apoyos de neopreno Tipo Stup Dureza Shore 60 (45x40x9,2cm)	u	8.00
34	Tubo de PVC D=10cm para drenaje	ml	20.80
35	Baranda tipo JERSEY	m	100.00

Figura 3-54. Cantidades de obra

3.4 PUENTE 2

3.4.1 CONCEPTUALIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA

En base a los estudios definitivos de hidrología y geotecnia y a la evidencia de la topografía actual del cauce, se ha concluido que la mejor alternativa para la construcción del puente de la abscisa 6+320 es un puente de un solo tramo con una luz de 60m.

Se ha seleccionado una superestructura de 4 vigas para un ancho de tablero de 11.30m y una longitud final de 60m.

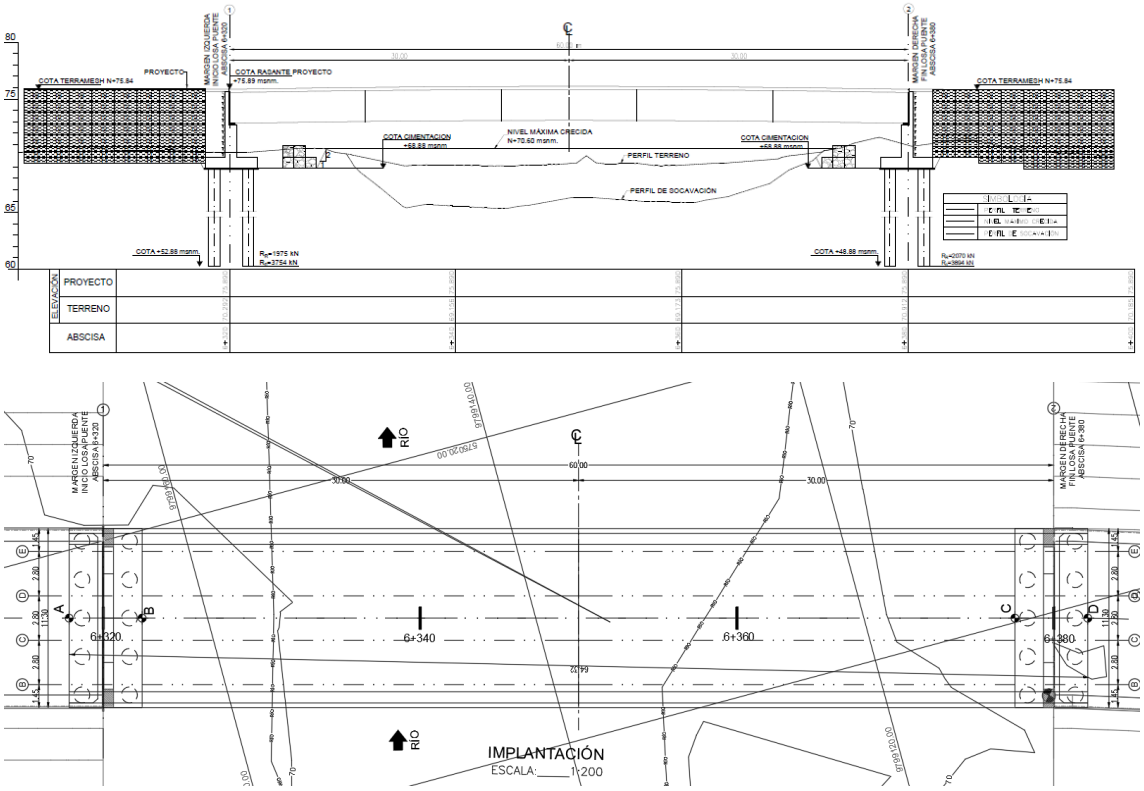


Figura 3-55. Implantación puente 2, perfil y planta.

3.4.2 CRITERIOS DE DISEÑO

- Análisis de carga viva: se han estudiado los factores de distribución de carga viva considerando que el espaldón junto a la vereda se puede convertir en un nuevo carril de tráfico en una futura ampliación de la vía. Esta condición es la más crítica para la distribución de carga hacia las vigas, tanto para corte como para flexión.
- Carga peatonal: no se ha considerado la carga peatonal debido a que se está usando la carga vehicular sobre el espaldón junto a la vereda. La carga peatonal si ha sido considerada para el diseño del tablero.
- Diseño de protecciones: las protecciones han sido diseñadas para un nivel de impacto TL-4. Se han seguido recomendaciones en cuanto a armados y

geometrías basadas en ensayos a escala real realizados por la FHWA de Estados Unidos. Esto permite garantizar que estas protecciones tendrán un desempeño adecuado.

- Análisis sísmico: al ser un puente simplemente apoyado no se requiere análisis sísmico de acuerdo con el código AASHTO, artículo A4.7.4.2. Para el diseño de los estribos se ha considerado el empuje dinámico de tierra y las fuerzas inerciales provenientes de la superestructura y de la infraestructura (incluyendo la masa de relleno retenida por el estribo). La PGA ha sido calculada en función de las curvas de peligro sísmico de la NEC-15 para un período de retorno de 1000 años, dando como valor una aceleración de 0.51g. El coeficiente de aceleración horizontal kh, ha sido reducido al 50% debido a que se asume que el estribo es capaz de desplazarse hasta 2". Este criterio ha sido ratificado mediante ensayos de laboratorio y numéricos.
- Diseño de arriostramiento inferior: de acuerdo al proceso construido a ser empleado, las vigas serán lanzadas en pareja y por ende no se requiere unir todas las vigas con el arriostramiento inferior posterior a su colocación sobre los estribos.
- Diseño de diafragmas intermedios: el diseño de los diafragmas intermedios obedece a las cargas impuestas por la fundición del volado del tablero y a la rigidez y resistencia necesarias para arriostrar de manera efectiva las vigas durante la fundición del tablero.

3.4.3 DISEÑO DEL TABLERO

El tablero del puente forma una losa apoyada sobre sus vigas principales con dos voladizos laterales que forman la vereda peatonal y soportan la estructura de protección contra accidentes vehiculares. Para el diseño del tablero se utiliza el método de las franjas y se analiza los vanos interiores y el voladizo lateral de manera independiente. Los vanos interiores son diseñados para los estados límites de Servicio I y Resistencia I, mientras que el voladizo, aparte de los estados antes mencionados, se verifica para el estado de Evento Extremo II que corresponde a colisión vehicular.

3.4.3.1 Geometría, Materiales y Cargas

3.4.3.1.1 Geometría

A continuación, se presenta la sección transversal del puente y la estructura de protección para el correspondiente diseño del tablero.

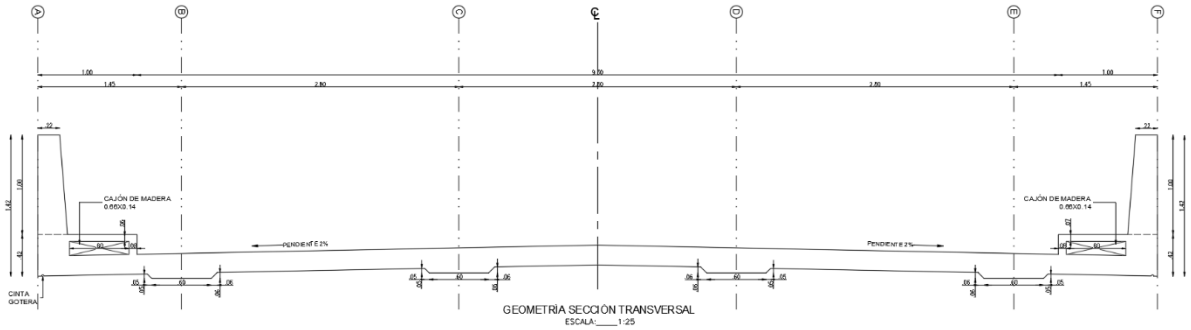


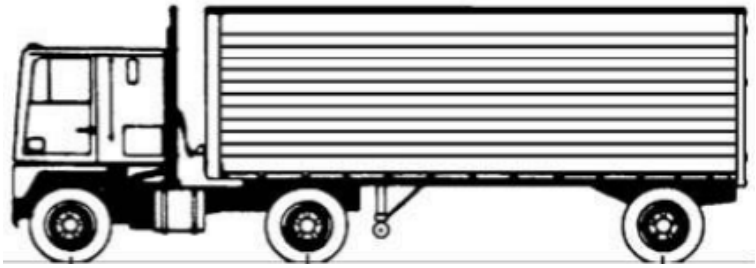
Figura 3-56. Sección transversal típica

Materiales

- Hormigón: f'_c= 28 MPa, E_c= 24870 MPa, W= 24 kN/m^3
- Acero de refuerzo: fy= 420 MPa, Es= 200000 MPa

Cargas y combinaciones de diseño

La carga de diseño predominante es el camión HL93 que tiene la siguiente configuración de ejes:



- Peso eje delantero: 35 kN
- Peso segundo eje: 145 kN
- Peso tercer eje: 145 kN
- Peso total del camión: 325 kN
- Carga distribuida simultanea: 9.3kN/m

Las combinaciones de carga utilizadas para el diseño del tablero son las siguientes:

Resistencia I: 1.25DC+1.75(LL+I)
Servicio I: DC + (LL+I)
Evento Extremo II: DC+0.5 (LL+I)+CT (solo para voladizo)
Donde,
DC : efecto por carga muerta (peso del tablero, postes y pasamanos)
LL+I : efecto por carga vehicular más impacto (33%)

CT : efecto por colisión vehicular

3.4.3.2 Diseño de vanos interiores

Para el diseño de los vanos interiores se utiliza el método de las franjas, el cual asume que las vigas actúan como apoyos rígidos sobre los que se asienta el tablero. La carga viva se distribuye transversalmente para provocar los mayores momentos positivos y negativos. El código AASHTO LRFD presenta estos valores en la tabla A4.1 para distintos espaciamientos entre vigas y distancias a la sección crítica de análisis.

Cargas muertas

W_{DC1} = 6.42 kN/m carga peso propio losa + barreras + veredas

Carga vehicular LL+I

De la tabla A4.1 (AASHTO LRFD 2017) se tienen los siguientes valores interpolados para momento positivo y negativo:

$+M_{(LL+I)}$= 29.02 kN-m/m $-M_{(LL+I)}$= 24.80 kN-m/m

Combinación Resistencia I

Los momentos mayorados se muestran a continuación:



Figura 3-57. Momentos Resistencia I, kN-m/m

Combinación Servicio I



Figura 3-58. Momentos Servicio I, kN-m/m

Acero mínimo A5.6.3.3

El acero mínimo debe ser capaz de desarrollar una resistencia a flexión mayor o igual que el mínimo de los siguientes valores:

$$1.33 \cdot M_u$$

$$M_{cr} = \gamma_3 \cdot \gamma_1 \cdot f_r \cdot S_c$$

$$M_{cr} = 1.072 \cdot f_r \cdot S_c$$

Donde:

M_u = momento por Resistencia I

M_{cr} = momento de agrietamiento, (23.82 kN-m)

γ_1 = factor de variabilidad de agrietamiento a flexión, (1.6)

γ_3 = relación de resistencia a fluencia y resistencia última a tensión para acero A615, (0.67)

f_r = módulo a ruptura del hormigón especificado en A5.4.2.6, ($0.24\sqrt{f_c'}\ (ksi) = 0.63\sqrt{f_c'}\ (MPa)$)

Sc = módulo seccional de la losa de hormigón, (6.666E6 mm^3)

Control de agrietamiento por distribución de refuerzo A5.6.7

Cuando la tensión en la sección transversal exceda el 80% del módulo de ruptura especificado en A5.4.2.6 bajo la combinación de Servicio I, el acero de refuerzo más próximo a la cara de tensión debe cumplir con el siguiente espaciamiento:

$$s \leq \frac{122600 \cdot \gamma_e}{\beta_s \cdot f_{ss}} - 2 \cdot d_c$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_s}{0.7 \cdot (h - d_c)}$$

$$k = \sqrt{2 \cdot \rho_{act} \cdot n + (\rho_{act} \cdot n)^2} - \rho_{act} \cdot n$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$f_{ss} = \frac{M_u}{A_s \cdot j \cdot d_t}$$

Donde:

s = separación máxima del acero de refuerzo exterior, (mm)

γ_e = factor de exposición para concreto reforzado, (1)

dc = espesor del recubrimiento medido desde la fibra extrema en tensión al centro del refuerzo exterior, (mm)

Mu = momento por Servicio I

fss = esfuerzo de tensión calculado en el refuerzo bajo el estado de servicio sin exceder 0.60fy, (MPa)

h = espesor del elemento, (200m)

Datos

Espesor de la losa, h= 20cm

Ancho de diseño, b= 100cm

Recubrimiento del acero superior, r= 5cm

Recubrimiento del acero inferior, r= 4cm

Factor de reducción de resistencia a flexión, ϕ= 0.90

Tabla 3-29.. Diseño de armadura principal Resistencia I.

Resistencia I																		
					AS calc.	ACERO SELECCIONADO								Acero mínimo		Verificación		
Pos	Mu (kN-m)	Diam. var (mm)	r (mm)	dt (mm)	As (cm2/m)	As (cm2/m)	VARILLAS							1.072*fr* Sc (kN-m)	1.33*Mu (kN-m)	a (mm)	ϕMn (kN-m)	Criterio
M (+)	55.70	14	40	153	10.24	10.78	7	ϕ	14	+	0	ϕ	0	23.82	74.09	19.02	58.45	OK
M (-)	49.61	14	50	143	9.77	10.78	7	ϕ	14	+	0	ϕ	0	23.82	65.98	19.02	54.37	OK

Tabla 3-30. *Verificación espaciamiento acero Servicio I*

Servicio I															
Pos	Mu (kN-m)	Diam. var (mm)	r (mm)	dt (mm)	dc (mm)	0.8*fr (Mpa)	fact (Mpa)	fact > 0.8fr	βs	pact	k	j	fss (Mpa)	S cal (mm)	S provisto (mm)	Criterio
M (+)	32.96	14	40	153	47	2.67	4.94	SI	1.44	0.704%	0.28	0.91	220.80	292	150	OK
M (-)	29.77	14	50	143	57	2.67	4.46	SI	1.57	0.754%	0.29	0.90	214.01	251	150	OK

En la dirección perpendicular al eje del puente se provee acero continuo 1Φ14mm@15cm en la cara inferior y superior. El acero de distribución en la dirección paralela al eje del puente se detalla a continuación.

Acero Inferior

Acero inferior de distribución cuando el acero principal es perpendicular al tráfico A9.7.3.2:

$$A_{sl} = min\begin{bmatrix} 38.41/\sqrt{S} \\ 0.67 \end{bmatrix} \cdot A_{sp}$$

$$A_{sl} = min\begin{bmatrix} 0.72 \\ 0.67 \end{bmatrix}$$

$$A_{sl} = 0.67 \cdot 1077 = 7.22\ cm^2/m$$

Se provee 1Φ14mm@20cm (7.70cm2/m)

Acero Superior

Para la cuantía del acero superior se aplica el artículo A5.10.6 (acero por retracción y flujo plástico) que es igual a:

Acero de temperatura (As top)		
b	1000.00	mm
h	200.00	mm
As temp_calc	1.50	cm2/m
As temp_req	2.33	cm2/m

Se provee 1Φ10mm@20cm (3.93cm2/m)

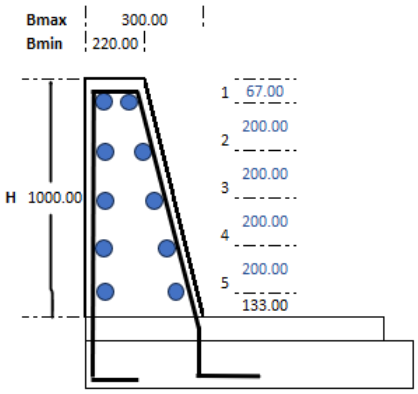
3.4.3.3 Diseño de barrera vehicular

El sistema de protección de impactos está formado por una barrera jersey en combinación con una protección metálica formada por postes y barandas. El sistema en su conjunto se ha diseñado para un nivel de impacto TL-4 de acuerdo con la siguiente tabla:

Tabla 3-31. *Fuerzas de diseño para protecciones de tráfico*

Fuerzas de diseño y simbología	Niveles de Ensayo para las Barandas					
	TL-1	TL-2	TL-3	TL-4	TL-5	TL-6
Transversal F_t (N)	60.000	120.000	240.000	240.000	550.000	780.000
Longitudinal F_L (N)	20.000	40.000	80.000	80.000	183.000	260.000
Vertical descendente F_v (N)	20.000	20.000	20.000	80.000	355.000	355.000
L_t y L_L (mm)	1220	1220	1220	1070	2440	2440
L_v (mm)	5500	5500	5500	5500	12.200	12.200
H_e (mín.) (mm)	460	510	610	810	1070	1420
Mínima altura del riel H (mm)	685	685	685	810	1070	2290

Datos		
f'c	28	MPa
fy	420	MPa
Ec	24870.1	MPa
Es	200000	MPa
rec	50	mm



Acero Horizontal		
db	10	mm
A	78.54	mm2
z	67.00	mm
d1	158.36	mm
d2	174.36	mm
d3	190.36	mm
d4	206.36	mm
d5	222.36	mm

Acero Vertical		
db	12	mm
A	113.10	mm2
@	150.00	mm
As	753.98	mm2/m
z	56.00	mm
d1	204.00	mm

Seccion A1		
d	190.36	mm
b	1000.00	mm
As	392.70	mm2
a	6.93	mm
ϕ	1.00	
ϕMn	30.83	kN-m
Resistencia a flexion respecto a un eje vertical a la barrera		
Mw	30.83	kN-m

Seccion A1		
d	204.00	mm
b	1000.00	mm
As	753.98	mm2
a	13.31	mm
ϕ	1.00	
ϕMn	62.49	kN-m
Resistencia a flexion respecto a un eje paralelo al eje longitudinal del puente		
Mc	62.49	kN-m

Resistencia nominal a carga transversal			*A13.3.1-1; A13.3.1-2*
Lc	2.59	m	*Longitud critica de la linea de rotura*
Rw	324.00	kN	*Resistencia nominal a carga transversal*
Ft	240.00	kN	*Carga transversal*
Ok			

Transferencia de corte barrera - losa			
Corte actuante			
Vct	70.55	kN	
Corte resistente			*A5.7.4.3-3 ; A5.7.4.3-4 ; A5.7.4.3-5*
B	300.00	mm	*Ancho de barrera*
a	1000.00	mm	*Largo de barrera (1m de analisis)*
Acv	300000.00	mm2	*Area de corte en contacto*
Avf	753.98	mm2/m	*Area de dowel en plano de corte*
c	0.50	MPa	*Factor de cohesion A5.7.4.4*
μ	0.60	adim	*Factor de cohesion A5.7.4.4*
f'c	28	MPa	*Resistencia de hormigon*
fy	420	MPa	*Resistencia de acero de refuerzo*
Pc	6.24	kN	*Peso de la barrera*
k1	0.20	adim	*Fraccion de la resistencia de concreto*
k2	5.60	MPa	*Resistencia de corte limite en la interface*
Vn1	343.75	kN	*Corte resistente_1*
Vn2	1680.00	kN	*Corte resistente_2*
Vn3	1680.00	kN	*Corte resistente_3*
Vn	343.75	kN	*Corte resistente*
Ok			

Chequeo de dowel			*A5.7.4.2-1 y C5.7.4.2*
Acv	300000.00	mm2	*Area de corte en contacto*
Avf	753.98	mm2/m	*Area de dowel en plano de corte*
Avf req	251.43	mm2/m	*Area de dowel en plano de corte requerido*
Ok			

Resumen			
Mb	0.00	kN-m	*Resistencia flexion adicional en tope de muro*
Mw	30.83	kN-m	*Resistencia flexion respecto a si eje vertical*
Mc	62.49	kN-m	*Resistencia flexion respecto de un eje paralelo al eje longitudinal del puente*
H	1.00	m	*Altura de la barrera*
Lt	1.07	m	*Longitud de distribucion de la fuerza de impacto longitudinal*
Lc	2.59	m	*Longitud critica de la linea de rotura*
Rw	324.00	kN	*Resistencia nominal a carga transversal*

Por lo que para el armado de la barrera se utilizara:

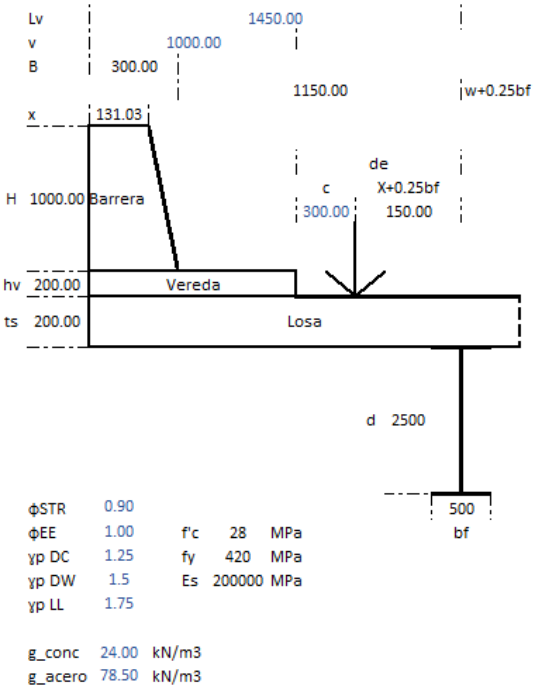
- Recubrimiento = 5cm
- Varillas horizontales = 5ϕ10mm cara interna y externa
- Varillas verticales = 1ϕ12mm @ 150mm

3.4.3.4 Diseño de voladizo

El voladizo se diseña para los siguientes casos:

1. Evento Extremo II usando las fuerzas transversales y longitudinales de impacto especificadas en el artículo A13.2
2. Evento Extremo II usando la fuerza vertical de impacto especificada en el artículo A13.2
3. Resistencia I usando las cargas muertas y vivas especificadas en el artículo 3.6.1

Tabla 3-32. *Diseño de voladizo*



1.- Diseño del volado para fuerza de colision horizontal

**Se verifica la fuerza de colision horizontal en la cara interna de la barrera*

MDC deck			MDC barr			MDC vereda			MCT		
ts	200.00	mm	W barr	6.24	kN	hv	200.00	mm	M_CT	70.55	kN-m/m
b	1000	mm	L	0.3	m	b	1000	mm			
w deck	4.80	kN/m	x	0.131	m	w ver	4.80	kN/m			
L	0.3	m				L	0.3	m			
M_DC1	0.27	kN-m/m	M_DC2	1.318	kN-m/m	M_DC3	0.27	kN-m/m			

Mu 72.41 kN-m/m

Capacidad de losa

As (-) de losa

nb	1	u
db	14.00	mm
@	150	mm

As de refuerzo para volado

nb	1	u
db	12.00	mm
@	150	mm
As	1780.24	mm2/m

Capacidad a flexion

b	1000.00	mm
rec	50.00	mm
z	57.00	mm
d	143.00	mm
a	31.42	mm
ϕMn	95.18	kN-m

Capacidad de losa (contando la tension producida)

T	70.55	kN/m
Ta	747.70	kN/m
C	677.15	kN/m
d	143.00	mm
a	28.45	mm
Mr	92.24	kN-m/m

2.- Verificacion para fuerza de colision horizontal en la seccion de diseño del volado

**Se verifica con las fuerzas de colision distribuidas en una distancia Lc para momento y Lc+2H para carga axial*

**La seccion de diseño esta ubicada a bf/4 del centroide de la viga*

**Se asume un incremento en la longitud de distribucion Lc de 30° desde la cara de la barrera*

MCT			MDC deck			MDC barr			MDC vereda		
Lc	2592.23	mm	ts	200.00	mm	W barr	6.24	kN	Aver	0.12	m2
Ldis	1325.00	mm	b	1000	mm	L	1.325	m	b	1000	mm
w	1025.00	mm	w deck	4.80	kN/m	x	0.131	m	P ver	2.93	kN/m
w+0.25bf	1150.00	mm	L	1.325	m				L	0.825	m
α	30	°									
ex	591.78	mm	M_DC1	5.27	kN-m/m	M_DC2	9.31	kN-m/m	M_DC3	3.02	kN-m/m
M_CT	70.55	kN-m/m				**Mu**	66.04	kN-m/m			
McB	48.44	kN-m/m				Es menor al caso 1, por lo que no gobierna					

3.- Diseño del volado para cargas muerta y viva

**La seccion de diseño esta ubicada a bf/4 del centroide de la viga*

MLL			MDC deck			MDC barr			MDC vereda		
X	25.00	mm	M_DC1	5.27	kN-m/m	M_DC2	9.31	kN-m/m	M_DC3	3.02	kN-m/m
E	1.16	m									
m	1.20										
IM	0.33										
P_llanta	72.50	kN									
M_LL	4.36	kN-m/m									
						Mu	21.96	kN-m/m			
						Es menor al caso 1, por lo que no gobierna					

El armado para la zona del volado se mantendrá igual al de los vanos interiores, sin embargo, los cálculos del voladizo muestran que necesita acero de refuerzo adicional en la zona superior de la losa perpendicular al eje del puente, siendo este:

- 1ϕ12mm @150mm en cara superior de losa

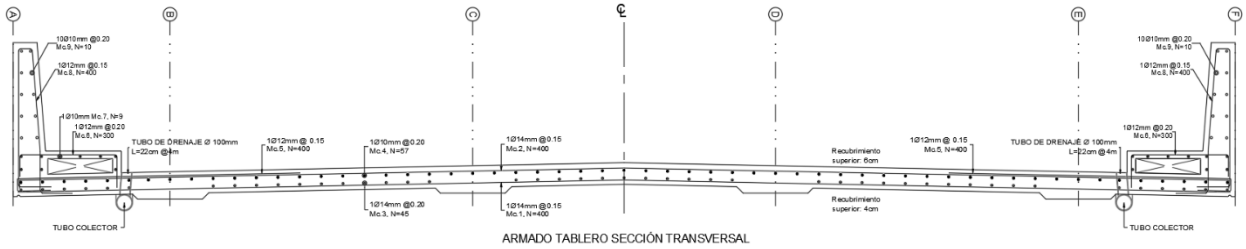


Figura 3-59. Armado de tablero puente abscisa 6+320

3.4.4 DISEÑO DE VIGAS DE ACERO

El diseño de las vigas de acero debe satisfacer los requisitos de resistencia, serviciabilidad y fatiga durante la etapa constructiva y operativa. La etapa constructiva es la condición más crítica para las vigas ya que deben soportar su peso propio, peso del hormigón y peso del equipo de construcción en la condición de sección no compuesta. Una vez que el tablero alcanza su resistencia de diseño, las vigas forman una sección compuesta para soportar las cargas vehiculares y cargas muertas futuras tales como las protecciones laterales, veredas peatonales y capa de rodadura. Estas cargas se distribuyen de forma uniforme a las 4 vigas del tablero.

3.4.4.1 Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga utilizadas son las siguientes:

Resistencia I: 1.25(DC1)+1.25(DC2)+1.50(DW)+1.75(LL+I); LL corresponde a HL-93 o Tándem

Servicio II: 1.0(DC1)+1.0(DC2)+1.0(DW)+1.30(LL+I)

Fatiga I: 1.75(LL+I), I=15%

Donde,

DC1: carga muerta de vigas y tablero
DC2: carga muerta super impuesta (veredas y baranda de protección)
DW: carga de capa de rodadura
LL+I: carga viva más impacto

3.4.4.2 Determinación de cargas muertas y vivas

La siguiente sección determina las cargas muertas y vivas a aplicarse sobre la estructura del puente.

3.4.4.2.1 Cálculo de carga muerta por viga

A continuación, se enuncian las cargas muertas que soportan las vigas interiores y exteriores por metro de longitud de acuerdo con la sección transversal típica. Se asume que las cargas de vereda y protecciones se distribuyen uniformemente hacia las cuatro vigas. En la Tabla 8-1 se muestra la carga correspondiente al peso propio de la viga, la misma que corresponde al diseño final de la estructura.

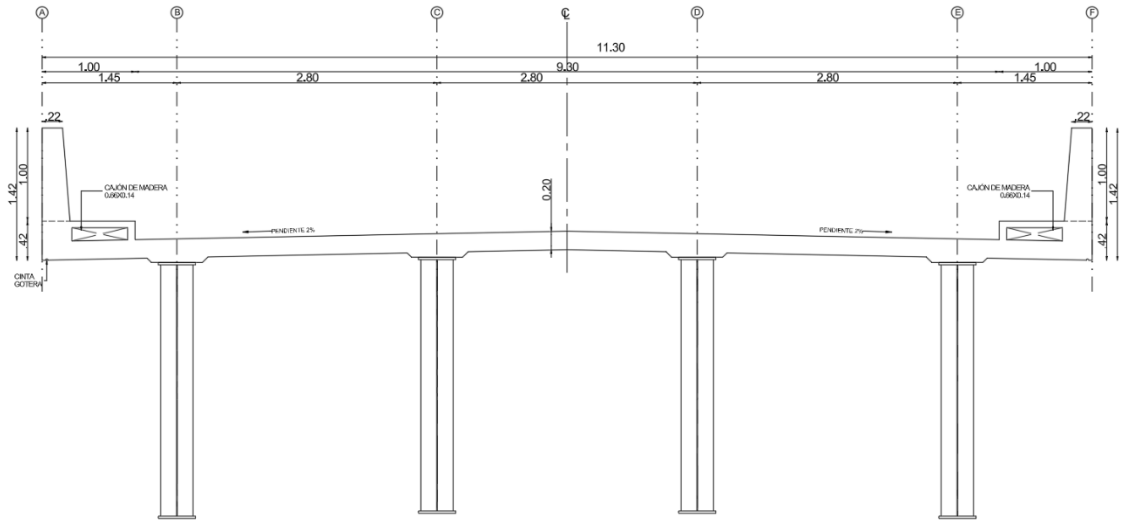


Figura 3-60. Dimensiones de tablero

Tabla 3-33.Cargas permanentes DC y DW para vigas externas e internas

Nomencaltura	Descripcion	Viga externa	Viga Interna
DC1 (kN/m)	Losa	13.42	13.18
DC2 (kN/m)	Vigas	5.36	5.36
DC3 (kN/m)	Encofrado		
DC4 (kN/m)	Protecciones	3.06	3.06
DC5 (kN/m)	Veredas	1.44	1.44
DW (kN/m)	Asfalto	0.00	0.00
ΣDC1 (sola)		**18.78**	**18.54**
Encofrado		**0.00**	**0.00**
ΣDC2 (compuesta 3n)		**4.50**	**4.50**
ΣDW (compuesta 3n)		**0.00**	**0.00**

3.4.4.2.2 Cálculo de carga viva

Para el diseño de las vigas de acero se analizan las siguientes cargas vehiculares. Los valores de corte y momento se los calcula con el programa Midas Civil. Los valores mostrados a continuación no contienen factor de distribución, el mismo que es calculado en la siguiente sección:

HL-93

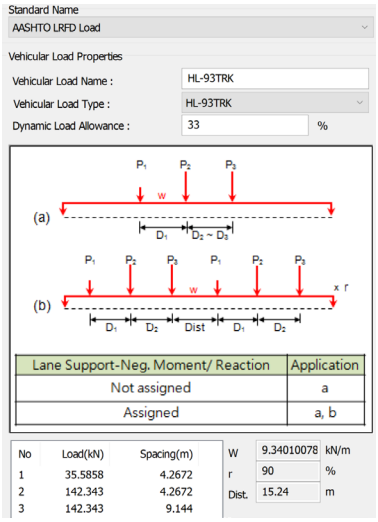


Figura 3-61. Configuración HL-93

Tándem

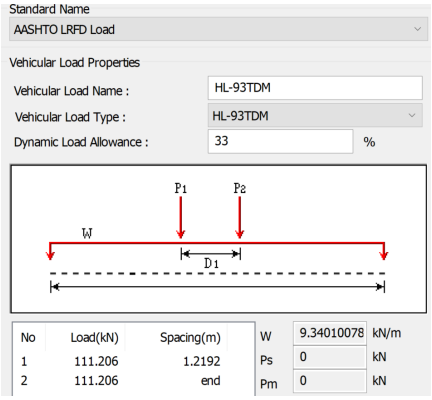


Figura 3-62. Configuración Tándem

Fatiga

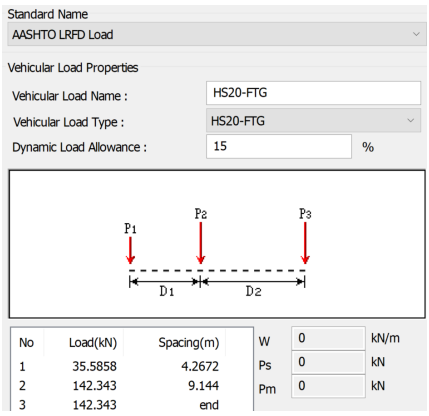


Figura 3-63. Configuración carga de fatiga

3.4.4.3 Factores de distribución de carga viva

Los factores de distribución de carga se han obtenido de la siguiente manera:

Factores de distribución para Resistencia

Los factores de distribución de carga para los estados límites de Resistencia se presentan a continuación:

Table 4.6.2.2.1-3—Constant Values for Articles 4.6.2.2.2 and 4.6.2.2.3

Equation Parameters	Table Reference	Simplified Value			
		a	e	k	f,g,i,j
$\left(\frac{K_g}{12.0Lt_s^3}\right)^{0.1}$	4.6.2.2.2b-1	1.02	1.05	1.09	—
$\left(\frac{K_g}{12.0Lt_s^3}\right)^{0.25}$	4.6.2.2.2e-1	1.03	1.07	1.15	—
$\left(\frac{12.0Lt_s^3}{K_g}\right)^{0.3}$	4.6.2.2.3c-1	0.97	0.93	0.85	—
$\frac{I}{J}$	4.6.2.2.2b-1, 4.6.2.2.3a-1	—	—	—	$0.54\left(\frac{d}{b}\right)+0.16$

Factor de distribución de momento viga interna:

Un carril de carga

$$g_{Mint} = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \cdot \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \cdot \left(\frac{K_g}{12 \cdot L \cdot {t_s}^3}\right)^{0.1}$$

$$g_{Mint} = 0.06 + \left(\frac{2800}{4300}\right)^{0.4} \cdot \left(\frac{2800}{60000}\right)^{0.3} \cdot 1.02 = 0.403$$

Dos carriles de carga

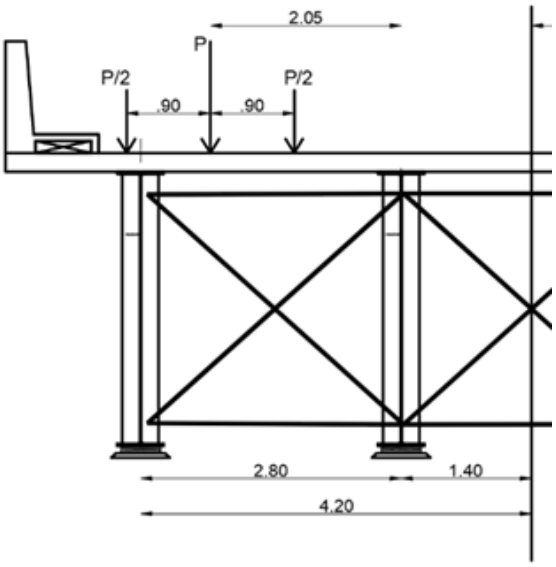
$$g_{Mint} = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \cdot \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \cdot \left(\frac{K_g}{12 \cdot L \cdot {t_s}^3}\right)^{0.1}$$

$$g_{Mint} = 0.075 + \left(\frac{2800}{2900}\right)^{0.6} \cdot \left(\frac{2800}{60000}\right)^{0.2} \cdot 1.02 = 0.616$$

Factor de distribución de momento viga externa:

Un carril de carga

Para el cálculo del factor de distribución de momento para vigas externas considerando un solo carril de carga se aplica la regla de la palanca (lever rule) de acuerdo con el siguiente esquema de carga:



$$\sum M_H = 0$$

$$R = \frac{m \cdot P \cdot e}{S} = \frac{1.2 \cdot 2.05}{2.80} \cdot P = 0.879 \cdot P$$

$$g_{Mext} = 0.879$$

Donde,
g= factor de distribución de momento
m= 1.2 factor de presencia múltiple para un carril de carga
P= carga de eje
e= excentricidad medida desde la primera viga interior hasta la resultante del eje de carga
S= separación entre vigas

Dos carriles de carga

Para el cálculo del factor de distribución de momento para vigas externas considerando dos carriles de carga se multiplica el factor de distribución de vigas interiores por el factor *e*.

$$g_{Mext} = e \cdot g_{Mint}$$

$$e = 0.77 + \frac{d_e}{2800} = 0.77 + \frac{450}{2800} = 0.931$$

$$g_{Mext} = 0.931 \cdot 0.616 = 0.573$$

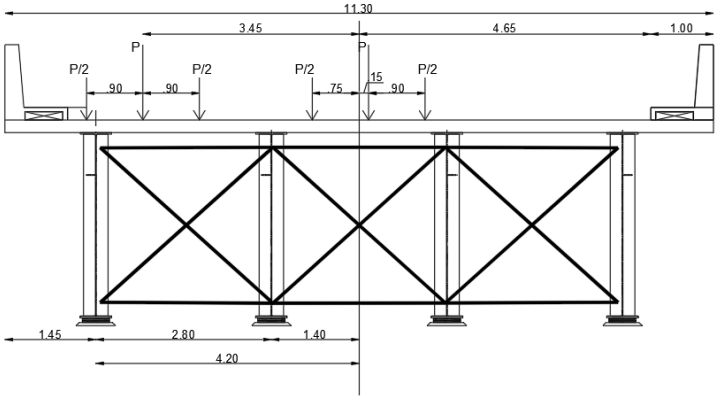
Donde,
de= distancia desde el borde de la vereda hasta el eje del alma de la viga exterior. Valor negativo si la viga se encuentra en la zona de la vereda y positivo si la viga se encuentra en la zona de vía. Valor negativo no puede exceder 300mm

Factor de distribución de momento viga externa de acuerdo con A4.6.2.2.2d

La ecuación utilizada para el cálculo del factor de distribución de momento es la siguiente:

$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{ext} \cdot \sum_1^{N_L} e}{\sum_1^{N_b} x^2}$$

$$g_{Mext} = m \cdot R$$



Donde,
NL= número de carriles cargados
Nb= número de vigas
e= distancia desde el centro de la sección transversal hasta el centro del eje de carga del camión
Xext= distancia desde el centro de la sección transversal hasta el eje de la viga exterior
x= distancia desde el centro de la sección transversal hasta el eje de cada viga
m= factor de presencia múltiple; 1.2 para un carril y 1 para dos carriles de carga

<u>Un carril de carga</u>

$$R = \frac{1}{4} + \frac{4200 \cdot \sum_1^1 3450}{2 \cdot \sum_1^2 \left(\frac{1400}{4200}\right)^2} = 0.62$$

$$g_{Mext} = m \cdot R = 0.744$$

Dos carriles de carga

$$R = \frac{2}{4} + \frac{4200 \cdot \sum_1^2 \binom{3150}{-450}}{2 \cdot \sum_1^2 \binom{1400}{4200}^2} = 0.886$$

$$g_{Mext} = m \cdot R = 0.886$$

Factor de distribución de corte viga interna:

Un carril de carga

$$g_{Vint} = 0.36 + \frac{S}{7600}$$

$$g_{Mint} = 0.36 + \frac{2800}{7600} = 0.728$$

Dos carriles de carga

$$g_{Mint} = 0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^2$$

$$g_{Mint} = 0.2 + \frac{2800}{3600} - \left(\frac{2800}{10700}\right)^2 = 0.909$$

Factor de distribución de corte viga externa:

Un carril de carga

Para un carril de carga el factor de distribución de corte es el mismo que el de momento. Aplica la regla de la palanca.

$$g_{Vint} = 0.744$$

Dos carriles de carga

$$g_{Vext} = e \cdot g_{Vint}$$

$$e = 0.60 + \frac{d_e}{3048} = 0.60 + \frac{450}{3048} = 0.748$$

$$g_{Vext} = 0.748 \cdot 0.744 = 0.556$$

A4.6.2.2.3b requiere que se aplique A4.6.2.2.2d para la determinación del factor de distribución de corte de vigas externas. El cálculo es igual al presentado para momento por ende el factor es igual a:

$$g_{Vext} = 0.886$$

Los factores de distribución utilizados son los siguientes:

Tabla 3-34. Factores de distribución de carga viva para vigas externas e internas

Acción	Viga interior	Viga exterior
Momento	0.616	0.886
Corte	0.909	0.886

Factores de distribución para Fatiga

De acuerdo con el artículo A3.6.1.4.3, los factores de distribución para flexión y corte corresponden a un solo carril de carga utilizando un factor de presencia múltiple de m=1. Estos factores, calculados en la sección anterior y divididos para m=1.2, se resumen a continuación:

Tabla 3-35. Factores de distribución de carga viva para vigas externas e internas, Fatiga

Acción	Viga interior	Viga exterior
Momento	0.513	0.738
Corte	0.758	0.738

3.4.4.4 Diagramas y envolventes de momento y corte

Diagramas para Resistencia y Servicio

A continuación, se presentan los diagramas de momento y cortante para las cargas estáticas (DC) y las envolventes de momento y corte para carga viva LL (HL-93 dominante). Para simplificación del diseño se ha tomado las cargas de la viga interior como las dominantes con los siguientes factores de distribución:

- Momento: 0.886
- Corte: 0.909

Cabe recalcar que la carga viva ha sido ya multiplicada por su factor de distribución de carga y el factor de impacto IM=33%.

Los siguientes diagramas se utilizan para las combinaciones de Resistencia y Servicio.

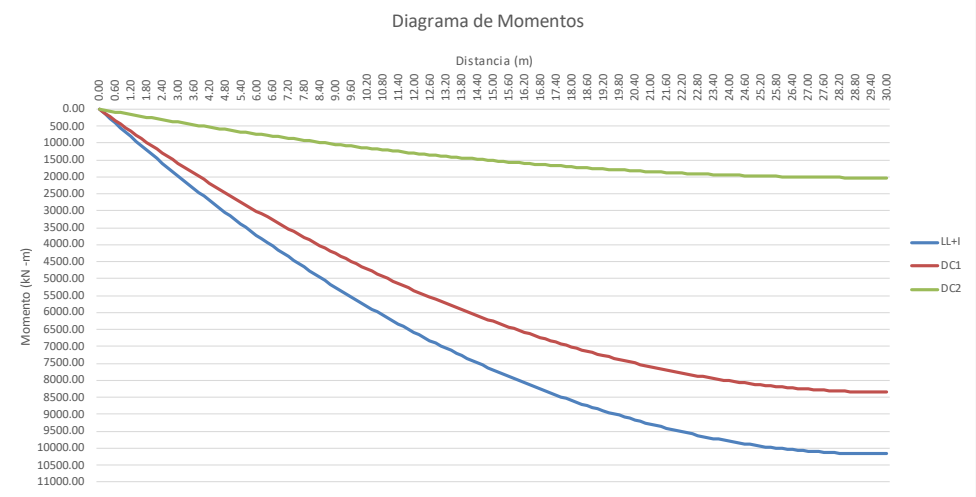


Figura 3-64. Diagrama y envolvente de momento

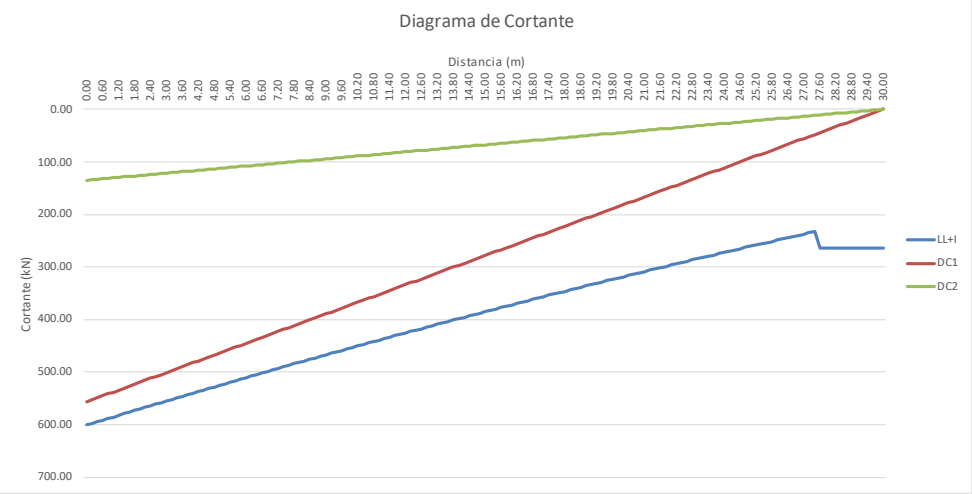


Figura 3-65. *Diagrama y envolvente de corte viga interior*

Diagramas para Fatiga

Los siguientes diagramas, multiplicados ya por su factor de distribución e impacto, se utilizan para la combinación de fatiga con los siguientes factores de distribución:

- Momento: 0.738
- Corte: 0.758

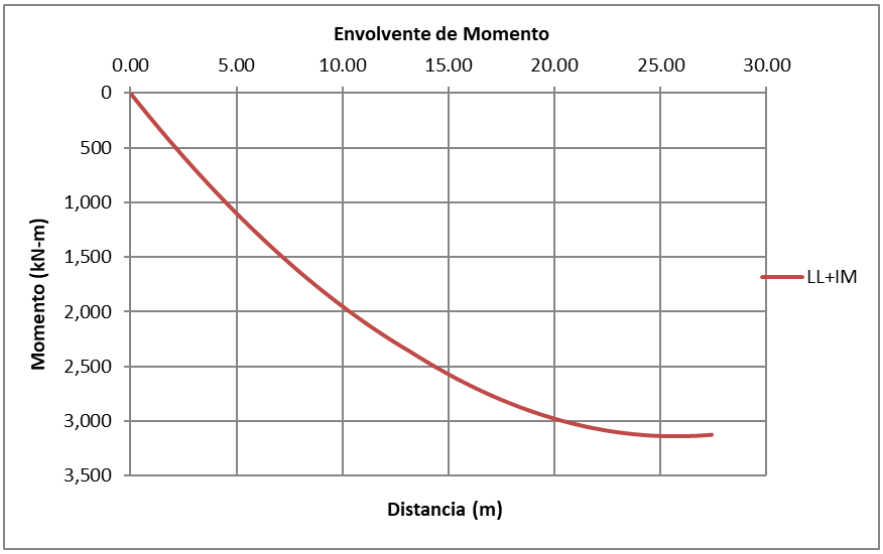


Figura 3-66. *Envolvente de momento*

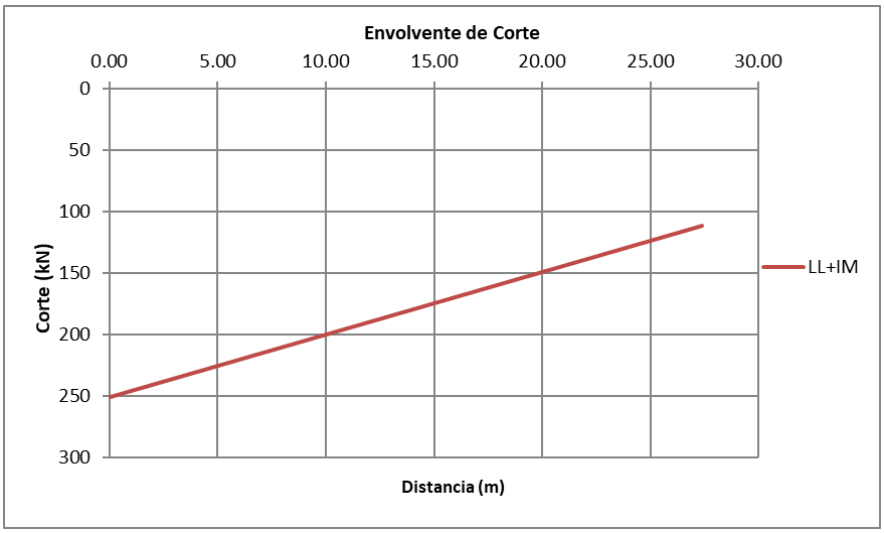


Figura 3-67. *Envolvente de corte*

3.4.4.5 Propiedades geométricas de las secciones

A continuación, se presentan las propiedades geométricas de las distintas secciones de viga utilizadas en el diseño. El siguiente gráfico ilustra el perfil de la viga. Los diafragmas se encuentran ubicados en los ejes 1 al 3.

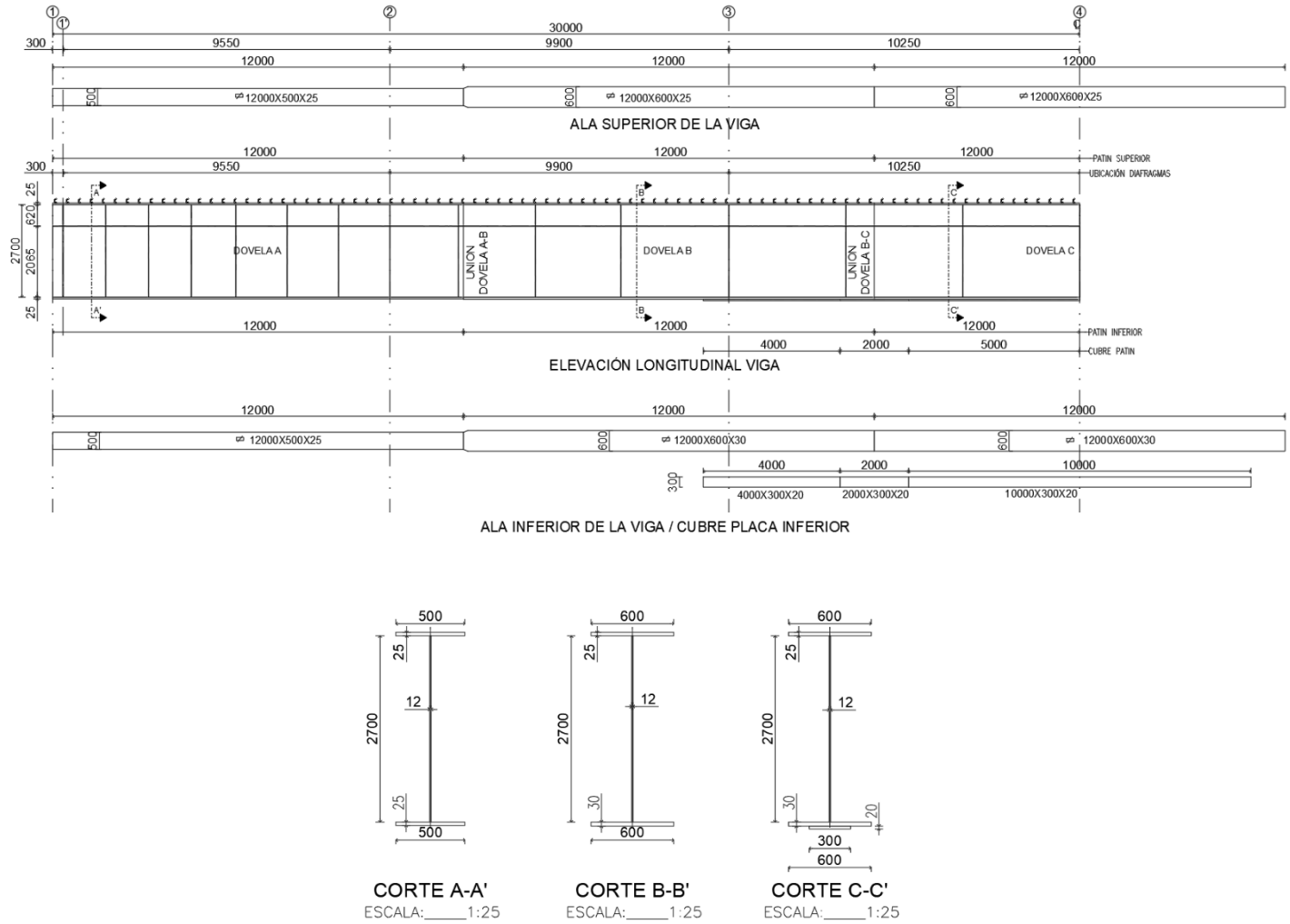


Figura 3-68. Perfil y secciones típicas viga

Para el cálculo de las secciones compuestas se ha considerado únicamente el ancho cooperante de la viga exterior (2850mm) y una altura de cartela (haunch) de 5cm.

Sección A

La sección A se aplica en el tramo 0-10.00m y sus propiedades geométricas son las siguientes:

Tabla 3-36. *Dimensiones de la viga sección A*

SECCION A		
	h (mm)	v (mm)
Altura total	2750	
Ala superior	500	25
Alma	12	2700
Ala inferior	500	25
Refuerzo inf	0	0
Refuerzo sup	0	0

Tabla 3-37. *Propiedades geométricas simples y compuestas de la viga sección A*

SECCIÓN A						
Sección	Area, A (mm2)	Centroide, d (mm)	A*d (mm3)	Io (mm4)	A*y2 (mm4)	Itotal (mm4)
Viga sola						
Refuerzo superior	0	0	0	0	0	0
Patín superior	12500	2738	34218750	651042	23205078125	23205729167
Alma	32400	1375	44550000	19683000000	0	19683000000
Patín inferior	12500	13	156250	651042	23205078125	23205729167
Refuerzo inferior	0	0	0	0	0	0
Total	57400	1375	78925000	19684302083	46410156250	66094458333
Viga compuesta 3n						
Viga	57400	1375	78925000	66094458333	11434094030	77528552363
Losa	23750	2900	68875000	79166667	27634399886	27713566553
Total	81150	1821	147800000	66173625000	39068493916	105242118916
Viga compuesta n						
Viga	57400	1375	78925000	66094458333	40945081135	107039539469
Losa	71250	2900	206625000	237500000	32985932030	33223432030
Total	128650	2220	285550000	66331958333	73931013166	140262971499
Seccion	y.inf.vig (mm)	y.sup.vig (mm)	y.sup.losa (mm)	S.inf.vig (mm3)	S.sup.vig (mm3)	S.sup.losa (mm3)
Viga sola	1375	1375		48068697	48068697	
Compuesta 3n	1821	929	1179	57783477	113324239	89288008
Compuesta n	2220	530	780	63193246	264441565	179729395

Sección B

La sección B se aplica en el tramo 10.00-17.50m y sus propiedades geométricas son las siguientes:

Tabla 3-38. *Dimensiones de la viga sección B*

SECCION B		
	h (mm)	v (mm)
Altura total	2755	
Ala superior	600	25
Alma	12	2700
Ala inferior	600	30
Refuerzo inf	0	0
Refuerzo sup	0	0

Tabla 3-39. *Propiedades geométricas simples y compuestas de la viga sección B*

SECCIÓN B						
Sección	Area, A (mm2)	Centroide, d (mm)	A*d (mm3)	Io (mm4)	A*y2 (mm4)	Itotal (mm4)
Viga sola						
Refuerzo superior	0	0	0	0	0	0
Patín superior	15000	2743	41137500	781250	30488797239	30489578489
Alma	32400	1380	44712000	19683000000	129364537	19812364537
Patín inferior	18000	15	270000	1350000	30504857261	30506207261
Refuerzo	0	0	0	0	0	0
Total	65400	1317	86119500	19685131250	61123019037	80808150287
Viga compuesta 3n						
Viga	65400	1317	86119500	80808150287	11707553253	92515703540
Losa	23750	2905	68993750	79166667	32238904537	32318071203
Total	89150	1740	155113250	80887316953	43946457790	124833774743
Viga compuesta n						
Viga	65400	1317	86119500	80808150287	44846863453	125655013739
Losa	71250	2905	206981250	237500000	41164699927	41402199927
Total	136650	2145	293100750	81045650287	86011563380	167057213666
Seccion	y.inf.vig (mm)	y.sup.vig (mm)	y.sup.losa (mm)	S.inf.vig (mm3)	S.sup.vig (mm3)	S.sup.losa (mm3)
Viga sola	1317	1438		61366508	56187471	
Compuesta 3n	1740	1015	1265	71747133	122978408	98676045
Compuesta n	2145	610	860	77885738	273819938	194230262

Sección C y D

La sección D se aplica en el tramo 17.50-25.00m y sus propiedades geométricas son las siguientes:

Tabla 3-40. *Dimensiones de la viga sección C y D*

	h (mm)	v (mm)
Altura total	2775	
Ala superior	600	25
Alma	12	2700
Ala inferior	700	30
Refuerzo inf	300	20
Refuerzo sup	0	0

Tabla 3-41. *Propiedades geométricas simples y compuestas de la viga sección D*

Sección	Area, A (mm2)	Centroide, d (mm)	A*d (mm3)	Io (mm4)	A*y2 (mm4)	Itotal (mm4)
Viga sola						
Refuerzo superior	0	0	0	0	0	0
Patín superior	15000	2763	41437500	781250	37692003518	37692784768
Alma	32400	1400	45360000	19683000000	1606619736	21289619736
Patín inferior	21000	35	735000	1575000	27402724986	27404299986
Refuerzo	6000	10	60000	200000	8175795560	8175995560
Total	74400	1177	87592500	19685556250	74877143800	94562700050
Viga compuesta 3n						
Viga	74400	1177	87592500	94562700050	13305895541	107868595591
Losa	23750	2925	69468750	79166667	41682468558	41761635225
Total	98150	1600	157061250	94641866717	54988364099	149630230816
Viga compuesta n						
Viga	74400	1177	87592500	94562700050	54380882243	148943582293
Losa	71250	2925	208406250	237500000	56785089668	57022589668
Total	145650	2032	295998750	94800200050	111165971911	205966171962
Seccion	y.inf.vig (mm)	y.sup.vig (mm)	y.sup.losa (mm)	S.inf.vig (mm3)	S.sup.vig (mm3)	S.sup.losa (mm3)
Viga sola	1177	1598		80320403	59187456	
Compuesta 3n	1600	1175	1425	93506241	127368346	105019627
Compuesta n	2032	743	993	101348310	277306091	207472538

3.4.4.6 Diseño etapa constructiva

Las dimensiones de las vigas se verifican para la etapa constructiva considerando una carga de construcción de 0.90kN/m2 y los momentos máximos en los tramos no arriostrados a lo largo de la viga. En esta etapa las vigas deben soportar por sí solas su peso propio, peso del hormigón y cargas constructivas. Los diafragmas intermedios ubicados a lo largo de la longitud del puente permiten arriostrar de forma correcta los

patines superiores para evitar el fenómeno de pandeo lateral torsional. En la etapa constructiva se investiga los siguientes modos de falla:

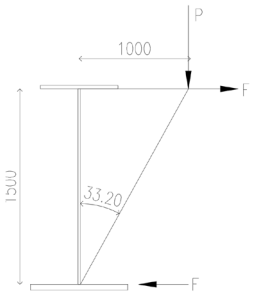
- Fluencia patín superior (C.F yielding)
- Pandeo local en patín superior (L.B) y pandeo lateral torsional (L.T.B)
- Fluencia en patín inferior (T.F yielding)
- Pandeo lateral en alma (Web bend buckling)
- Fluencia por corte del alma o pandeo por corte del alma (Shear Y. or Shear Buck.)

El alma tiene rigidizador longitudinal ubicado en su posición óptima.

El esfuerzo lateral se determina de la siguiente forma:

Determinación esfuerzo lateral *fl*

El esfuerzo *fl* se calcula de acuerdo al artículo 6.10.1.6 y se utiliza el siguiente esquema de apuntalamiento para la aplicación de las cargas de construcción en los volados del tablero. Se asume que los puntales se colocan cada metro a lo largo del tablero del puente.



La carga P se compone en del peso propio de la losa y carga de construcción aplicadas al volado del tablero. La carga por peso propio P_{DC}= 4.71kN/m y la carga P_{cons}= 0.90kN/m.

Pu= 1.25(P_{DC})+1.50(P_{cons})=7.23kN/m

La fuerza lateral F es igual a:

$$F = P \cdot \tan(\alpha)$$

$$F = 4.74\ kN/m$$

El momento último lateral, asumiendo que los puntales separados cada metro se asemejan a una carga distribuida, se calcula de la siguiente manera:

$$M_l = \frac{F \cdot {L_b}^2}{12}$$

Donde,

Lb= longitud no arriostrada para el segmento en consideración

El factor de amplificación (AF) se calcula de la siguiente manera y se aplica únicamente al patín de compresión:

$$AF = \left(\frac{0.85}{1 - \frac{f_{bu}}{F_{cr}}} \right)$$

Los resultados de demanda / capacidad para la etapa constructiva se presentan de forma gráfica en la siguiente figura.

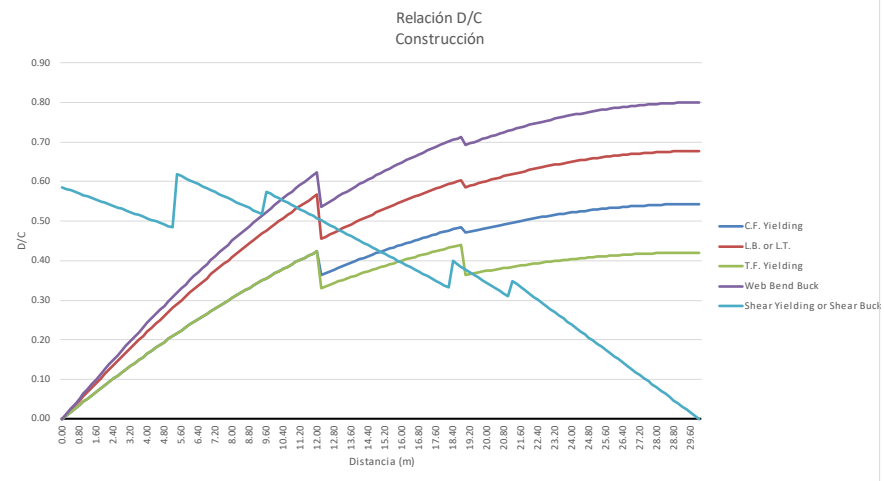


Figura 3-69. Relación Demanda/Capacidad de vigas etapa constructiva

3.4.4.7 Diseño estado límite de servicio

La geometría de las vigas se verifica para la etapa final bajo el estado de Servicio II donde se investigan los siguientes modos de falla:

- Pandeo lateral del alma (web bend buckling)
- Fluencia de los patines superior e inferior

Los resultados de demanda / capacidad para la combinación de Servicio II se presentan de forma gráfica en la siguiente figura.

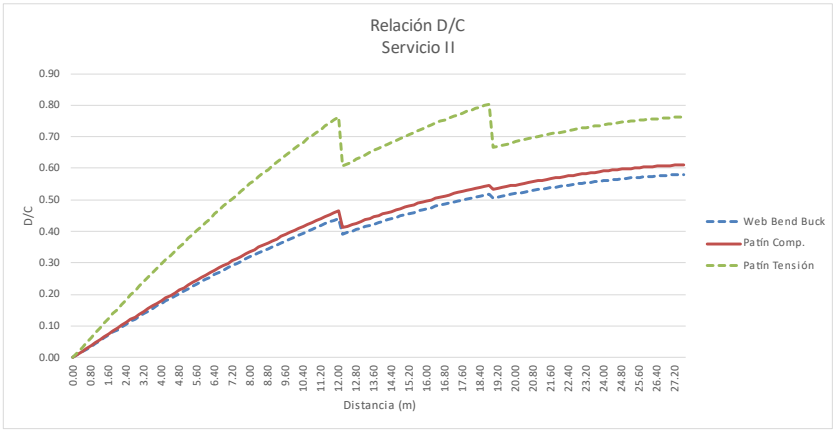


Figura 3-70. Relación Demanda/Capacidad de vigas Servicio II

3.4.4.8 Diseño estado límite de resistencia i

La geometría de las vigas se verifica para la etapa final bajo el estado de Resistencia I donde se investigan los siguientes modos de falla:

- Resistencia a flexión de los patines en tensión y compresión
- Resistencia a cortante de los paneles de la viga y sus rigidizadores intermedios

Para la verificación de la resistencia a corte de los paneles externos e internos se analiza la separación de los rigidizadores intermedios y se verifica su inercia mínima. El rigidizador intermedio diseñado tiene una dimensión de 150x10mm y su distribución a lo largo de la viga se muestra en la siguiente figura:

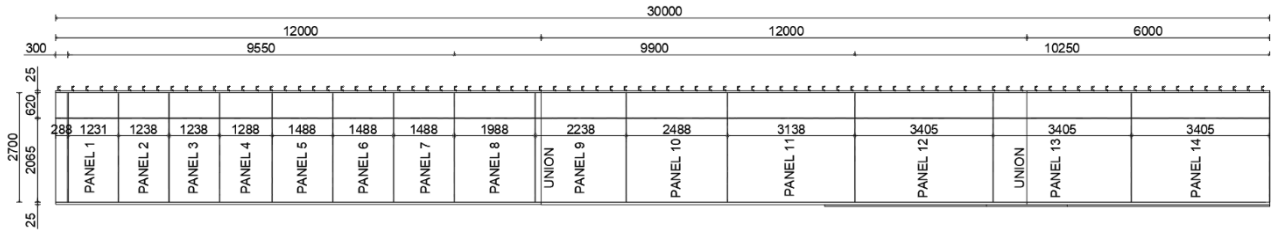


Figura 3-71. Separación de rigidizadores transversales

La separación de los rigidizadores intermedios no supera 1.5D, por lo que el alma es considerada rigidizada.

Los resultados de demanda / capacidad para la combinación de Resistencia I se presentan de forma gráfica en la siguiente figura. Los datos tabulados se adjuntan en el anexo 1 de esta memoria

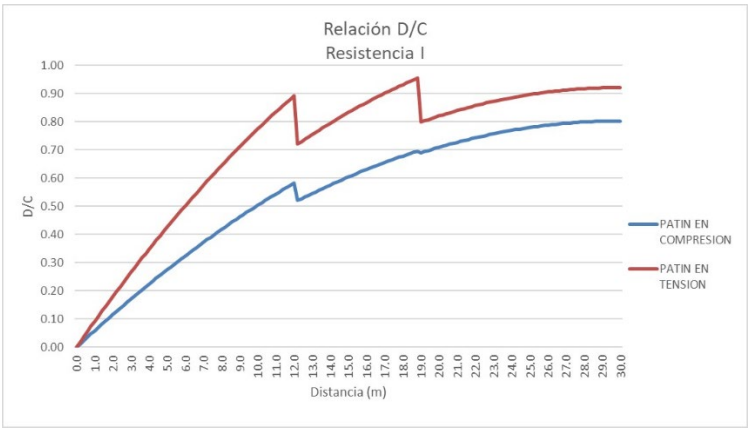


Figura 3-72. Relación Demanda/Capacidad a flexión Resistencia I

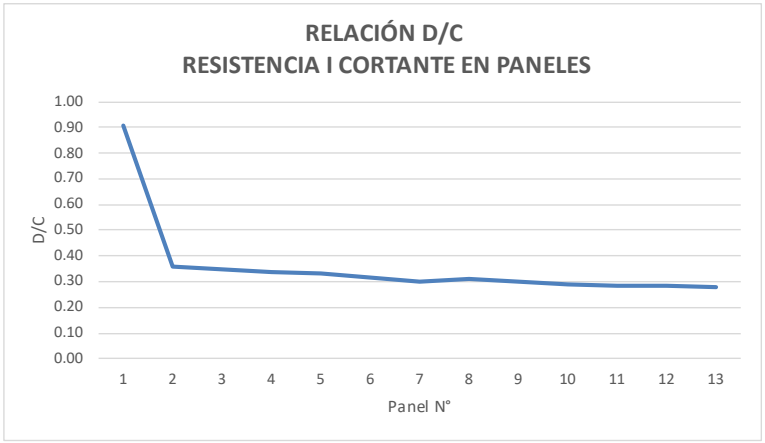


Figura 3-73. Relación Demanda/Capacidad a cortante Resistencia I

El diseño de la etapa final del puente corresponde al análisis de flexión y cortante en las secciones críticas tomando en cuenta los esfuerzos producidos en la viga durante la etapa constructiva (viga no compuesta) y a corto y largo plazo (sección compuesta).

3.4.5 DISEÑO DE APOYOS DE NEOPRENO

El diseño de los apoyos de neopreno se lo presenta en el Anexo. La configuración comprende un elastómero reforzado de 5 capas internas con 6 láminas de acero A36 de 2mm de espesor para un espesor total de 92mm. La dimensión del neopreno es de 400x450x92.

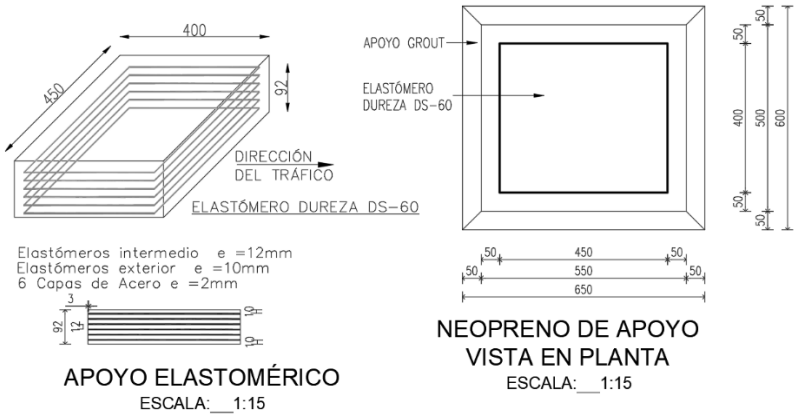


Figura 3-74. Esquema de apoyos de neopreno con placas de reforzamiento

3.4.6 DISEÑO DE ESTRIBOS

La superestructura se apoya sobre dos estribos cerrados de hormigón armado con cimentación con pilotes desde la cota 68.88 m.s.n.m hasta la punta en la cota 55.88 m.s.n.m.

A continuación, se presenta el diseño de los diferentes elementos del estribo –pantalla, cuerpo, zapata- bajo las diferentes condiciones de carga a las que este se ve sometido durante su período de vida útil. El diseño del estribo está basado en el capítulo 11 del código AASHTO LRFD 2020.

3.4.6.1 Marco teórico para el diseño de estribos

A continuación, se presenta el marco teórico relevante al análisis y diseño de estribos con y sin cimentación profunda.

3.4.6.1.1 Combinaciones de diseño

Los diferentes elementos del estribo se diseñan para la combinación de Resistencia I y Evento Extremo I. Adicionalmente se utilizan combinaciones especiales para verificación de capacidad portante, excentricidad (volcamiento) y deslizamiento del estribo.

Resistencia I:

$U=1.25(DC)+1.50(DW)+1.50(EH)+1.35(EV)+1.75(LL+IM+BR+LS_v+LS_h)+0.50(TU+CR+SH)$

Evento Extremo I:

$U=1.00(DC+DW)+1.00(EV)+1.0(P_{AE})+1.0(EQ)+1.0(P_{IR})$

Capacidad Portante Resistencia I:

$U=1.25(DC)+1.50(DW)+1.50(EH)+1.35(EV)+1.75(LL+IM+BR+LS_v+LS_h)+0.50(TU+CR+SH)$

Capacidad Portante Evento Extremo I:

$U=1.0(DC)+1.0(DW)+ 0.50(LL+IM)+1.0(EH)+ 1.0(P_{seis} +1.0(EQ)$

Excentricidad Resistencia I:

$U=0.90(DC)+0.65(DW)+1.50(EH)+1.0(EV)+0.50(TU+CR+SH)$

Excentricidad Evento Extremo I:

$U=1.0(DC)+1.0(DW)+1.0(EH)+1.0(P_{seis})+1.0(EQ)$

Deslizamiento Resistencia I:

$U=0.90(DC)+0.65(DW)+1.50(EH)+1.0(EV)+0.50(TU+CR+SH)+1.75(LS_h)$

Deslizamiento Evento Extremo I:

$U=1.0(DC)+1.0(DW)+1.0(EH)+ 1.0(P_{seis} +1.0(EQ)$

Donde,

DC: peso propio superestructura + estribo

DW: peso propio carpeta asfáltica

EH: empuje activo de tierra

EV: sobrecarga vertical de tierra

LL: carga viva vehicular

IM: factor de impacto (33%)

BR: fuerza horizontal de frenado

LS_h: sobrecarga vehicular para diseño de muros

LS_v: sobrecarga vehicular para diseño de zapata

TU: temperatura
CR: flujo plástico } 10% de la carga muerta

SH: deformación elástica

EQ: fuerza sísmica proveniente de superestructura

P_{seis}= P_{IR} + $P_{AE:}$ fuerza sísmica lateral total debido a fuerza inercial del estribo (más la masa de suelo retenido) y al empuje dinámico de tierra. Ver combinación en descripción posterior.

P_{AE}: empuje dinámico de tierras

P_{IR}: fuerza horizontal inercial debido a la carga sísmica de la masa del estribo (incluye el relleno contenido)

3.4.6.1.2 Descripción de fuerzas

Carga Viva + Impacto (LL+IM)

Para la aplicación de la carga viva se consideran dos carriles de en una sola dirección los ejes del camión de diseño ubicados de tal forma que generen la mayor solicitación en el apoyo. El factor de impacto no se utiliza para el diseño de la cimentación.

Empuje activo de tierra (EH)

Para el cálculo del coeficiente de empuje activo (ka) se ha tomado un ángulo de fricción interno del material de Φ=30°. Con este ángulo el coeficiente ka=0.30. La presión horizontal máxima a la profundidad de análisis (h) es igual a:

$$p = k_a \cdot \gamma_s \cdot h$$

Sobrecarga Vehicular (LS_v)

El incremento constante de la presión lateral de tierra por la sobrecarga vehicular se estima de acuerdo a las siguientes tablas dependiendo de la orientación del muro (paralelo o perpendicular al tráfico).

Table 3.11.6.4-1—Equivalent Height of Soil for Vehicular Loading on Abutments Perpendicular to Traffic

Abutment Height (ft)	h_{eq} (ft)
5.0	4.0
10.0	3.0
≥20.0	2.0

Figura 3-75. Altura equivalente del suelo para carga vehicular en estribos perpendiculares al tráfico

Table 3.11.6.4-2—Equivalent Height of Soil for Vehicular Loading on Retaining Walls Parallel to Traffic

Retaining Wall Height (ft)	h_{eq} (ft) Distance from wall backface to edge of traffic	
	0.0 ft	1.0 ft or Further
5.0	5.0	2.0
10.0	3.5	2.0
≥20.0	2.0	2.0

Figura 3-76. Altura equivalente del suelo para carga vehicular en muros de contención paralelos al tráfico

$$\Delta_p = k_a \cdot \gamma_s \cdot h_{eq}$$

Fuerza de Frenado (BR)

La fuerza de frenado se toma como la mayor entre:

- 25% del peso de los ejes del camión o tándem de diseño
- 5% del camión de diseño más la carga de línea ó 5% del tándem de diseño más la carga de línea

Aplica los factores de presencia múltiple, m.

La carga se aplica a la altura de los neoprenos.

Temperatura, Creep y Retracción (TU, CR, SH, BR)

Las fuerzas asociadas a los efectos de temperatura, creep y flujo plástico se estiman como el 10% de la carga muerta de la superestructura.

Fuerza inercial superestructura (EQ)

La fuerza inercial transmitida por la superestructura hacia cada estribo se calcula de la siguiente forma:

$$EQ = k_h \cdot W_{sup}/2$$

Donde

kh: coeficiente sísmico de aceleración horizontal

Wsp: peso de la superestructura

El coeficiente kh se calcula de acuerdo al artículo A11.6.5.2

$$k_h = F_{pga} \cdot PGA$$

El valor PGA para la zona de implantación del proyecto es de 0.51g.

El coeficiente de sitio, F_{pga}, para una clase de sitio tipo D y un PGA=0.51 es de 1.0.

Table 3.10.3.2-1—Values of Site Factor, F_{pga}, at Zero-Period on Acceleration Spectrum

Site Class	Peak Ground Acceleration Coefficient $(PGA)^1$				
	$PGA \leq 0.10$	$PGA = 0.20$	$PGA = 0.30$	$PGA = 0.40$	$PGA \geq 0.50$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F[2]	*	*	*	*	*

Notes:

Figura 3-77. Coeficientes de sitio, F_{pga}

Consecuentemente, el valor k_h=0.51.

Fuerza Sísmica Lateral Total (P_{seis}= P_{IR} + P_{AE})

La fuerza sísmica lateral total, Pseis, está compuesta de la fuerza inercial del estribo (incluyendo la masa de suelo retenido) P_{IR} y el empuje dinámico de tierra, P_{AE}

El coeficiente sísmico de empuje activo de tierra, KAE, se calcula de acuerdo a las formulaciones de Mononobe-Okabe. Para el cálculo del coeficiente KAE se reduce el coeficiente de aceleración horizontal a 0.50kh= 0.255g y se toma la aceleración vertical kv=0. Con estos datos el coeficiente KAE= 0.52g.

La fuerza P_{AE} contiene el componente estático del empuje lateral de tierra y el incremento dinámico por la acción sísmica. Esta fuerza se aplica, de acuerdo a ensayos de laboratorio y a modelaciones de elementos finitos a 1/3H.

La fuerza sísmica lateral total, considerando que sus componentes P_{IR} y P_{AE} no actúan simultáneamente, considera las siguientes combinaciones, de las cuales se debe utilizar la que mayores acciones genere tanto pala el análisis de estabilidad externa como interna (estabilidad estructural). Las combinaciones son las siguientes:

- Caso I: Combinar el 100% de la fuerza P_{AE} con el 50% de la fuerza inercial P_{IR}
- Caso II: Combinar el 50% de la fuerza $P_{AE,}$ pero no menor que la fuerza por empuje activo estático, EH, con el 100% de la fuerza inercial P_{IR}

La siguiente figura ilustra la aplicación de las fuerzas mencionadas:

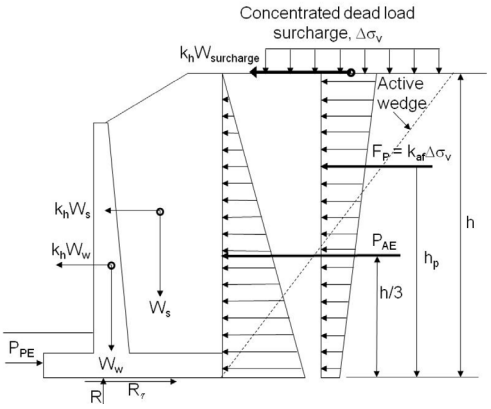


Figura 3-78. Esquema aplicación de fuerzas sísmicas inerciales y de tierra

3.4.6.1.3 Cálculo de capacidad portante

De acuerdo al estudio de suelos, la capacidad portante de la cimentación a la cota 68.88 m.s.n.m es de qr=0.20MPa. Este valor es comparado contra la combinación de Resistencia I. La siguiente figura ilustra la distribución de presiones en la cimentación para materiales distintos de roca.

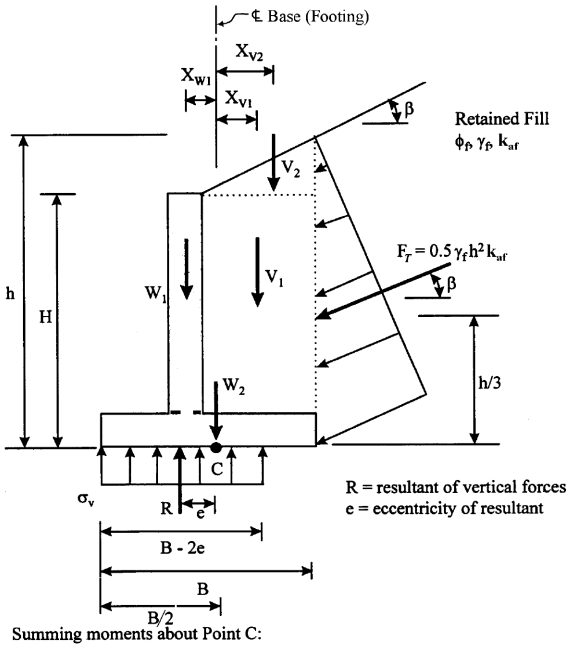


Figura 3-79. Diagrama de distribución de presión en cimentación no rocosa

La presión máxima es igual a:

$$\sigma_v = \frac{\sum V}{B - 2e}$$

3.4.6.1.4 Análisis de estabilidad

El análisis de estabilidad contempla dos análisis: análisis de excentricidad (volteo) y análisis de deslizamiento.

ANÁLISIS DE EXCENTRICIDAD

El análisis de excentricidad se basa en la posición de la resultante de fuerzas respecto al centro de la zapata a fin de mantener una dimensión de la zapata siempre en contacto con el suelo y evitar el volteo. El artículo A11.6.5.1 indica que el límite de la resultante para la combinación de carga de Resistencia I es de 1/3B y para la combinación de carga Evento Extremo I es de 2/5B.

ANÁLISIS DE DESLIZAMIENTO

El análisis de deslizamiento busca garantizar que no exista desplazamiento del estribo al superarse la fuerza de fricción por parte de las fuerzas laterales. Conservadoramente se asume que no existe una fuerza pasiva por delante de la zapata del estribo que ayude como fuerza estabilizadora.

La capacidad por deslizamiento está dada por la siguiente expresión:

$$\varphi R_n = \emptyset \cdot C \cdot V \cdot \tan(\emptyset)$$

Donde

φ: 0.80 para Resistencia I y 1 para Evento Extremo I

ϕ: ángulo de fricción interna del suelo, 30°

C: 1 para concreto fundido contra suelo

3.4.6.1.5 Cálculo de fuerzas de diseño en zapatas (directa)

La zapata se diseña para los esfuerzos netos generados por la presión del suelo y contrarrestados por las cargas superimpuestas tales como peso propio de zapata, muros y material de relleno. Las secciones críticas para diseño a flexión de la zapata son en la cara del cuerpo del estribo (tanto para dedo como talón), mientras que las secciones críticas para corte se muestran en la siguiente figura:

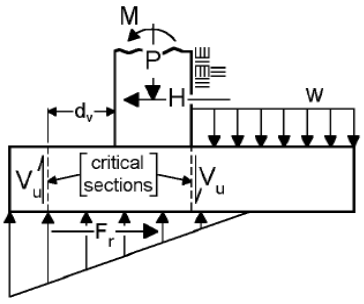


Figura 3-80. Posición de secciones críticas para cortante en zapatas

3.4.6.1.6 Diseño de elementos de hormigón

Se presenta las ecuaciones aplicadas al diseño de los siguientes elementos de hormigón:

Muros y Zapatas

Flexión

$$M_u < \emptyset M_n$$

Donde,

Φ: 0.90 para Resistencia I y 1 para Evento Extremo I

$$M_n = A_s \cdot f_s \cdot \left(d_s - \frac{a}{2}\right)$$

Acero mínimo a flexión A5.6.3.3

El acero mínimo a flexión se toma como el menor valor de las siguientes expresiones:

- 1.33 Mu
- $M_{cr} = \gamma_3 \cdot (\gamma_1 \cdot f_r) \cdot S_c$;

Donde,

γ_1: factor de variabilidad de agrietamiento, (1.6)

γ_3: relación entre la fluencia mínima y la resistencia última a tensión del acero de refuerzo A615 grado 60, (0.67)

f_r: módulo de ruptura del concreto especificado en A5.4.2.6

$$f_r = 0.63 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}$$

Sc: módulo seccional del elemento

Cortante

$$V_u < \emptyset V_n$$

Donde,

ϕ: 0.90 para Resistencia I y 1 para Evento Extremo I

$$V_n = V_c + V_s$$

Capacidad a corte 1 dirección A5.7.3.4.1

$$V_c = 0.166 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d_v$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v}{S}$$

Donde,

Av: área del acero transversal dentro de la distancia S

dv: altura efectiva de corte, min(0.90d_s; 0.72h)

Además, se optó por el uso de muros ala rectos en el diseño del estribo debido a su simplicidad estructural y constructiva. Esto nos permite una transmisión más directa y eficiente de las cargas del terraplén hacia la cimentación, reduciendo la complejidad del análisis estructural y facilitando la ejecución en obra. Además, los muros rectos requieren un menor volumen de concreto y acero de refuerzo en comparación con los muros inclinados, lo que optimizando los recursos y costos necesarios para la ejecución de estos elementos.

3.4.6.2 Geometría de estribos

La geometría y medidas del estribo, utilizado en ambos márgenes del puente se presentan a continuación:

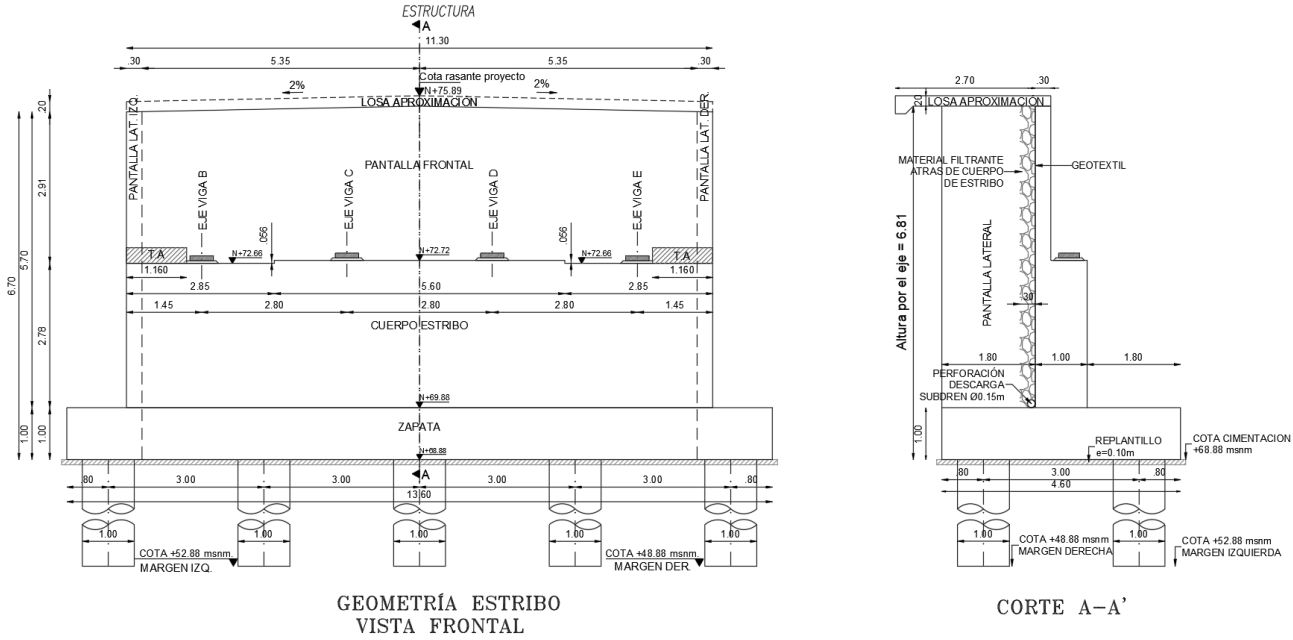


Figura 3-81. Dimensiones de estribo

El estribo se ha calculado de acuerdo con las siguientes dimensiones:

Datos Geométricos	
Bt (m)	1.80
Bc (m)	1.00
Bd (m)	1.80
Bz (m)	4.60
Hz (m)	1.00
Hc (m)	2.85
Hp (m)	2.97
Bp (m)	0.30
Ae (m)	11.30
Bma (m)	0.30
Hr1 (m)	1.46
Hr2 (m)	5.82
puente (m)	60.00

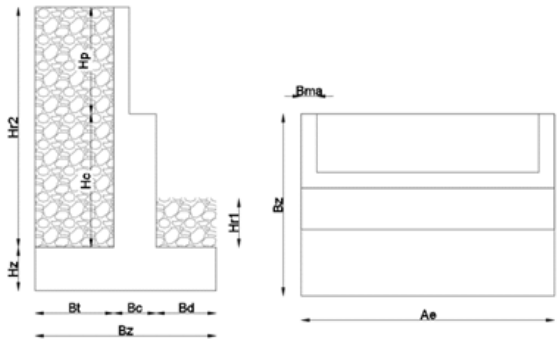


Figura 3-82. Esquema y dimensiones de estribo

3.4.6.3 Análisis del estribo

El presente apartado presenta los resultados del análisis y diseño de los distintos elementos del estribo ante las combinaciones de carga descritas en la sección 3.4.6.1.1.

Se analizará el estribo para un sismo con un periodo de retorno de 1000 años, y un suelo tipo D según el estudio geotécnico, asimismo, se compilaron las cargas provenientes de la superestructura y por empujes en estribos:

YS (N/mm3)	1.77E-05	peso especifico de suelo
Yh (N/mm3)	2.35E-05	peso especifico de hormigon
ϕs	30.00	angulo de friccion

Parámetros sísmicos	
Tipo de suelo	D
T de retorno (años)	1000
PGA	0.51
Fpga	1.00
kho	0.51
ro	0.50
kh	0.26

coeficiente de aceleración sísmica horizontal

Empujes de tierra estáticos y dinámicos	
Ka	0.30
Kae	0.52

ANALISIS DE CARGAS
CARGAS ESTATICAS Y DINAMICAS SUPERESTRUCTURA

Carga Muerta (DC, DW) por estribo
Viga Externa

	W (kN/m)	L (m)	Total (kN)	Total (kN/m)
DC1	18.78	60	1126.80	49.86
DC2	4.50	60	270.00	11.95
DW	0.00	60	0.00	0.00

Carga Muerta (DC, DW) por estribo
Viga Interna

	W (kN/m)	L (m)	Total (kN)	Total (kN/m)
DC1	18.54	60	1112.40	49.22
DC2	4.50	60	270.00	11.95
DW	0.00	60	0.00	0.00

Carga Muerta Total por Estribo (DC, DW)

	W (kN/m)	
DC	245.95	3098.93
DW	0.00	

Carga Dinámica Total por Estribo (EQ)

Fr	0.30	
	W (kN/m)	
EQ (DC)	37.63	362.92kN
EQ (DW)	0.00	

ro: factor de reducción por presencia de neopreno

kh: G*A/h	1760.87	rigidez horizontal del neopreno
G (Mpa)	0.90	
A (mm2)	180000.00	
h (mm)	92.00	
Δj (mm):	50.00	desplazamiento de la junta

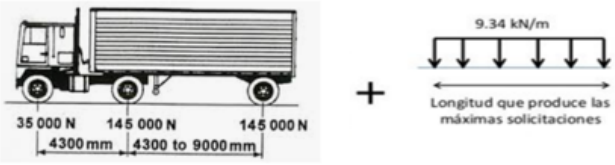
CARGA MUERTA ESTRIBO

Elemento		Dimensiones			Peso	
		A (m)	B (m)	H (m)	W (kN)	W (kN/m)
Zapata	DC	13.60	4.60	1.00	1470.16	108.10
Cuerpo	DC	11.30	1.00	2.85	756.82	66.98
Pantalla	DC	11.30	0.30	2.97	236.61	20.94
Muros Ala	DC	0.30	1.80	5.82	147.71	13.07
Relleno Frontal	EV	11.30	1.80	1.46	524.14	46.38
Relleno Posterior	EV	10.70	1.80	5.82	1978.44	175.08

CARGA SISMICA ESTRIBO

Elemento		Dimensiones			Peso	
		A (m)	B (m)	H (m)	W (kN)	W (kN/m)
Zapata	P_{IR}	13.60	4.60	1.00	374.89	27.57
Cuerpo	P_{IR}	11.30	1.00	2.85	192.99	17.08
Pantalla	P_{IR}	11.30	0.30	2.97	60.33	5.34
Muros Ala	P_{IR}	0.30	1.80	5.82	37.67	3.33
Relleno Posterior	P_{IR}	10.70	1.80	5.82	504.50	44.65

CARGA SISMICA ESTRIBO



P1 (kN)	P2 (kN)	P3 (kN)	W (kN/m)
145.00	145.00	35.00	9.34
D1 (m)		D2 (m)	
4.30		4.30	

IM	m1	m2	m3	No. Carriles
0.33	1.2	1	0.85	2

Carga viva sobre cuerpo con factor de impacto

LL+IM (kN/m)	122.47

Carga viva sobre cuerpo sin factor de impacto para diseño de zapata

LL+IM (kN/m)	104.39

EMPUJE DE TIERRA ESTATICO Y DINAMICO (EH, P_{AE})

Empuje de tierra para diseño de pantalla

Elemento		Fuerza Horizontal	
		Fh (kN)	Fh (kN/m)
Relleno posterior	EH	263.89	23.35
Relleno posterior	P_{AE}	433.13	38.33

Empuje de tierra para diseño de cuerpo

Elemento		Fuerza Horizontal	
		Fh (kN)	Fh (kN/m)
Relleno posterior	EH	1013.35	89.68
Relleno posterior	P_{AE}	1663.21	147.19

Empuje de tierra para diseño de zapata

Elemento		Fuerza Horizontal	
		Fh (kN)	Fh (kN/m)
Relleno posterior	EH	1391.50	123.14
Relleno posterior	P_{AE}	2411.93	213.45

SOBRECARGA VIVA (LS)

Sobrecarga pantalla perpendicular a trafico

Abutment Height (mm)	h_{eq} (mm)
1500	1200
3000	900
≥6000	600

Sobrecarga viva sobre pantalla (LS_h)

Hp (m)	Heq (m)	Fh (kN)	LS_h (kN/m)
2.97	0.90	14.20	9.05

Sobrecarga viva sobre cuerpo + pantalla (LS_h)

Hc + Hp (m)	Heq (m)	Fh (kN)	LS_h (kN/m)
5.82	0.62	19.04	12.13

Sobrecarga viva estribo completo (LS_h, LS_v)

Hr2 + Hz (m)	Heq (m)	Fh (kN)	LS_h (kN/m)	LS_v (kN/m)
6.82	0.60	21.67	13.81	6.75

FRENADO (BR)

se consideran dos carriles de carga

25% ejes HL-93	13.70		
5% ejes HL-93 + LL	5.22		
BR (kN/m)	13.70		
Fr	0.30	coeficiente neopreno	
BR (kN/m)	**4.11**	aplicando coeficiente del 30% por neoprenos	51.78

TEMPERATURA, FLUJO PLASTICO Y CONTRACCION (TU, SH, CR)

Se considera el 10% de las cargas muertas de la superestructura

Fr	0.30	coeficiente neopreno
TU/SH/CR (kN/m)	7.38	92.97

Figura 3-83. Análisis de cargas en estribo

3.4.6.4 Diseño de elementos del estribo

Con las cargas previamente analizadas se realizó el análisis estructural de las fuerzas internas de las pantallas del muro y de la cimentación:

DISEÑO DE ELEMENTOS
PANTALLA
Resistencia I

Elemento		Factor	Fuerza (kN/m)	Brazo (m)	Momento (kN-m)	Mu (kN-m/m)	Fu (kN/m)
Empuje tierra	EH	1.5	23.35	0.99	23.12	34.68	35.03
Sobrecarga viva horiz	LS	1.75	9.05	1.49	13.44	23.51	15.83
					TOTAL	**58.19**	**50.86**

Evento Extremo I (caso I)

Elemento		Factor	Fuerza (kN/m)	Brazo (m)	Momento (kN-m)	Mu (kN-m/m)	Fu (kN/m)
Empuje din. Relleno	PAE	1	38.33	0.99	37.95	37.95	38.33
Inercial Pantalla	PIR	1	14.06	1.49	20.88	20.88	14.06
					TOTAL	**58.83**	**52.39**

Evento Extremo I (caso II)

Elemento		Factor	Fuerza (kN/m)	Brazo (m)	Momento (kN-m)	Mu (kN-m/m)	Fu (kN/m)
Empuje din. Relleno	PAE	1	23.35	0.99	23.12	23.12	23.35
Inercial Pantalla	PIR	1	28.12	1.49	41.76	41.76	28.12
					TOTAL	**64.88**	**51.48**

CUERPO
Resistencia I

Elemento	Carga	Factor	Fuerza	Brazo (m)	Momento (kN-m)	Mu (kN-m/m)	Fu (kN/m)
Pantalla	DC1	1.25	20.94	-0.35	-7.33	-9.16	
Superestructura	DC2	1.25	245.95	0.15	36.89	46.12	
Cuerpo	DC3	1.25	66.98	0.00	0.00	0.00	
Asfalto	DW	1.50	0.00	0.15	0.00	0.00	
Carga Viva	LL	1.75	122.47	0.15	18.37	32.15	
Sobrecarga viva horiz	LS	1.75	12.13	2.91	35.31	61.80	21.24
Empuje tierra	EH	1.50	89.68	1.94	173.97	260.96	134.52
Tem/ Flujo P/ Cont	TU, CR, SH	1.20	7.38	2.85	21.03	25.23	8.85
Frenado	BR	1.75	4.11	2.85	11.71	20.50	7.19
					TOTAL	**437.59**	**171.80**

Evento Extremo I (caso I)

Elemento	Carga	Factor	Fuerza (kN/m)	Brazo (m)	Momento (kN-m)	Mu (kN-m/m)	Fu (kN/m)
Pantalla	DC1	1	20.94	-0.35	-7.33	-7.33	
Superestructura	DC2	1	245.95	0.15	36.89	36.89	
Cuerpo	DC3	1	66.98	0.00	0.00	0.00	
Asfalto	DW	1	0.00	0.15	0.00	0.00	
Inercial Pantalla	PIR	1	2.67	4.34	11.57	11.57	2.67
Inercial Super.	EQ	1	37.63	2.85	107.25	107.25	37.63
Inercial Cuerpo	PIR	1	8.54	1.43	12.17	12.17	8.54
Inercial Asfalto	EQ	1	0.00	2.85	0.00	0.00	0.00
Inercial Relleno	PIR	1	22.32	2.91	64.96	64.96	22.32
Empuje din. Relleno	PAE	1	147.19	1.94	285.54	285.54	147.19
					TOTAL	**511.05**	**218.35**

Evento Extremo I (caso II)

Elemento	Carga	Factor	Fuerza (kN/m)	Brazo (m)	Momento (kN-m)	Mu (kN-m/m)	Fu (kN/m)
Pantalla	DC1	1	20.94	-0.35	-7.33	-7.33	
Superestructura	DC2	1	245.95	0.15	36.89	36.89	
Cuerpo	DC3	1	66.98	0.00	0.00	0.00	
Asfalto	DW	1	0.00	0.15	0.00	0.00	
Inercial Pantalla	PIR	1	5.34	4.34	23.15	23.15	5.34
Inercial Super.	EQ	1	37.63	2.85	107.25	107.25	37.63
Inercial Cuerpo	PIR	1	17.08	1.43	24.34	24.34	17.08
Inercial Asfalto	EQ	1	0.00	2.85	0.00	0.00	0.00
Inercial Relleno	PIR	1	44.65	2.91	129.92	129.92	44.65
Empuje din. Relleno	PAE	1	89.68	1.94	173.97	173.97	89.68
					TOTAL	**488.19**	**194.37**

Figura 3-84. Diseño de pantalla y cuerpo

ZAPATA
CAPACIDAD PORTANTE ESTATICO

Elemento	Carga	Factor	Fuerza	Brazo (m)	Momento (kN-m)	Mu (kN-m/m)	Fuh (kN/m)	Fuv (kN/m)
Pantalla	DC1	1.25	20.94	-0.35	-7.33	-9.16		26.17
Superestructura	DC2	1.25	245.95	0.15	36.89	46.12		307.43
Cuerpo	DC3	1.25	66.98	0.00	0.00	0.00		83.72
Alas	DC4	1.25	13.07	-1.40	-18.30	-22.88		16.34
Zapata	DC5	1.25	108.10	0.00	0.00	0.00		135.13
Asfalto	DW	1.50	0.00	0.15	0.00	0.00		0.00
Relleno Frontal	EV1	1.35	46.38	1.40	64.94	87.67		62.62
Relleno Posterior	EV2	1.35	175.08	-1.40	-245.12	-330.91		236.36
Carga Viva	LL	1.75	104.39	0.15	15.66	27.40		182.68
Sobrecarga viva vertica	LSv	1.75	6.75	-1.40	-9.45	-16.53		11.81
Sobrecarga viva horiz	LSh	1.75	13.81	3.41	47.08	82.38	24.16	
Empuje tierra	EH	1.50	123.14	2.27	279.94	419.91	184.71	
Tem/ Flujo P/ Cont	TU, CR, SH	1.20	7.38	2.85	21.03	25.23	8.85	
Frenado	BR	1.75	4.11	2.85	11.71	20.50	7.19	
					TOTAL	329.74	224.92	1062.26

ΣFvu (kN)	ΣMu (kN-m)	e (m)	σv (Mpa)	B-2e (m)
1062.26	329.74	0.31	0.27	3.98

Figura 3-85. Análisis de capacidad portante estático en estribo

CAPACIDAD PORTANTE DINAMICO (CASO I) SENTIDO LONGITUDINAL

Elemento	Carga	Factor	Fuerza	Brazo (m)	Momento (kN-m)	Mu (kN-m/m)	Fuh (kN/m)	Fuv (kN/m)
Pantalla	DC1	1	20.94	-0.35	-7.33	-7.33		20.94
Superestructura	DC2	1	245.95	0.15	36.89	36.89		245.95
Cuerpo	DC3	1	66.98	0.00	0.00	0.00		66.98
Alas	DC4	1	13.07	-1.40	-18.30	-18.30		13.07
Zapata	DC5	1	108.10	0.00	0.00	0.00		108.10
Asfalto	DW	1	0.00	0.15	0.00	0.00		0.00
Relleno Frontal	EV1	1	46.38	1.40	64.94	64.94		46.38
Relleno Posterior	EV2	1	175.08	-1.40	-245.12	-245.12		175.08
Carga Viva	LL	0.25	104.39	0.15	15.66	3.91		26.10
Inercial Pantalla	PIR	1	2.67	5.34	14.24	14.24	2.67	
Inercial Super.	EQ	1	37.63	3.85	144.88	144.88	37.63	
Inercial Cuerpo	PIR	1	8.54	2.43	20.71	20.71	8.54	
Inercial Asfalto	EQ	1	0.00	3.85	0.00	0.00	0.00	
Inercial Relleno	PIR	1	22.32	3.91	87.28	87.28	22.32	
Inercial Zapata	PIR	1	13.78	0.50	6.89	6.89	13.78	
Empuje din. Relleno	PAE	1	213.45	2.27	485.23	485.23	213.45	
					TOTAL	594.23	298.39	702.60

Figura 3-86. Análisis de capacidad portante dinámico longitudinal en estribo

CAPACIDAD PORTANTE DINAMICO (CASO I) SENTIDO TRANSVERSAL

Elemento	Carga	Factor	Fuerza	Brazo (m)	Momento (kN-m)	Mu (kN-m)	Fuh (kN)	Fuv (kN)
Pantalla	DC1	1	236.61	0.00	0.00	0.00		236.61
Superestructura	DC2	1	2779.20	0.00	0.00	0.00		2779.20
Cuerpo	DC3	1	756.82	0.00	0.00	0.00		756.82
Alas	DC4	1	147.71	0.00	0.00	0.00		147.71
Zapata	DC5	1	1470.16	0.00	0.00	0.00		1470.16
Asfalto	DW	1	0.00	0.00	0.00	0.00		0.00
Relleno Frontal	EV1	1	524.14	0.00	0.00	0.00		524.14
Relleno Posterior	EV2	1	1978.44	0.00	0.00	0.00		1978.44
Carga Viva	LL	0.25	1179.58	0.00	0.00	0.00		294.90
Sobrecarga viva vertica	LSv	0.00	76.25	0.00	0.00	0.00		0.00
Sobrecarga viva horiz	LSh	0.00	156.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
Inercial Pantalla	PIR	1	30.17	5.34	160.94	160.94	30.17	
Inercial Super.	EQ	1	425.22	3.85	1637.09	1637.09	425.22	
Inercial Cuerpo	PIR	1	96.49	2.43	234.00	234.00	96.49	
Inercial Asfalto	EQ	1	0.00	3.85	0.00	0.00	0.00	
Inercial Relleno	PIR	1	504.50	3.91	1972.61	1972.61	504.50	
Inercial Zapata	PIR	1	155.75	0.50	77.87	77.87	155.75	
Empuje din. Relleno	PAE	0	213.45	2.27	485.23	0.00	0.00	
					TOTAL	4082.51	1212.13	8187.98

Figura 3-87. Análisis de capacidad portante dinámico transversal en estribo

Con estas cargas se calculó el armado requerido de los estribos según la norma AASHTO LRFD 2020 para las combinaciones de Resistencia y Evento Extremo:

Resistencia I

								ACERO MÍNIMO												
Posición	Mu (kN-m)	b (m)	h (m)	ϕ	r (m)	dt (m)	As (cm2)	As (cm2)	ACERO SELECCIONADO							Sc (cm3)	Mcr (kN-m)	1.072*Mcr	1.3*Mu	ϕMn (kN-m)	Criterio
Pantalla	58.19	1.00	0.30	0.9	0.05	0.242	6.52	10.05	5	ϕ	16	+	0	ϕ	16	0.02	50.00	53.61	75.65	88.59	OK
Cuerpo	437.59	1.00	1.00	0.9	0.05	0.94	12.46	18.54	5	ϕ	20	+	0	ϕ	30	0.17	555.61	595.61	568.87	647.14	OK
Alas As vert	85.00	1.00	0.30	0.9	0.05	0.242	9.63	10.05	5	ϕ	16	+	0	ϕ	12	0.02	50.00	53.61	110.50	88.59	OK
Alas As hor	86.00	1.00	0.30	0.9	0.05	0.242	9.75	10.05	5	ϕ	16	+	0	ϕ	12	0.02	50.00	53.61	111.80	88.59	OK
Dedo	641.04	1.00	0.80	0.9	0.07	0.7175	24.37	24.54	5	ϕ	25	+	0	ϕ	22	0.11	355.59	381.19	833.35	645.57	OK
Talón	261.80	1.00	0.80	0.9	0.07	0.721	9.72	12.72	5	ϕ	18	+	0	ϕ	16	0.11	355.59	381.19	340.34	341.36	OK

Posición	Vu (kN)	dv(mm)	β	θ	Vc (kN)	Vn1 (kN)	Vn2 (kN)	ϕVn (kN)	
Pantalla	51	217.80	2	45	191	191	1525	172	OK
Cuerpo	172	846.00	2	45	743	743	5922	669	OK
Alas As vert	87	217.80	2	45	191	191	1525	172	OK
Alas As hor	78	217.80	2	45	191	191	1525	172	OK
Dedo	641	645.75	2	45	567	567	4520	510	NO
Talón	102	648.90	2	45	570	570	4542	513	OK

Evento Extremo I

								ACERO MÍNIMO												
Posición	Mu (kN-m)	b (m)	h (m)	ϕ	r (m)	dt (m)	As (cm2)	As (cm2)	ACERO SELECCIONADO							Sc (cm3)	Mcr (kN-m)	1.072*Mcr	1.3*Mu	ϕMn (kN-m)	Criterio
Pantalla	87.10	1.00	0.30	1	0.05	0.242	8.86	10.05	5	ϕ	16	+	0	ϕ	16	0.02	50.00	53.61	113.23	98.43	OK
Cuerpo	511.05	1.00	1.00	1	0.05	0.94	13.11	18.54	5	ϕ	20	+	0	ϕ	30	0.17	555.61	595.61	664.37	719.05	OK
Alas As vert	85.00	1.00	0.30	1	0.05	0.242	8.63	10.05	5	ϕ	16	+	0	ϕ	12	0.02	50.00	53.61	110.50	98.43	OK
Alas As hor	86.00	1.00	0.30	1	0.05	0.242	8.74	10.05	5	ϕ	16	+	0	ϕ	12	0.02	50.00	53.61	111.80	98.43	OK
Dedo	549.38	1.00	0.80	1	0.07	0.7175	18.66	24.54	5	ϕ	25	+	0	ϕ	22	0.11	355.59	381.19	714.19	717.30	OK
Talón	-6.19	1.00	0.80	1	0.07	0.721	-0.20	12.72	5	ϕ	18	+	0	ϕ	16	0.11	355.59	381.19	-8.05	379.29	OK

Posición	Vu (kN)	dv(mm)	β	θ	Vc (kN)	Vn1 (kN)	Vn2 (kN)	ϕVn (kN)	
Pantalla	52	217.80	2	45	191	191	1525	172	OK
Cuerpo	218	846.00	2	45	743	743	5922	669	OK
Alas As vert	85	217.80	2	45	191	191	1525	172	OK
Alas As hor	75	217.80	2	45	191	191	1525	172	OK
Dedo	549	645.75	2	45	567	567	4520	510	NO
Talón	87	648.90	2	45	570	570	4542	513	OK

Figura 3-88. Diseño de hormigón de estribo

Además, se realizó la distribución de cargas de los pilotes y se verifico que sea menor a la capacidad portante del pilote

DISEÑO DE PILOTES

Cargas transmitidas por estribo a zapata (total)

Estado Límite	Pu (kN)	Mux (kN-m)	Muy (kN-m)	Vux (kN-m)	Vuy (kN-m)
Resistencia I	12003.53	3726		2542	0
Evento Extremo I dir X	7939.35	6715	0	3372	0
Evento Extremo I dir y	8187.98	0	4083	0	1212

Análisis de distribución de carga hacia pilotes

				Resistencia I	Control	Evento Ext I	Control	Servicio	Control
Fila	N pilotes	Xi	nXi2	Pui (kN)		Pui (kN)		Pui (kN)	
1	5	-1.50	11.25	951.95		346.28	OK	647.86	
2	5	1.50	11.25	1448.75		1241.59	OK	829.32	
	10		22.50						

Rr (kN)	1975.00
Rn (kN)	3754.00

N:	10.00
Pu (kN)	7939.35
Mx (kN-m)	6714.81
My (kN-m)	4082.51
ΣXi^2	22.50
ΣYi^2	90.00

SISMO LONG (DIR X-X) 100%X+30%Y					
Pilote	X (m)	Y (m)	Mx*Xi / ΣXi^2	My*Yi / ΣYi^2	Px (kN)
1.00	-1.50	6.00	-447.65	81.65	428
2.00	1.50	6.00	447.65	81.65	1323
3.00	-1.50	3.00	-447.65	40.83	387
4.00	1.50	3.00	447.65	40.83	1282
5.00	-1.50	0.00	-447.65	0.00	346
6.00	1.50	0.00	447.65	0.00	1242
7.00	-1.50	-3.00	-447.65	-40.83	305
8.00	1.50	-3.00	447.65	-40.83	1201
9.00	-1.50	-6.00	-447.65	-81.65	265
10.00	1.50	-6.00	447.65	-81.65	1160

SISMO TRANS (DIR Y-Y) 100%Y+30%X					
Pilote	X (m)	Y (m)	Mx*Xi / ΣXi^2	My*Yi / ΣYi^2	Px (kN)
1.00	-1.50	6.00	-134.30	272.17	932
2.00	1.50	6.00	134.30	272.17	1200
3.00	-1.50	3.00	-134.30	136.08	796
4.00	1.50	3.00	134.30	136.08	1064
5.00	-1.50	0.00	-134.30	0.00	660
6.00	1.50	0.00	134.30	0.00	928
7.00	-1.50	-3.00	-134.30	-136.08	524
8.00	1.50	-3.00	134.30	-136.08	792
9.00	-1.50	-6.00	-134.30	-272.17	387
10.00	1.50	-6.00	134.30	-272.17	656

Figura 3-89. Cargas individuales de pilotes en estribo

3.4.6.5 Diseño de pilotes

Con las cargas obtenidas se realizó el modelo numérico de los pilotes con los coeficientes de balasto obtenidos del estudio geotécnico:

Tabla 3-42. *Coeficiente de balasto horizontal para pilotes*

Estribo	Estrato	Potencia (m)	γh (kN/m3)	Ton/m3	D (m)	kh (ton/m2)
Puente 2 margen izquierdo	arcilla	3.8	17.45	958.21	1.00	958.21
	Arena	11.2	18.04	3476.04	1.00	3476.04
Puente 2 margen derecho	arcilla	3.4	14.81	856.27	1.00	856.27
	limo	11.6	17.65	3883.79	1.00	3883.79

Tabla 3-43. *Deformación horizontal en cabeza pilotes margen derecho*

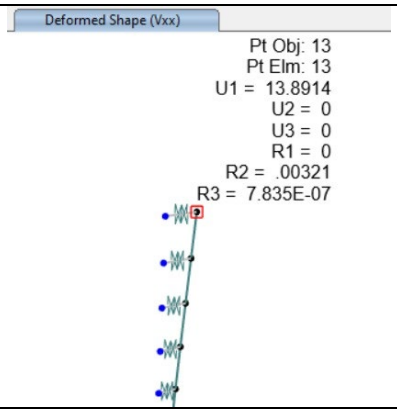
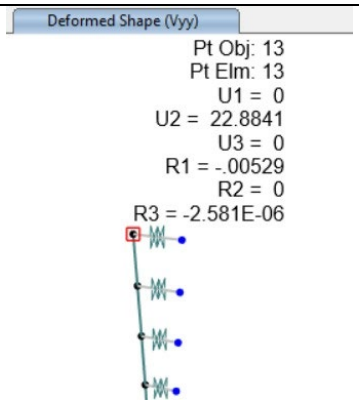
	
Deformación horizontal longitudinal Δxx=13.89mm	Deformación horizontal transversal Δyy=22.88mm

Tabla 3-44. *Deformación horizontal en cabeza pilotes margen izquierdo*

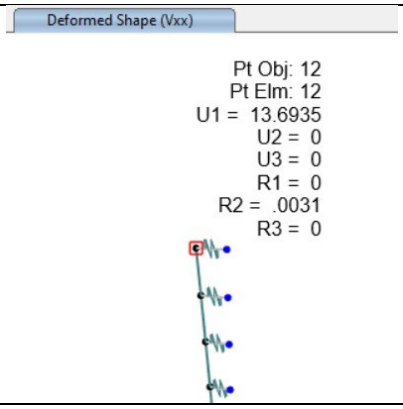
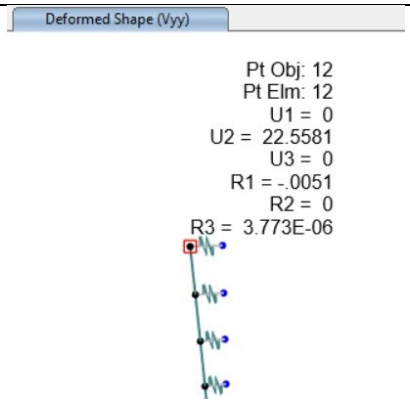
	
Deformación horizontal longitudinal Δxx=13.69mm	Deformación horizontal transversal Δyy=22.56mm

Tabla 3-45. *Cargas por Resistencia en pilotes margen izquierdo*

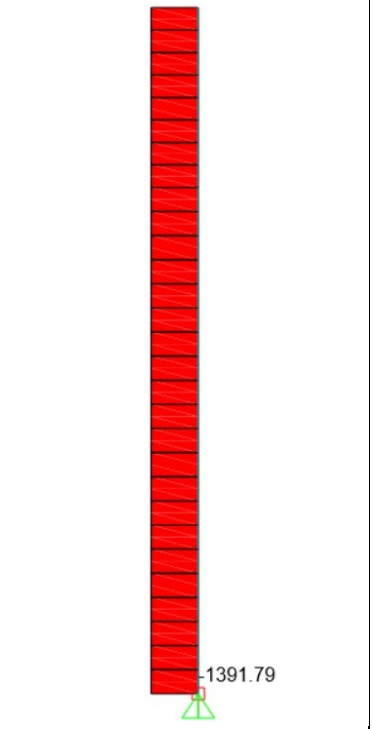
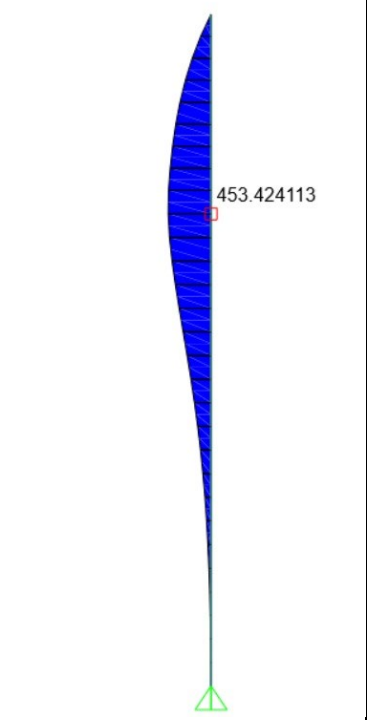
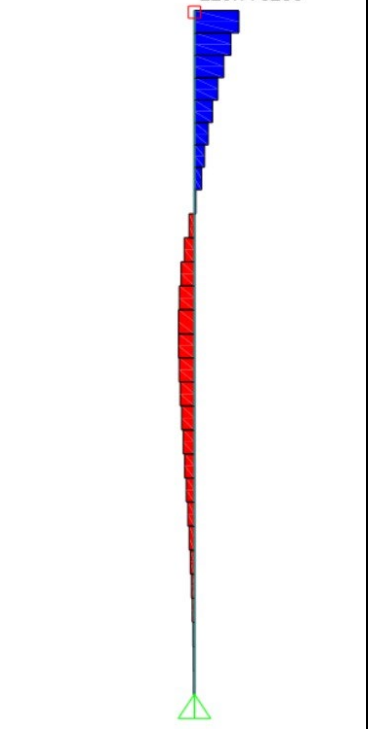
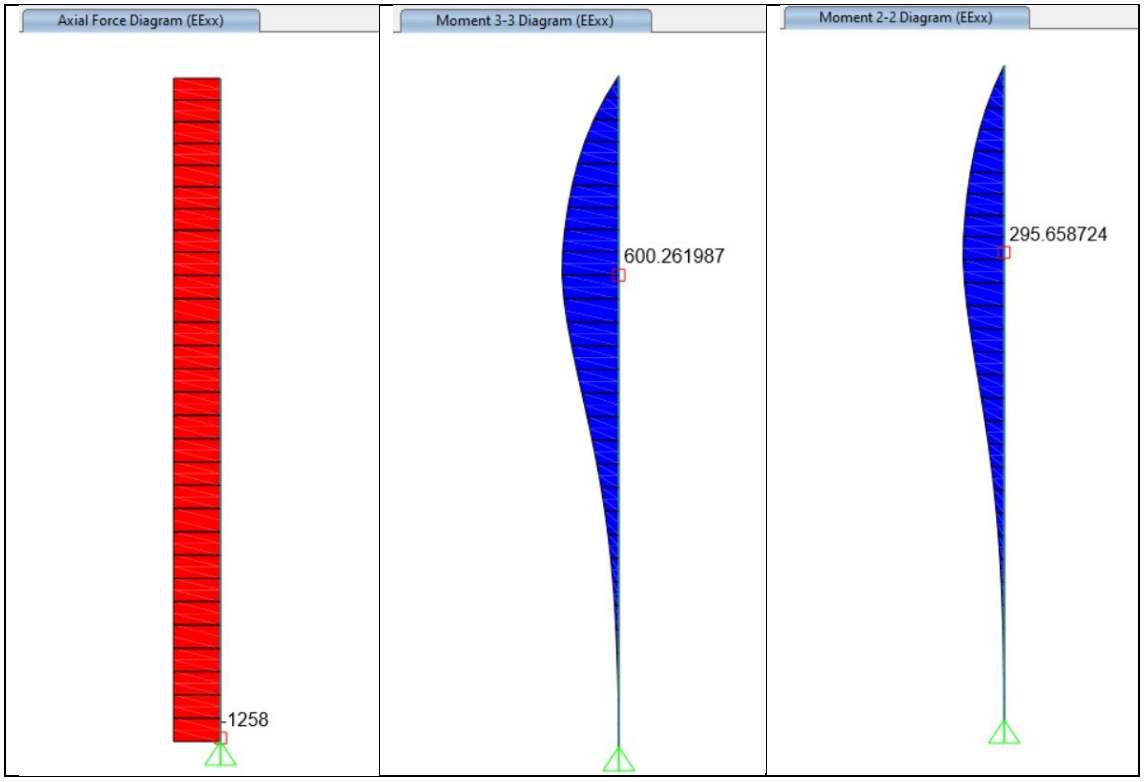
		
Carga Axial P = 1391.79 kN	Carga de momento Myy Myy = 453.42 kN-m	Carga de corte Vxx Vxx = 229.78 kN

Tabla 3-46. *Cargas por Evento Extremo dirección longitudinal en pilotes margen izquierdo*



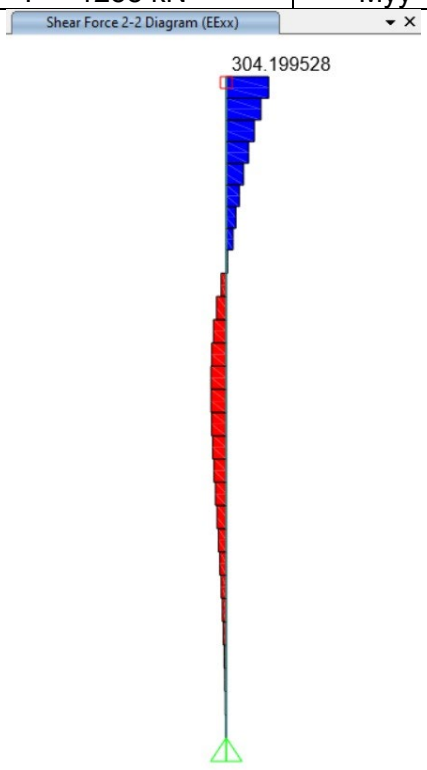
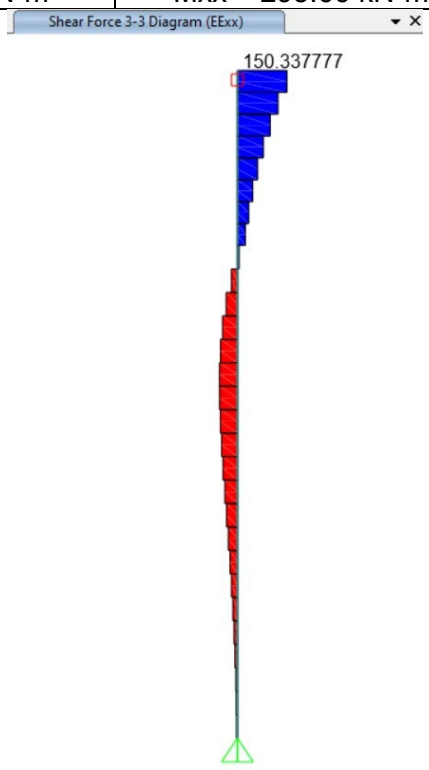
<table>
<tr><td>Carga Axial
P = 1258 kN</td><td>Carga de momento Myy
Myy = 600.26 kN-m</td><td>Carga de momento Mxx
Mxx = 295.66 kN-m</td></tr>
<tr><td colspan="2"> 
</td><td> 
</td></tr>
<tr><td>Carga de corte Vxx
Vxx = 304.20 kN</td><td>Carga de corte Vyy
Vyy = 150.34 kN</td></tr>
</table>

Tabla 3-47. *Cargas por Evento Extremo dirección transversal en pilotes margen izquierdo*

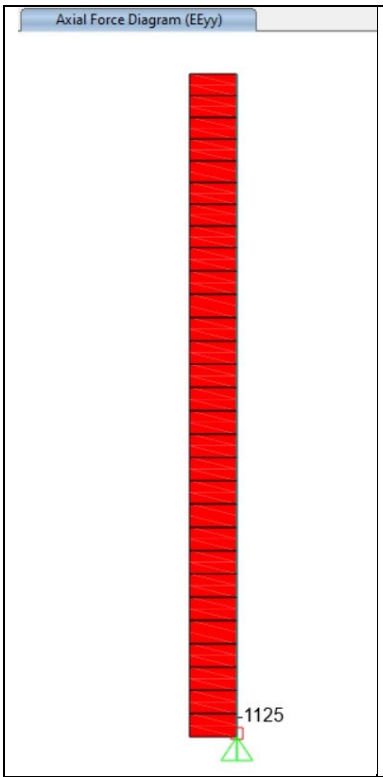
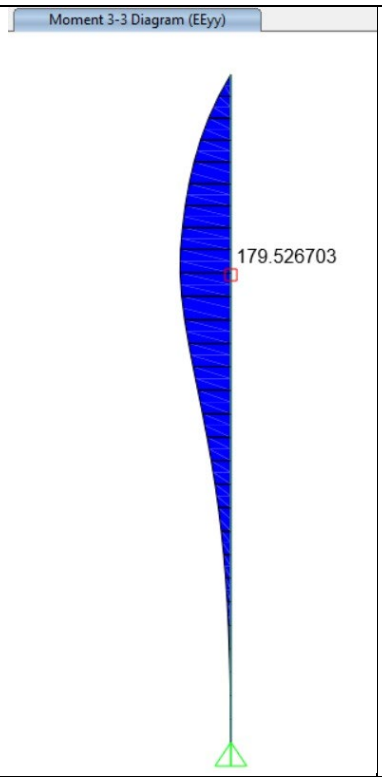
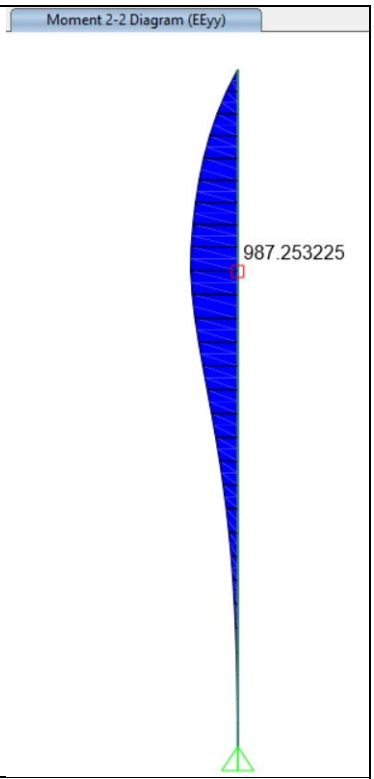
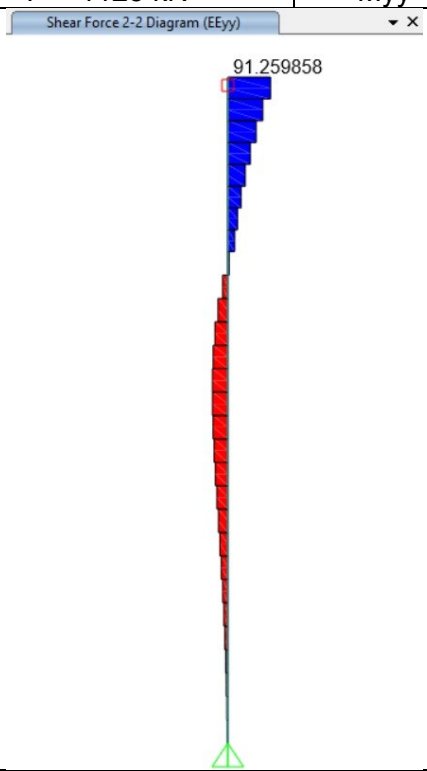
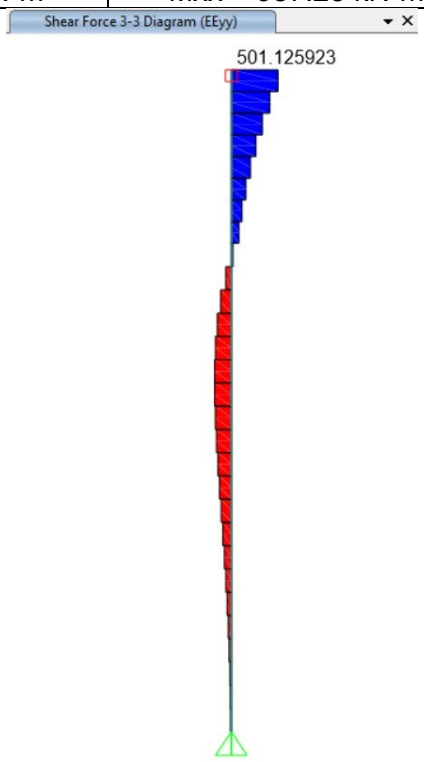
		
Carga Axial P = 1125 kN	Carga de momento Myy Myy = 179.53 kN-m	Carga de momento Mxx Mxx = 987.25 kN-m
		
Carga de corte Vxx Vxx = 91.26 kN	Carga de corte Vyy Vyy = 501.13 kN	

Tabla 3-48. *Cargas por Resistencia en pilotes margen derecho*

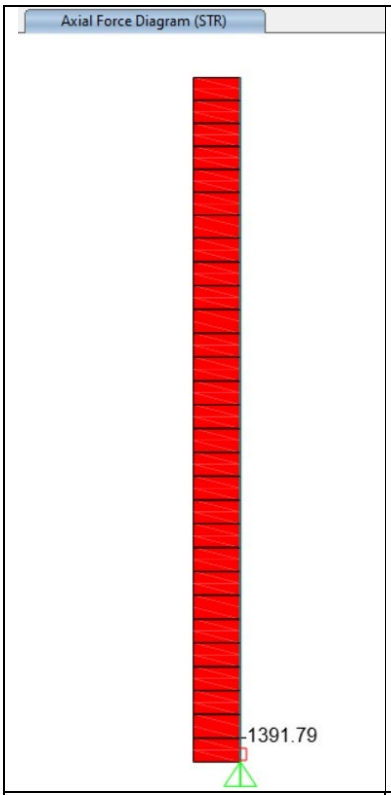
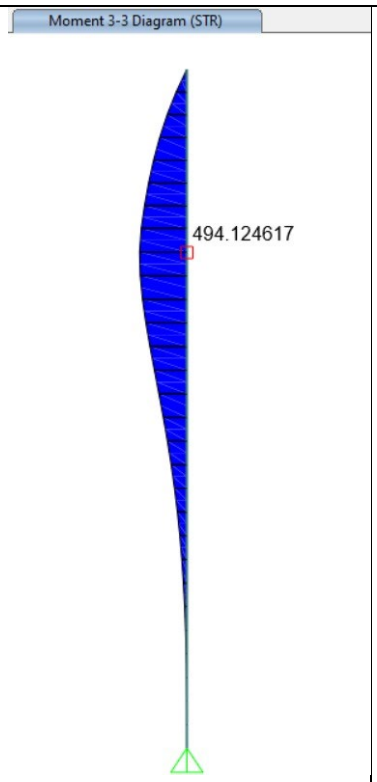
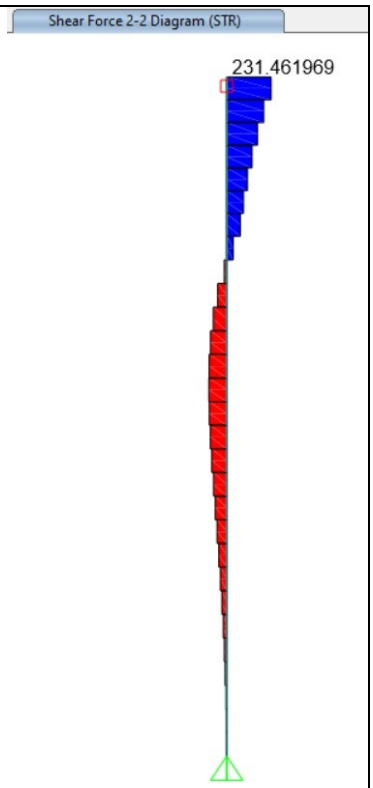
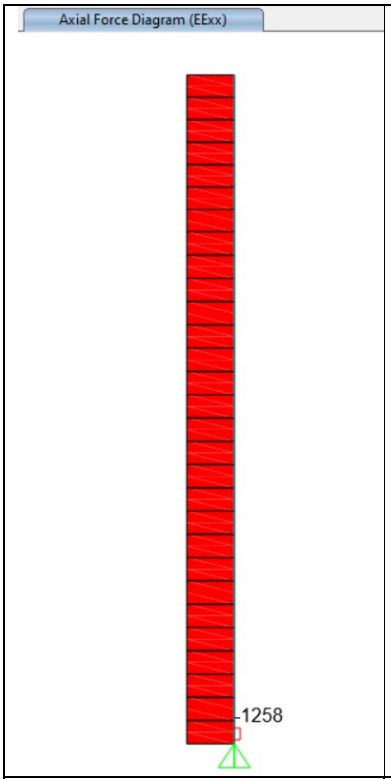
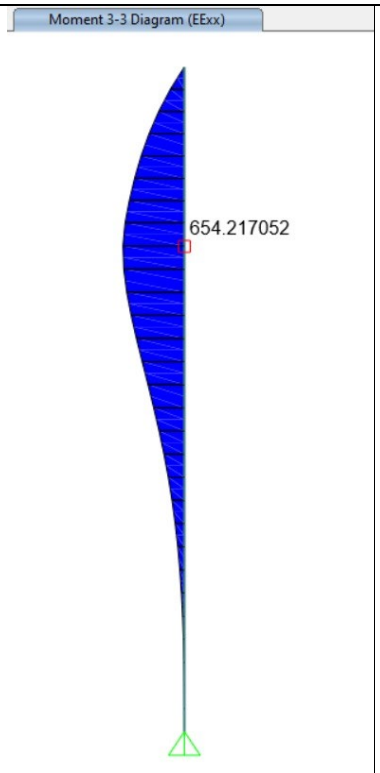
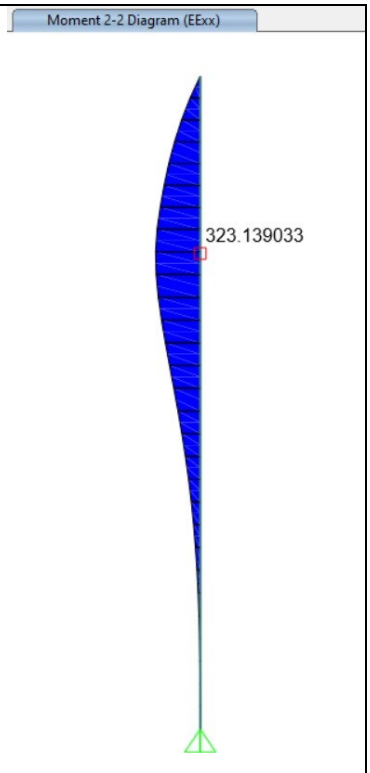
		
Carga Axial P = 1391.79 kN	Carga de momento Myy Myy = 494.13 kN-m	Carga de corte Vxx Vxx = 231.46 kN

Tabla 3-49. *Cargas por Evento Extremo dirección longitudinal en pilotes margen derecho*

		
Carga Axial	Carga de momento Myy	Carga de momento Mxx

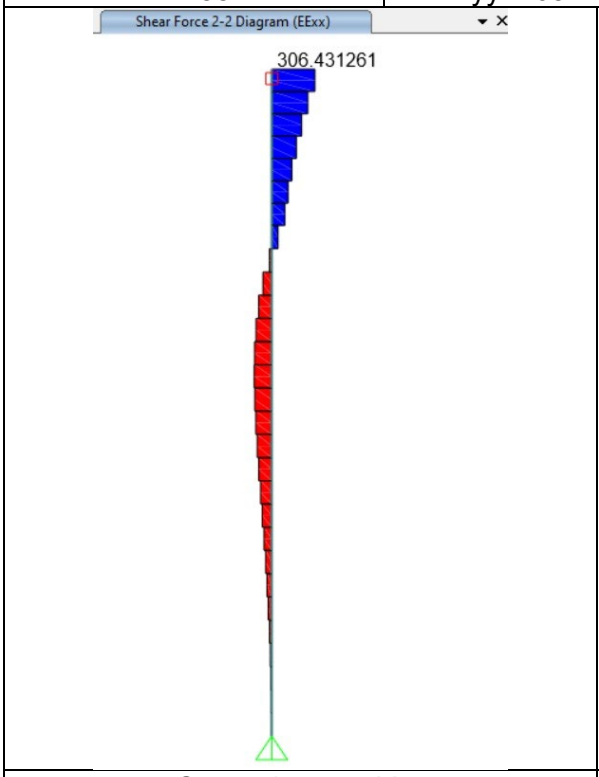
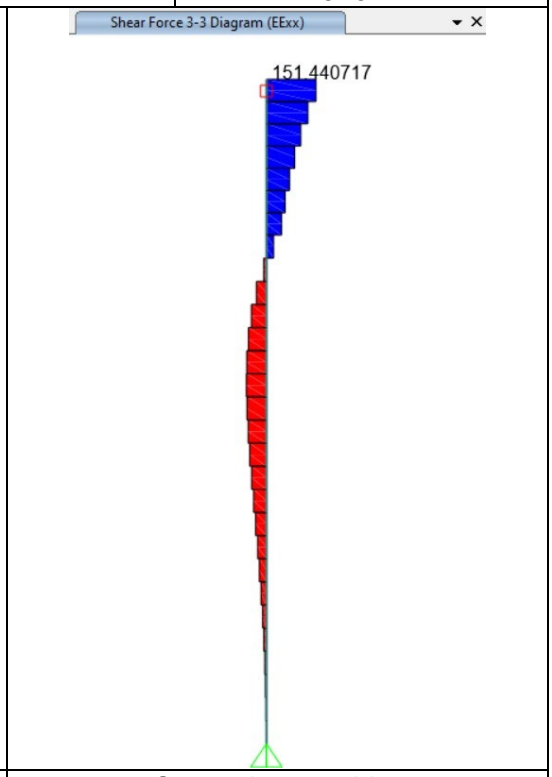
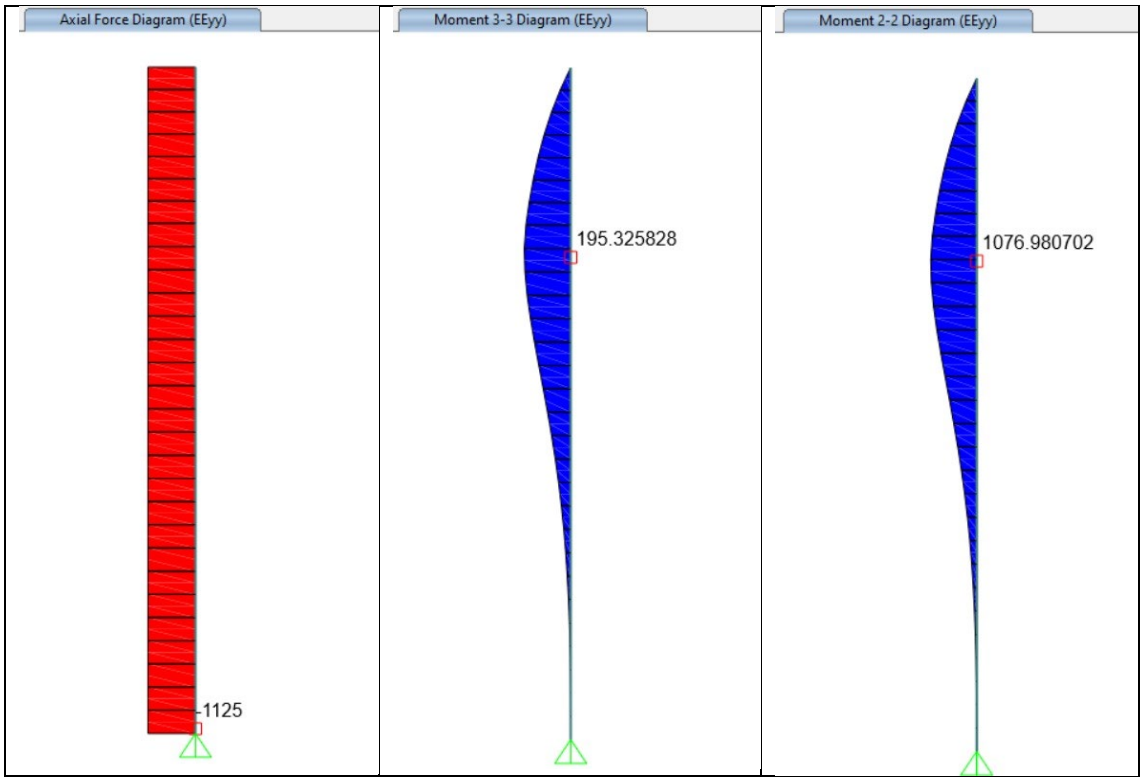
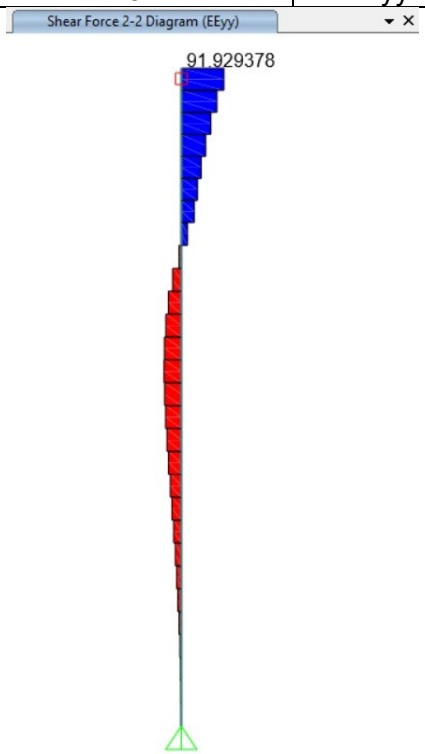
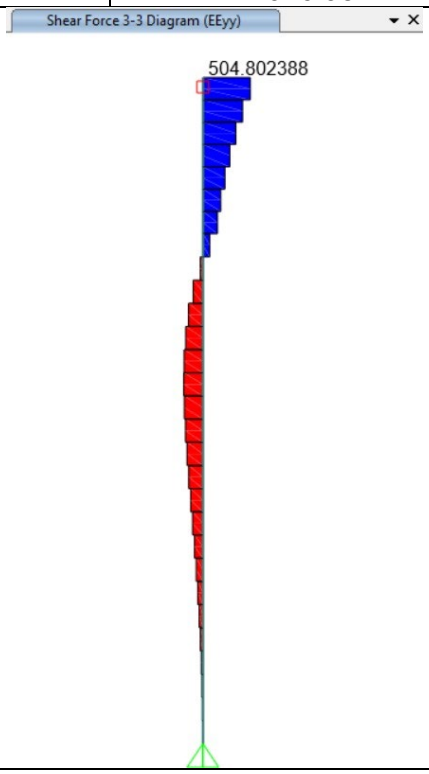
P = 1258 kN	Myy = 654.22 kN-m	Mxx = 323.14 kN-m
		
Carga de corte Vxx Vxx = 306.43 kN		Carga de corte Vyy Vyy = 151.44 kN

Tabla 3-50. *Cargas por Evento Extremo dirección transversal en pilotes margen derecho*



Carga Axial P = 1125 kN	Carga de momento Myy Myy = 195.33 kN-m	Carga de momento Mxx Mxx = 1076.98 kN-m
		
Carga de corte Vxx Vxx = 91.93 kN		Carga de corte Vyy Vyy = 504.80 kN

Con el modelo numérico se verifico el siguiente armado de los pilotes:

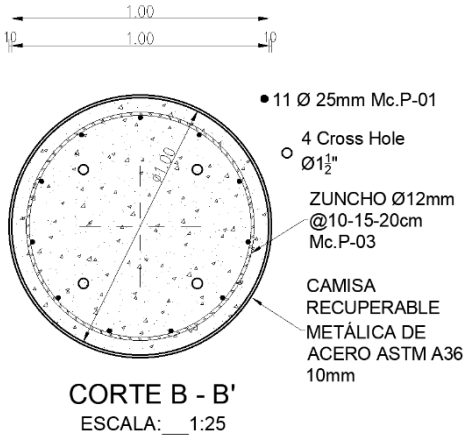


Figura 3-90. Armado propuesto de pilotes

Verificando que la relación D/C de los pilotes sea menor a 1.

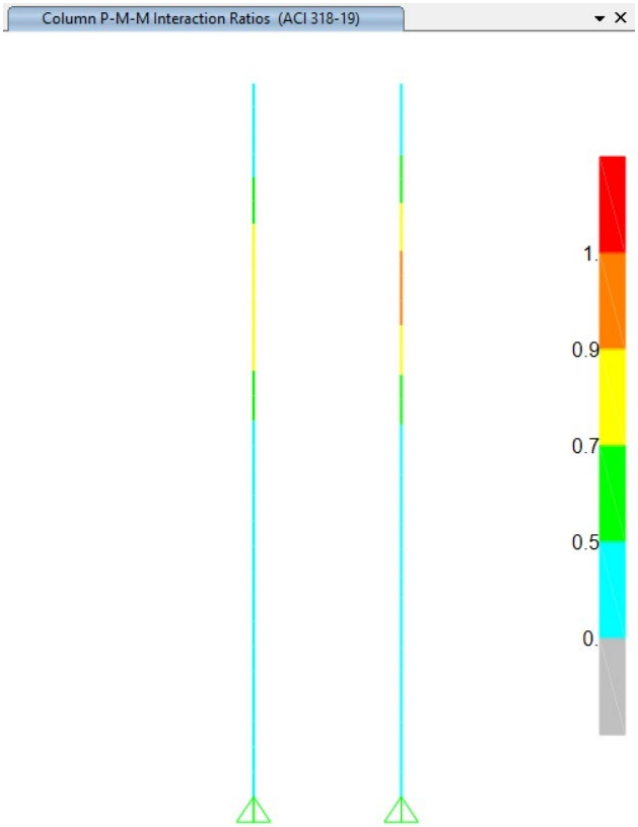


Figura 3-91. Relación D/C de pilotes

Como la relación D/C de los pilotes es menor a 1, el armado propuesto es correcto.

Finalmente se diseñó la traba sísmica de los extremos de los estribos:

DISEÑO DE TRABA SÍSMICA		
a (m)	1.16	dim. Perpendicular
b (m)	0.70	dim. Paralela
Acv (m2)	0.81	área en planta de la traba
acero x-x (cm2)	25.45	
acero y-y (cm2)	30.54	
EQ(DC) (kN)	1417.39	
EQ(DW) (kN)	0.00	
Vu (kN)	1417.39	
c (Mpa)	1.65	factor de cohesión
u	1.00	factor de fricción
Avf (mm2)	5598	área del refuerzo dentro del plano de corte
Vni (kN)	3691.09	
ϕVni≥Vu	OK	

Figura 3-92. Diseño de traba sísmica

3.4.7 DISEÑO DE CONECTORES DE CORTE

En la presente sección se detalla el diseño de los conectores de cortante para las combinaciones de Resistencia I y Fatiga I.

Como conector de cortante se utiliza perfiles UPN de acero A36 con las siguientes dimensiones:



Figura 3-93. Sección de conector de corte

La sección del conector y su separación se dimensiona para la combinación de Fatiga I y se verifica para la combinación de Resistencia I.

Fatiga I (A6.10.10.2)

La separación del conector de corte debe satisfacer la siguiente ecuación:

$$p \leq \frac{n \cdot Z_r}{V_{sr}}$$

$$Z_r = 368 \cdot w$$
$$Z_r = 368 \cdot 160 = 58880\ N$$

$$V_{sr} = \frac{V_f \cdot Q}{I}$$

Donde:

n = número de conectores de corte en una sección transversal, 1
Zr = resistencia a la fatiga de un conector individual, N
w = ancho del perfil del conector de corte, 160mm
Vsr = rango horizontal de corte por fatiga por unidad de longitud, N/mm
Vf = rango de fuerza vertical para la combinación de Fatiga I
Q = primer momento del área transformada (corto plazo n=8) de la sección de tablero de hormigón alrededor del eje neutro de la sección compuesta (corto plazo, n=8), mm^3
I = inercia de la sección compuesta (corto plazo, n=8)

Se analizan 3 secciones (0, 12, 29.90m) para definir el rango de separación de los conectores. Los valores se detallan a continuación:

Tabla 3-51.*Cálculo Q*

Sección compuesta A (n=8)		Sección compuesta B, C (n=8)	
I (mm4)	179603237657	I (mm4)	205617816669
Losa		Losa	
dt (mm)	963	dt (mm)	916
be (mm)	2200	be (mm)	2200
teff (mm)	200	teff (mm)	200
Qt (mm3)	47460114	Qt (mm3)	44891238
Qt (mm3)	**47460114**	Qt (mm3)	**44891238**

Para el cálculo del rango de la fuerza de corte, se suman los valores máximos y mínimos de acuerdo al siguiente diagrama de envolvente para la carga móvil de fatiga:

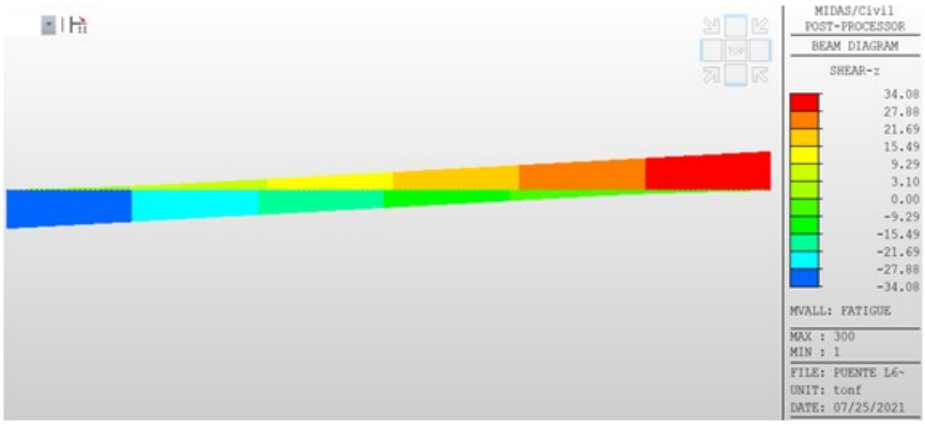


Figura 3-94. Rango de fuerza cortante para fatiga

Tabla 3-52.*Variación de separación de conectores de corte*

Ubicación (m)	Vf (N)	Q (mm3)	Vsr (N)	p (mm)
0	470830	47460114	124.42	473
12	424156	44891238	92.60	636
29.9	422800	44891238	92.31	638

Se adoptan separaciones de 350mm para el tablero.

Resistencia I (A6.10.10.4)

A continuación se verifica que el número de conectores especificado para Fatiga I cumpla con el requerimiento de Resistencia I. El número de conectores corresponde al especificado entre el punto de cero momento (apoyo) hasta el de máximo momento (centro del puente).

La resistencia factorada de un conector está dada por la siguiente expresión:

$$Q_r = \emptyset_{sc} \cdot Q_n$$

El número mínimo de conectores sobre la región de cero momento hasta máximo momento está dado por la siguiente ecuación:

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

La fuerza nominal de corte, P, está dada por las siguientes expresiones:

$$P = \min(P_1, P_2) = 12019\ kN$$

$$P_1 = 0.85 \cdot f_c' \cdot b_s \cdot t_s$$
$$P_1 = 0.85 \cdot 28 \cdot 2525 \cdot 200 = 12019\ kN$$

$$P_2 = F_{yw} \cdot D \cdot t_w + F_{yt} \cdot b_{ft} \cdot t_{ft} + F_{yc} \cdot b_{fc} \cdot t_{fc}$$
$$P_2 = 345 \cdot 2900 \cdot 12 + 345 \cdot 720 \cdot 30 + 345 \cdot 600 \cdot 25 = 24633\ kN$$

La resistencia nominal a corte de un conector tipo canal UPN 100 está dada por la siguiente ecuación:

DENOMINACION	DIMENSIONES						TIPOS					
	h	s	g	t	R	R1	SECCION	PESOS	Ix	Iy	Wx	Wy
	mm	mm	mm	mm	mm	cm4	cm2	kg/mt	cm4	cm4	cm3	cm3
UPN 50	50	38	5.00	7.00	7.00	3.50	7.12	5.59	26.40	9.12	10.60	3.75
UPN 65	65	42	5.50	7.50	7.50	4.00	9.03	7.09	57.50	14.10	17.70	5.07
UPN 80	80	45	6.00	8.00	8.00	4.00	1.10	8.64	106.00	19.40	26.50	6.36
UPN 100	100	50	6.00	8.50	8.50	4.50	13.50	10.60	206.00	29.30	41.20	8.49

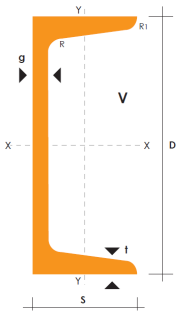


Figura 3-95 Catálogo UPN

$$Q_n = 0.3 \cdot (t_f + 0.5 \cdot t_w) \cdot L_c \cdot \sqrt{f_c' \cdot E_c}$$
$$Q_n = 0.3 \cdot (8.5 + 0.5 \cdot 6) \cdot 160 \cdot \sqrt{28 \cdot 24870} = 460.63\ kN$$

Finalmente, se tiene el número de conectores:

$$Q_r = \emptyset_{sc} \cdot Q_n = 0.85 \cdot 460.63 = 391.64\ kN$$
$$n = \frac{P}{Q_r} = \frac{12019}{391.64} = 31$$

Para la combinación de fatiga se han dispuesto 86 conectores entre el apoyo y el centro del puente por lo que se satisface el requerimiento de Resistencia.

Diseño de soldadura

Se dispone soldadura de filete de 6mm de 160mm de longitud en el talón y dedo del perfil UPN. La resistencia de la soldadura debe ser mayor que la resistencia nominal a corte, Qn=391.64kN.

$$R_r = 0.60 \cdot \emptyset_{e2} \cdot F_{exx} \cdot (1 + 0.5 \cdot sin^{1.5}90) \cdot A_{ef} \cdot l$$

$$R_r = 0.60 \cdot 0.80 \cdot 483 \cdot (1 + 0.5) \cdot 4.242 \cdot 160 \cdot 2 = 472.06\ kN$$

Donde:

$\emptyset_{e2}$ = factor de reducción de resistencia, 0.80

Fexx = resistencia del electrodo, 70ksi (483MPa)

Aef = área efectiva de la soldadura= 0.707*t*l= 0.707*6*1= 4.242mm^2

El área total considerando la soldadura en cada cara del alma es de

Aef=2*5.656=11.252mm2

$R_r > Q_n$ Ok, cumple

La resistencia de la soldadura es adecuada.

3.4.8 CANTIDADES DE OBRA

PUENTE 2			
CANTIDADES DE OBRA INFRAESTRUCTURA			
RUBRO	**DESCRIPCION**	**UNIDAD**	**CANTIDAD**
1	Replanteo y nivelación	ha	0.50
2	Excavación	m3	3136.84
3	Relleno	m3	327.40
4	Subbase clase III	m3	10.70
5	Material filtrante	m3	35.80
6	Geotextil	m2	902.42
7	Perforación pilotes prebarrenados D=1.00m (incluye perforación, camisa no recuperable 10mm, acero de refuerzo y hormigón)	ml	360.00
8	Descabezado de pilotes	u	20.00
9	Hormigón estructural de cemento Portland Clase B (fc=280kg/cm2) para estribos	m3	221.74
10	Hormigón estructural de cemento Portland Clase B (fc=280kg/cm2) para losa de aproximación	m3	17.66
11	Hormigón estructural de cemento Portland Clase B (fc=180kg/cm2) Replantillo	m3	13.24
12	Acero de refuerzo de barras (fy= 4200kg/cm2) para estribos	kg	15387.88
13	Acero de refuerzo de barras (fy= 4200kg/cm2) para losa de aproximacion	kg	2093.09
14	Prueba de carga dinámica PDA	u	4.00
15	Prueba cross hole	u	5.00
16	Tubería D=6" perforado para subdren	m	27.20
17	Baranda tipo JERSEY	m	12.00
18	Protección muro de gaviones	m3	188.09
19	Muro de Gaviones con Terramesh	m3	420.00
20	Material de préstamo importado	m3	704.48
21	Geomalla Uniaxial	m2	1718.80
CANTIDADES DE OBRA SUPERESTRUCTURA			
RUBRO	**DESCRIPCION**	**UNIDAD**	**CANTIDAD**
22	Hormigón estructural de cemento Portland Clase B (fc=280kg/cm2)	m3	159.00
23	Junta de dilatación	ml	18.60
24	Acero de refuerzo de barras (fy= 4200kg/cm2)	kg	20289.21
25	Suministro acero estructural ASTM A588 / A709 fy= 3500kg/cm2	kg	133816.29
26	Fabricación acero estructural ASTM A588 / A709 fy= 3500kg/cm2	kg	133816.29
27	Montaje acero estructural ASTM A588 / A709 fy= 3500kg/cm2	kg	133816.29
28	Suministro acero estructural ASTM A36 fy= 2520kg/cm2	kg	5429.83
29	Fabricación acero estructural ASTM A36 fy= 2520kg/cm2	kg	5429.83
30	Montaje acero estructural ASTM A36 fy= 2520kg/cm2	kg	5429.83
31	Pintura acero estructural	kg	139246.12
32	Apoyos de neopreno Tipo Stup Dureza Shore 60 (45x40x9,2cm)	u	8.00
33	Tubo de PVC D=10cm para drenaje	ml	24.00
34	Baranda tipo JERSEY	m	120.00

Figura 3-96. Cantidades de obra

4 DISEÑO DE MUROS

Los muros planteados corresponden a muros en voladizo construidos en hormigón armado, este tipo de muros contienen un voladizo que es un elemento rígido similar a una viga que se apoya de otro elemento vertical que sobresale. Se usa un tallo delgado, el cual funciona como un voladizo y soporta grandes cargas de flexión. La configuración planteada para los muros se presenta en la siguiente Figura.

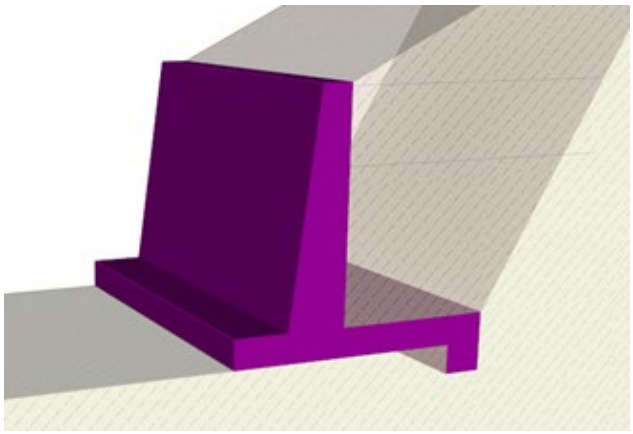


Figura 4-1. Configuración general de muros

Para revisar la estabilidad de un muro de retención, se toman en cuenta los siguientes criterios:

- Verificación refuerzo en la Zapata del muro
- Verificación refuerzo en el Tallo del muro
- Verificación refuerzo en el Talón del muro

4.1 ZONAS DE IMPLANTACIÓN DE MUROS

4.1.1. ESTRUCTURAS DE DESCARGA ALCANTARILLAS (MURO DE ALAS)

Estas estructuras se ubican a la entrada y salida de las obras de drenaje menor establecidas según el estudio hidrológico – hidráulico.

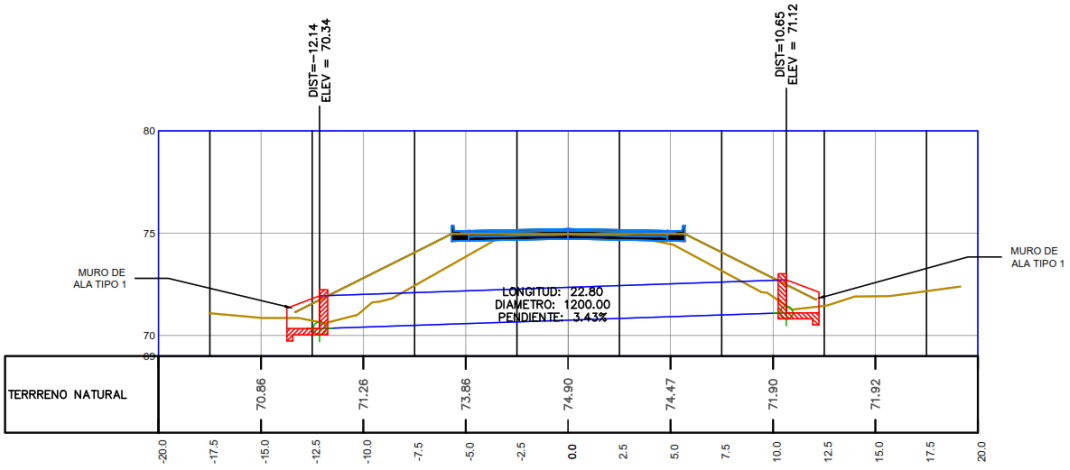


Figura 4-2. Perfil de alcantarilla

4.1.2 MUROS DE CONTENCIÓN PARA TALUDES

Tras una inspección de la topografía de la zona del proyecto y en los lugares de cortes significativos de acuerdo al diseño geométrico de la vía, se han determinado los lugares en los que son necesarios muros para la estabilización de los taludes. En la siguiente tabla se presenta la ubicación de los muros planteados a lo largo de la vía, así mismo como su longitud.

Tabla 4-1. *Ubicación y Longitud de Muros*

	Abscisa Inicial	Abscisa Final	Longitud (m)	Tipo	Altura (m)
Muro 1	2+560	2+580	20	Relleno	2.50
Muro 2	4+860	4+920	60	Relleno	2.50

4.2 DISEÑO ESTRUCTURAL

Posterior a la comprobación de estabilidad del muro se ha realizado el diseño sismorresistente obteniendo los siguientes resultados:

Tabla 4-2. *Diseño Estructural Caso Pseudo Estático*

Verificación del Refuerzo Longitudinal en dirección X		
Resistencia a la Compresión (f'c)	21.00	Mpa
Módulo de Elasticidad (Ecm)	21166.51	MPa
Resistencia a la Tensión (fy)	420.00	Mpa
Ancho de la sección transversal	1.00	m
Profundidad sección transversal	0.40	m
Cuantía del refuerzo (ρ)	0.44	%
Cuantía mínima (ρmin)	0.18	%
Posición del eje neutro (c)	0.04	m
Posición del eje neutro máximo (cmáx)	0.12	m
Momento Nominal (ϕMn)	159.84	kNm
Momento Último (Mu)	155.90	kNm
Cumple		

El refuerzo longitudinal en dirección X es clave para resistir los momentos flectores generados por el empuje del suelo y las cargas aplicadas al muro en voladizo. Se han utilizado varillas de 16 mm de diámetro con una separación de 15 cm, garantizando una adecuada capacidad para soportar flexión y controlar fisuración. La cuantía de refuerzo utilizada es del 0.44%, superior a la cuantía mínima de 0.18%, lo que indica que el acero dispuesto es suficiente para mantener la resistencia estructural del muro. Además, la posición del eje neutro está dentro del límite admisible, asegurando que el comportamiento de la sección es adecuado bajo los esfuerzos esperados.

Tabla 4-3. *Diseño Estructural Caso Pseudo Estático*

Recubrimiento	7.50	cm
Diámetro de Varilla	16.00	mm
Separación	15.00	cm
Verificación del Tallo del Muro		
Área de refuerzo ingresada	1576	mm²
Área de refuerzo requerida	385.9	mm²
Ancho de la sección transversal	1.00	m
Profundidad sección transversal	0.80	m
Posición del eje neutro (c)	0.05	m
Posición del eje neutro máximo (cmáx)	0.28	m
Fuerza Cortante Nominal (ϕVn)	424.39	kN
Fuerza Cortante Última (Vu)	96.26	kN
Momento Nominal (ϕMn)	435.65	kNm
Momento Último (Mu)	113.83	kNm
Cumple		

El tallo del muro es la parte más crítica, ya que está sometido a cargas laterales importantes provenientes del empuje del suelo. Para resistir estos esfuerzos, se han dispuesto varillas de 14 mm de diámetro con una separación de 24 cm. La cantidad de acero colocada es de 1576 mm², muy superior al área mínima requerida de 385.9 mm², lo que asegura un diseño con una holgura suficiente en términos de resistencia. Además, la sección cumple tanto para los momentos como para las fuerzas cortantes, lo que garantiza que el muro funcionará de manera adecuada sin riesgo de falla estructural.

Tabla 4-4. *Diseño Estructural Caso Pseudo Estático*

Recubrimiento	5.00	cm
Diámetro de Varilla	14.00	mm
Separación	24.00	cm
Verificación del Salto del Muro		
Área de refuerzo ingresada	1407.4	mm²
Área de refuerzo requerida	314.5	mm²
Ancho de la sección transversal	1.00	m
Profundidad sección transversal	0.40	m
Posición del eje neutro (c)	0.04	m
Posición del eje neutro máximo (cmáx)	0.12	m
Fuerza Cortante Nominal (ϕVn)	180.93	kN
Fuerza Cortante Última (Vu)	48.69	kN
Momento Nominal (ϕMn)	159.84	kNm
Momento Último (Mu)	37.25	kNm
Cumple		

El salto del muro, que corresponde a la parte superior del mismo, necesita refuerzo para absorber los esfuerzos de tracción generados por la flexión del voladizo. En este caso, se han utilizado varillas de 16 mm de diámetro con una separación de 15 cm, lo que permite garantizar la capacidad estructural requerida. La cantidad de acero colocada es de 1407.4 mm², valor ampliamente superior al área mínima requerida de 314.5 mm². Además, la verificación del momento flector y la fuerza cortante indica que la sección está correctamente diseñada para resistir las cargas aplicadas.

Tabla 4-5. *Diseño Estructural Caso Pseudo Estático*

Recubrimiento	7.50	cm
Diámetro de Varilla	16.00	mm
Separación	15.00	cm
Verificación del Talón del Muro		
Área de refuerzo ingresada	1077.6	mm²
Área de refuerzo requerida	652.9	mm²
Ancho de la sección transversal	1.00	m
Profundidad sección transversal	0.40	m
Posición del eje neutro (c)	0.03	m
Posición del eje neutro máximo (cmáx)	0.12	m
Fuerza Cortante Nominal (ϕVn)	181.50	kN
Fuerza Cortante Última (Vu)	43.92	kN
Momento Nominal (ϕMn)	124.36	kNm
Momento Último (Mu)	76.58	kNm
Cumple		

El talón del muro es la parte inferior que actúa como una base de apoyo y debe resistir momentos y esfuerzos de corte significativos. En este caso, se han colocado varillas de 14 mm de diámetro con una separación de 15 cm, con un área de refuerzo de 1077.6 mm², valor que supera el mínimo requerido de 652.9 mm². Esto garantiza que la sección puede resistir los esfuerzos de flexión sin problemas. Además, la capacidad de corte del muro es suficiente, ya que la resistencia nominal es considerablemente superior a la carga cortante aplicada.

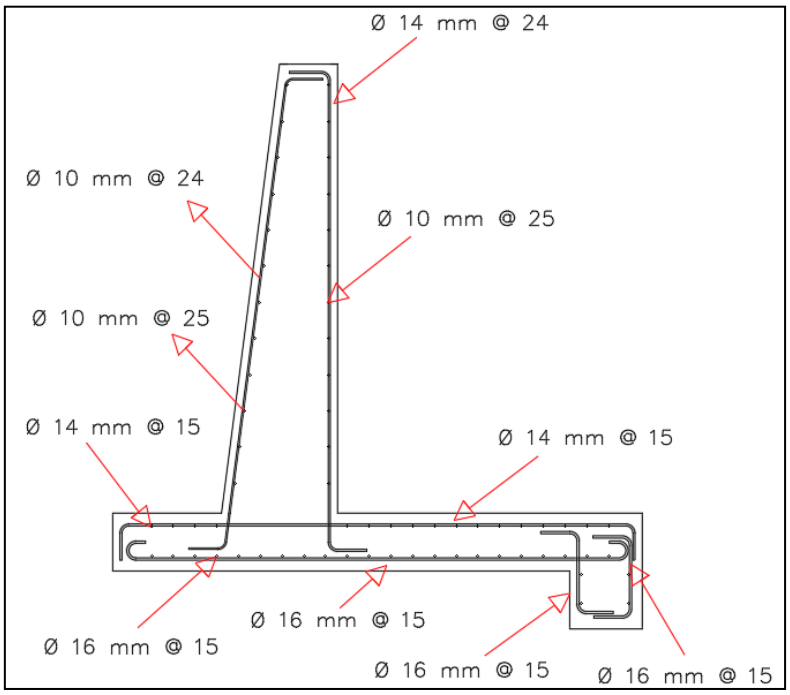


Figura 4-3: Diagrama de Fuerzas Actuantes en el Muro

5 CONCLUSIONES

La selección estructural de los tres puentes se realizó considerando las condiciones hidrológicas, geotécnicas y topográficas del sitio, determinando que la mejor solución es una estructura de un solo tramo que minimiza la intervención en el cauce y permite un montaje eficiente. Se optó por el uso de vigas de acero con tablero de hormigón, garantizando una solución estructural con alta resistencia y durabilidad.

Se evaluaron detalladamente las cargas vehiculares HL-93, Tándem, carga peatonal y fuerzas sísmicas, identificando las condiciones más críticas para la superestructura y subestructura. La distribución de carga entre vigas fue analizada para optimizar el diseño de diafragmas intermedios y arriostramientos, asegurando la estabilidad de las vigas durante la construcción y en su vida útil.

Aunque los puentes simplemente apoyados no requieren un análisis sísmico de acuerdo con AASHTO, se consideraron los efectos sísmicos en los estribos, incluyendo empuje dinámico del suelo y fuerzas inerciales de la superestructura. Se implementaron medidas de diseño que permiten controlar los desplazamientos en los apoyos y garantizar un adecuado desempeño estructural ante eventos sísmicos.

Los estribos de hormigón armado fueron diseñados tomando en cuenta la capacidad portante del suelo, estabilidad al volteo y deslizamiento, asegurando una cimentación adecuada y segura. Para absorber esfuerzos de compresión y permitir cierta flexibilidad en la estructura, se utilizaron apoyos de neopreno reforzados, diseñados para garantizar una óptima transferencia de cargas y durabilidad en el tiempo.

El diseño estructural de los puentes cumple con los estándares y normativas vigentes, incluyendo AASHTO LRFD 2020, NEC-15 y FHWA, garantizando seguridad, eficiencia y optimización de costos y tiempos de construcción. Se ha verificado el desempeño de

las vigas en términos de flexión, corte, pandeo lateral torsional y fatiga, asegurando una estructura con capacidad adecuada para resistir las solicitaciones previstas a lo largo de su vida útil.

Se han diseñado muros en voladizo en sectores estratégicos de la vía con el objetivo de estabilizar taludes y proteger obras de drenaje, optimizando su geometría en función de la altura del relleno y el empuje del suelo. Estos muros han sido ubicados en zonas de corte significativo, permitiendo garantizar la seguridad y funcionalidad de la infraestructura vial.

El diseño estructural de los muros ha sido verificado considerando los estados límite de resistencia y servicio, asegurando que resisten momentos flectores, esfuerzos cortantes y empujes sísmicos sin comprometer su estabilidad. Se han realizado análisis pseudoestáticos que permiten evaluar su desempeño ante eventos sísmicos, demostrando que cumplen con las exigencias normativas para garantizar su desempeño en condiciones extremas.

La cimentación de los muros se diseñó en función de la capacidad portante del suelo, verificando su estabilidad frente a deslizamiento y volteo. Se ha dispuesto refuerzo estructural en la zapata, tallo y talón de los muros, asegurando una resistencia suficiente ante las cargas impuestas y evitando problemas de fisuración prematura, lo que permite garantizar su estabilidad y durabilidad.

6 BIBLIOGRAFÍA

Malo Gutierrez, C. R. (2024). Estudio comparativo de estructuras de pavimento convencional, pavimento sobre suelo estabilizado con cemento y pavimento reforzado con geosintéticos, del caso de estudio vía Zhidmad-Jadan [Tesis de pregrado, Universidad Politécnica Salesiana].

MOP 001-F, M. d. (2002). Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes. Obtenido de Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes: chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcglclefindmkaj/https://www.obraspublicas.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2021/01/MPR_Chimborazo_Cumanda_Especificaciones-Tecnicas-MOP-001-F-2002.pdf

Huang Y. H. (2012). Pavement analysis and design. Pearson Education.

Wavin. (n.d.). Diseño de Infraestructura con Geosintéticos (10ª ed.). Geosoft.