



**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA**  
**SEDE CUENCA**  
**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE VEHICULAR CON EJE CURVO UBICADO EN LA INTERSECCIÓN DE LA  
AV. HUAYNA CÁPAC Y AV. 12 DE ABRIL DE LA CIUDAD DE CUENCA**

Trabajo de titulación previo a la obtención del  
título de Ingeniero Civil

AUTORES: DAVID ANTONIO ÁLVAREZ LÓPEZ  
JUSTIN JAVIER MINCHALA MACANCELA

TUTOR: ING. MAURO ANDRÉS VALLEJO BOJORQUE, MSc.

Cuenca - Ecuador

2024

## **CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN**

Nosotros, David Antonio Álvarez López con documento de identificación N° 0106698665 y Justin Javier Minchala Macancela con documento de identificación N° 0350092979; manifestamos que:

Somos los autores y responsables del presente trabajo; y, autorizamos a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana puede usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

Cuenca, 12 de julio del 2024

Atentamente,



---

David Antonio Álvarez López

0106698665



---

Justin Javier Minchala Macancela

0350092979

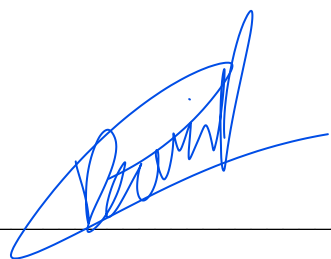
## **CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA**

Nosotros, David Antonio Álvarez López con documento de identificación N° 0106698665 y Justin Javier Minchala Macancela con documento de identificación N° 0350092979, expresamos nuestra voluntad y por medio del presente documento cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del Proyecto técnico: "Diseño estructural de puente vehicular con eje curvo ubicado en la intersección de la Av. Huayna Cápac y Av. 12 de Abril de la ciudad de Cuenca", el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniero Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribimos este documento en el momento que hacemos la entrega del trabajo final en formato digital a Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Cuenca, 12 de julio del 2024

Atentamente,



---

David Antonio Álvarez López

0106698665



---

Justin Javier Minchala Macancela

0350092979

## **CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN**

Yo, Mauro Andrés Vallejo Bojorque con documento de identificación N° 0105736490, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE VEHICULAR CON EJE CURVO UBICADO EN LA INTERSECCIÓN DE LA AV. HUAYNA CÁPAC Y AV. 12 DE ABRIL DE LA CIUDAD DE CUENCA, realizado por David Antonio Álvarez López con documento de identificación N° 0106698665 y por Justin Javier Minchala Macancela con documento de identificación N° 0350092979, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción Proyecto técnico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Cuenca, 12 de julio del 2024

Atentamente,



---

Ing. Mauro Andrés Vallejo Bojorque, MSc.

0105736490

## **DEDICATORIA**

Este trabajo de titulación está dedicado, en primer lugar, a mis padres René Minchala y Piedad Macancela, quienes me han apoyado incondicionalmente a lo largo de toda mi vida. Gracias a su respaldo constante, sus enseñanzas sobre dedicación, sacrificio y esfuerzo, he podido alcanzar cada una de las metas que me he propuesto.

Agradezco también a todas las amistades y docentes que han compartido su sabiduría y enseñanzas conmigo, permitiéndome llegar a este importante momento de mi vida.

Justin Minchala

A mis padres, Dario Antonio y María Teresa por su apoyo incondicional a lo largo de mi carrera universitaria y su tiempo que emplearon en ayudarme con mis responsabilidades universitarias, y a mis hermanas por su aliento diario hacia mi persona con el fin de motivarme a ser una mejor persona.

Agradezco de manera especial a todos los profesores con los que eh tenido el honor de recibir clases, ya que son los promotores del conocimiento que eh adquirido a través de estos 4 años de trayectoria universitaria.

David Álvarez

## ÍNDICE DE CONTENIDO

|         |                                         |    |
|---------|-----------------------------------------|----|
| 1.      | Contenido .....                         | 1  |
| 1.1     | Resumen.....                            | 1  |
| 1.2     | Abstract .....                          | 2  |
| 1.3     | Problema .....                          | 3  |
| 1.3.1   | Introducción .....                      | 3  |
| 1.3.2   | Antecedentes .....                      | 3  |
| 1.3.3   | Descripción del Problema.....           | 6  |
| 1.3.4   | Justificación .....                     | 6  |
| 1.3.5   | Alcance .....                           | 7  |
| 1.4     | Objetivos.....                          | 7  |
| 1.4.1   | Objetivo General .....                  | 8  |
| 1.4.2   | Objetivo Específico .....               | 8  |
| 2.      | Marco Conceptual .....                  | 8  |
| 2.1     | Puente .....                            | 8  |
| 2.1.1   | Tipos de puente.....                    | 8  |
| 2.1.1.1 | Puente elaborado de vigas. ....         | 8  |
| 2.1.1.2 | Puentes de arco.....                    | 9  |
| 2.1.1.3 | Puente de Armadura. ....                | 9  |
| 2.1.1.4 | Puente de Tirantes. ....                | 9  |
| 2.1.1.5 | Puente Colgante. ....                   | 10 |
| 2.1.2   | Puente de Eje Curvo .....               | 10 |
| 2.2     | Partes Estructurales de un Puente ..... | 10 |
| 2.2.1   | Infraestructura.....                    | 10 |
| 2.2.1.1 | Estribos .....                          | 10 |
| 2.2.1.2 | Pilas.....                              | 11 |
| 2.2.2   | Superestructura.....                    | 11 |
| 2.2.2.1 | Tablero.....                            | 11 |
| 2.2.2.2 | Hormigón Pre-Esforzado .....            | 11 |
| 2.2.2.3 | Diafragmas.....                         | 12 |
| 2.2.2.4 | Losa.....                               | 12 |
| 2.3     | Síntesis de los estudios.....           | 13 |

|         |                                                                     |    |
|---------|---------------------------------------------------------------------|----|
| 2.3.1   | Estudio topográfico .....                                           | 14 |
| 2.3.1.1 | Estudio Topográfico RTK.....                                        | 14 |
| 2.3.2   | Estudio Hidrológico .....                                           | 14 |
| 2.3.3   | La intensidad media diaria (IMD). ....                              | 15 |
| 2.3.4   | Estudio de Cimentación y Geotécnico.....                            | 15 |
| 2.3.5   | Vía Arterial.....                                                   | 16 |
| 2.4     | Solicitaciones .....                                                | 16 |
| 2.4.1   | Cargas .....                                                        | 16 |
| 4.4.1.1 | Carga Horizontal y Gravitacional .....                              | 17 |
| 2.4.2   | Cargas Permanentes (DC y DW). ....                                  | 17 |
| 2.4.3   | Cargas Vivas (LS y LL) .....                                        | 18 |
| 2.4.3.1 | HL – 93 Carga Vehicular.....                                        | 18 |
| 2.4.4   | Empuje de Suelo.....                                                | 19 |
| 2.4.5   | Cargas de viento (WS). ....                                         | 20 |
| 2.4.6   | Fuerzas producidas por la variación de la temperatura (Tu). ....    | 21 |
| 2.4.7   | Carga de fatiga.....                                                | 21 |
| 2.4.8   | Fuerza debida al frenado.....                                       | 21 |
| 2.4.9   | Fuerza Centrífuga .....                                             | 22 |
| 2.4.10  | Combinación de carga .....                                          | 22 |
| 2.5     | Diseño Estructural .....                                            | 23 |
| 2.6     | Normativas .....                                                    | 24 |
| 2.7     | Presupuesto.....                                                    | 24 |
| 2.8     | Planos .....                                                        | 25 |
| 3.      | Metodología .....                                                   | 25 |
| 3.1     | Software para análisis de datos.....                                | 26 |
| 3.2     | Métodos, técnicas e instrumentos para recolección de datos .....    | 26 |
| 4.      | Diseño Superestructura.....                                         | 27 |
| 4.1     | Generalidades.....                                                  | 27 |
| 4.1.1   | Diseño Protecciones Laterales .....                                 | 27 |
| 4.1.1.1 | Especificaciones AASHTO LRFD 2020 para protecciones laterales ..... | 28 |
| 4.1.1.2 | Diseño Elementos de Barandas.....                                   | 29 |
| 4.1.1.3 | Resistencia de los barandales.....                                  | 31 |
| 4.1.1.4 | Diseño del Sistema de Anclaje.....                                  | 33 |

|         |                                                                                          |    |
|---------|------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| 4.2     | Diseño del Tablero con las Protecciones Laterales .....                                  | 38 |
| 4.2.1   | Geometría de la sección transversal .....                                                | 38 |
| 4.2.1.1 | Espesor del Tablero .....                                                                | 39 |
| 4.2.1.2 | Estados de cargas .....                                                                  | 39 |
| 4.2.2   | Momentos y Cortes Últimos.....                                                           | 47 |
| 4.2.2.1 | Estado Límite de Resistencia I .....                                                     | 48 |
| 4.2.2.2 | Estado Límite: Evento Extremo II .....                                                   | 48 |
| 4.2.2.3 | Estado Límite de Servicio I.....                                                         | 49 |
| 4.2.3   | Fuerza de Tensión Última .....                                                           | 49 |
| 4.2.4   | Corte Último .....                                                                       | 49 |
| 4.2.5   | Armaduras .....                                                                          | 50 |
| 4.2.5.1 | Armaduras por Tracción.....                                                              | 50 |
| 4.2.5.2 | Armaduras por Flexión .....                                                              | 50 |
| 4.2.6   | Verificación de Armaduras Colocadas.....                                                 | 50 |
| 4.2.6.1 | Distancia al eje neutro para secciones doblemente reforzadas .....                       | 51 |
| 4.2.7   | Límite para Armaduras .....                                                              | 51 |
| 4.2.7.1 | Armadura Máxima.....                                                                     | 51 |
| 4.2.8   | Evaluación del Fisuramiento .....                                                        | 52 |
| 4.2.8.1 | Control del agrietamiento .....                                                          | 53 |
| 4.2.9   | Refuerzo por contracción y temperatura.....                                              | 54 |
| 4.2.10  | Refuerzo longitudinal de distribución .....                                              | 54 |
| 4.2.11  | Procedimiento Abreviado para determinar $\beta$ y $\theta$ - partes no pretensadas ..... | 55 |
| 4.2.12  | Longitud desarrollo a tracción.....                                                      | 55 |
| 4.2.13  | Factor de modificación $\ell_d$ de reducción .....                                       | 56 |
| 4.3     | Diseño de las vigas cajón.....                                                           | 57 |
| 4.3.1   | Pre-dimensionamiento de la sección de la viga cajón .....                                | 57 |
| 4.3.2   | Propiedades Geométricas de la viga cajón .....                                           | 59 |
| 4.3.3   | Factores de distribución de carga viva .....                                             | 60 |
| 4.3.3.1 | Incremento por carga dinámica IM.....                                                    | 62 |
| 4.3.4   | Cortes y momentos .....                                                                  | 63 |
| 4.3.4.1 | Carga muerta.....                                                                        | 63 |
| 4.3.4.2 | Carga Viva.....                                                                          | 63 |
| 4.4     | Diseño vigas cajón de concreto presforzado.....                                          | 67 |



|          |                                                                            |    |
|----------|----------------------------------------------------------------------------|----|
| 4.4.1    | Combinaciones de carga – Estados Límite .....                              | 67 |
| 4.4.2    | Prediseño de tendones.....                                                 | 68 |
| 4.4.3    | Torones de baja relajación .....                                           | 69 |
| 4.4.4    | Fuerza de tensado inicial.....                                             | 70 |
| 4.4.5    | Pre-esfuerzo efectivo final.....                                           | 70 |
| 4.4.6    | Configuración de los tendones.....                                         | 70 |
| 4.4.7    | Cálculo de pérdidas de miembros postensados.....                           | 71 |
| 4.4.8    | Pérdidas Instantáneas .....                                                | 72 |
| 4.4.8.1  | Pérdidas por fricción.....                                                 | 72 |
| 4.4.8.2  | Pérdidas por acortamiento elástico .....                                   | 72 |
| 4.4.8.3  | Pérdidas dependientes del tiempo .....                                     | 73 |
| 4.4.9    | Pérdida a largo plazo .....                                                | 75 |
| 4.4.9.1  | Parámetros de contracción y flujo plástico .....                           | 75 |
| 4.4.9.2  | Coeficientes de flujo plástico de la viga .....                            | 76 |
| 4.4.10   | Deformación unitaria de contracción.....                                   | 77 |
| 4.4.11   | Pérdida por contracción producida en el hormigón presente en la viga ..... | 78 |
| 4.4.12   | Pérdida por flujo plástico del hormigón de la viga.....                    | 78 |
| 4.4.13   | Pérdida por relajación de torones en el presforzado.....                   | 79 |
| 4.4.14   | Cálculo de los esfuerzos en etapas.....                                    | 79 |
| 4.4.14.1 | Etapas inicial.....                                                        | 79 |
| 4.4.14.2 | Etapas final.....                                                          | 80 |
| 4.4.14.3 | Verificación de la resistencia nominal a flexión .....                     | 81 |
| 4.4.15   | Límites de armaduras .....                                                 | 82 |
| 4.4.15.1 | Armadura mínima.....                                                       | 82 |
| 4.4.16   | Verificación de la resistencia a corte.....                                | 83 |
| 4.4.16.1 | Sección crítica .....                                                      | 83 |
| 4.4.16.2 | Resistencia al corte de postensado .....                                   | 84 |
| 4.4.16.3 | Resistencia al corte del concreto.....                                     | 84 |
| 4.4.17   | Refuerzo Transversal .....                                                 | 85 |
| 4.4.17.1 | Requerimiento de espaciamiento de armadura transversal.....                | 85 |
| 4.4.17.2 | Comprobación del refuerzo transversal mínimo.....                          | 86 |
| 4.4.18   | Refuerzo Longitudinal .....                                                | 86 |
| 4.4.19   | Resistencia nominal a torsión .....                                        | 87 |

|          |                                                                |     |
|----------|----------------------------------------------------------------|-----|
| 4.4.20   | Contra flecha y deflexiones .....                              | 87  |
| 4.4.20.1 | Contra flecha debido a la fuerza de presfuerzo .....           | 87  |
| 4.4.20.2 | Deflexión por cargas permanentes .....                         | 88  |
| 4.4.20.3 | Deflexión debida a la carga viva .....                         | 89  |
| 4.4.20.4 | Deflexión admisible .....                                      | 90  |
| 4.4.21   | Zonas de anclaje postensadas .....                             | 90  |
| 4.4.21.1 | Placa de apoyo del anclaje .....                               | 90  |
| 4.4.21.2 | Refuerzo en el anclaje .....                                   | 91  |
| 4.5      | Diseño del tablero inferior .....                              | 93  |
| 4.5.1    | Grosor del tablero inferior .....                              | 93  |
| 4.5.2    | Cortes y momentos últimos .....                                | 93  |
| 4.5.3    | Límite para armaduras .....                                    | 93  |
| 4.5.3.1  | Armadura máxima.....                                           | 93  |
| 4.5.3.2  | Armadura mínima.....                                           | 93  |
| 4.5.4    | Evaluación de fisuramiento .....                               | 94  |
| 4.5.4.1  | Control de agrietamiento .....                                 | 94  |
| 4.5.5    | Refuerzo por contracción y temperatura .....                   | 94  |
| 4.5.6    | Longitud de desarrollo traccionado .....                       | 94  |
| 4.6      | Diseño de los diafragmas .....                                 | 95  |
| 4.6.1    | Resolución Estructural.....                                    | 95  |
| 4.6.2    | Diseño a flexión .....                                         | 96  |
| 4.6.2.1  | Combinaciones de carga.....                                    | 96  |
| 4.6.3    | Armadura.....                                                  | 96  |
| 4.6.3.1  | Armadura mínima.....                                           | 96  |
| 4.6.4    | Diseño a corte.....                                            | 97  |
| 4.6.4.1  | Estado límite de Resistencia I .....                           | 97  |
| 4.7      | Diseño de los dispositivos de apoyo.....                       | 97  |
| 4.7.1    | Cargas actuantes .....                                         | 97  |
| 4.7.2    | Deformación por corte .....                                    | 99  |
| 4.7.2.1  | Deformación por corte debido a la temperatura.....             | 99  |
| 4.7.2.2  | Deformación por corte debido a la contracción de hormigón..... | 100 |
| 4.7.2.3  | Combinación de corte, compresión y rotación .....              | 100 |
| 4.7.2.4  | Análisis de la estabilidad .....                               | 101 |

|         |                                                                                        |     |
|---------|----------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 4.7.2.5 | Refuerzo de acero .....                                                                | 101 |
| 4.7.2.6 | Deflexión debida a la compresión .....                                                 | 102 |
| 4.7.3   | Anclaje .....                                                                          | 103 |
| 4.7.4   | Fuerzas que deforman el apoyo .....                                                    | 103 |
| 5.      | Diseño Infraestructura .....                                                           | 104 |
| 5.1     | Generalidades y Cálculo de solicitaciones a partir de la superestructura .....         | 104 |
| 5.2     | Fuerza de frenado .....                                                                | 105 |
| 5.3     | Cargas provenientes de la infraestructura .....                                        | 107 |
| 5.3.1   | Presión de tierras .....                                                               | 107 |
| 5.3.2   | Sobrecarga viva .....                                                                  | 108 |
| 5.3.3   | Sobrecarga vertical .....                                                              | 109 |
| 5.4     | Sismo .....                                                                            | 109 |
| 5.4.1   | Factor Z dependiente de la zona sísmica .....                                          | 109 |
| 5.4.2   | Fuerza lateral producida por la superestructura.....                                   | 110 |
| 5.4.3   | Fuerza lateral producida por el peso del estribo .....                                 | 111 |
| 5.4.4   | Presión ejercida en el estrato del suelo debido a la condición sísmica .....           | 111 |
| 5.5     | Fuerzas por contracción y temperatura .....                                            | 113 |
| 5.6     | Factores de carga .....                                                                | 114 |
| 5.7     | Verificación de la estabilidad presente en la cimentación.....                         | 114 |
| 5.7.1   | Verificación de la capacidad portante Evento Extremo I .....                           | 114 |
| 5.7.2   | Verificación de la capacidad de carga del estado límite de Evento Extremo I.....       | 115 |
| 5.7.3   | Verificación del vuelco y excentricidad máxima del estado límite de Evento Extremo I.. | 117 |
| 5.8     | Diseño de la cimentación .....                                                         | 118 |
| 5.8.1   | Diseño de la cimentación y solicitaciones para Evento Extremo I .....                  | 118 |
| 5.8.1.1 | Diseño del dedo Evento Extremo I .....                                                 | 118 |
| 5.8.1.2 | Diseño del tablón.....                                                                 | 120 |
| 5.8.2   | Estado límite de Servicio I .....                                                      | 121 |
| 5.8.2.1 | Control de fisuramiento .....                                                          | 121 |
| 5.8.2.2 | Dedo .....                                                                             | 121 |
| 5.8.2.3 | Talón .....                                                                            | 121 |
| 5.9     | Diseño del cuerpo.....                                                                 | 122 |
| 5.9.1   | Armadura a flexión .....                                                               | 122 |
| 5.9.2   | Control de ductilidad en el cuerpo .....                                               | 122 |

|          |                                                                      |     |
|----------|----------------------------------------------------------------------|-----|
| 5.9.3    | Armadura por contracción y temperatura .....                         | 122 |
| 5.9.4    | Armadura para controlar la tensión de la cuña .....                  | 122 |
| 5.10     | Diseño de la pantalla superior.....                                  | 123 |
| 5.10.1   | Análisis de Sismo .....                                              | 123 |
| 5.10.1.1 | Fuerza lateral transmitida por el peso de la pantalla superior ..... | 123 |
| 5.10.1.2 | Fuerza sísmica debido al relleno del talón de la pantalla.....       | 123 |
| 5.10.2   | Solicitaciones últimas .....                                         | 124 |
| 5.10.3   | Diseño .....                                                         | 124 |
| 5.11     | Diseño de la pantalla lateral .....                                  | 124 |
| 5.11.1   | Diseño .....                                                         | 124 |
| 5.12     | Diseño de la traba sismo resistente .....                            | 125 |
| 5.12.1   | Cargas y solicitaciones.....                                         | 126 |
| 5.12.2   | Análisis por corte fricción .....                                    | 127 |
| 5.12.3   | Análisis por fuerza de tensión vertical .....                        | 128 |
| 5.12.4   | Análisis a flexión .....                                             | 129 |
| 5.12.5   | Armaduras .....                                                      | 129 |
| 5.12.5.1 | Armadura principal.....                                              | 129 |
| 5.12.5.2 | Armadura secundaria .....                                            | 130 |
| 6.       | Presupuesto Referencial .....                                        | 131 |
| 7.       | Resultados .....                                                     | 132 |
| 7.1      | Momentos plásticos de las protecciones laterales .....               | 132 |
| 7.2      | Momento último para aceras y protecciones laterales .....            | 132 |
| 7.3      | Momentos y acero calculado para tablero inferior.....                | 133 |
| 7.4      | Cargas aplicadas en los apoyos del puente.....                       | 133 |
| 7.5      | Dimensiones del Neopreno.....                                        | 134 |
| 7.6      | Calculo de pérdidas en miembros postensados.....                     | 134 |
| 7.7      | Deflexiones debidas a la carga muerta en la viga cajón.....          | 135 |
| 7.8      | Deflexiones debidas a la carga viva en la viga cajón .....           | 135 |
| 7.9      | Trayectoria cable resultante de postensado.....                      | 136 |
| 7.10     | Carga muerta del estribo.....                                        | 137 |
| 7.11     | Presión de tierras ejercida en los estribos .....                    | 137 |
| 7.12     | Presión de tierras ejercida en los estribos .....                    | 137 |
| 7.13     | Armadura a flexión y a corte de la cimentación.....                  | 138 |

|      |                                 |     |
|------|---------------------------------|-----|
| 7.14 | Diseño del talón.....           | 139 |
| 8.   | Conclusiones.....               | 140 |
| 9.   | Recomendaciones .....           | 142 |
| 10.  | Referencias bibliográficas..... | 143 |
| 11.  | ANEXOS.....                     | 147 |

## ÍNDICE DE TABLAS

|                                                                                                        |     |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabla 1 - Alturas mínimas para los elementos de la superestructura.....                                | 13  |
| Tabla 2 - Combinación de carga y factores de carga.....                                                | 22  |
| Tabla 3 - Factores de carga permanentes .....                                                          | 23  |
| Tabla 4 - Fuerza de diseño para barandillas de tráfico .....                                           | 28  |
| Tabla 5 - Datos Dimensiones del Puente.....                                                            | 38  |
| Tabla 6 - Alturas mínimas para elementos de la superestructura .....                                   | 39  |
| Tabla 7 - Incremento por carga dinámica IM .....                                                       | 44  |
| Tabla 8 - Factor de presencia múltiple de sobrecargas.....                                             | 45  |
| Tabla 9 - Fajas Equivalentes .....                                                                     | 45  |
| Tabla 10 - Factores de carga para Resistencia I.....                                                   | 48  |
| Tabla 11 - Factores de carga para Evento Extremo II .....                                              | 48  |
| Tabla 12 - Factores de carga para Servicio I .....                                                     | 49  |
| Tabla 13 - Geometría de la viga cajón .....                                                            | 59  |
| Tabla 14 - Superestructuras habituales cubiertas por los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3 .....         | 61  |
| Tabla 15 - Parte 2 Superestructuras habituales cubiertas por los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3 ..... | 62  |
| Tabla 16 - Incremento por carga dinámica .....                                                         | 63  |
| Tabla 17 - Curva de Tensión Deformación .....                                                          | 102 |
| Tabla 18 - Altura equivalente del suelo para la carga vehicular en estribos perpendiculares .....      | 109 |
| Tabla 19 - Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada .....                           | 110 |
| Tabla 20 - Presupuesto Referencial Proyecto .....                                                      | 131 |
| Tabla 21 - Momentos plásticos poste y rieles .....                                                     | 132 |
| Tabla 22 - Resultados Protecciones Laterales y Acera .....                                             | 132 |
| Tabla 23 - Momentos tablero inferior.....                                                              | 133 |
| Tabla 24 - Resultados Apoyos del puente .....                                                          | 133 |
| Tabla 25 - Dimensiones del Neopreno .....                                                              | 134 |
| Tabla 26 - Cálculo de pérdidas en miembros postensados .....                                           | 134 |
| Tabla 27 - Deflexiones producidas por carga muerta en la viga cajón.....                               | 135 |
| Tabla 28 - Deflexiones producidas por la carga viva en la viga cajón .....                             | 135 |
| Tabla 29 - Trayectoria cable resultante de la viga postensada .....                                    | 136 |
| Tabla 30 - Carga muerta del estribo .....                                                              | 137 |
| Tabla 31 - Presión de tierras ejercida en los estribos.....                                            | 137 |
| Tabla 32 - Cargas y momentos por incidencia sísmica .....                                              | 137 |
| Tabla 33 - Armadura a flexión de la cimentación.....                                                   | 138 |
| Tabla 34 - Armadura a corte para la cimentación .....                                                  | 138 |
| Tabla 35 - Diseño del talón.....                                                                       | 139 |

## ÍNDICE DE FIGURAS

|                                                                                          |    |
|------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 1 - HL 93 Diseño Camión.....                                                      | 18 |
| Figura 2 - Diseño en Tándem HL-93 .....                                                  | 19 |
| Figura 3 - Distribución de protecciones laterales.....                                   | 28 |
| Figura 4 - Baranda TIPO P-3 para tráfico vehicular .....                                 | 29 |
| Figura 5 - Potencial de impacto en de las ruedas.....                                    | 30 |
| Figura 6 - Criterio para determinar el retiro de postes .....                            | 30 |
| Figura 7 - Modos de falla .....                                                          | 32 |
| Figura 8 - Pernos de anclaje .....                                                       | 33 |
| Figura 9 - Esfuerzos de tracción y compresión en placa base .....                        | 34 |
| Figura 10 - Cono de arrancamiento por tracción .....                                     | 35 |
| Figura 11 - Placa en varilla.....                                                        | 37 |
| Figura 12 - Sección transversal de los postes.....                                       | 40 |
| Figura 13 - Sección Transversal de los rieles .....                                      | 40 |
| Figura 14 - Sección Transversal de la acera.....                                         | 41 |
| Figura 15 - Sección Transversal del Voladizo en la sección A-A .....                     | 41 |
| Figura 16 - DC Corte .....                                                               | 42 |
| Figura 17 - DC Momento .....                                                             | 42 |
| Figura 18 - DW Corte.....                                                                | 43 |
| Figura 19 - DW Momento.....                                                              | 43 |
| Figura 20 - Acción de Fuerzas Transversales .....                                        | 46 |
| Figura 21 - Acción de Fuerzas Verticales .....                                           | 47 |
| Figura 22 - Viga rectangular doblemente reforzada .....                                  | 51 |
| Figura 23 - Armadura del Tablero .....                                                   | 54 |
| Figura 24 - Sección transversal Viga cajón .....                                         | 58 |
| Figura 25 - Boceto de cálculo viga cajón .....                                           | 59 |
| Figura 26 - Boceto para carga muerta total .....                                         | 63 |
| Figura 27 - Esquema Estructural del Camión de diseño Posición 1.....                     | 64 |
| Figura 28 - Esquema Estructural del Camión de diseño Posición 2.....                     | 64 |
| Figura 29 - Boceto del Tándem de diseño .....                                            | 65 |
| Figura 30 - Esquema Estructural del Carga de carril para corte.....                      | 65 |
| Figura 31 - Esquema Estructural de la Carga de carril para momento.....                  | 66 |
| Figura 32 - Trayectoria del cable resultante.....                                        | 71 |
| Figura 33 - Componente de la fuerza de postensado efectiva.....                          | 84 |
| Figura 34 - Procedimiento de cálculo para armadura mínima transversal .....              | 86 |
| Figura 35 - Contra flecha por postensado .....                                           | 88 |
| Figura 36 - Cálculo de momentos en sección longitudinal para el refuerzo de anclaje..... | 92 |

|                                                                                                 |     |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 37 - Dimensiones del diafragma de tramo Vista Frontal.....                               | 95  |
| Figura 38 - Vista Lateral Corte A-A Diafragma.....                                              | 95  |
| Figura 39 - Representación fuerzas provenientes de la superestructura .....                     | 105 |
| Figura 40 - Solicitaciones debidas a la fuerza de frenado .....                                 | 106 |
| Figura 41 - Fuerzas producidas por la presión de tierras .....                                  | 107 |
| Figura 42 - Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z..... | 110 |
| Figura 43 - Representación de las presiones actuantes en el relleno delantero .....             | 116 |
| Figura 44 - Esfuerzos en la sección A-A el relleno delantero .....                              | 119 |
| Figura 45 - Esfuerzos producidos en el talón .....                                              | 120 |
| Figura 46 - Representación esquemática de la traba sismo resistente.....                        | 125 |
| Figura 47 - Trayectoria Cable resultante viga postensada .....                                  | 136 |
| Figura 48 - Modelado del puente.....                                                            | 148 |
| Figura 49 - Combinaciones de carga para la simulación de la estructura.....                     | 149 |
| Figura 50 - Simulado de la viga cajón en el programa de simulación .....                        | 149 |
| Figura 51 - Diagrama de Torsión producido en la estructura .....                                | 150 |
| Figura 52 - Diagrama de momento producido en la estructura.....                                 | 150 |
| Figura 53 - Diagrama de cortante producido en la estructura.....                                | 151 |



## **1. Contenido**

### **1.1 Resumen**

En el barrio El Vergel, en Cuenca, provincia del Azuay, existe un puente que conecta las Avenidas Huayna Cápac y Doce de Abril. Con los años el congestionamiento vehicular ha incrementado potencialmente en esta zona por el crecimiento de la población y la movilización ciudadana al trabajo, escuela, etc.

El presente trabajo se centra en el diseño netamente de la estructura de un puente curvo que se ubicará en el río Tomebamba, orientado en la mitigación del tráfico en una zona urbana congestionada como es el sector de El Vergel, proporcionando una solución viable y eficiente que mejore la fluidez vehicular y reduzca los tiempos de desplazamiento en la región de estudio.

En este proyecto, basado en estudios previos, se utilizan modelos matemáticos y simulaciones por computadora para evaluar la estabilidad y la resistencia del puente bajo diferentes condiciones de carga, momentos producidos por las mismas sobre el puente, y cargas torsionales en las vigas que se producirán por la curvatura del puente. Es por esto que se ha optado por trabajar con vigas de hormigón presforzado tipo cajón, con el fin de asegurar la durabilidad y seguridad de la estructura a largo plazo.

Las dimensiones del puente se determinaron en base al estudio geométrico previo, con una luz de 37 metros en el que se enfocará el diseño estructural, concretamente desde la abscisa 0+021 a la abscisa 0+038, con dos carriles de ida que incorporan a los vehículos que fluyen por la Av. Huayna Cápac hacia la Av. Doce de Abril, con una longitud transversal de calzada de 6 metros, y un ancho total de 8.50 metros considerando las veredas.

También se estima un presupuesto referencial en base a los materiales utilizados para el diseño con sus cantidades correspondientes, en el cual se menciona un presupuesto aproximado de \$198.319,49 (ciento noventa y ocho mil tres cientos diecinueve dólares americanos con cuarenta y un centavos), considerando los precios unitarios actualizados del 2024.

### **Palabras Clave**

Puente, Vigas de Hormigón Pre-esforzado, Presupuesto Referencial, Cargas Torsionales

## **1.2 Abstract**

In El Vergel site in Cuenca, Azuay, there is a bridge that connects Huayna Cápac Avenue and Doce de Abril Avenue. Over the years, vehicular congestion has significantly increased in this area due to population growth and the movement of residents to work, school, etc.

This work focuses on the structural design of a curved bridge over the Tomebamba River, aimed at mitigating traffic in a congested urban area like El Vergel. The objective is to provide a viable and efficient solution that improves vehicle flow and reduces travel times in the study region.

In this project, based on previous studies, mathematical models and computer simulations are used to evaluate the stability and strength of the bridge under different load conditions, moments produced by them on the bridge, and torsional loads on the beams that will be produced by the curvature of the bridge. That is why it has been chosen to work with box-type pre-reinforced concrete beams, in order to ensure the durability and safety of the structure in the long term.

The estimation of the dimensions of the bridge was developed based on the previous geometric study, with a span of 37 meters in which the structural design will be focused,

specifically from the abscissa 0+021 to the abscissa 0+038, with two one-way lanes that incorporate the vehicles that flow through Av. Huayna Cápac towards Av. Doce de Abril, with a roadway width of 6 meters, and a total width of 8.50 meters considering the sidewalks.

A reference budget is also estimated based on the materials used for the design with their corresponding quantities, which mentions an approximate budget of \$198,319.49 (one hundred and ninety-eight thousand three hundred and nineteen US dollars and forty-one cents), considering the updated unit prices of 2024.

### **1.3 Problema**

#### ***1.3.1 Introducción***

El crecimiento poblacional y la movilización urbanística han provocado un aumento significativo en la demanda de infraestructuras viables eficientes. El diseño junto con la construcción de puentes son tareas fundamentales y esenciales en el área de la ingeniería civil. El uso del concreto pre-esforzado permite la creación de estructuras robustas y duraderas, es por este motivo que se decidió implementar vigas de concreto pre-esforzado.

El presente proyecto se enfocará en el análisis estructural del puente, los momentos producidos por los apoyos, los detalles constructivos que se deberán implementar en el puente con su respectivo cálculo. A través de un análisis detallado del diseño y la construcción de este puente, se pretende impulsar el desarrollo regional, y al mismo tiempo, ofrecer nuevas perspectivas y conocimientos en el área de la ingeniería civil.

#### ***1.3.2 Antecedentes***

En la ciudad de Cuenca, provincia Azuay, a lo largo de los últimos años ha incrementado la presencia de vehículos lo que ha provocado problemas de tránsito, según un reporte realizado

por el diario El Mercurio (2021) se expone que en el año de 2006 constaban 52.674 automotores y para el cierre del reportaje se estimaba una cantidad de 145.000 automotores, la tasa de incremento automovilístico en Cuenca es del 5% lo que es mayor al 2% que representa el crecimiento poblacional, creando así problemas de movilidad en las calles del cantón Cuenca.

La Municipalidad de Cuenca en el Plan de movilidad y espacios públicos (2015) investigó las modalidades de transporte presentes en la ciudad y su frecuencia, con los siguientes resultados: 24% caminando, 2% en bicicleta, 31% en auto particular, 39% en bus, 2% en taxi y un 2% en moto, con una frecuencia de todos o casi todos los días. Estos datos muestran que el 74% de la población prefiere movilizarse mediante vehículos automotores.

La movilidad de la población se da por la ubicación de los equipamientos y actividades económicas del cantón, en base a lo dicho en el PDOT del GAD Municipal de Cuenca (2022) los equipamientos son instalaciones diseñadas para producir bienes y servicios destinados principalmente a cubrir las necesidades de las personas. De acuerdo a un estudio realizado para el PMEP (2015) en la ciudad de Cuenca en un día laborable se generan 636.072 viajes entre las zonas externas e internas de la zona.

El Cantón Cuenca cuenta con una estructura vial, con diferentes características y capacidades para la conectividad intra cantonal e interprovincial. En el análisis realizado del tomo I del PMEP (2015) se jerarquiza a la red vial en: vías expresas, vías arteriales, vías colectoras y vías locales, siendo las vías expresas las de mayor tráfico y de grandes distancias mientras las vías locales son las rutas de acceso a los destinos.

En base a la nueva categorización de la jerarquía vial, proyectada en el tomo II del PMEP basada en la velocidad de circulación, se clasifica en dos tipos de redes y a su vez se subdividen

en: red básica que son las Vías 50 y Vías 40, y en la red barrial que son las vías 30, 20 y 10 (Municipio de Cuenca, 2015). Ubicando así a las vías de la zona de estudio en la red básica, vía 40.

Igualmente, el PEMP (2015) menciona los atributos de la oferta vial, indica que en el cantón Cuenca el 66% de las rutas están orientadas con doble sentido de circulación, el 62% del total de vías se encuentra en buen estado, el 8% en mal estado, 29% en regular y el 1% en regular/mal estado.

La cantidad de carriles en la ciudad está distribuida en un 60% para vías de dos carriles, 29% vías de un carril y el 11% para vías de tres carriles. La zona urbana presenta diferentes secciones de calzado, el 47% tiene una sección de 7,5-12 metros, el 28% una sección de 12-19 metros para la circulación de los vehículos. Con estas propiedades de infraestructura viaria obtuvieron las capacidades viales, obteniendo un 78% de las vías con una capacidad de 4.000 veh/h y un 22% de las vías supera los 5.000 veh/d.

Por las características geográficas del cantón Cuenca, atravesada por cuatro ríos prominentes: el río Yanuncay, Tarqui, Machángara y el Tomebamba (zona de estudio), la municipalidad ha construido puentes para mejorar la conectividad y facilitar el flujo del tráfico vehicular. En un reporte de EL MERCURIO comenta que “La dirección de Obras Públicas del Municipio de Cuenca habrá firmado los contratos y entregado los anticipos para la construcción de tres nuevos puentes vehiculares y la adecuación de dos parques” (Campoverde, 2023).

Estos estarán ubicados en: Patamarca, Machángara y la avenida Diez de agosto, cada uno tendrá una duración alrededor de 8 meses de construcción. A principios del año 2024, la alcaldía de Cuenca anunció a través de su página web la asignación de más de 27 millones de dólares

americanos para proyectos públicos, incluyendo la construcción del puente en Patamarca, con una inversión específica de USD 1.155.051,80 (Alcaldía de Cuenca, 2024).

### ***1.3.3 Descripción del Problema***

Las áreas urbanas densamente pobladas enfrentan grandes retos vinculados con la congestión vehicular, lo que afecta negativamente el bienestar de los residentes y el progreso económico del área. En este contexto, el diseño y construcción de puentes desempeña un papel fundamental en la mejora de la movilidad urbana y la reducción de los tiempos de desplazamiento.

### ***1.3.4 Justificación***

En el sector de El Vergel ubicado en el cantón Cuenca, provincia Azuay, se presenta un problema en el control de tránsito vehicular debido al crecimiento de la población que se ha registrado en los últimos años, como evidencia de esta, el documento se rige en los datos recopilados en la plataforma virtual del INEC (2024) que nos muestra que en el año 2001 existía un total de 276.551 habitantes, en el 2010 fueron 329.737 y en el año 2022 un total de 361.524 habitantes.

Como consecuencia del crecimiento poblacional se ha obtenido el incremento de la cantidad de vehículos de la ciudad, y como un claro ejemplo el congestionamiento presente en las avenidas Huayna Cápac y Doce de Abril, ya que el tráfico alcanza aproximadamente los 40.000 vehículos por día (Municipalidad de Cuenca, 2015). Lo que ha llevado a una saturación vehicular en la zona, y en su capacidad de manejo, que se ha intentado controlar a través de semáforos. La intensidad media diaria calculada por el PMEP (2015) indica que la avenida Huayna Cápac tiene

un volumen sobre los 50.000 veh/día y la avenida Doce de abril cuenta con un volumen entre 20.000 a 50.000 veh/día.

Un causante del congestionamiento expuesto en el PMEP (2015) es la presencia de intersecciones y más de un semáforo por kilómetro, características presentes en la intersección que generan las avenidas Huayna Cápac y Doce de abril. La implementación de un puente alternativo que canalice el tráfico proveniente de la avenida Huayna Cápac hacia el oeste de la avenida Doce de Abril (aguas arriba del río Tomebamba) aliviana la congestión presente en la intersección, dejando esta intersección exclusivamente para Las Herrerías y Av. Doce de abril (aguas abajo del río Tomebamba). “Es importante conocer el parque automotor de la ciudad para mejorar las condiciones de seguridad vial de las intersecciones y zonas conflictivas” (Rodas, 2023).

Por tal razón que se ha decidido proponer un camino alternativo (puente), que facilite la circulación de los vehículos provenientes desde la Av. Huayna Cápac hasta la Av. Doce de Abril. En este contexto, la introducción de un puente alternativo entre estas Avenidas emerge como una estrategia para optimizar la distribución del tráfico y mitigar la congestión en una de las redes viales más transitadas de la ciudad.

### ***1.3.5 Alcance***

El presente estudio denotará únicamente el diseño estructural de un puente con eje curvo, que involucra el diseño con hormigón armado y pretensado, el diseño estructural contará con la superestructura, diseñada en un tablero de losa maciza apoyada sobre vigas pre-esforzadas, y también con la infraestructura que serán los cimientos, estribos y apoyos para la superestructura.

## **1.4 Objetivos**

### **1.4.1 *Objetivo General***

Elaborar el proyecto estructural del puente con un eje curvo para la conexión y mitigación del tráfico entre la Avenida Huayna Cápac y la Avenida Doce de Abril, en el sector El Vergel en el cantón Cuenca.

### **1.4.2 *Objetivo Específico***

- Estimar los parámetros necesarios tales como; capacidad portante del suelo, topografía del terreno, tránsito vehicular del área de estudio, creciente del río y cargas aplicables para el diseño del sistema estructural del puente en el sector de El Vergel.
- Diseñar el sistema estructural acorde a la normativa nacional vigente y aplicar un software especializado en el análisis estructural.
- Elaborar el presupuesto, planos del puente vehicular.

## **2. Marco Conceptual**

El entendimiento de una base conceptual sólida que aborde aspectos relevantes servirá como guía para explorar las diferentes variables e influencias que deben considerarse en el diseño estructural. A continuación, repasamos algunos conceptos generales a tratar en este diseño.

### **2.1 Puente**

“Los puentes son estructuras que conectan dos puntos separados por un cuerpo de agua, un valle o una carretera. Han sido utilizados desde la antigüedad para facilitar el transporte y el comercio” (Pinto, n.d.)

#### **2.1.1 *Tipos de puente***

##### **2.1.1.1 Puente elaborado de vigas.**



Los puentes de viga son aquellos cuya estructura es soportada a partir de vigas que se colocan paralelamente. La distancia entre las vigas del puente es asegurada por una serie de estribos o pilas que soportan el tablero. El material utilizado en el puente o en sus vigas varía según su función, ya sea para el tránsito de vehículos o trenes. (Almao, 2022)

#### **2.1.1.2 Puentes de arco.**

Los puentes de arco son resistentes y sólidos. Un arco es una forma curva que por naturaleza es resistente. Permite un tramo más largo que un puente de vigas sencillo. La fuerza hacia abajo en la calzada continúa a lo largo del arco. Cuando la fuerza llega a los soportes finales, o estribos, éstos la resisten. La forma de arco es sobre todo buena para cruzar ríos porque deja espacio para que los barcos pasen por debajo del puente. (Almao, 2022)

#### **2.1.1.3 Puente de Armadura.**

Los puentes de armadura son aquellos que se sostienen en la tensión conjunta de las diferentes piezas que componen el armazón. Los de armadura son un tipo de puentes que no suelen tener muchos apoyos por debajo de ellos, trasladando la importancia al armazón superior, que tiene la función de soportar las cargas. (Almao, 2022)

#### **2.1.1.4 Puente de Tirantes.**

Los puentes atirantados son aquellos cuyo tablero está suspendido por uno o varios pilones centrales que se enlazan con el tablero a través de tirantes. Son similares a los puentes colgantes, pero se diferencian de ellos en que tienen componentes que actúan tanto por tracción como por compresión. Además, los puentes colgantes tienden a necesitar más cables. (Almao, 2022)

### **2.1.1.5 Puente Colgante.**

Este tipo de puentes cuentan con un arco invertido y un tablero ubicado sobre él, además está compuestos por varios cables de acero. Estos cables se sostienen a partir de dos vigas de acero u hormigón en los extremos del puente, y sujetan el tablero mediante tirantes verticales. (Almao, 2022)

### **2.1.2 *Puente de Eje Curvo***

Un puente curvo permite resolver las cada vez más estrictas y complejas restricciones geométricas que poseen las vías actuales. La naturaleza de estas restricciones es muy diversa, desde una mezcla entre obstáculos naturales y una mayor concienciación medioambiental, pasando por derechos de paso en zonas urbanas hasta el desarrollo de grandes cruces entre viales a diferentes alturas, con enlaces entre ellos. (Galante, 2017, p. 21)

## **2.2 Partes Estructurales de un Puente**

### **2.2.1 *Infraestructura***

La infraestructura hace referencia a los componentes estructurales que se encuentran por debajo de la superficie de rodadura y que soportan la superestructura del puente, es decir, incluye a los componentes que estén en contacto con el sustrato del suelo y generan estabilidad y soporte al puente.

#### **2.2.1.1 Estribos**

El estribo es la parte de una infraestructura que se encuentra en sus extremos y cumple dos funciones, transferir las cargas de la superestructura y soportar la presión del terreno. Los

estribos son un aspecto específico a considerar, ya que en la mayoría de los puentes se presentan en forma de terraplén, excepto en algunos puentes elevados. (Cabrera Martínez, 2005)

#### **2.2.1.2 Pilas**

Las pilas de un puente son estructuras verticales pertenecientes a la infraestructura que sostienen las superestructura y transmiten cargas de esta al terreno. Funcionan como soportes intermedios entre los estribos, aportando estabilidad y resistencia frente a las fuerzas tanto verticales como horizontales. (Leonhardt, 1968)

#### **2.2.2 Superestructura**

La superestructura de un puente se refiere a los componentes estructurales que se encuentran por encima de la infraestructuras y que llevan el tráfico y otras cargas a través del vano del puente. La superestructura es responsable de soportar las cargas verticales y transferirlas a la infraestructura.

##### **2.2.2.1 Tablero**

La parte del puente diseñada para sostener el tráfico de vehículos y personas de manera directa es conocida como tablero. Esta estructura puede estar compuesta por una losa de hormigón reforzado, una superficie de madera o una placa de acero, y es responsable de distribuir la carga hacia el sistema de vigas y largueros del puente. (LANAMME, 1999)

##### **2.2.2.2 Hormigón Pre-Esforzado**

En el concreto presforzado existen dos categorías: pretensado y postensado. Los miembros del concreto pretensado presforzado se producen estirando o tensando los tendones entre anclajes externos antes de vaciar el concreto y al endurecerse el concreto fresco, se adhiere

al acero. Cuando el concreto alcanza la resistencia requerida, se retira la fuerza presforzante aplicada por gatos, y esa misma fuerza es transmitida por adherencia, del acero al concreto. (Sergio Navarro, 2009)

### **2.2.2.3 Diafragmas**

Los diafragmas están constituidos por componentes estructurales colocados en las plataformas de puentes de estructura metálica y de estructura mixta, ya sea dentro de secciones en forma de cajón o transversalmente entre las vigas. Estos elementos ofrecen refuerzo lateral a la estructura, permitiendo la transmisión de fuerzas producidas por sismos o por el viento hacia la infraestructura. Su función es mantener la configuración de las secciones sin cambios, asegurando que las deformaciones y tensiones causadas por la distorsión inevitable no comprometan la seguridad de la estructura. (Clayton, 2017)

### **2.2.2.4 Losa**

Este elemento forma parte de los elementos principales de la superestructura, ya que es donde estará asentada la vía como tal, es decir, la capa de rodadura que es por donde los carros circularán y donde estarán montadas o instaladas las demás partes de la superestructura, como protecciones laterales, etc.

La losa de hormigón es la sección del puente que muestra mayores daños, ya que es la que directamente soporta el peso de las ruedas de los vehículos. Entre los daños observados en la losa de concreto se encuentran grietas, filtraciones de agua, desprendimiento del material y asentamiento del concreto. Estos daños ocurren debido a la carga repetitiva de las ruedas. Las grietas se extienden en una dirección formando una red, y eventualmente algunas partes del concreto se desprenden. (JICA, 2007)

### - Peralte mínimo de Losas

En base a la AASHTO, los espesores mínimos para las plataformas de hormigón en voladizo son de 0.2 metros cuando sostienen una serie de postes instalados sobre el la plataforma o tablero, de 0.3 metros para los mencionados postes instalados lateralmente y 0.2 metros cuando sostienen barreras de hormigón. Los parámetros para calcular el grosor de la losa se los detalla mediante la siguiente tabla.

Tabla 1 - Alturas mínimas para los elementos de la superestructura

| Superstructure       |                                                   | Minimum Depth (Including Deck) |                                           |
|----------------------|---------------------------------------------------|--------------------------------|-------------------------------------------|
| Material             | Type                                              | Simple Spans                   | Continuous Spans                          |
| Reinforced Concrete  | Slabs with main reinforcement parallel to traffic | $\frac{1.2 (S + 10)}{30}$      | $\frac{S + 10}{30} \geq 0.54 \text{ ft.}$ |
|                      | T-Beams                                           | $0.070L$                       | $0.065L$                                  |
|                      | Box Beams                                         | $0.060L$                       | $0.055L$                                  |
|                      | Pedestrian Structure Beams                        | $0.035L$                       | $0.033L$                                  |
|                      | Slabs                                             | $0.030L \geq 6.5 \text{ in.}$  | $0.027L \geq 6.5 \text{ in.}$             |
| Prestressed Concrete | CIP Box Beams                                     | $0.045L$                       | $0.040L$                                  |
|                      | Precast I-Beams                                   | $0.045L$                       | $0.040L$                                  |
|                      | Pedestrian Structure Beams                        | $0.033L$                       | $0.030L$                                  |
|                      | Adjacent Box Beams                                | $0.030L$                       | $0.025L$                                  |
|                      | Overall Depth of Composite I-Beam                 | $0.040L$                       | $0.032L$                                  |
| Steel                | Depth of I-Beam Portion of Composite I-Beam       | $0.033L$                       | $0.027L$                                  |
|                      | Trusses                                           | $0.100L$                       | $0.100L$                                  |

Nota: Fórmulas para determinar las alturas mínimas de los elementos de la superestructura según la AASHTO LRFD 2020.

L=Luz del puente (m)

S=Separación ente vigas (m)

## 2.3 Síntesis de los estudios

Para la elaboración del diseño estructural se presentaron las características de la zona y propiedades del suelo.

### **2.3.1 *Estudio topográfico***

Como lo menciona CIENTEC (n.d.), El levantamiento topográfico es la etapa inicial la evaluación técnica de un sitio. Este proceso emplea una variedad de métodos y técnicas para procesar los datos del área de estudio, lo que permite una representación precisa y detallada en un dibujo a escala reducida. Además, identifica puntos relevantes y alteraciones realizadas.

El levantamiento es un estudio descriptivo además de ser la primera etapa de estudio, donde se analizan las características del mismo: geográficas, físicas y geológicas. Además, se emplea una serie diversa de métodos para realizar las mediciones y procesamientos de los datos del terreno.

#### **2.3.1.1 Estudio Topográfico RTK.**

Esta tecnología ofrece algo por demás interesante: posicionamiento preciso en tiempo real, es decir, obtención de coordenadas en el momento de la medición; la posibilidad reside en la introducción de un enlace de comunicaciones entre los receptores GPS y a la incorporación de software de procesamiento en los mismos equipos. (Ferreccio, 2016, p. 12)

### **2.3.2 *Estudio Hidrológico***

El estudio hidrológico es una evaluación detallada de los recursos hídricos de una región específica. Este tipo de estudio analiza los patrones de precipitación, escorrentía, etc. El estudio hidrológico por realizar tendrá un enfoque hacia los niveles máximos al que llegará el cauce del río, para así proceder con el diseño de la infraestructura a realizarse.

Mediante un estudio hidrológico podemos conocer y evaluar sus características físicas y geomorfológicas de la cuenca, analizar y tratar la información hidrometeorológica

existente de la cuenca, analizar y valorar la esorrentía mediante registros históricos y obtener caudales sintéticos, encontrar el funcionamiento del hidrológico de la cuenca, hallar la demanda de agua para las áreas de riego, encontrar el balance hídrico de la cuenca, se complementa con el estudio logístico del SIG para la obtención de los planos georreferenciados de los resultados e información de campo. (INRENA, 2007,p. 2)

“Este análisis permite obtener datos cruciales sobre el régimen del agua, las características del cauce y las posibles situaciones de riesgo, como inundaciones” (Pachas, 2020).

### **2.3.3 La intensidad media diaria (IMD).**

“Se define como el número total de vehículos que atraviesan una determina la sección durante un año, dividido por 365 días, expresado en unidades de vehículos equivalentes 5 en los cuales se utilizaron factores de corrección para vehículos livianos, pesados y motos, según la composición de tráfico de cada intersección en específico.” (Martinez & Solano, 2014)

Los estudios sobre los volúmenes de tránsito se realizan para obtener información sobre el movimiento de vehículos y/o personas sobre puntos o secciones específicas en un sistema vial. Para un estudio de tráfico, la medición básica más importante es el conteo o aforo de los vehículos, que se realizan para obtener estimaciones de volúmenes. La unidad de medida en el tráfico de una carretera es el volumen del tráfico promedio diario anual cuya abreviación es el TPDA, que se analizará a partir de las observaciones puntuales del tráfico y de los factores de variación. Chiquito (2014)

### **2.3.4 Estudio de Cimentación y Geotécnico**

Amorin (n.d.) plantea que este estudio se enfoca en la capacidad portante del suelo para determinar la estabilidad de las estructuras que se cimentarán en él, junto con los datos

geotécnicos del suelo, ya que se busca determinar la resistencia del suelo para evaluar la estabilidad de cimentaciones en la superficie que se realizan en el mismo conociendo su tipo.

El agrupar tipos de suelo por el parecido de propiedades ofrece la caracterización del suelo por la granulometría y la plasticidad. Sin embargo, el ingeniero debe ser precavido al utilizar esta ayuda valiosa, ya que las soluciones a problemas de flujos, asentamientos o estabilidad soportados sólo en la clasificación, puede llevar a resultados desastrosos. (Duque, 2003, p. 1)

El análisis y desarrollo de un procedimiento a modo de recomendación para el diseño de un puente es de suma importancia, ya que nos permite de manera adecuada brindar una perspectiva clara y ejemplificada con la cual se pueda contar como referencia a la hora de desarrollar este tipo de obras, además se analizan y toman en cuenta variables que no se conciben de forma clara a la hora de razonar el diseño de este tipo de estructura. (Bonilla Delgado, 2012, p. 5)

### **2.3.5 Vía Arterial.**

Son la estructura principal del sistema vial urbano, diseñada para facilitar desplazamientos a escala urbana al conectar accesos externos con diferentes áreas de la ciudad. Este tipo de vías urbanas están destinadas principalmente al tráfico motorizado, típicamente tienen dos o más carriles por sentido y una velocidad de circulación limitada a 50 km/h.

## **2.4 Solicitaciones**

Para diseñar la estructura del puente se analizó diferentes solicitaciones, en base a las normativas vigentes presentes en el Ecuador.

### **2.4.1 Cargas**



Las cargas son los pesos o fuerzas que se ejercerán sobre el puente, considerando cargas de viento, también se consideran las fuerzas debidas a la carga a la que se someterá la estructura. Es importante realizar un análisis en casos donde exista una carga extrema, y factores de importancia operacional y de redundancia.

#### **4.4.1.1 Carga Horizontal y Gravitacional**

El diseño de puentes curvos para soportar cargas horizontales y gravitacionales difiere del de puentes rectos debido a las fuerzas de torsión debido a la curva generada por el eje longitudinal del puente. Si se sustituyen las fuerzas torsionales por fuerzas similares en vigas rectas, se puede obtener una aproximada solución. Estas fuerzas equivalentes, que se desarrollan a partir del equilibrio, dependen del radio del puente. (Requisitos de reglamento para concreto estructural y comentario de requisitos de reglamento, 2019)

#### **2.4.2 Cargas Permanentes (DC y DW).**

"Las cargas permanentes (o cargas muertas) están constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales, tales como: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, máquinas y todo artefacto integrado permanentemente a la estructura" (NEC-SE-CG, 2015, p. 18). Las cargas permanentes de un puente son aquellas fuerzas y pesos que actúan de manera continua sobre la estructura a lo largo de la vida de esta. Las cargas mencionadas son fundamentales al momento de diseñar la estructura, ya que deben ser consideradas para asegurar la estabilidad y seguridad de la construcción.

Se puede decir que la correcta consideración y análisis de estas cargas permanentes es importante para asegurar que el puente tenga capacidad de soportarlas sin problemas durante su

vida útil. Los ingenieros estructurales deben tener en cuenta todas las cargas que actúan durante el diseño junto con la construcción de la estructura.

### **2.4.3 Cargas Vivas (*LS* y *LL*)**

“Las sobrecargas que utilicen en el cálculo dependen de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transacción y otras” (NEC-SE-CG, 2015, p. 18).

#### **2.4.3.1 HL – 93 Carga Vehicular**

El camión de diseño HL-93 hace referencia a un modelo de carga estándar utilizado en la ingeniería estructural, de manera particular en Estados Unidos, y está definido por la norma AASHTOO LRFD Bridge Design Specifications, donde está de manera detallada las especificaciones para diseñar un puente. El objetivo del camión de diseño HL-93 es proporcionar un estándar consistente y seguro para el diseño de puentes, garantizando que puedan soportar las cargas esperadas durante su vida útil.

##### **- Camión de Diseño**

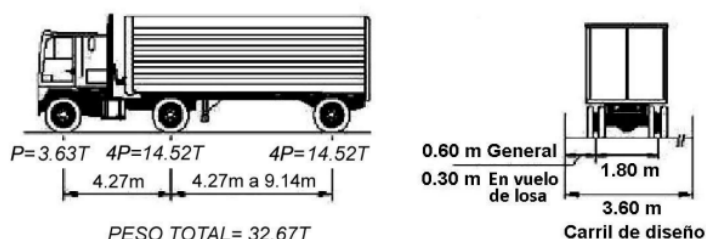
El camión de diseño consiste en un vehículo ficticio que representa una carga móvil que presenta cargas puntuales en sus ruedas o ejes:

Un eje delantero con una carga de aproximadamente 35.6 kN

Dos ejes traseros con una carga de aproximadamente 142.3 kN cada uno

La separación entre ejes se puede ajustar para simular diferentes condiciones de carga

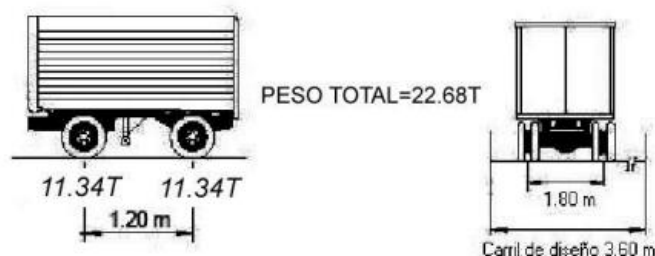
Figura 1 - HL 93 Diseño Camión



Nota: La figura muestra el modelo del camión de diseño que se aplica para el cálculo la carga vehicular máxima del puente. Fuente: AASHTO LRFD

- Tándem de Diseño

Figura 2 - Diseño en Tándem HL-93



Nota: La figura muestra el modelo del tándem de diseño que se aplica para el cálculo la carga vehicular máxima del puente. Fuente: AASHTO LRFD

- Carril de Diseño

Para el diseño de carril se debe aplicar una carga uniforme de aproximadamente 9.3 kN/m a lo largo de la longitud del carril. Esta carga representa de manera continua la distribución vehicular y el tráfico a lo largo del puente.

#### 2.4.4 Empuje de Suelo.

Los elementos que experimentarán empujes del suelo en la superestructura serán los estribos. Cuando estos ceden debido a la presión del suelo, esta disminuye hasta alcanzar un valor mínimo denominado presión activa. En contraste, si el estribo se presiona contra el relleno adyacente, la presión aumenta hasta un valor máximo conocido como presión pasiva. (Puentes, n.d.)

Para el cálculo del empuje activo mediante el método de Coulomb se fundamenta en el análisis del equilibrio límite global de un sistema compuesto por el muro y la cuña del terreno homogéneo detrás de la estructura en cuestión, asumiendo que la pared es rugosa. Para un terreno homogéneo y seco, el diagram de presiones se lo representa de manera lineal con una distribución uniforme.

$$P = Ka + \gamma + z$$

P=empuje del suelo

Ka=Coeficiente activo de empuje del suelo

$\gamma$ =Peso específico del terreno

z=altura de la pared

A través de la teoría de Coulomb podemos determinar el coeficiente estático de empuje de tierras:

$$Ka = \frac{\cos^2(\phi' - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta' + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta' \phi') \sin(\phi' - \alpha)}{\cos(\delta' + \theta) \cos(\theta - \alpha)}} \right]}$$

$\phi'$ : ángulo de fricción interna

$\theta$ : ángulo respecto a la vertical de relleno

$\delta'$ : ángulo de fricción entre el muro y el relleno del material

$\alpha$ : ángulo respecto a la horizontal del relleno del material

#### 2.4.5 Cargas de viento (WS).

La carga de viento son los esfuerzos o tensiones que el viento transmite a un componente o estructura. Hay tres tipos de cargas de viento que se aplican a una construcción: levantamiento, cortante y carga lateral del viento. Incluso los diseños de edificios estándar deben tener en cuenta las cargas de viento. (Cisnero, 2022)

#### ***2.4.6 Fuerzas producidas por la variación de la temperatura (Tu).***

La variación de temperatura afectará a la estructura debido a la contracción y a la expansión del acero al incrementarse o disminuir la temperatura. Es por esto por lo que debe considerarse como una fuerza a la hora del respectivo dimensionamiento.

#### ***2.4.7 Carga de fatiga.***

La fatiga puede causar daños acumulativos en los materiales del puente debido a las cargas repetitivas, lo que eventualmente puede llevar al colapso de la estructura. Por lo tanto, comprender y evaluar la carga de fatiga en el diseño y análisis de puentes permite identificar posibles puntos de falla y tomar medidas preventivas para mitigar el riesgo de fallo prematuro. (Nussbaumer, 2011)

#### ***2.4.8 Fuerza debida al frenado***

Para determinar la fuerza de frenado según la norma AASHTO LRFD determina las cargas longitudinales en un puente debido a la desaceleración de vehículos. Considera la masa, velocidad de los vehículos, condiciones de frenado y el coeficiente de fricción, garantizando que el puente soporte estas cargas sin comprometer su integridad estructural y seguridad.

Se deberá considerar entre la mayor de las siguientes condiciones:

- 25% de las cargas por eje del camión o tándem

- 5% del camión de diseño más la carga del carril ó 5% del tandem de diseño

La fuerza debida al frenado es igual a:

$$b = \frac{v^2}{2ga}$$

a=Longitud de desaceleración uniforme (m)

v=velocidad del vehículo (m/s)

g=gravedad (m/s<sup>2</sup>)

#### **2.4.9 Fuerza Centrífuga**

Las fuerzas centrífugas se considerarán aplicadas a una altura de 1.8 m sobre la superficie de rodadura. En el cálculo de estas fuerzas, se debe incluir el factor de modificación, pero no se tendrá en cuenta los efectos dinámicos. En los puentes curvos, se deben considerar fuerzas radiales horizontales equivalentes al peso de cada eje del camión o del tandem de diseño, multiplicados por un factor determinado:

$$C = \frac{0.0105}{V^2 \cdot R}$$

V=velocidad de diseño (km/h)

R=radio de la curva (m)

#### **2.4.10 Combinación de carga**

La combinación de cargas utilizadas se basó en las especificaciones presentadas en la AASHTO LRFD 2014.

Tabla 2 - Combinación de carga y factores de carga

| Load<br>Combination<br>Limit State | DC<br>DD<br>DW<br>EH<br>EV<br>ES<br>EL<br>PS<br>CR<br>SH | LL<br>IM<br>CE<br>BR<br>PL<br>LS | WA   | WS       | WL       | FR   | TU        | TG            | SE            | Use One of These at a Time |      |      |      |      |
|------------------------------------|----------------------------------------------------------|----------------------------------|------|----------|----------|------|-----------|---------------|---------------|----------------------------|------|------|------|------|
|                                    |                                                          |                                  |      |          |          |      |           |               |               | EQ                         | BL   | IC   | CT   | CV   |
| Strength I<br>(unless noted)       | $\gamma_F$                                               | 1.75                             | 1.00 | —        | —        | 1.00 | 0.50/1.20 | $\gamma_{TG}$ | $\gamma_{SE}$ | —                          | —    | —    | —    | —    |
| Strength II                        | $\gamma_F$                                               | 1.35                             | 1.00 | —        | —        | 1.00 | 0.50/1.20 | $\gamma_{TG}$ | $\gamma_{SE}$ | —                          | —    | —    | —    | —    |
| Strength III                       | $\gamma_F$                                               | —                                | 1.00 | —        | 1.4<br>0 | —    | 0.50/1.20 | $\gamma_{TG}$ | $\gamma_{SE}$ | —                          | —    | —    | —    | —    |
| Strength IV                        | $\gamma_F$                                               | —                                | 1.00 | —        | —        | 1.00 | 0.50/1.20 | —             | —             | —                          | —    | —    | —    | —    |
| Strength V                         | $\gamma_F$                                               | 1.35                             | 1.00 | 0.4<br>0 | 1.0      | 1.00 | 0.50/1.20 | $\gamma_{TG}$ | $\gamma_{SE}$ | —                          | —    | —    | —    | —    |
| Extreme<br>Event I                 | $\gamma_F$                                               | $\gamma_{EQ}$                    | 1.00 | —        | —        | 1.00 | —         | —             | —             | 1.00                       | —    | —    | —    | —    |
| Extreme<br>Event II                | $\gamma_F$                                               | 0.50                             | 1.00 | —        | —        | 1.00 | —         | —             | —             | —                          | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| Service I                          | 1.00                                                     | 1.00                             | 1.00 | 0.3<br>0 | 1.0      | 1.00 | 1.00/1.20 | $\gamma_{TG}$ | $\gamma_{SE}$ | —                          | —    | —    | —    | —    |
| Service II                         | 1.00                                                     | 1.30                             | 1.00 | —        | —        | 1.00 | 1.00/1.20 | —             | —             | —                          | —    | —    | —    | —    |
| Service III                        | 1.00                                                     | 0.80                             | 1.00 | —        | —        | 1.00 | 1.00/1.20 | $\gamma_{TG}$ | $\gamma_{SE}$ | —                          | —    | —    | —    | —    |
| Service IV                         | 1.00                                                     | —                                | 1.00 | 0.7<br>0 | —        | 1.00 | 1.00/1.20 | —             | 1.0           | —                          | —    | —    | —    | —    |
| Fatigue I—<br>LL, IM & CE<br>only  | —                                                        | 1.50                             | —    | —        | —        | —    | —         | —             | —             | —                          | —    | —    | —    | —    |
| Fatigue II—<br>LL, IM & CE<br>only | —                                                        | 0.75                             | —    | —        | —        | —    | —         | —             | —             | —                          | —    | —    | —    | —    |

Nota: Tipo de combinaciones posibles considerando los diferentes tipos de carga con su respectivo factor, según la AASHTO LRFD 2020.

Tabla 3 - Factores de carga permanentes

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

Nota: Tipo de combinaciones posibles considerando los diferentes tipos de carga con su respectivo factor, según la AASHTO LRFD 2020.

## 2.5 Diseño Estructural

Con el diseño estructural se busca lograr una estructura que no falle en ningún momento de su vida útil. Una estructura se reconoce como “fallida” en el momento que esta deja de cumplir sus funciones de la manera adecuada. De esto depende que una obra se mantenga útil en el tiempo, y se haya llevado a cabo de la manera óptima posible. (Quispe, 2018)

## **2.6 Normativas**

El empleo de normativas, “pretende dar respuesta a la demanda de la sociedad en cuanto a la mejora de la calidad en la edificación, proteger al usuario y fomentar el desarrollo sostenible” MIDUVI (n.d.). Se emplearon las siguientes normativas para el diseño del puente:

- ESPECIFICACIONES GENERALES PARA CONSTRUCCIÓN DE CAMINOS Y PUENTES, Ministerio de Obras Públicas del Ecuador, MOP –001-F 2002
- Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC.
- Norma Ecuatoriana Vial, NEVI-12-MTOP.
- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Seventh Edition 2014, American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).
- Building Code Requirement for Structural Concrete and Commentary, ACI 318-14, American Concrete Institute (ACI).
- Building Code Requirement for Structural Concrete and Commentary, ACI 318-19, American Concrete Institute (ACI).
- Guide for Concrete Highway Bridge Deck Construction, ACI 345-11, American Concrete Institute (ACI)

## **2.7 Presupuesto**



“Los presupuestos son un sistema de planeación que nos permite conocer en forma anticipada los resultados de las operaciones en un periodo determinado a fin de tomar decisiones precisas y oportunas” (Carlos y Romero, 2022).

## **2.8 Planos**

Los planos permiten a los ingenieros y arquitectos realizar los bocetos del diseño y evaluar la factibilidad de las propuestas. Para los profesionales, el plano, refleja de forma precisa todos los elementos del proyecto, en lo que respecta a dimensiones, distribución espacial y demás características fundamentales. (UDV, 2022)

## **3. Metodología**

Se iniciará el proceso con la ubicación de la zona de estudio, el análisis de antecedentes de trabajos similares y una revisión de la bibliografía relevante. Después, se recogerá varios parámetros de estudio, que incluirán aspectos topográficos, geotécnicos, información hidrológica y de tráfico, y cargas a considerar en el diseño. Seguidamente, se determinará el sistema estructural más adecuado para su diseño, empleando un software especializado. Una vez completado el diseño estructural, se avanzará hacia la elaboración de los planos, la cuantificación de los materiales necesarios para la construcción. A lo largo del proceso de investigación, se mantendrá un seguimiento continuo del avance del trabajo, con revisiones internas semanales y reuniones periódicas con el tutor para asegurar la coherencia y calidad del documento final.

El enfoque metodológico de este proyecto es predominantemente cuantitativo, centrándose en la medición y análisis de parámetros del suelo, información hidrológica, intensidad de tráfico, topográficos y solicitudes a través de métodos numéricos. Además, se

adopta una metodología aplicada, buscando soluciones prácticas para los desafíos específicos del diseño estructural del puente, para mejorar la movilidad urbana y la seguridad vial en la zona.

### **3.1 Software para análisis de datos**

Los datos recolectados se procesarán utilizando una variedad de programas informáticos. En el caso de la variable topográfica, los datos serán representados en el software Civil3D, y el complemento Vehicle Tracking será utilizado para el diseño de la curva necesaria para el puente. Por otro lado, los parámetros geotécnicos se determinarán en hojas de cálculo, como Excel. Respecto al conteo de vehículos, los datos obtenidos se procesarán también en una hoja de cálculo, mientras que Synchro servirá para el análisis de la intersección al incorporar el nuevo puente con la avenida Doce de abril. Por último, para el diseño, análisis y modelado estructural del puente, se utilizaron programas de simulación y hojas de cálculo.

### **3.2 Métodos, técnicas e instrumentos para recolección de datos**

La recopilación de datos se realizará de acuerdo con las variables específicas del estudio. Para la variable topográfica, también se llevará a cabo un levantamiento del terreno usando equipo RTK. En cuanto a la variable geotécnica, se realizarán estudios del suelo para obtener sus propiedades mediante una calicata, obteniendo material para ensayos de granulometría, límites de Atterberg, densidad y corte directo en el laboratorio de la universidad. Los datos hidrológicos se recopilarán revisando información existente en proyectos de la zona de estudio. Para la variable de tránsito, se realizó un conteo de camiones, vehículos livianos y motos durante una semana, utilizando una cámara para recolectar los datos necesarios.

Una vez recopilados los datos, se procederá con el diseño de la estructura del puente, dividiéndolo en dos partes: la superestructura y la infraestructura. Para cada parte del diseño, se

definirán las propiedades de los materiales a utilizar, como la resistencia del hormigón y la resistencia de fluencia.

El diseño de los componentes se verificará mediante controles de resistencia a la flexión, corte y fisuración, asegurando su correcto funcionamiento conforme a las especificaciones de la AASHTO LRFD 2020. Además, se analizará el comportamiento del puente en programas de simulación, garantizando un diseño adecuado.

Finalizado el diseño de la estructura, se calculará el material empleado para el análisis de costos y se elaborarán los planos estructurales.

## **4. Diseño Superestructura**

### **4.1 Generalidades**

La primera etapa de la superestructura consistió en definir el tipo de puente a utilizar. Seleccionado el tipo de puente y su viga correspondiente, se diseñaron las diferentes estructuras que lo componen, incluyendo la protección lateral y acera, losa superior, viga de cajón postensado, losa inferior, diafragmas y apoyos de neopreno.

El diseño estructural cubrirá las abscisas 0+00 y 0+75 del diseño vial, está compuesta por: un tramo simplemente apoyado con una luz libre de 75 metros, y un radio de curvatura de 44.47 metros respecto al eje vial, dos vigas cajón curva de hormigón pretensado, y las protecciones laterales.

#### **4.1.1 *Diseño Protecciones Laterales***

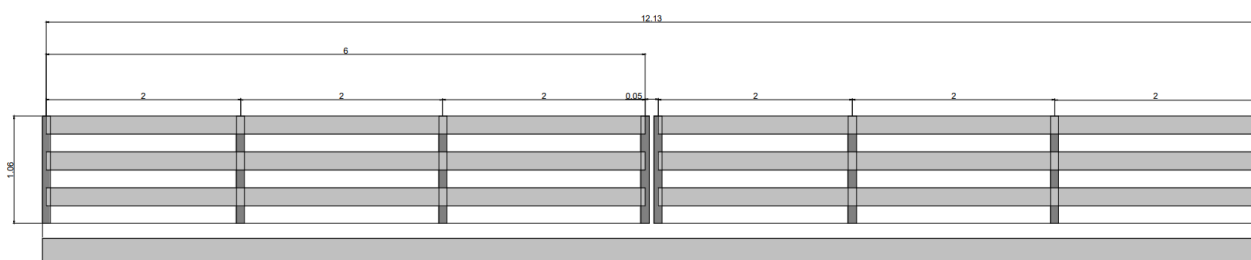
El objetivo de las barandas es contener el tráfico vehicular y orientar a los mismos en caso de que se desvíen al momento de circular a través del puente. Es necesario demostrar que todas

las barreras y barandas para el tráfico vehicular son resistentes al choque desde el punto de vista tanto geométrico como estructural.

#### 4.1.1.1 Especificaciones AASHTO LRFD 2020 para protecciones laterales

Las protecciones laterales, al tener doble funcionalidad, es decir, para vehículos y peatones, deben cumplir con los establecido en el Art. 13.8.1 de la norma, que indica la altura mínima para las barandas de peatones debe ser 1.06 metros, medida desde la cara superior de la acera. Las barandas peatonales pueden constar de componentes verticales y horizontales.

Figura 3 - Distribución de protecciones laterales



Nota: La figura muestra la geometría y distribución de las protecciones laterales.

Fuente: Autoría Propia

Además, debido a la ubicación de la zona donde se realizará el proyecto, se seleccionará un nivel de ensayo TL-2.

Tabla 4 - Fuerza de diseño para barandillas de tráfico

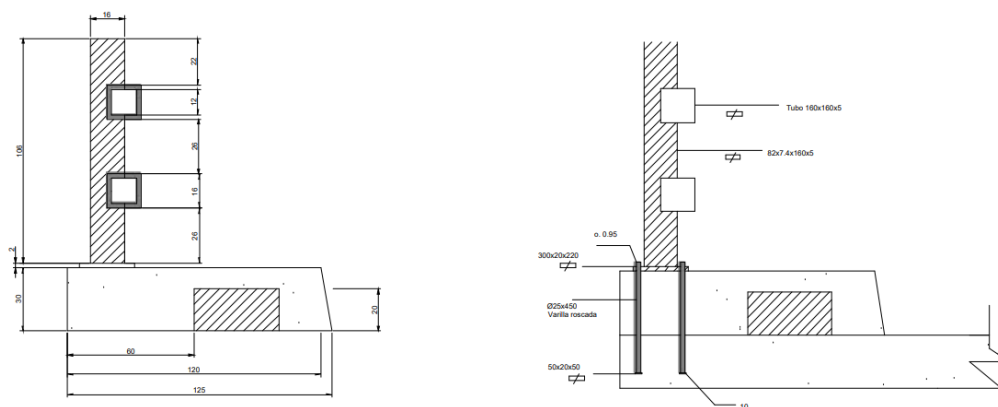
| Design Forces and Designations   | Railing Test Levels |      |      |      |       |       |
|----------------------------------|---------------------|------|------|------|-------|-------|
|                                  | TL-1                | TL-2 | TL-3 | TL-4 | TL-5  | TL-6  |
| $F_T$ Transverse (kips)          | 13.5                | 27.0 | 54.0 | 54.0 | 124.0 | 175.0 |
| $F_L$ Longitudinal (kips)        | 4.5                 | 9.0  | 18.0 | 18.0 | 41.0  | 58.0  |
| $F_V$ Vertical (kips) Down       | 4.5                 | 4.5  | 4.5  | 18.0 | 80.0  | 80.0  |
| $L_T$ and $L_L$ (ft)             | 4.0                 | 4.0  | 4.0  | 3.5  | 8.0   | 8.0   |
| $L_V$ (ft)                       | 18.0                | 18.0 | 18.0 | 18.0 | 40.0  | 40.0  |
| $H_e$ (min) (in.)                | 18.0                | 20.0 | 24.0 | 32.0 | 42.0  | 56.0  |
| Minimum $H$ Height of Rail (in.) | 27.0                | 27.0 | 27.0 | 32.0 | 42.0  | 90.0  |

Nota: Tipo de cargas aplicables para el diseño de barandillas dependiendo de su topología, según la AASHTO LRFD 2020.

#### 4.1.1.2 Diseño Elementos de Barandas

Para las barandas de tráfico vehicular, los criterios para determinar la máxima abertura libre debajo del riel interior (cb), la separación que presentan los postes (S) y también la máxima abertura entre rieles (c), y deben basarse en los anchos de contacto de los rieles de las barandas típicas que se especifican en la norma, en la Figura A13.1.1-1. En base a la figura se seleccionará la baranda TIPO P-3 para el tráfico vehicular.

Figura 4 - Baranda TIPO P-3 para tráfico vehicular



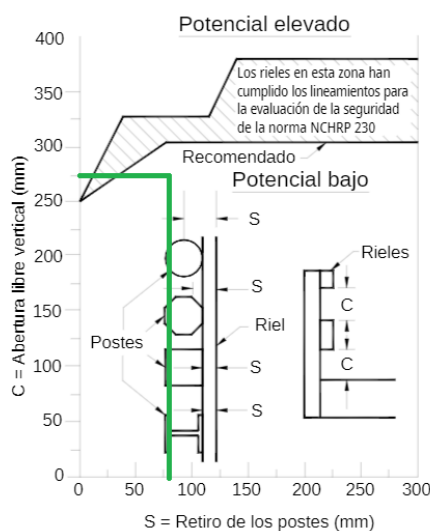
Nota: La figura muestra el tipo de baranda que se utilizará para el diseño. Fuente: Autoría

Propia

Las alturas mencionadas deben cumplir ciertas condiciones:

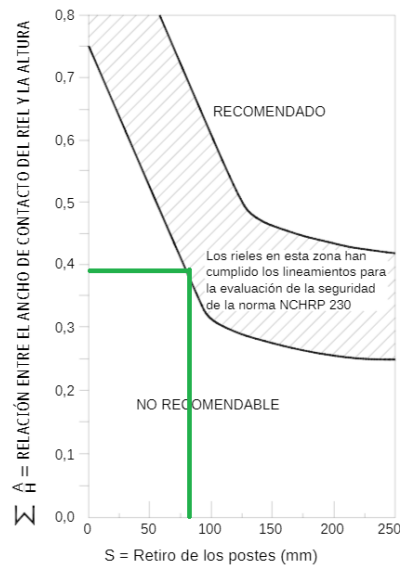
- La sumatoria de los anchos de riel deberá ser mayor al 25% de la altura total de la baranda.
- La intersección entre S y C, deberá estar dentro o estar debajo del área sombreada, como se indica en la Figura 5.
- Para las barandas de este caso, la intersección entre S y  $\Sigma A/H$  debe ubicarse dentro de la zona sombreada o sobre la misma, como se indica en la Figura 6.

Figura 5 - Potencial de impacto en de las ruedas



Nota: La figura muestra el potencial de impacto de las ruedas, paragolpes o capó contra los postes. Fuente: AASHTO LRFD 2020

Figura 6 - Criterio para determinar el retiro de postes



Nota: La figura muestra los criterios para determinar el retiro de los postes. Fuente:

AASHTO LRFD 2020

#### 4.1.1.3 Resistencia de los barandales

- Interior del tramo de barandales

Según la norma AASHTO LRFD 2020, en el apéndice A13.3.2 para diseñar barandas formadas por postes y vigas bajo condiciones de falla se deberán utilizar análisis inelásticos. Si la falla no involucra el poste final de un segmento, la resistencia nominal crítica de los rieles,  $R$ , se deberá tomar como el menor valor entre los determinados mediante las ecuaciones 1 y 2 para diferentes números de tramos de baranda,  $N$ .

Modo de falla por un tramo:

$$R = \frac{16Mp}{2NL - Lt}$$

Modo de falla por dos tramos:

$$R = \frac{16Mp + N^2 PpL}{2NL - Lt}$$

Modo de falla por tres tramos:

$$R = \frac{16Mp + (N - 1)(N + 1) \cdot Pp \cdot L}{2NL - Lt}$$

Donde:

L=Separacion de los postes o longitud de un tramo simple (mm)

Mp=Resistencia inelastica o para línea de fluencia de todos los rieles que contribuyeron a una rótula plástica (ton-m)

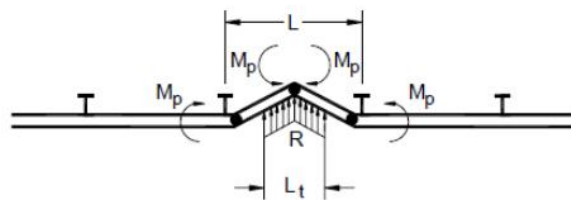
Pp=Resistencia última a la carga transversal de un único poste ubicado a una altura Y por encima del tablero (ton)

R=Resistencia última total de la baranda, es decir su resistencia nominal (ton)

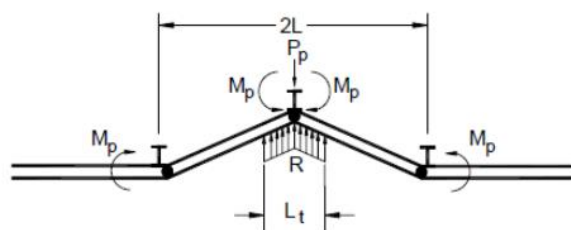
Lt,  $L_L$  = Longitud transversal de las cargas distribuidas debidas al impacto de vehículos, Ft  $F_L$   
(mm)

Figura 7 - Modos de falla

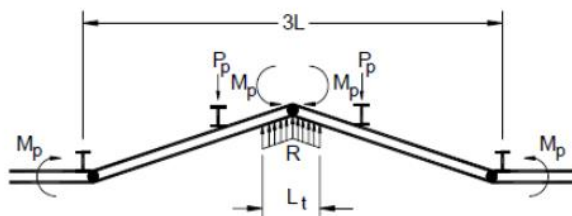




Modo de falla para un solo tramo



Modo de falla para dos tramos



Modo de falla para tres tramos

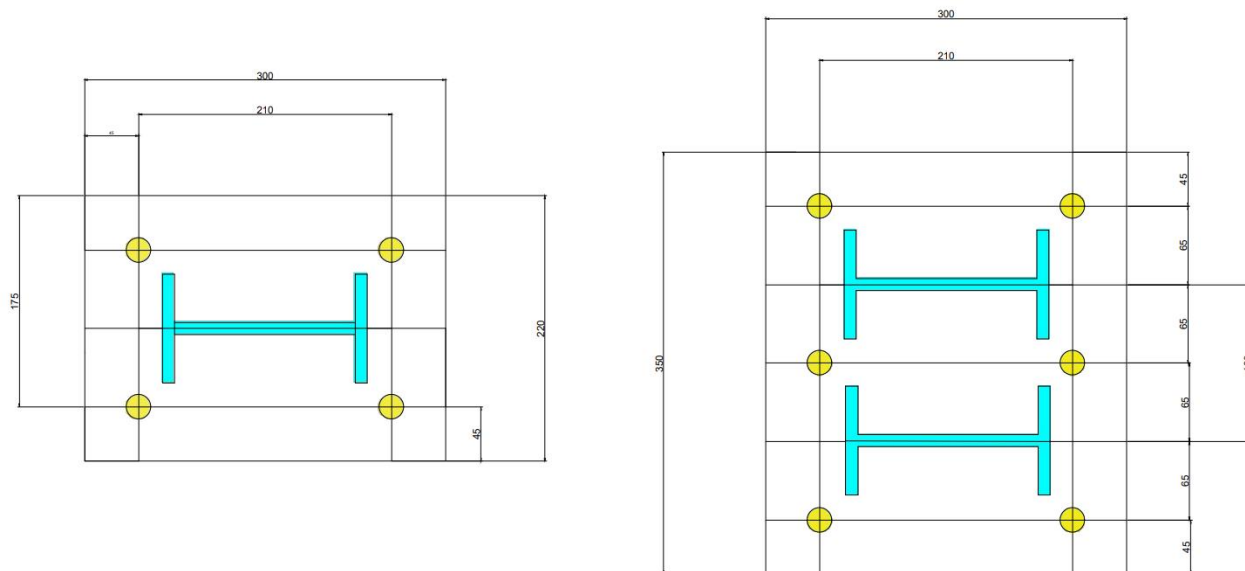
Nota: La figura muestra los modos de falla para los uno, dos y tres tramos, al aplicar un análisis inelástico. Fuente: AASHTO LRFD 2020

#### 4.1.1.4 Diseño del Sistema de Anclaje

##### - Tracción por flexión

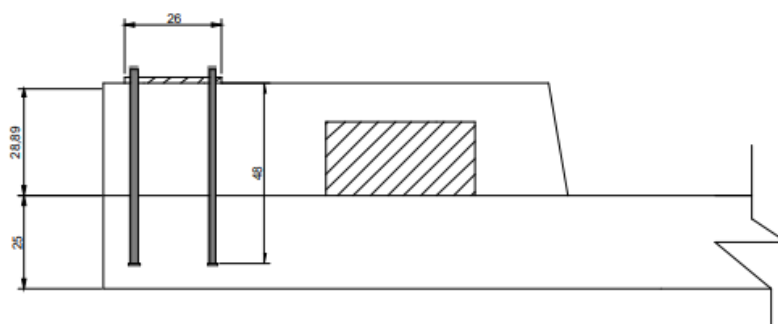
Placa Base de 26 cm

Figura 8 - Pernos de anclaje



Nota: La figura muestra la ubicación de los pernos que se utilizará para el diseño de la placa base. Fuente: Autoría Propia

Figura 9 - Esfuerzos de tracción y compresión en placa base



Nota: La figura muestra los esfuerzos de tracción y compresión en placa base. Fuente: Autoría Propia

Para el diseño de anclajes, la norma AASHTO LRFD 2020 se refiere a la norma ACI 318 19, concretamente en el capítulo 17 donde se mencionan los requisitos de diseño para anclajes en

el concreto, utilizados para transferir cargas estructurales mediante tracción, cortante o la combinación de ambas, entre elementos estructurales conectados y de seguridad.

- Límites de diseño placa base según ACI 318-19

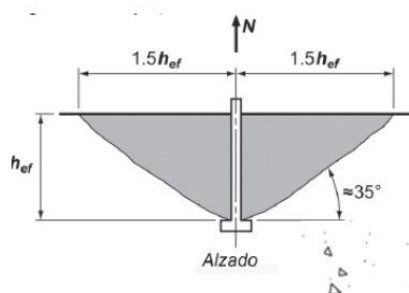
Para anclajes adheridos con profundidades de embebido  $4d_a \leq h_{ef} \leq 20d_a$ , los requisitos de resistencia de adherencia se pueden considerar satisfechos al usar el procedimiento de 17.6.5. (AASHTO LRFD, 2020)

Para anclajes de tornillo con profundidades de embebido  $5d_a \leq h_{ef} \leq 10d_a$  y  $h_{ef} \geq 40mm$  los requisitos para resistencia por arrancamiento del concreto se pueden considerar satisfechos por medio de los procedimientos de diseño de 17.6.2 y 17.7.2. (AASHTO LRFD, 2020)

Resistencia al arrancamiento del concreto por parte de un anclaje en tracción  $N_{cb}$

La resistencia al arranque de un anclaje en tracción se determina considerando diversos factores como la geometría del anclaje, las propiedades del concreto y las condiciones de carga.

Figura 10 - Cono de arrancamiento por tracción



Nota: La figura muestra el cono de arrancamiento por tracción para el análisis de resistencia. Fuente: ACI 318-19

Para el diseño de la resistencia nominal al arrancamiento se considera la siguiente fórmula:

$$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{ed,N} \cdot \Psi_{c,N} \cdot N_b$$

Donde:

$\Psi_{ec,N} = 1.00$  Factor de modificación para grupos de anclajes

$\Psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \cdot \left( \frac{c_{a,min}}{1.5 \cdot h_{ef}} \right)$  Factor de modificación de efectos de borde

$\Psi_{c,N} = 1.25$  Para anclajes preinstalados

$\Psi_{cp,N} = 1.00$  Factor de modificación para anclajes pos instalados

#### - Resistencia a la extracción por deslizamiento de un anclaje a tracción

Según la ACI 318-19, la resistencia nominal a la extracción por deslizamiento en tracción de un anclaje ya sea preinstalado o postinstalado, de tipo expansivo o con sobre perforación en su base,  $N_{pn}$  no debe superar:

$$N_{pn} = \Psi_{c,p} N_p$$

Donde:

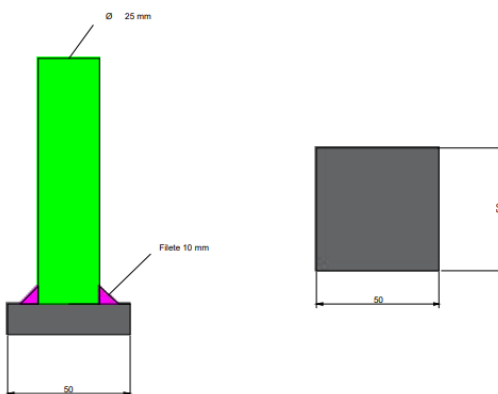
$\Psi_{c,p=1.4}$  Sin fisuración

$N_p = 8 \cdot A_{brg} \cdot f'_c$   $N_p$  no debe exceder de  $8 \cdot A_{brg} \cdot f'_c$

Donde:

$A_{brg}$  = Área neta de apoyo de la cabeza de un perno o tornillo de anclaje, o barra corrugada con cabeza

Figura 11 - Placa en varilla



Nota: La figura muestra las dimensiones del diseño de la placa en varilla a utilizar.

Fuente: Autoría Propia

#### - Anclaje en hormigón

Según el Art. 25.4.4.2 de la norma ACI 318-19 para el diseño de barras corrugadas con cabeza longitudinal de desarrollo a tracción  $l_{dt}$ , debe ser mayor que:

$$l_{dt} = \left( \frac{0.19 \Psi_e f_y}{\sqrt{f'_c}} \right) \text{ Con un valor de } \Psi_e \text{ especificado en la norma y siendo } f'_c \text{ no mayor a 40}$$

MPa

$$\Psi_e = 1$$

$$l_{dt} = 374 \text{ mm}$$

$$l_{dt} \geq 8db \text{ y } 150 \text{ mm}$$

Se ha definido un valor de 470mm de longitud de desarrollo de acuerdo con la ACI 318-19, considerando que debe atravesar la vereda y la losa.

## 4.2 Diseño del Tablero con las Protecciones Laterales

### 4.2.1 Geometría de la sección transversal

Para el diseño del tablero se considerará el tradicional basado en análisis de flexión, y se utilizará el método de análisis aproximado con fajas para determinar las solicitaciones en la losa por la sobrecarga determinada por la norma AASHTO LRFD 2020 en el Art. 4.6.1.1.

Tabla 5 - Datos Dimensiones del Puente

|                             |      |   |
|-----------------------------|------|---|
| Longitud Total (Lt)         | 37   | m |
| Ancho total del puente (At) | 8.5  | m |
| Ancho de calzada (Ac)       | 6    | m |
| Ancho de la vereda (Av)     | 1.25 | m |
| Luz de cálculo (Lc)         | 37   | m |
| Longitud del volado (Lv)    | 1.25 | m |
| Número de carriles          | 2    | # |
| Número de vigas             | 3    | # |

Nota: Datos obtenidos del diseño geométrico previamente realizado del puente.

### 4.2.1.1 Espesor del Tablero

Para determinar el espesor mínimo de la losa la normativa AASHTO LRFD 2020 nos presenta la siguiente tabla, de tal manera que se pueda establecer el espesor que debe ser mayor a 20 cm, caso contrario se escogerá este valor como el espesor del tablero tipo losa.

Tabla 6 - Alturas mínimas para elementos de la superestructura

|                      |                                                   | Minimum Depth (Including Deck)                                                                                                                     |                                         |
|----------------------|---------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------|
| Superstructure       |                                                   | When variable depth members are used, values may be adjusted to account for changes in relative stiffness of positive and negative moment sections |                                         |
| Material             | Type                                              | Simple Spans                                                                                                                                       | Continuous Spans                        |
| Reinforced Concrete  | Slabs with main reinforcement parallel to traffic | $\frac{1.2(S+10)}{30}$                                                                                                                             | $\frac{S+10}{30} \geq 0.54 \text{ ft.}$ |
|                      | T-Beams                                           | $0.070L$                                                                                                                                           | $0.065L$                                |
|                      | Box Beams                                         | $0.060L$                                                                                                                                           | $0.055L$                                |
|                      | Pedestrian Structure Beams                        | $0.035L$                                                                                                                                           | $0.033L$                                |
| Prestressed Concrete | Slabs                                             | $0.030L \geq 6.5 \text{ in.}$                                                                                                                      | $0.027L \geq 6.5 \text{ in.}$           |
|                      | CIP Box Beams                                     | $0.045L$                                                                                                                                           | $0.040L$                                |
|                      | Precast I-Beams                                   | $0.045L$                                                                                                                                           | $0.040L$                                |
|                      | Pedestrian Structure Beams                        | $0.033L$                                                                                                                                           | $0.030L$                                |
|                      | Adjacent Box Beams                                | $0.030L$                                                                                                                                           | $0.025L$                                |
| Steel                | Overall Depth of Composite I-Beam                 | $0.040L$                                                                                                                                           | $0.032L$                                |
|                      | Depth of I-Beam Portion of Composite I-Beam       | $0.033L$                                                                                                                                           | $0.027L$                                |
|                      | Trusses                                           | $0.100L$                                                                                                                                           | $0.100L$                                |

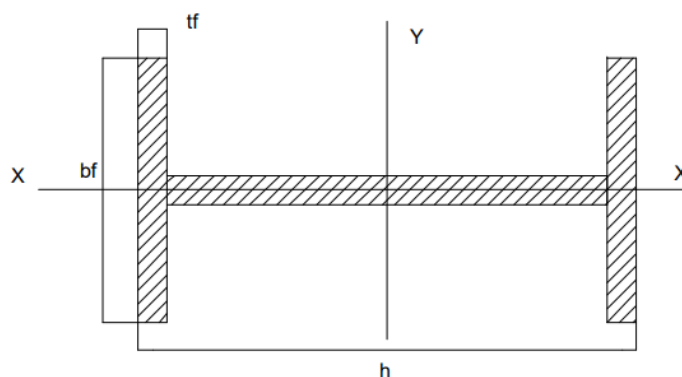
Nota: Peraltes mínimos utilizados comúnmente para superestructuras de peralte constante, según la AASHTO LRFD 2020.

### 4.2.1.2 Estados de cargas

#### - Protecciones Laterales

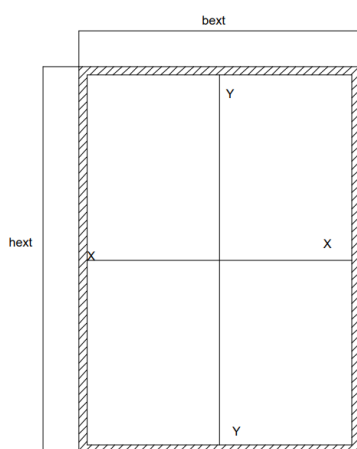
Para el cálculo del peso de las protecciones laterales se deberá sumar el valor de los postes y las rieles.

Figura 12 - Sección transversal de los postes



Nota: La figura muestra la sección transversal de los postes seleccionando una viga tipo IPE 160 presentada en el catálogo de DIPAC. Fuente: Autoría Propia

Figura 13 - Sección Transversal de los rieles



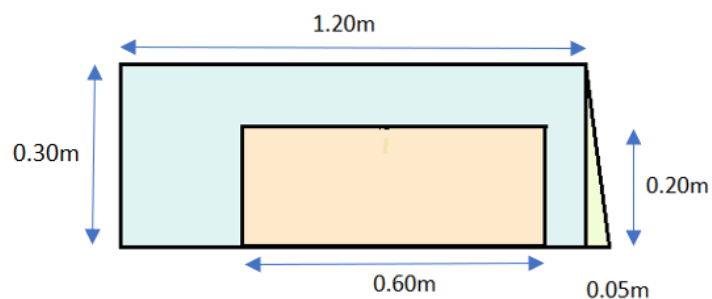
Nota: La figura muestra la sección transversal de los rieles. Fuente: Autoría Propia

#### - Acera

Para el cálculo del peso de la acera se asumirá un ancho de 1 m.



Figura 14 - Sección Transversal de la acera

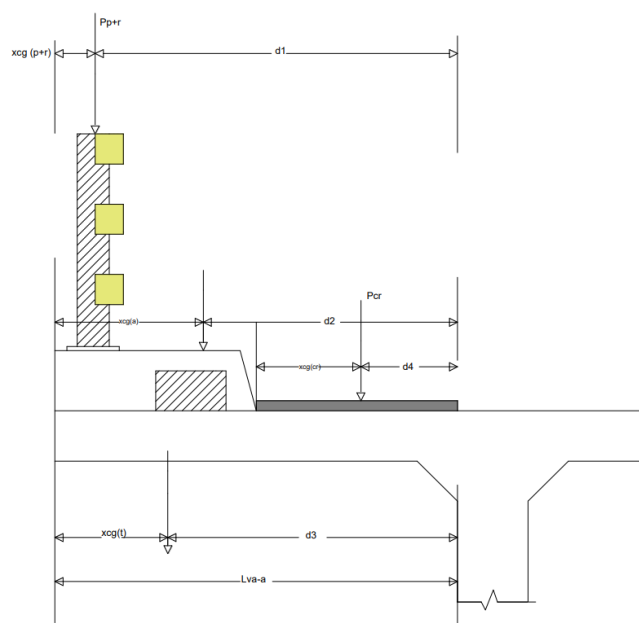


Nota: La figura muestra la sección transversal de la acera. Fuente: Autoría Propia

### - Carga Muerta más Carpeta Asfáltica

#### a) Sección A-A: Voladizo

Figura 15 - Sección Transversal del Voladizo en la sección A-A



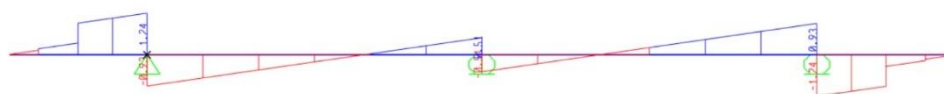
Nota: La figura muestra la sección transversal del voladizo al realizar un seccionamiento en el sentido A-A. Fuente: Autoría Propia

#### b) Apoyos y Tramos Interiores

Para determinar el vuelo en tableros, cuando corresponda, se puede aplicar los requisitos del Art. 3.6.1.3.4 en lugar del ancho de faja indicado en la Tabla 3.13 para vuelos de tableros. Las fajas equivalentes para tableros que se extienden principalmente en la dirección transversal no estarán limitadas cuando se trate de su ancho.

Para representar el diagrama de corte y momento de las cargas DC, se unificaron todos los elementos para así determinar un solo diagrama.

Figura 16 - DC Corte



Nota: La figura muestra el diagrama de corte de las cargas DC: compuestas por postes+rieles, acera y tablero. Fuente: Autoría Propia

Figura 17 - DC Momento



Nota: La figura muestra el diagrama de momento de las cargas DC: compuestas por postes+rieles, acera y tablero. Fuente: Autoría Propia

Figura 18 - DW Corte

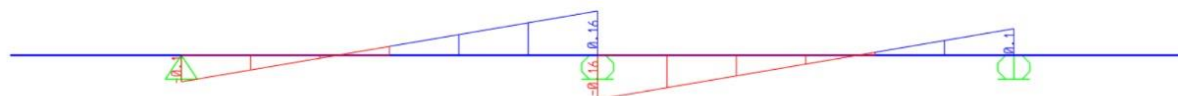
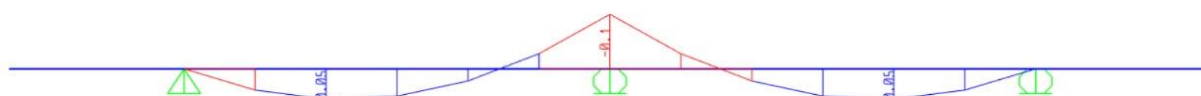


Figura 19 - DW Momento

Nota: La figura muestra el diagrama de corte debido a la capa de rodadura considerada como la carga muerta. Fuente: Autoría Propia



Nota: La figura muestra el diagrama de momento debido a la capa de rodadura considerada como la carga muerta. Fuente: Autoría Propia

### - Carga Viva

a) Incremento por carga dinámica

El incremento por carga dinámica no será aplicable para las cargas peatonales ni a la carga del carril de diseño. (Luévanos Rojas et al., 2018). El factor para aplicar a la carga estática se tomará como:

$$\left(1 + \frac{IM}{100}\right)$$

En donde se considerará un IM de 33% para considerar el impacto provocado por la carga de las ruedas de los vehículos que transitarán por el puente.

Tabla 7 - Incremento por carga dinámica IM

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

Nota: Factor que se aplicará por incremento por carga dinámica según la norma AASHTO LRFD 2020.

#### b) Factor de presencia múltiple de sobrecargas

La solicitud extrema se determinará analizando cada uno de los carriles con su carga. Esto se hace multiplicando por un factor de presencia múltiple correspondiente, para tener en cuenta la probabilidad de que los carriles estén simultáneamente ocupados por la totalidad de la sobrecarga de diseño HL-93. (AASHTO LRFD, 2020)

Tabla 8 - Factor de presencia múltiple de sobrecargas

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

Nota: Factor de presencia múltiple de sobrecargas  $m$ , según la norma AASHTO LRFD 2020.

### c) Análisis voladizo

La sollicitación extrema debe calcularse como el valor de: carriles de diseño cada uno con un ancho cargado de 3.05 metros, y deben estar dispuestos de manera que generen las máximas sollicitaciones demandadas. El camión o tándem se colocará de manera transversal, de tal manera que ninguno de los centros de las cargas producidas por las ruedas esté a menos de:

- 30 cm a partir de la baranda cuando se trata del diseño del tablero en voladizo.
- 60 cm a partir del borde del carril, cuando se trata del diseño de todos los demás componentes.

Se tomará la ubicación de carga en voladizo a 30cm, debido al diseño del vuelo del tablero. Los ejes del vehículo que no contribuyan a la sollicitación extrema deben ser ignorados.

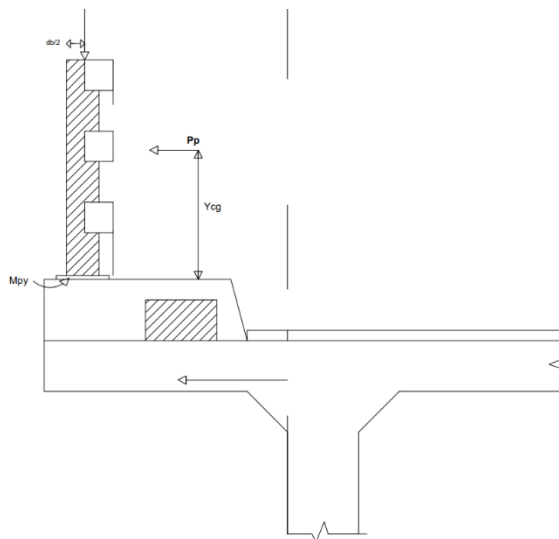
Tabla 9 - Fajas Equivalentes

| Tipo Tablero                   | Dirección de la faja primaria en relación con el tráfico | Ancho de la faja primaria |
|--------------------------------|----------------------------------------------------------|---------------------------|
| Hormigón<br>- Colocado in situ | Voladizo                                                 | $1143+0.833x$             |
|                                | Paralelo o perpendicular                                 | (-) M: $1220+0.25S$       |
|                                |                                                          | (+) M: $660+0.55S$        |

Nota: Fajas equivalentes transformadas a unidad internacionales. AASHTO LRFD 2020.

d) Solicitaciones fuerzas transversales y longitudinales

Figura 20 - Acción de Fuerzas Transversales



Nota: La figura muestra la acción de las fuerzas transversales que actúan sobre el tablero. Fuente:

Autoría Propia

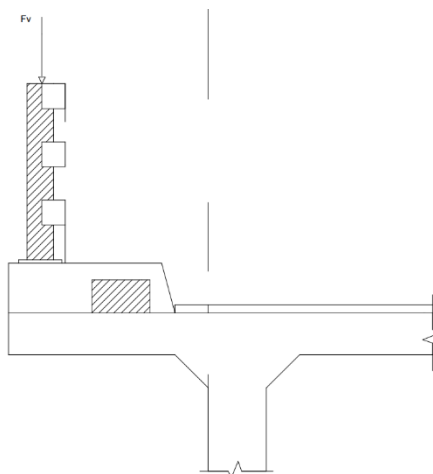
Para el primer caso de diseño se puede tomar el momento y la tracción mediante las siguientes fórmulas propuestas por la AASHTO LRFD 2020, en el Art. A13.4.3.1

$$Md = \frac{M_{poste}}{Wb + db}$$

$$Td = \frac{P_p}{Wb + db}$$

También se calculará la Acción de Fuerzas Verticales en el tablero:

Figura 21 - Acción de Fuerzas Verticales



Nota: La figura muestra la acción de las fuerzas verticales que actúan sobre el tablero. Fuente:

Autoría Propia

$$b = 2x + wb \leq L$$

$$Pv = Fv \cdot \frac{L}{Lv} \quad \text{Fuerza de Corte por Punzonamiento}$$

e) Tramos y Apoyos Interiores

Para el ancho de faja primaria se utilizarán las expresiones de momento, especificado en la Tabla 10 “Fajas Equivalentes”, considerando perpendicularmente al tráfico la dirección de la faja.

Para M (+):

$$E_{(+)} = 660 + 0.55 \cdot S$$

Para M (-):

$$E(-) = 1220 + 0.25 \cdot S$$

#### 4.2.2 Momentos y Cortes Últimos

#### 4.2.2.1 Estado Límite de Resistencia I

Combinación de carga:

$$U = \eta(Y_{DC}U_{DC} + Y_{DW}U_{DW} + Y_{LL}U_{LL+IM})$$

Tabla 10 - Factores de carga para Resistencia I

| Símbolo      | Descripción                                            | Factor de carga |                 |
|--------------|--------------------------------------------------------|-----------------|-----------------|
|              |                                                        | $\gamma_p$ máx. | $\gamma_p$ mín. |
| <b>DC</b>    | Carga muerta estructural y no estructural              | 1.25            | 0.9             |
| <b>DW</b>    | Carga muerta por capa de rodadura y servicios públicos | 1.5             | 0.65            |
| <b>LL+IM</b> | Carga viva vehicular                                   | 1.75            | 1.75            |

Nota: Factores de carga para Resistencia I. AASHTO LRFD 2020.

#### 4.2.2.2 Estado Límite: Evento Extremo II

Combinación de carga:

$$U = \eta(Y_{DC}U_{DC} + Y_{DW}U_{DW} + Y_{LL}U_{LL+IM} + Y_{CT}U_{CT})$$

Tabla 11 - Factores de carga para Evento Extremo II

| Símbolo      | Descripción                                            | Factor de carga |                 |
|--------------|--------------------------------------------------------|-----------------|-----------------|
|              |                                                        | $\gamma_p$ máx. | $\gamma_p$ mín. |
| <b>DC</b>    | Carga muerta estructural y no estructural              | 1.00            | 1.00            |
| <b>DW</b>    | Carga muerta por capa de rodadura y servicios públicos | 1.00            | 1.00            |
| <b>LL+IM</b> | Carga viva vehicular                                   | 0.5             | 0.5             |



|           |                                                |      |      |
|-----------|------------------------------------------------|------|------|
| <b>CT</b> | Carga por la fuerza de colisión de un vehículo | 1.00 | 1.00 |
|-----------|------------------------------------------------|------|------|

Nota: Factores de carga para Evento Extremo II. AASHTO LRFD 2020.

#### 4.2.2.3 Estado Límite de Servicio I

Combinación de carga:

$$U = \eta(Y_{DC}U_{DC} + Y_{DW}U_{DW} + Y_{LL}U_{LL+IM})$$

Tabla 12 - Factores de carga para Servicio I

| Símbolo      | Descripción                                                               | Factor de carga |                 |
|--------------|---------------------------------------------------------------------------|-----------------|-----------------|
|              |                                                                           | $\gamma_p$ máx. | $\gamma_p$ mín. |
| <b>DC</b>    | Carga muerta estructural y no estructural                                 | 1.00            | 1.00            |
| <b>DW</b>    | Carga muerta por capa de rodadura e instalaciones para servicios públicos | 1.00            | 1.00            |
| <b>LL+IM</b> | Carga viva vehicular                                                      | 1.00            | 1.00            |

Nota: Factores de carga para Servicio I. AASHTO LRFD 2020.

#### 4.2.3 Fuerza de Tensión Última

La fuerza por tensión última se verá influenciada por el factor de carga asociado a la fuerza de impacto vehicular, evidenciada por el estado de límite de Evento Extremo II.

$$Y_{CT} = 1.00$$

#### 4.2.4 Corte Último

Se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$U = \eta(Y_{DC}U_{DCdd} + U_{DWdd} + Y_{LL}U_{LLdd})$$

## 4.2.5 Armaduras

### 4.2.5.1 Armaduras por Tracción

Según el Art. 5.5.4.2 de la norma AASHTO LRFD 2020, la armadura se calcular a colisión, y se toma un factor de resistencia  $\phi = 1.00$ .

$$A_{st} = \frac{T_u}{\phi \cdot f_y}$$

### 4.2.5.2 Armaduras por Flexión

Se utilizará las siguientes expresiones para determinar el acero de refuerzo:

$$w = \frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 \cdot M_u}{\phi \cdot b \cdot s \cdot d^2 \cdot f'_c}}}{1.18} \quad \text{Indice de refuerzo}$$

$$\rho = w \cdot \frac{f'_c}{f_y} \quad \text{Cuantía de refuerzo}$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d \quad \text{Acero de refuerzo}$$

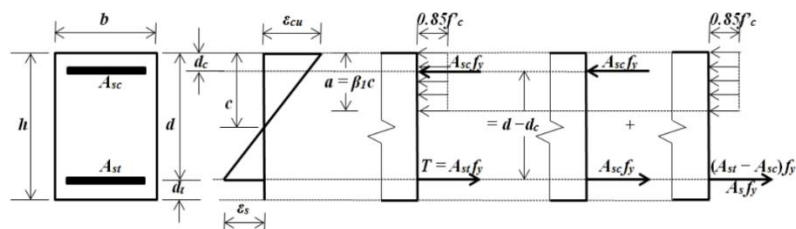
## 4.2.6 Verificación de Armaduras Colocadas

Se procederá a determinar el valor de  $\phi M$ , el cual no deberá ser menor a la solicitación última, de tal manera que se verifique la resistencia a la flexión de las armaduras.

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

#### 4.2.6.1 Distancia al eje neutro para secciones doblemente reforzadas

Figura 22 - Viga rectangular doblemente reforzada



Nota: La figura muestra la geometría de una sección rectangular de concreto doblemente reforzada típica con un bloque rectangular de tensiones simplificado. Fuente: ACI

$$c = \frac{A_s \cdot F_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b}$$

La distancia “c” será medida a partir de la máxima fibra de deformación producida por la compresión hasta el eje neutro. Además, se utilizará la distribución de tracción en vez de las distribuciones más precisas.

En la norma de la AAHSTO LRFD 2020, menciona que para  $f'_c$  máximo de 280 kg/cm<sup>2</sup>,  $\beta_1$  se tomará como 0.85, y se reducirá a razón de 0.05 por cada 70 kg/cm<sup>2</sup> de crecimiento sobre los 280 kg/cm<sup>2</sup>.

#### 4.2.7 Límite para Armaduras

##### 4.2.7.1 Armadura Máxima

Para diseñar la máxima armadura se realizará un control de ductilidad, que está basado en asegurar que el acero de refuerzo fluya antes de que el concreto se fracture, es decir, garantizar que la falla ocurra primero en la armadura y después en el hormigón. Este control verifica que el factor de resistencia para calcular la armadura sea correcto, donde los rangos están establecidos

en el Art. 5.5.4.2-Factores de Resistencia según la figura C5.5.4.2.1-1 de la norma AASHTO LRFD 2020.

La ductilidad se verifica en los siguientes casos:

- $\epsilon_t \geq 0.005$                       y       $\phi = 0.90$
- $0.002 \leq \epsilon_t \leq 0.005$       y       $\phi = 0.75 + 0.15 \cdot \frac{\epsilon_t - \epsilon_{cl}}{\epsilon_t - \epsilon_{tl}}$
- $\epsilon_t \leq 0.002$       y       $\phi = 0.75$

Donde:

$\epsilon_t$  = Deformación unitaria neta a tracción del acero de refuerzo

$\epsilon_{cl}$  = Deformación a la compresión controlada

$\epsilon_{tl}$  = Deformación en tensión controlada

#### **4.2.8 Evaluación del Fisuramiento**

Según el Art. 5.5.2 de la norma AASHTO LRFD 2020, se considerará el estado límite de Servicio I, debido a la fisuración, y se considerará también el Art. 5.6.7 que menciona la limitación la fisuración que se distribuirá en la armadura.

El espacio entre aceros de refuerzo a tracción deberá cumplir:

- $S \leq \frac{125000 \cdot \gamma_e}{\beta_s \cdot f_{ss}} - 2 \cdot dc$
- $\beta_s = 1 + \frac{dc}{0.7 \cdot (h - dc)}$

Donde:

$Y_e$  = Condición de exposición.

$F_{ss}$  = Esfuerzo de tensión en el acero de refuerzo.

$B_s$  = Relación tensión de flexión entre cara de tracción extrema y el centroide de la capa de refuerzo

#### 4.2.8.1 Control del agrietamiento

Para calcular la sección transformada de un elemento, se reemplaza el área de acero por un área similar de concreto. Esta área se obtendrá multiplicando el área del acero por el cociente entre el módulo de elasticidad del acero y el del concreto , denominándolo como  $n$ .

$$I_t = n \cdot A_s \cdot (d - y)^2 + \frac{b \cdot y^3}{3}$$

Inercia sección transformada

$$f_s = \frac{M \cdot c}{I} \cdot n$$

Esfuerzo de tensión en el acero de  
refuerzo: estado límite de

Servicio

$$y = \frac{-n \cdot A_s + \sqrt{(n \cdot A_s)^2 + 2 \cdot b \cdot n \cdot A_s \cdot d_e}}{b}$$

Ubicación eje neutro

$$c = d_e - y$$

Distancia desde el eje neutro al cg  
del acero de refuerzo

Donde:

$d_c$  = Recubrimiento del hormigón

$h$  = Grosor del tablero

$M$  = Momento afectado por factores de carga y factor modificador de cargas

$A_s$  = Acero refuerzo

$d_e$  = Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero

$I_{transf}$  = Inercia sección transformada

$S_{var}$  = Sep. entre varillas

$S_{máx.}$  = Sep. máxima

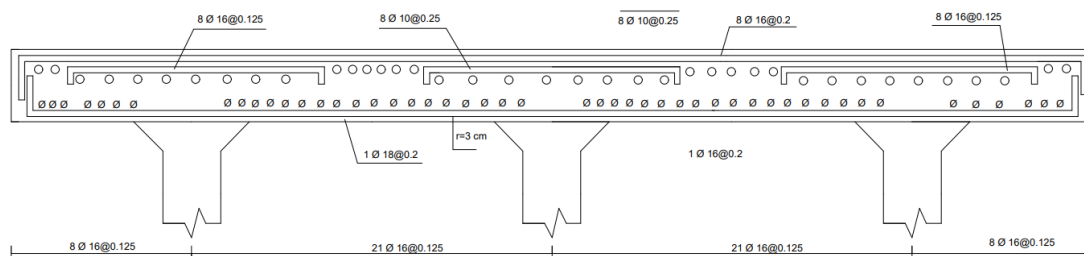
#### 4.2.9 Refuerzo por contracción y temperatura

Mediante el Art. 5.10.6 de la norma AASHTO LRFD 2020 se indica que el tipo de armadura que se utilizará se deberá colocarse cerca de superficies de concreto con exposición a variaciones de temperatura que afectan diariamente a la estructura.

El acero de refuerzo para barras en  $cm^2$  por metro deberá satisfacer:

$$A_s = \frac{756 \cdot b \cdot h}{2 \cdot (b + h) \cdot F_y}$$

Figura 23 - Armadura del Tablero



Nota: La figura muestra la armadura del tablero. Fuente: Autoría Propia

#### 4.2.10 Refuerzo longitudinal de distribución

En el Art. 9.7.3.2 de la norma AASHTO LRFD 2020 se indica que se deberá colocar un refuerzo de distribución de cargas. Además deberá estar ubicado en la dirección secundaria en la parte inferior de las losas, en un porcentaje del refuerzo primario para momentos positivos, y se deberá comprobar la cantidad del acero colocado.

- Para refuerzo primario perpendicular al tráfico:

$$\%Asd = \frac{121.46}{\sqrt{S}} \leq 67$$

#### ***4.2.11 Procedimiento Abreviado para determinar $\beta$ y $\theta$ - partes no pretensadas***

Mediante las ecuaciones 5.7.3.3-3 y 5.7.3.3-1 de la norma AASHTO LRFD 2020 se determinará la cortante:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d_v$$

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

Donde:

$V_s$  = Cortante nominal resistente del acero

$V_c$  = Cortante nominal resistente del concreto

Con lo que se procederá a determinar la resistencia nominal al corte de un elemento de concreto armado con refuerzo transversal mínimo:

$$V_u = \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d_v + \phi \cdot \frac{A_v \cdot d_v \cdot f_y}{S}$$

#### ***4.2.12 Longitud desarrollo a tracción***

La longitud traccionada del anclaje debe ser mayor igual al incrementar la longitud básica de anclaje en tensión, descritos en el Art. 5.10.8.1. de la norma AASHTO LRFD 2020.

$$\ell_d = \ell_{db} \cdot \left( \frac{\lambda_{rl} \cdot \lambda_{cf} \cdot \lambda_{rc} \cdot \lambda_{er}}{\lambda} \right)$$

$$\ell_{db} = 2.40 \cdot db \cdot \frac{fy}{\sqrt{f'_c}}$$

Donde:

$\ell_{db}$  = Longitud de desarrollo

$\lambda_{rl}$  = Ubicación del reforzamiento

$\lambda_{cf}$  = Factor de revestimiento

$\lambda$  = Ractor de modificación de densidad del concreto

$\lambda_{rc}$  = Factor de confinamiento del refuerzo

$\lambda_{er}$  = Factor de exceso de refuerzo

$db$  = Diámetro nominal de la varilla de reforzamiento en pulgadas

#### **4.2.13 Factor de modificación $\ell_d$ de reducción**

Se deberá satisfacer con la siguiente expresión para aceros de refuerzo que se desarrollen en la longitud considerada  $\lambda_{rc}$ :

$$0.40 \leq \lambda_{rc} \leq 1.00$$

$$\lambda_{rc} = \frac{db}{cb + k_{tr}}$$



$$k_{tr} = \frac{40 \cdot A_{tr}}{s \cdot n}$$

Donde:

$cb$  = Recubrimiento del hormigón

$k_{tr}$  = Índice de refuerzo transversal

$A_{tr}$  = Área total de todos los refuerzos transversales

$s$  = Espaciamiento mínimo centro a centro del reforzamiento transversal

$n$  = Número de barras desarrolladas

$$\lambda_{er} = \frac{As \text{ necesario}}{As \text{ colocado}}$$

Donde:

$\lambda_{er}$  = Exceso de refuerzo

### 4.3 Diseño de las vigas cajón

#### 4.3.1 Pre-dimensionamiento de la sección de la viga cajón

Para el dimensionamiento de las vigas se optará por utilizar las fórmulas relacionadas a profundidades mínimas descritas por el Art. 2.5.2.6.3 de la norma AASHTO LRFD 2020.

Para el caso de estudio actual se procederá a utilizar vigas de cajón correspondiente a hormigón presforzado como material para tramos simples, y considerando que la Luz del puente será de 37 metros.

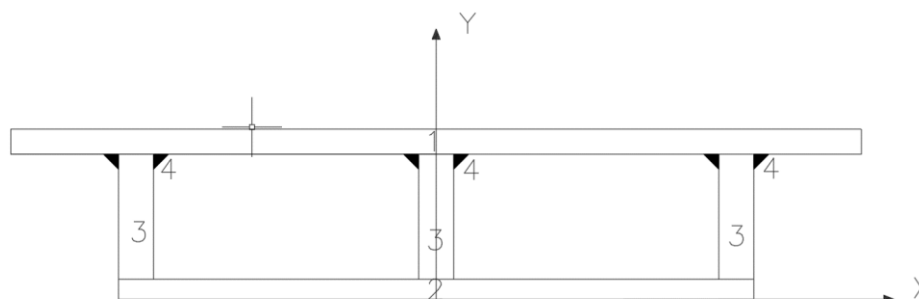
$$H = 0.045 \cdot L$$



### 4.3.2 Propiedades Geométricas de la viga cajón

Después del dimensionamiento de la sección transversal se determinará el centro de gravedad junto con las áreas, inercias y módulos de sección.

Figura 25 - Boceto de cálculo viga cajón



Nota: La figura muestra los elementos divididos en formas geométricas que actúan sobre la viga de cajón con sus dimensiones. Fuente: Autoría Propia

Tabla 13 - Geometría de la viga cajón

| Propiedades geométricas de la viga cajón |   |                         |         |                        |                                      |                                    |
|------------------------------------------|---|-------------------------|---------|------------------------|--------------------------------------|------------------------------------|
| Fig                                      | n | Área<br>cm <sup>2</sup> | y<br>cm | y*A<br>cm <sup>3</sup> | y <sup>2</sup> *A<br>cm <sup>4</sup> | l <sub>cg</sub><br>cm <sup>4</sup> |
| 1                                        | 1 | 21250                   | 157.5   | 3346875                | 527132813                            | 1106771                            |
| 2                                        | 1 | 12700                   | 10      | 127000                 | 1270000                              | 400000                             |
| 3                                        | 3 | 13125                   | 82.5    | 1082813                | 89332031                             | 17089844                           |
| 4                                        | 6 | 675                     | 140     | 94500                  | 13230000                             | 8438                               |
| Σ                                        |   | 47750                   |         | 4651187.5              | 630964844                            | 18605052                           |

Nota: Valores de áreas e inercias de los elementos que conforman la viga de cajón. Fuente:

Autoría Propia

#### - Cálculo del módulo de sección

Para determinar el módulo de sección se considerarán las expresiones:

$$S_b = \frac{I_{CG}}{y_1}$$

$$S_b = \frac{I_{CG}}{y_2}$$

### 4.3.3 Factores de distribución de carga viva

En el Art. 4.6.2.2.1 la norma AASHTO LRFD 2020, determina que la aplicabilidad de estos factores en puentes de concreto tipo curvos y también de puentes de vigas de acero tipo curvos. Además, se podrá determinar la sollicitación para diseñar cada viga resultante del tráfico mixto mediante el Art. 4.6.2.2.5 ya que se obtendrá una carga restringida mediante un vehículo especial de diseño.

Los puentes compuestos por vigas de cajón de hormigón colocado in situ, pueden ser diseñados como estructuras que ocupan todo el ancho del puente, y serán diseñadas mediante los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3 de la norma AASHTO LRFD 2020 para vigas interiores, multiplicando estos factores por la cantidad de vigas existentes.

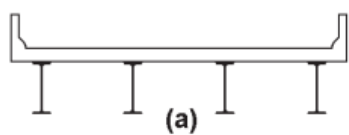
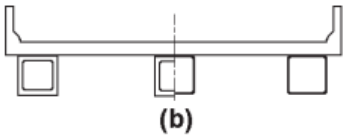
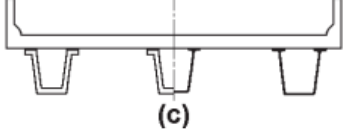
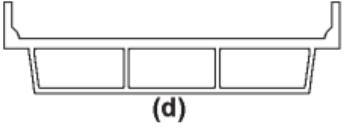
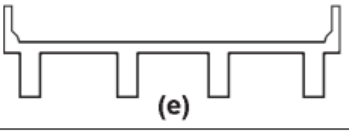
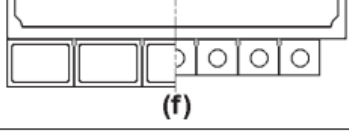
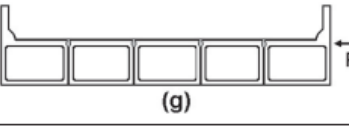
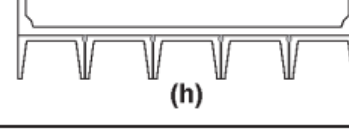
Los parámetros de rigidez se deberán considerar mediante los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3, que serán los parámetros de la sección transversal en la que se ejecutará la carga de tránsito, y en el presente trabajo se utilizará la inercia de la sección transversal ya que no se diseñará como una sección compuesta. Debido a lo no contar con una excentricidad entre el tablero y la viga se obtiene:

$$K_g = I$$

I = Momento de inercia de la viga

Se utilizará la tabla presentada por la norma AASHTO LRFD 2020 para determinar la distribución de sobrecargas por carril.

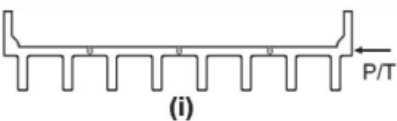
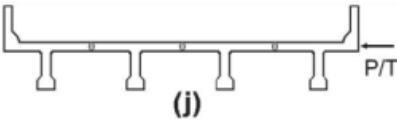
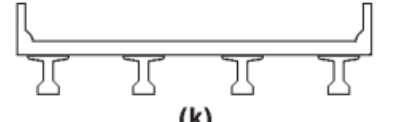
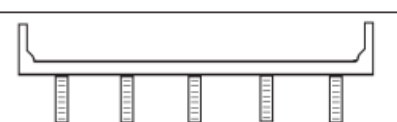
Tabla 14 - Superestructuras habituales cubiertas por los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3

| Supporting Components                                                                                          | Type of Deck                                                                                       | Typical Cross-Section                                                                       |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------|
| Steel Beam                                                                                                     | Cast-in-place concrete slab, precast concrete slab, steel grid, glued/spiked panels, stressed wood | <br>(a)   |
| Closed Steel or Precast Concrete Boxes                                                                         | Cast-in-place concrete slab                                                                        | <br>(b)   |
| Open Steel or Precast Concrete Boxes                                                                           | Cast-in-place concrete slab, precast concrete deck slab                                            | <br>(c)   |
| Cast-in-place Concrete Multicell Box                                                                           | Monolithic concrete                                                                                | <br>(d)  |
| Cast-in-place Concrete Tee Beam                                                                                | Monolithic concrete                                                                                | <br>(e) |
| Precast Solid, Voided, or Cellular Concrete Boxes with Shear Keys                                              | Cast-in-place concrete overlay                                                                     | <br>(f) |
| Precast Solid, Voided, or Cellular Concrete Box with Shear Keys and with or without Transverse Post-tensioning | Integral concrete                                                                                  | <br>(g) |
| Precast Concrete Channel Sections with Shear Keys                                                              | Cast-in-place concrete overlay                                                                     | <br>(h) |

Nota: Superestructuras habituales cubiertas por los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3. AASHTO LRFD 2020.

Tabla 15 - Parte 2 Superestructuras habituales cubiertas por los Artículos 4.6.2.2.2 y

4.6.2.2.3

| Supporting Components                                                                              | Type of Deck                                                          | Typical Cross-Section                                                                     |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------|
| Precast Concrete Double Tee Section with Shear Keys and with or without Transverse Post-tensioning | Integral concrete                                                     | <br>(i) |
| Precast Concrete Tee Section with Shear Keys and with or without Transverse Post-tensioning        | Integral concrete                                                     | <br>(j) |
| Precast Concrete I or Bulb-tee Sections                                                            | Cast-in-place concrete, precast concrete                              | <br>(k) |
| Wood Beams                                                                                         | Cast-in-place concrete or plank, glued/spiked panels or stressed wood | <br>(l) |

Nota: Superestructuras habituales cubiertas por los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3. AASHTO LRFD 2020.

#### 4.3.3.1 Incremento por carga dinámica IM

Para análisis de la sollicitación que implica la carga viva, se tiene que añadir el impacto principal entre los tres criterios de diseño, camión de diseño, tándem de diseño y el efecto del carril. Por ende, se deberá mayorar estas cargas aplicando los porcentajes indicados por la Tabla 3.6.2.1-1 de la norma AASHTO LRFD 2020.

Tabla 16 - Incremento por carga dinámica

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

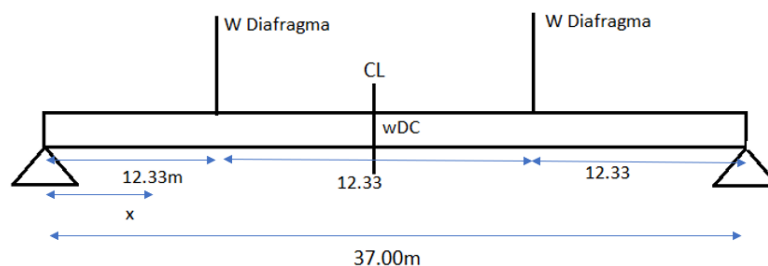
Nota: Porcentaje de mayoración incremento por carga dinámica. AASHTO LRFD 2020.

#### 4.3.4 Cortes y momentos

##### 4.3.4.1 Carga muerta

Se utilizarán las cargas muertas, considerando el aumento o incremento por efecto dinámico para determinar los cortes y los momentos últimos. La carga muerta incluirá el peso de las protecciones laterales, diafragmas, etc.

Figura 26 - Boceto para carga muerta total



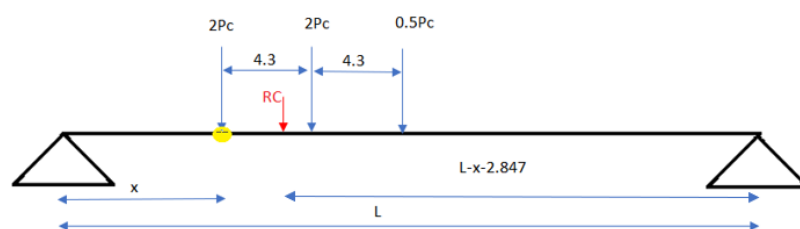
Nota: La figura muestra la carga de las ruedas de diseño para la determinación del cortante y momento último. Fuente: Autoría Propia

##### 4.3.4.2 Carga Viva

- Posición del camión de diseño

Según la norma AASHTO LRFD 2020, en su Art. 3.6.1.2 el camión de diseño será el HL-93, y esta carga estará ubicada en donde la acción de sus cargas produzca un momento máximo, al ser motivo de análisis una viga simplemente apoyada se analizará el camión de diseño de acuerdo con la figura 27.

Figura 27 - Esquema Estructural del Camión de diseño Posición 1

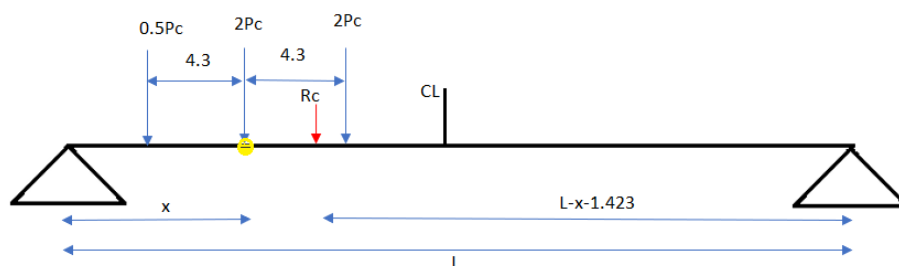


Nota: La figura muestra la posición del camión en el último eje. Fuente: Autoría Propia

$$R_c = 4.5 \cdot P_c = 32.715t \quad \text{Peso total del camión HL-93}$$

$$R = \frac{4.5 \cdot P_c}{L} \cdot (L - x - 2.847)$$

Figura 28 - Esquema Estructural del Camión de diseño Posición 2



Nota: La figura muestra la posición del camión con su eje central sobre el punto investigado.

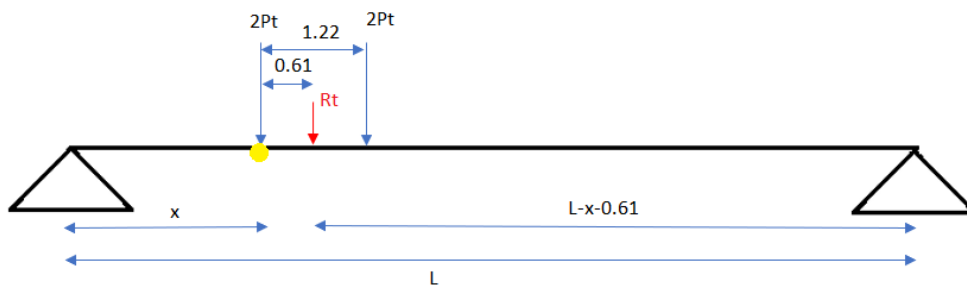
Fuente: Autoría Propia

$$R = \frac{4.5 \cdot P_c}{L} \cdot (L - x - 1.423)$$



### - Tándem

Figura 29 - Boceto del Tándem de diseño



Nota: La figura muestra la ubicación del tándem de diseño. Fuente: Autoría Propia

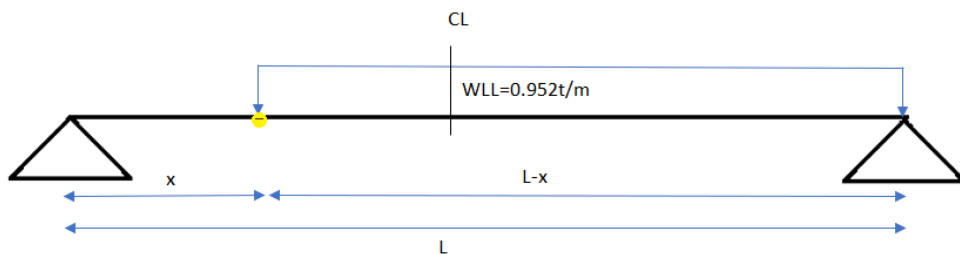
$$R = 4 \cdot Pt = 22.67t \quad \text{Peso tándem}$$

$$R = \frac{4 \cdot Pt}{L} \cdot (L - x - 0.61)$$

### - Carril de diseño

La carga distribuida en la viga apoyada viene normada con un valor de 0,952 t/m.

Figura 30 - Esquema Estructural del Carga de carril para corte

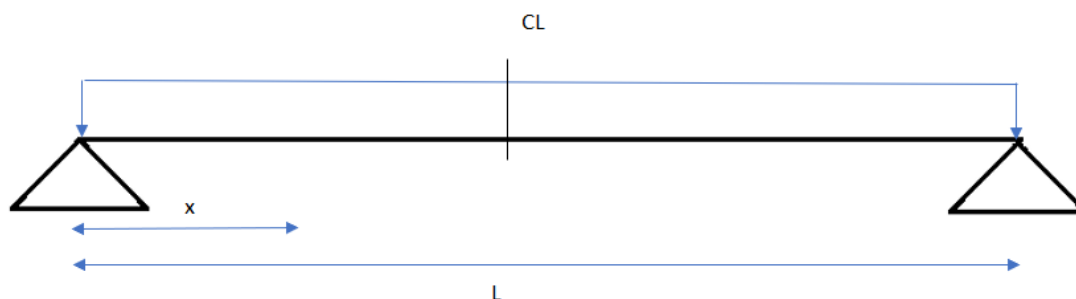


Nota: La figura muestra la ubicación del carril de diseño para corte. Fuente:

Autoría Propia

$$R = 0.5 \cdot WLL \cdot \frac{(L - x)^2}{L} = Vx$$

Figura 31 - Esquema Estructural de la Carga de carril para momento



Nota: La figura muestra la ubicación del carril de diseño para momento. Fuente: Autoría Propia

$$R = WLL \cdot \frac{L}{2} = 11.90t$$

$$Mx = Rx - WLL \cdot \frac{x^2}{2} = 0.5 \cdot WLLx(L - x)$$

Es necesario también calcular el incremento por carga dinámica señalado previamente, según los estados que son de Resistencia, Servicio I y Servicio III.

En el Art. 3.6.1.3 de la norma AASHTO LRFD 2020 consta que se deberá tomar el mayor valor de las siguientes consideraciones, para la sollicitación extrema:

- Tándem más el carril de diseño
- Camión con la separación entre ruedas reflejado en el Art. 3.6.1.2.2, más el carril de diseño

Para determinar la Carga Viva + Efecto Dinámico se utilizarán las siguientes expresiones:

$$V_{LL+IM} = \left\{ (V_{camion} \text{ o } V_{tamden}) \cdot \left( 1 + \frac{IM}{100} \right) + V_{carril} \right\} \cdot gm$$

$$M_{LL+IM} = \left\{ (M_{camion} \text{ o } M_{tamden}) \cdot \left( 1 + \frac{IM}{100} \right) + M_{carril} \right\} \cdot gm$$

Los cortantes máximos junto con los momentos máximos, obtenidos entre el camión y el tándem, se ajustarán involucrando el factor de impacto vehicular (IM) y agregando la carga de carril. Los valores mencionados se multiplicarán por el factor de distribución para corte y momento. Al diseñar bajo la premisa de que la viga cajón se considera un único elemento para todo el ancho de la vía, los valores finales se multiplicarán por un factor de distribución igual a dos.

#### 4.4 Diseño vigas cajón de concreto presforzado

##### 4.4.1 Combinaciones de carga – Estados Límite

Resistencia I

$$U_u = \eta(1.25 \cdot U_{DC} + 1.50 \cdot U_{DW} + 1.75 \cdot (U_{LL+IM} + U_{PL}))$$

Servicio I

$$U_u = \eta(1.00 \cdot U_{DC} + 1.00 \cdot U_{DW} + 1.00 \cdot (U_{LL+IM} + U_{PL}))$$

Servicio III

$$U_u = \eta(1.00 \cdot U_{DC} + 1.00 \cdot U_{DW} + 0.80 \cdot (U_{LL+IM} + U_{PL}))$$

Donde:

U = Corte o momento

DC = Carga muerta de componentes estructurales

DW = Carga muerta de carpeta asfáltica y servicios públicos

LL + IM = Carga viva incluyendo impacto

PL = Carga peatonal

$\eta$  = Modificador de carga

$$\eta = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I$$

Factores adoptados:

$\eta_D = 1.00$  Factor de ductilidad

$\eta_R = 1.00$  Factor de redundancia

$\eta_I = 1.00$  Factor de importancia operativa

$$\eta = 1.00$$

#### 4.4.2 *Prediseño de tendones*

El número de torones se determina mediante los esfuerzos extremos en tensión de la viga, dado por el estado límite de servicio III, para posteriormente calcular la fuerza del presfuerzo efectivo mediante la siguiente ecuación:

$$Pe = \frac{\frac{M_{\text{ESTADO LÍMITE DE SERVICIO III}}}{S_b} - f_{adm.t}}{\frac{1}{A_g} + \frac{e_c}{S_b}}$$

Donde:

$$f_{adm.t} = 2.008 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}$$

#### 4.4.3 Torones de baja relajación

Los torones de baja relajación son múltiples alambres de acero trenzados que se han tratado térmicamente para reducir la pérdida de tensión en el tiempo. Esta propiedad es crucial para mantener la fuerza de presión en el concreto, garantizando la estabilidad y durabilidad de la estructura. Estos torones presentan una menor pérdida de tensión debido a la relajación del acero.

$$f_{py} = 0.9 \cdot f_{pu}$$

Donde:

$f_{pu}$  = Resistencia a tensión del acero presforzado

$$f_{pj} = 0.9 \cdot f_{py}$$

Donde:

$f_{pj}$  = Torones de baja relajación

$$f_{pe} = 0.80 \cdot f_{py}$$

- Pérdida de presfuerzo

Se asumirá una pérdida mediante procesos iterativos

$$f_{pe} = \gamma \cdot f_{pj}$$

$$P'_e = f_{pe} \cdot A_{\phi t}$$

$$N_t = \frac{Pe}{Pe'}$$

Debido al análisis para el estado de resistencia I, se deberá multiplicar el número de torones por un factor:  $f = 1.60$

#### **4.4.4 Fuerza de tensado inicial**

$$P_j = A_{ps} \cdot f_{pj}$$

#### **4.4.5 Pre-esfuerzo efectivo final**

$$P_e = \gamma \cdot P_j$$

#### **4.4.6 Configuración de los tendones**

Para aumentar la resistencia a la tensión junto con el soporte de la estructura se colocarán cables pre-esforzados, que se describirán de acuerdo con la siguiente expresión:

$$y = k \cdot x'^2 + rec$$

Donde:

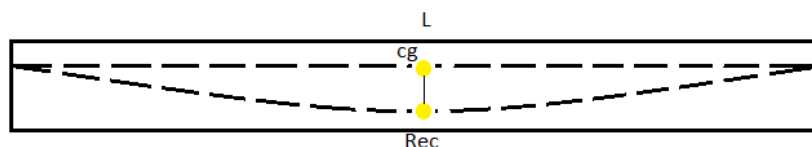
$y$  = Distancia desde la fibra más baja de la viga hasta el centro de gravedad del cable

$k$  = Constante

$x'$  = Distancia desde el centro de la luz hasta el apoyo

$rec$  = Distancia desde la fibra más baja de la viga hasta el centro de gravedad del grupo de cables

Figura 32 - Trayectoria del cable resultante



Nota: La figura muestra la trayectoria del cable resultante. Fuente: Autoría Propia

#### 4.4.7 Cálculo de pérdidas de miembros postensados

Los procedimientos para calcular las pérdidas de miembros postensados solo serán aplicables bajo las siguientes consideraciones:

- Resistencia del hormigón de hasta 1050 kg/cm<sup>2</sup>
- Uso de hormigón de densidad normal es decir 2.4 gr/cm<sup>3</sup>

En el Art. 5.9.3.1 de la norma AASHTO LRFD 2020, se menciona la siguiente expresión para determinar el cálculo de las pérdidas:

$$\Delta_{fpT} = \Delta_{fpF} + \Delta_{fpA} + \Delta_{fpES} + \Delta_{fpLT}$$

Donde:

$\Delta_{fpT}$  = Pérdida Total

$\Delta_{fpF}$  = Pérdida debida a la fricción

$\Delta_{fpA}$  = Pérdida debida al corrimiento

$\Delta_{fpES}$  = Pérdida por acortamiento elástico

$\Delta_{fpLT}$  = Pérdida a largo plazo debido a la contracción, relajación y flujo plástico

#### 4.4.8 Pérdidas Instantáneas

##### 4.4.8.1 Pérdidas por fricción

Estas pérdidas son las que dependen tanto del material que lo rodea y el grado de curvatura dada a los tendones, como también del rozamiento que se produce entre estos. Lo cual se lo puede calcular mediante la expresión Ec.5.9.3.2.2b-1 de la norma AASHTO LRFD 2020.

$$\Delta_{fpF} = f_{pj} \cdot (1 - e^{(Kx - \mu\alpha)})$$

Donde:

$f_{pj}$  = Esfuerzo en el tensado debido al acero de presfuerzo

$x$  = Longitud de torón

$k$  = Coeficiente de fricción por desviación del ducto

$\mu$  = Coeficiente de fricción

$\alpha$  = Variación angular desde el extremo al punto de análisis

##### 4.4.8.2 Pérdidas por acortamiento elástico

Esta pérdida se considera debido al pre-esfuerzo que se transporta al componente de concreto a causa de la compresión, y se calcula mediante la expresión Ec. 5.9.3.2.3b-1 de la norma AASHTO LRFD 2020.

$$\Delta_{fpES} = \frac{N - 1}{2 \cdot N} \cdot \frac{E_p}{E_{ct}} \cdot f_{cgp}$$

Donde:



$$f_{cgp} = -\frac{P'_j}{Ag} - \frac{P'_j \cdot ec^2}{Ig} + \frac{M_{DCv} \cdot e_c}{Ig}$$

$N$  = Número de tendones idénticos de presfuerzo

$E_p$  = Módulo de elasticidad del acero utilizado en el presfuerzo

$E_{ct} = E_{ci}$  = Módulo de elasticidad del hormigón durante la transferencia

$f_{cgp}$  = Esfuerzo del hormigón ubicada en el mismo nivel del centro de gravedad del acero de presfuerzo

$$f'_{pj} = f_{pj} - \Delta f_{pA} - \Delta f_{pF}$$

$$P'_j = f'_{pj} \cdot A_{ps}$$

$$E_{ct} = E_{ci} = 12000 \sqrt{f'_c \cdot c_i}$$

Posteriormente se determinará el valor de presfuerzo después de la transferencia según el Art. 5.9.3.4.2c de la norma AASHTO LRFD 2020.

$$f_{pt} > f_{pe}$$

$$f_{pt} \geq 0.55 \cdot f_{py}$$

Donde:

$$f_{pt} = f'_{pj} - \Delta f_{pES} \quad \text{Esfuerzo en el tensado del acero de presfuerzo}$$

#### 4.4.8.3 Pérdidas dependientes del tiempo

Estas pérdidas se estiman en dos momentos: comprendida entre el momento de traslado y la construcción del tablero, y la otra entre el tablero hasta la vida útil de la estructura. Se determinarán mediante el Art. 5.9.3.4 de la norma AASHTO LRFD 2020.

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

Donde:

$\Delta f_{pLT}$  = Pérdida total de presfuerzo dependiente del tiempo

$\Delta f_{pSR}$  = Pérdida por contracción del hormigón de la viga entre la transferencia y la construcción del tablero

$\Delta f_{pCR}$  = Pérdida por flujo plástico, entre la transferencia y la construcción del tablero

$\Delta f_{pR1}$  = Pérdida por relajación de los torones de presfuerzo, entre la transferencia y la construcción del tablero

$\Delta f_{pSD}$  = Pérdida por contracción del hormigón de la viga, entre la transferencia y la construcción del tablero

$\Delta f_{pCD}$  = Pérdida por flujo plástico, entre el tablero y la vida útil de la estructura

$\Delta f_{pR2}$  = Pérdida por relajación de los torones de presfuerzo, entre el tablero y la vida útil de la estructura

$\Delta f_{pSS}$  = Pérdida por la contracción del hormigón de la viga, entre el tablero y la vida útil de la estructura

$(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1})_{id}$  = Pérdidas de presfuerzo que se presentan entre la transferencia y el inicio de la construcción tablero del puente

$(\Delta f_{pSD} + \Delta f_{pCD} + \Delta f_{pR2} + \Delta f_{pSS})_{df}$  = Pérdidas presentes después de la construcción del tablero del puente

#### 4.4.9 Pérdida a largo plazo

Las pérdidas a largo plazo se presentarán desde la construcción de la estructura hasta el final de vida útil del puente.

##### 4.4.9.1 Parámetros de contracción y flujo plástico

Estas pérdidas se determinarán mediante las expresiones expuestas en el Art. 5.4.2.3.2 y 5.4.2.3.3 de la norma AASHTO LRFD 2020.

- Contracción:

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

Donde:

$$k_{hs} = (2.00 - 0.014 \cdot H) \quad \text{Factor de humedad para la contracción}$$

- Flujo Plástico

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

Donde:

$$k_s = 1.45 - 0.051 \cdot \left(\frac{V}{S}\right) \geq 1.0$$

$$k_{hc} = 1.56 - 0.008 \cdot H$$

$$k_f = \frac{350}{70 + f'c}$$

$$k_{td} = \frac{t}{61 - 0.057 \cdot f'ci + t}$$

Donde:

$H$  = Humedad relativa

$k_{hs}$  = Factor de humedad para contracción

$k_s$  = Factor de humedad para contracción

$k_f$  = Factor efecto de resistencia concreto

$k_{hc}$  = Factor de humedad para el flujo plástico

$k_{td}$  = Factor desarrollo de tiempo

$t$  = Desarrollo del hormigón para evaluar el flujo plástico

$t_i$  = Edad del hormigón al momento de aplicar las cargas de presfuerzo

$t_d$  = Edad del hormigón en la construcción de la viga cajón

$\frac{V}{S}$  = Relación volumen y superficie

$f'ci$  = Resistencia del hormigón en la transferencia

#### 4.4.9.2 Coeficientes de flujo plástico de la viga

- Coeficiente de flujo plástico al momento de la construcción del tablero del puente en la transferencia

Se determinará el índice de crecimiento temporal aplicando la expresión Ec. 5.4.2.3.2-5, considerando  $t=t_d-t_i$ , estableciendo un  $t_i$  y  $t_d$  igual a 60 días, obteniendo un  $t$  igual a 0 días.

$$\Psi(td, ti) = 1.9 \cdot k_s \cdot k_{hc} \cdot k_f \cdot k_{td,di} \cdot t_i^{-0.118}$$

- Coeficiente de flujo plástico al final a causa de la carga aplicada en la construcción de la estructura

Se determinará el índice de crecimiento temporal aplicando la expresión Ec. 5.4.2.3.2-5, considerando  $t=t_f-t_i$ , obteniendo un valor de  $t$  igual a 23375 días, valor considerado según el Art. C3.6.1.1.2 ya que se menciona un período de 75 años.

$$\Psi(td, fd) = 1.9 \cdot k_s \cdot k_{hc} \cdot k_f \cdot k_{td,fd} \cdot t_d^{-0.118}$$

- Coeficiente de flujo plástico al final a causa de la carga de transferencia

Se determinará el índice de crecimiento temporal aplicando la expresión Ec. 5.4.2.3.2-5, considerando  $t=t_f-t_i$ , obteniendo un valor de  $t$  igual a 23375 días, valor considerado según el Art. C3.6.1.1.2 ya que se menciona un período de 75 años.

$$\Psi(td, ti) = 1.9 \cdot k_s \cdot k_{hc} \cdot k_f \cdot k_{td,fd} \cdot t_i^{-0.118}$$

#### **4.4.10 Deformación unitaria de contracción**

Para la deformación se aplicará la expresión Ec. 5.4.2.3.3-1 de la norma AASHTO LRFD 2020, considerando un factor de humedad  $k_{hs} = 1.048$  utilizando la expresión Ec. 5.4.2.3.3-2

$$\epsilon_{bdf} = k_s \cdot k_{hs} \cdot k_f \cdot k_{td,fd} \cdot 0.48 \cdot 10^{-3}$$

También se determinará la deformación unitaria debida a la contracción del concreto del tablero, producido desde el momento que se produjo la construcción de las losas de la estructura.

$$\epsilon_{ddf} = k_{s,d} \cdot k_{hs} \cdot k_{f,d} \cdot k_{td,d,fd} \cdot 0.48 \cdot 10^{-3}$$

#### **4.4.11 Pérdida por contracción producida en el hormigón presente en la viga**

Esta pérdida aparecerá durante la pérdida de humedad del hormigón, y se determinará mediante las expresiones Ec. 5.9.3.4.3a-1 y Ec. 5.9.3.4.3a-2 de la norma AASHTO LRFD 2020.

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

$$K_{df} = \frac{1}{1 + \frac{E_p \cdot A_{ps}}{E_{ci} \cdot A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c \cdot e_{pc}^2}{1c}\right) \cdot (1 + 0.7 \cdot \Psi_{b(tf,ti)})}$$

Donde:

$\epsilon_{bdf}$  = Deformación unitaria, desde que se construyó la estructura hasta el final de la vida útil del mismo

$K_{df}$  = Coeficiente de la sección transformada entre el acero de presfuerzo y el hormigón

$\Psi_{b(tf,ti)}$  = Coeficiente de flujo plástico del hormigón de la viga, debido a la carga de transferencia

$e_{pc}$  = Distancia desde el centro de gravedad de la sección hasta la fuerza de presfuerzo

$A_g$  = Área viga cajón

$I_g$  = Momento de inercia viga cajón

#### **4.4.12 Pérdida por flujo plástico del hormigón de la viga**

Estas pérdidas se producen debido al presfuerzo y la carga muerta y se considerará la expresión, Ec. 5.9.3.4.3b-1

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

Donde:

$$\Delta f_{cd} = \left( \frac{M_c \cdot e_c}{I_g} \right)$$

$\Psi_b(t_f, t_i) =$  Factor de fluencia de la viga

#### ***4.4.13 Pérdida por relajación de torones en el presforzado***

Estas pérdidas ocurren debido a la deformación plástica de los mismos cuando se encuentran bajo un esfuerzo constante, y se lo determinará mediante la expresión Ec. 5.9.3.4.2c-1 de la norma AASHTO LRFD 2020.

$$\Delta f_{pR2} = \frac{f_{pt}}{K_L} \cdot \left( \frac{f_{pt}}{f_{py}} - 0.55 \right)$$

Donde:

$f_{pt}$  = Esfuerzo del acero presforzado después de la transferencia, siendo mayor a  $0.55 \cdot f_{py}$

#### ***4.4.14 Cálculo de los esfuerzos en etapas***

##### **4.4.14.1 Etapa inicial**

Se deberá determinar previamente los esfuerzos admisibles a tensión y a compresión:

$$f_{adm.tension} = 2.008 \cdot \sqrt{f'ci}$$

$$f_{adm.compression} = 20.6 \cdot f'ci$$

Posteriormente se deberá realizar la verificación del esfuerzo en la transferencia para el centro de luz, mediante las siguientes ecuaciones:

$$f_{ti} = \frac{P_t}{A_g} + \frac{P_t \cdot e_c}{S_t} - \frac{M_{DCv}}{S_t} \quad \text{Esfuerzo parte superior viga}$$

$$f_{bi} = -\frac{P_t}{A_g} - \frac{P_t \cdot e_c}{S_b} - \frac{M_{DCv}}{S_b} \quad \text{Esfuerzo parte inferior viga}$$

#### 4.4.14.2 Etapa final

Según la norma AASHTO LRFD 2020, se menciona que para la etapa de final se verificará el esfuerzo de tensión y compresión a través de los estados límite de: Servicio I y Servicio III.

Servicio I

$$U = (1.00 \cdot U_{DC} + 1.00 \cdot U_{DW} + 1.00 \cdot (U_{LL+IM} + U_{PL}))$$

Servicio III

$$U = (1.00 \cdot U_{DC} + 1.00 \cdot U_{DW} + 0.80 \cdot (U_{LL+IM} + U_{PL}))$$

- Verificación de esfuerzos posteriormente ocurridas las pérdidas totales

#### Estado Límite de Servicio I

- Presforzado más cargas constantes, se calculará el esfuerzo en la parte de arriba de la viga cajón:



$$f t_{vig.cajon.a} = -\frac{P_e}{A_g} + \frac{P_e \cdot e_c}{S_t} - \frac{M_{DC} + M_{DW}}{S_t}$$

- Presforzado más cargas constantes más cargas transitorias

$$f t_{vig.cajon.b} = -\frac{P_e}{A_g} + \frac{P_e \cdot e_c}{S_t} - \frac{M_{DC} + M_{DW}}{S_t} - \frac{M_{LL+IM} + M_{PL}}{S_t}$$

### Estado Límite de Servicio III

Se calculará es esfuerzo en la parte de abajo de la viga:

$$f t_{vig.cajon.b} = -\frac{P_e}{A_g} + \frac{P_e \cdot e_c}{S_t} + \frac{M_{DC} + M_{DW}}{S_t} + 0.8 \frac{M_{LL+IM} + M_{PL}}{S_t}$$

#### 4.4.14.3 Verificación de la resistencia nominal a flexión

Se determinará el valor de la longitud desde el eje neutro a la fibra extrema sometida a compresión para verificar la resistencia a flexión.

$$c = \frac{A_{ps} \cdot f_{pu} + A_s \cdot f_s - A'_s \cdot f'_s}{0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b + k \cdot A_{ps} \cdot \left(\frac{f_{pu}}{dp}\right)}$$

Donde:

$$k = 2 \cdot \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}}\right) \quad \text{Ec.5.6.3.1.1-2 AASHTO LRFD 2020}$$

$$\beta_1 = \left(0.85 - 0.05 \cdot \frac{f'_c - 280}{70}\right) \geq 0.65 \quad \text{Valor de } \beta_1 \text{ para hormigones con resistencias}$$

mayores a 28 MPa

Se calculará el esfuerzo promedio en el presfuerzo con la resistencia nominal a flexión de acuerdo con el Art. 5.7.3.1.1 de la norma AASHTO LRFD 2020.

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

El valor de la resistencia se determinará en base a la Ec. 5.6.3.2.2-1 para así poder determinar esta de tal manera que se encuentre factorada.

$$M_n = A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot \left(dp - \frac{a}{2}\right) + A_s \cdot f_y \cdot \left(ds - \frac{a}{2}\right) - A'_s \cdot f'_c \cdot \left(d's - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_r = \phi \cdot M_n$$

#### 4.4.15 Límites de armaduras

##### 4.4.15.1 Armadura mínima

En el cálculo del mínimo acero a tensión presforzado y de refuerzo debe ser la que se necesite para cumplir con lo demandado en el Art. 5.7.3.3.2 de la AASHTO LRFD 2020, en el que se menciona que  $M_r$  no debe ser menor al valor obtenido entre:

- $M_u \cdot 1.33$
- $M_{cr} = \gamma_3 \cdot \left( (\gamma_1 \cdot fr + \gamma_2 \cdot f_{cpe}) \cdot S_c - M_{d.nc} \left( \frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right)$

Donde:

$fr$  = Módulo de rotura del hormigón a tracción

$f_{cpe}$  = Esfuerzo de compresión en el concreto debido al presfuerzo

$M_{d.nc}$  = Momento total por carga muerta

$S_c$  = Módulo de sección para la fibra extrema de la sección compuesta

$S_{nc}$  = Módulo de sección para la fibra extrema de una sección simple

$\gamma_1$  = Factor de variación de fisuración

$\gamma_2$  = Factor de variación de presfuerzo

$\gamma_3$  = Relación de la resistencia a fluencia y la resistencia última a tracción del acero

#### **4.4.16 Verificación de la resistencia a corte**

De acuerdo con la AASHTO LRFD 2020, se tomará el mínimo resultado:

- $V_n = V_c + V_s + V_p$
- $V_n = 0.25 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot d_v + V_s + V_p$

Donde:

$V_c$  = Resistencia al corte nominal de la sección de hormigón

$V_s$  = Resistencia al corte de la sección de refuerzo de corte

$V_p$  = Resistencia al corte nominal del presforzado

$b_v$  = Ancho efectivo del alma

$d_v$  = Profundidad efectiva del cortante

##### **4.4.16.1 Sección crítica**

Se calculará la sección crítica dependiente de la profundidad efectiva mediante el Art.

5.7.2.9 de la norma AASHTO LRFD 2020, donde establece que:

$$dv = dp - \frac{a}{2}$$

$$de \cdot 0.9$$

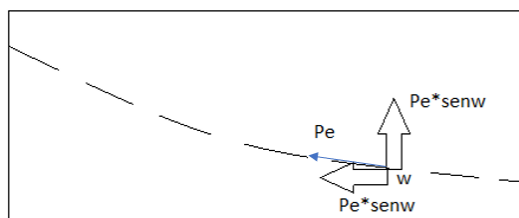
Donde:

$d_e = d_p$  No se considerará el acero de refuerzo, debido al presfuerzo

#### 4.4.16.2 Resistencia al corte de postensado

Esta resistencia se determinará mediante la componente vertical de la fuerza de postensado, como se menciona en la figura.

Figura 33 - Componente de la fuerza de postensado efectiva



Nota: La figura muestra la componente de la fuerza de postensado efectiva. Fuente: Autoría

Propia

La trayectoria del cable se determinará mediante la tangente de la parábola con el origen en el centro de la luz.

$$y = 0.0038 \cdot x'^2 + 0.2$$

#### 4.4.16.3 Resistencia al corte del concreto

Esta resistencia se determinará mediante la expresión Ec. 5.7.3.3-3 de la norma AASHTO LRFD 2020.

$$V_c = 0.264 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d_v$$

Donde el valor de  $\beta$  se determinará mediante la expresión c. 5.7.3.4.2-1.

$$\beta = \frac{4.8}{1 + 750 \cdot \xi_s}$$

$$\xi_s = \frac{\left(\frac{Mu}{d_v}\right) + 0.5 \cdot Nu + |Vu - Vp| - A_{ps} \cdot f_{po}}{E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps}} \leq 0.006 \quad \text{Deformación unitaria neta}$$

La norma AASHTO LRFD 2020, mediante el Art. 5.7.3.4.2 menciona que el momento mayorado se calculará mediante a la siguiente expresión.

$$Mu \geq (Vu - Vp) \cdot d_v$$

#### **4.4.17 Refuerzo Transversal**

La norma AASHTO LRFD 2020, determina mediante su Art. 5.7.2.3-1 que en caso de que no se satisfaga con la siguiente expresión se requerirá acero de refuerzo transversal.

$$V_u < 0.5 \cdot \phi \cdot (V_c + V_p)$$

Donde:

$$\phi = 0.9 \quad \text{Factor de resistencia para cortante}$$

##### **4.4.17.1 Requerimiento de espaciamiento de armadura transversal**

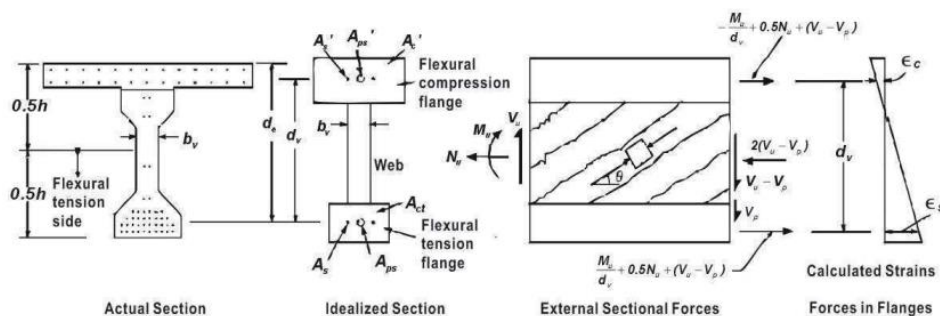
La norma AASHTO LRFD 2020, establece que el espaciamiento de armadura transversal se determinará mediante la siguiente expresión.

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

Donde:

$$\theta = 29 + 3500 \cdot \xi_{s(2)}$$

Figura 34 - Procedimiento de cálculo para armadura mínima transversal



Nota: La figura muestra el procedimiento de cálculo para armadura mínima transversal. Fuente:

AASHTO LRFD 2020.

#### 4.4.17.2 Comprobación del refuerzo transversal mínimo

La norma AASHTO LRFD 2020, establece la expresión Ec. 5.7.2.5-1. Para determinar el refuerzo mínimo.

$$A_{vmin} = 0.264 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_v \cdot s}{f_y}$$

#### 4.4.18 Refuerzo Longitudinal

El lado que se encuentra sometido a tracción gracias a la flexión deberá contar con área de refuerzo longitudinal según la norma AASHTO LRFD 2020, y deberán cumplir con la expresión.

$$A_{ps} \cdot f_{ps} + A_s \cdot f_y \geq T$$

Donde:

$$T = \left( \frac{Mu}{d_v \cdot \phi_f} \right) + 0.5 \cdot \frac{Nu}{\phi_c} + \left( \left| \frac{Vu}{\phi_v} - V_p \right| - 0.5 \cdot V_s \right) \cdot \cot \theta \quad \text{Fuerza en el refuerzo}$$

longitudinal

$\theta =$  Ángulo de inclinación para esfuerzos longitudinales

$\phi_f, \phi_v, \phi_c =$  Factores de resistencia para momento, cortante y axial

#### **4.4.19 Resistencia nominal a torsión**

Según la norma AASHTO LRFD 2020, en el Art. 5.7.3.6 la resistencia nominal a torsión se calculará mediante la siguiente expresión.

$$T_n = \frac{2 \cdot A_o \cdot A_t \cdot f_y \cdot \cot \theta}{s}$$

Donde:

$A_o =$  Área del corte

$A_t =$  Área de la armadura transversal de torsión

$\theta =$  Ángulo de fisuración

$s =$  Espaciamiento del refuerzo transversal

Por ende, la resistencia a la torsión de la sección cajón se deberá satisfacer la expresión.

$$T_r = \phi T_n$$

Donde:

$T_r =$  Resistencia a torsión de la sección factorada

$\phi =$  Factor de Resistencia (0.90)

#### **4.4.20 Contra flecha y deflexiones**

##### **4.4.20.1 Contra flecha debido a la fuerza de presfuerzo**

$$\Delta_{pre} = \frac{5 \cdot P_t \cdot e_c \cdot L_c^2}{48 \cdot E_{ci} \cdot I_g}$$

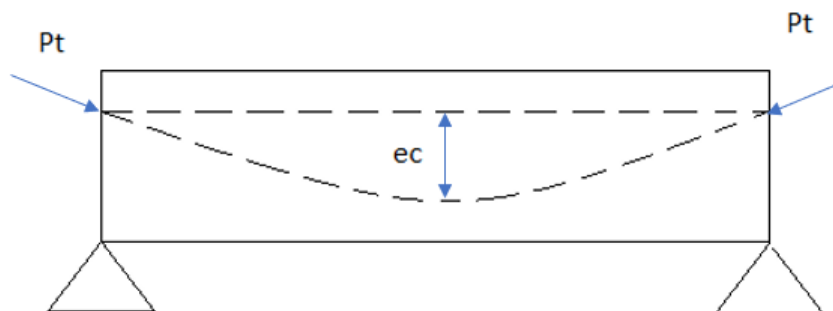
Donde:

$P_t$  = Fuerza inicial de postensado

$e_c$  = Distancia de la viga al Aps, considerando sus centros de gravedad

$L_c$  = Longitud de cálculo de la viga

Figura 35 - Contra flecha por postensado



Nota: La figura muestra la contra flecha debida a la fuerza por postensado. Fuente: Autoría Propia.

#### 4.4.20.2 Deflexión por cargas permanentes

$$\Delta_{DCv} = \frac{5 \cdot W_{DCv} \cdot L_c^4}{384 \cdot E_{ci} \cdot I_g}$$

Al disponer de dos fuerzas puntuales ubicadas simétricamente a un tercio de la luz cada una se utilizará la siguiente expresión, que refleja la deflexión ubicada en el centro de luz.

$$\Delta_d = \frac{23 \cdot P_d \cdot L_c^3}{648 \cdot E_{ci} \cdot I_g}$$



#### 4.4.20.3 Deflexión debida a la carga viva

Según el Art. 3.6.1.3.2 de la norma AASHTO LRFD 2020, el análisis de deflexión se realizará a partir de dos apartados, tomando el valor mayor de entre los dos.

- Camión de diseño HL-93
- 25% del camión y carril de diseño

$$P1 = \frac{0.5 \cdot P_c \cdot N_{vias} \cdot IM}{N_b}$$

$$P2 = \frac{2 \cdot P_c \cdot N_{vias} \cdot IM}{N_b}$$

Donde:

$P_c$  = Carga de la rueda HL-93

$N_{vias}$  = Numero de vías

$N_b$  = Numero de vigas

$IM$  = Incremento debido a carga dinámica

Se calculará la carga por impacto mas la deflexión debida a la carga viva.

$$\Delta_{LL+IM} = \frac{P \cdot b \cdot (3 \cdot a^2 + 6 \cdot a \cdot b - b^2)}{48 \cdot Ec \cdot Ic}$$

Para el cálculo de la deflexión resultante del 25% de carga se considerará.

$$\frac{W_{LL}}{vig} = W_{LL} \cdot \frac{N_{vias}}{N_b}$$

Donde:

$W_{LL}$  = Carga de carril de diseño

$\frac{W_{LL}}{vig}$  = Carga de carril de diseño por viga

#### 4.4.20.4 Deflexión admisible

De acuerdo con el Art. 2.5.2.6.2 de la norma AASHTO LRFD 2020, para el presente caso del puente de análisis, se considerará una carga vehicular y peatonal, por ende, el cálculo respectivo de la deflexión admisible será el siguiente:

$$\Delta_{m\acute{a}x} = \frac{L}{1000}$$

Condición:

$$\Delta_{m\acute{a}x} \geq \Delta_{LL+IMm\acute{a}x}$$

#### 4.4.21 Zonas de anclaje postensadas

##### 4.4.21.1 Placa de apoyo del anclaje

La resistencia mayorada al desplazamiento se calculará mediante la norma AASHTO LRFD 2020, en su Art. 5.6.6.

$$P_r = \phi \cdot P_n$$

Donde:

$$P_n = 0.85 \cdot f'c \cdot A_1 \cdot m \quad \text{Resistencia nominal de aplastamiento}$$

$$m = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad \text{Factor de modificación}$$

$A_1$  = Área de placa

$A_2 =$  Área de apoyo de la placa

#### 4.4.21.2 Refuerzo en el anclaje

Es necesario colocar una armadura adicional para el control de grietas en el hormigón, ya que con el tiempo se harán más grandes afectando potencialmente a la estructura. Es por este motivo que se ha decidido utilizar el método de Gergeley y Sozen.

Se analizará mediante los siguientes puntos.

- Para el momento producido por flexión dado entre el acero y la distancia donde está ubicada la primera carga en direccionada verticalmente

$$M_1 = P_e \left( 2 \cdot \left( \frac{y}{h} \right)^3 - \left( 3 + \frac{h}{2e} \right) \left( \frac{y}{h} \right)^2 \right)$$

Donde:

$e =$  Excentricidad del grupo de cables

$y =$  Distancia hasta el punto analizado

$h =$  Altura de viga

Se calculará también la fuerza total de tracción, y el esfuerzo máximo admisible en los estribos.

$$F_t = \frac{M_{\max}}{h - z}$$

$$f_s = \left( \frac{2.7 E_s \sqrt{f'_{cw}}}{A_s} \right)^{0.5}$$

Donde:

$M_{m\acute{a}x}$  = Momento máximo longitudinal

$h$  = Alto viga

$z$  = Distancia entre los extremos de la viga y el centroide de los estribos

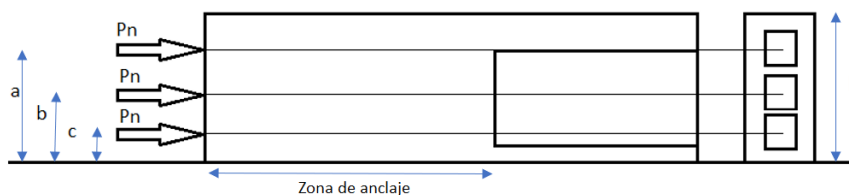
$E_s$  = Módulo de elasticidad del acero

$f'c$  = Resistencia a la compresión simple del concreto

$w$  = Ancho de grieta

$A_s$  = área de refuerzo

Figura 36 - Cculo de momentos en sección longitudinal para el refuerzo de anclaje



Nota: La figura muestra la distribución de cargas para el cculo de momentos en una sección. Fuente: Autoría Propia.

Para una distancia  $0.0 \text{ (cm)} < y < c \text{ (cm)}$

$$M_1 = P_e \left( 2 \left( \frac{y}{h} \right)^3 - \left( 3 + \frac{h}{2e} \right) \left( \frac{y}{h} \right)^2 \right)$$

Para  $c \text{ (cm)} < y < b \text{ (cm)}$

$$M_n = M_1 + P_n y + P_n e_n \left( 1 - \frac{h}{2e_n} \right)$$

Para  $b \text{ (cm)} < y < a \text{ (cm)}$

$$M_n = M_1 + P_n y + P_n e_n \left(1 - \frac{h}{2e_n}\right)$$

## 4.5 Diseño del tablero inferior

### 4.5.1 Grosor del tablero inferior

Para definir el grosor del tablero inferior se considerarán las consideraciones y especificaciones de la AASHTO LRFD 2020, donde el espesor adoptado será de 20 cm.

### 4.5.2 Cortes y momentos últimos

Se considerarán los estados límites mencionados en la norma AASHTO LRFD 2020, que son de: Evento Extremo, Resistencia I, y Servicio I.

### 4.5.3 Límite para armaduras

#### 4.5.3.1 Armadura máxima

Para la verificación de la armadura máxima para el tablero inferior se deberá desarrollar lo especificado en el literal 4.2.7.1.

#### 4.5.3.2 Armadura mínima

En el Art. 5.4.2.6 reflejado en la norma AASHTO LRFD 2020, se describe el procedimiento para determinar el esfuerzo máximo del hormigón a tracción, para un hormigón de peso normal.

$$f_r = 2 \cdot \sqrt{f'_c}$$

También se determinará el momento mínimo escogido entre las siguientes condiciones de diseño:

$$- M_1 \text{mín} = 1.33 \cdot M_u \text{máx}$$

$$- M_2\text{mín} = \gamma_3 \cdot \left[ (\gamma_1 \cdot fr + \gamma_2 \cdot f_{cpe}) \cdot Sc - M_{dnc} \left( \frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right]$$

#### **4.5.4 Evaluación de fisuramiento**

Para la evaluación del fisuramiento para el tablero inferior se utilizará el procedimiento descrito en el literal 4.2.8.

##### **4.5.4.1 Control de agrietamiento**

Para el cálculo del control se utilizará el procedimiento descrito en el literal 4.2.8.1.

#### **4.5.5 Refuerzo por contracción y temperatura**

Para el cálculo del refuerzo por contracción y temperatura se determinará de acuerdo con el literal 4.2.7.

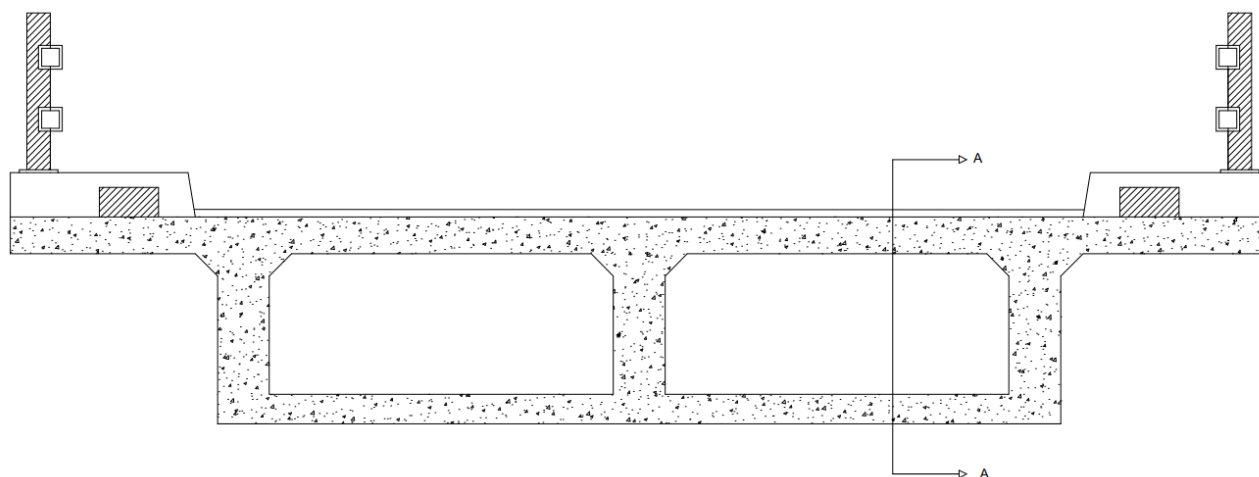
#### **4.5.6 Longitud de desarrollo traccionado**

Para el cálculo de la longitud de desarrollo se tomará en cuenta lo mencionado en el literal 4.3.12.

## 4.6 Diseño de los diafragmas

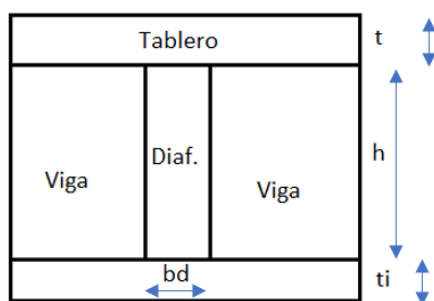
### 4.6.1 Resolución Estructural

Figura 37 - Dimensiones del diafragma de tramo Vista Frontal



Nota: La figura muestra las dimensiones del diafragma de tramo Vista Frontal. Fuente: Autoría Propia.

Figura 38 - Vista Lateral Corte A-A Diafragma



Nota: La figura muestra un boceto de la vista lateral del diafragma de diseño. Fuente: Autoría Propia.

Para el cálculo del peso total se empleará la siguiente expresión.

$$W_{DC} = w_{ppd} + w_t$$

Donde:

$w_{ppd}$  = Peso propio del diafragma

$w_t$  = Peso del tablero

#### **4.6.2 Diseño a flexión**

##### **4.6.2.1 Combinaciones de carga**

Valor máximo y mínimo de  $\Upsilon_i$ .

$$\eta_{m\acute{a}x} = 1.00$$

$$\eta_{m\acute{i}n} = 1.00$$

Se procederá a determinar el estado límite de Resistencia I, enunciando anteriormente calculando así:

$$Mu = \eta(1.25M_{DC} + 1.50M_{DW} + 1.75M_{LL+IM})$$

#### **4.6.3 Armadura**

##### **4.6.3.1 Armadura mínima**

$$fr = 2 \cdot \sqrt{f'c}$$

Se determinará el valor mínimo entre las siguientes condiciones:

$$- M_{1\,m\acute{i}n} = 1.33 \cdot M_{u\,m\acute{a}x}$$



$$- M_{2\min} = \gamma_3 \left[ (\gamma_1 \cdot fr + \gamma_2 \cdot f_{cpe}) Sc - M_{dnc} \left( \frac{Sc}{S_{nc}} - 1 \right) \right]$$

#### 4.6.4 Diseño a corte

##### 4.6.4.1 Estado límite de Resistencia I

$$Vu = \eta [1.25 \cdot V_{DC} + 1.50V_{DW} + 1.75V_{LL+IM}]$$

$$vu = \frac{Vu}{\phi \cdot bv \cdot dv}$$

Donde:

$$vu < 0.125 \cdot fc$$

Se calculará también la separación máxima 2, y se procederá a determinar el menor valor entre los dos.

$$S_{\max 2} = \frac{Av \cdot fy}{0.26 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b}$$

$$S_{cal} = \frac{Av \cdot fy}{(vu - vc) \cdot bw}$$

#### 4.7 Diseño de los dispositivos de apoyo

##### 4.7.1 Cargas actuantes

Se determinará el método de diseño para los apoyos elastoméricos o neoprenos, considerando las solicitaciones provenientes del cálculo de la superestructura.

- Cargas permanentes  $R_{DC}$
- Cargas permanentes  $R_{DW}$

- Carga viva  $R_{LL}$

Según la norma AASHTO LRFD 2020, se considerará el Art. 3.6.1.3 se establecerá la reacción producto de la carga viva.

- Camión de Diseño sin IM + Carril de Diseño + Carga Peatonal

$$R_{LL} = \frac{4.50 \cdot P_c}{L_{puente}} \cdot (L_{puente} - x - 2.847) + \frac{W_{LL} \cdot L_{puente}}{2} + \frac{W_{peatonal} \cdot L_{puente}}{2}$$

Donde:

$R_{LL}$  = Peso carga viga

$N_{vias}$  = Número de vías

$m = 1$  Factor de presencia múltiple

$R_{LL}$  = Reacción por carga viva en el estribo

Se considerará también un apoyo elastomérico de Dureza grado 60, según el Art.

14.7.6.3.2-8 de la norma AASHTO LRFD 2020, con un valor de 87.9 kg/cm<sup>2</sup>, y se considerará la dimensión del neopreno mediante la siguiente expresión.

$$L = \frac{R_T}{W \cdot \sigma_{adm}}$$

Donde:

$W$  = Ancho del neopreno adoptado

$L$  = Longitud de apoyo calculado

$L$  = Longitud de apoyo tomado

$A$  = Área del neopreno

Posterior al cálculo de las dimensiones se determinará los esfuerzos producidos en el material debido a las cargas que actúan de la superestructura.

$$\sigma_s = \frac{R_T}{A}$$

$$\sigma_D = \frac{\Sigma R}{A}$$

$$\sigma_s = \frac{R_{LL}}{A}$$

Donde:

$\sigma_s$  = Esfuerzo a compresión por carga total

$\sigma_D$  = Esfuerzo a compresión por carga permanente

$\sigma_{LL}$  = Esfuerzo a compresión por carga viva

#### **4.7.2 Deformación por corte**

##### **4.7.2.1 Deformación por corte debido a la temperatura**

Se calculará la deformación por corte debido a la temperatura mediante el Art. 5.4.2.2 de la norma AASHTO LRFD 2020.

$$\delta_t = \alpha \cdot L_v \cdot \Delta_t$$

Donde:

$L_v$  = Largo total de la viga

$\Delta_v$  = Variación por temperatura

$\alpha$  = Coeficiente de dilatación por temperatura

#### 4.7.2.2 Deformación por corte debido a la contracción de hormigón

La deformación por corte debido a la contracción de hormigón en su Art. 5.4.2.3 de la norma AASHTO LRFD 2020, menciona que el factor de contracción una vez transcurrido sus 28 días de fraguado será de 0.0002.

$$\delta_c = C_c \cdot L_v$$

Donde:

$C_c$  = Longitud de la viga

$\delta_c$  = Deformación debida a la contracción del concreto

Posteriormente se calculará la deformación total por lado mediante la siguiente expresión.

$$\delta = \delta_{t(+)} + \delta_{t(-)} + \delta_c$$

$$\Delta_{\frac{s}{LADO}} = \frac{\delta}{2} \cdot Y_{tu}$$

Donde:

$\delta$  = Deformación de superestructura

$Y_{TU}$  = Factor de carga producida por la temperatura

#### 4.7.2.3 Combinación de corte, compresión y rotación

Según el Art. 14.7.5.3.3 de la norma AASHTO LRFD 2020, se comprobará las combinaciones de carga tanto de rotación, axial y de corte en Servicio a través de las expresiones:

$$[\gamma_{a,st} + \gamma_{r,st} + \gamma_{s,st}] + 1.75 \cdot [\gamma_{a,cy} + \gamma_{r,cy} + \gamma_{s,cy}] \leq 5.00$$

Donde:

$$\gamma_{a,st} \leq 3.00$$

$$\gamma_a = \frac{Da \cdot \sigma}{G \cdot Si} \quad \text{Modulo de Corte}$$

$$\gamma_r = Dr \cdot \left(\frac{L}{h_{ri}}\right)^2 \cdot \frac{\theta_s}{n_{int}} \quad \text{Deformación producida por la rotación}$$

$$\gamma_s = \frac{\frac{\Delta s}{lado}}{h_{rt}} \quad \text{Deformación producida por el desplazamiento}$$

#### 4.7.2.4 Análisis de la estabilidad

Según el Art. 14.7.5.3.4 de la norma AASHTO LRFD 2020, los apoyos demandarán satisfacer:

$$2A \leq B$$

Donde:

$$A = \frac{\left(1.92 \cdot \left(\frac{h_{rt}}{L}\right)\right)}{\sqrt{1 + \left(\frac{2L}{W}\right)}}$$

$$B = \frac{2.67}{(Si + 2) \left(1 + \frac{L}{4W}\right)}$$

#### 4.7.2.5 Refuerzo de acero

Según el Art. 14.7.5.3.5 de la norma AASHTO LRFD 2020, el grosor mínimo del acero de refuerzo será 0.159 cm, y el grosor deberá cumplir con las siguientes expresiones.

- Estado límite de servicio

$$h_{s1} \geq \frac{3 \cdot h_{ri} \cdot \sigma_s}{F_y}$$

- Estado límite de fatiga

$$h_{s2} \geq \frac{2 \cdot h_{ri} \cdot \sigma_L}{F_{TH}}$$

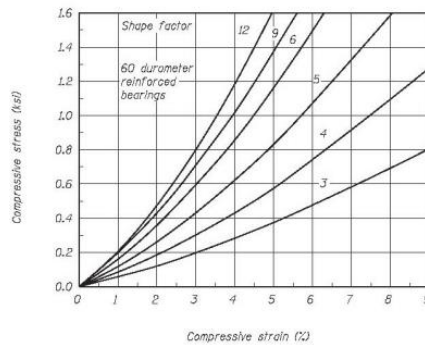
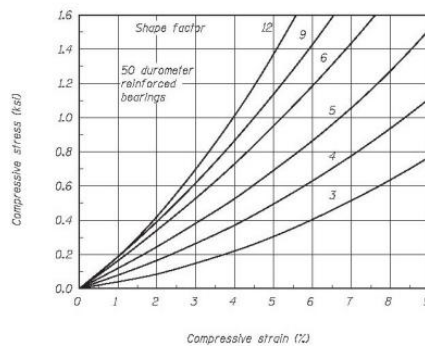
Donde:

$\Delta F_{TH}$  = Constante de amplitud de fatiga crítica

#### 4.7.2.6 Deflexión debida a la compresión

Se analizará mediante la tabla 17.

Tabla 17 - Curva de Tensión Deformación



Nota: Curva de tensión deformación. AASHTO LRFD 2020.

Una vez determinados los factores de corte se calculará las deformaciones para cargas, respectivamente sean muerta o viva.

$$\delta_{ti} = \Sigma \varepsilon_{Li} \cdot h_{ri}$$

$$\delta_d = \Sigma \varepsilon_{di} \cdot h_{ri}$$

$$\delta_{cr} = a_{cr} \cdot \delta_d$$

Donde:

$\delta_{ti}$  = Deformación producida por carga viva

$\delta_d$  = Deformación producida por carga muerta

$\delta_{cr}$  = Correlación de las propiedades del material

#### 4.7.3 *Anclaje*

Según el Art. 14.7.5.4 de la norma AASHTO LRFD 2020, si se satisface la expresión el neopreno no requerirá un anclaje.

$$\frac{\theta_s}{n} \geq \frac{3\varepsilon_\alpha}{Si}$$

Donde:

$\theta$  = Rotación de incertidumbre según el Art. 14.4.2.1

#### 4.7.4 *Fuerzas que deforman el apoyo*

Las fuerzas que deformarán el apoyo se calcularán mediante la expresión Ec. 14.6.3.1-2.

$$\Delta_{Umax} = \frac{h_{rt}}{2}$$

$$\Delta_{eq} = \Delta_{Umax} - \Delta_{temp} - \Delta_{cnt}$$

$$H_{eq} = \frac{G \cdot A \cdot \Delta_{eq}}{h_{rt}}$$

$$H_{eqt} = Na \cdot H_{eq}$$

Donde:

$H_{eqt}$  = Fuerza del estribo

$G$  = Módulo de corte del apoyo elastomérico

$A$  = Área del neopreno

$\Delta_{temp}$  = Deformación producida por la temperatura

$h_{rt}$  = Grosor total del apoyo

$h_{eq}$  = Fuerza sísmica absorbida por cada apoyo

$Na$  = Número de vigas

## 5. Diseño Infraestructura

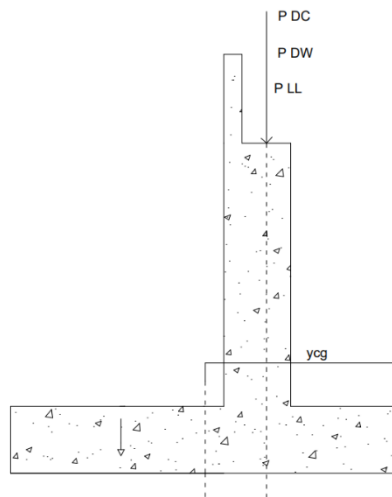
### 5.1 Generalidades y Cálculo de solicitaciones a partir de la superestructura

El cálculo de la segunda etapa se centró en el diseño de la infraestructura, compuesta por estribos laterales tipo U y sistemas de protección contra sismos.



Se deberá cumplir con lo solicitado en el Art. 1.3.2.1 de la norma AASHTO LRFD 2020. Donde se especifica que para los estados límites los factores de resistencia se tomarán como 1. A partir de estas solicitaciones se procederá con el diseño de los estribos debido a las cargas de la superestructura, de manera concreta la carga constante y la carga viva.

Figura 39 - Representación fuerzas provenientes de la superestructura



Nota: La figura muestra una representación de las fuerzas provenientes de la superestructura junto con la ubicación del estribo. Fuente: Autoría Propia.

Donde:

$P_{DC}$  = Carga muerta, por el peso de la superestructura

$P_{DW}$  = Carga viva por capa de rodadura y servicios públicos

$P_{LL}$  = Carga viva Sobrecarga HL-93

## 5.2 Fuerza de frenado

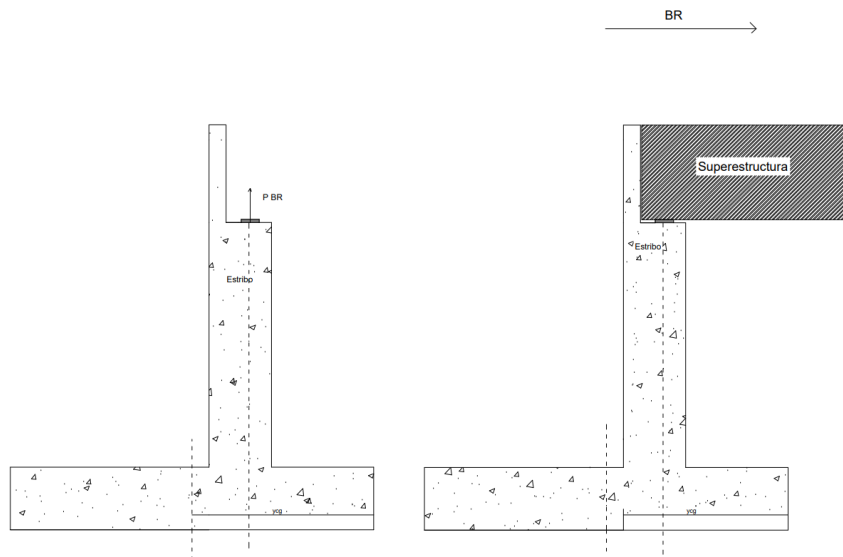
Según el Art. 3.6.4 de la norma AASHTO LRFD 2020, las fuerzas de frenado de los vehículos actúan a una distancia de 1.83 metros por encima de la calzada. Debido a esto se

procederá a diseñar el estribo considerando esta fuerza, y se tomará el mayor entre las condiciones siguientes.

- 5% de la carga del camión de diseño + la carga de carril
- 5% de la carga del tándem + la carga de carril
- 25% de la carga de camión o del tándem de diseño

La fuerza tomada se multiplicará por la cantidad de carriles en el puente y también por el factor de presencia múltiple. ( $B_{RP}$ )

Figura 40 - Solicitaciones debidas a la fuerza de frenado



Nota: La figura muestra las solicitaciones debidas a la fuerza de frenado. Fuente: Autoría

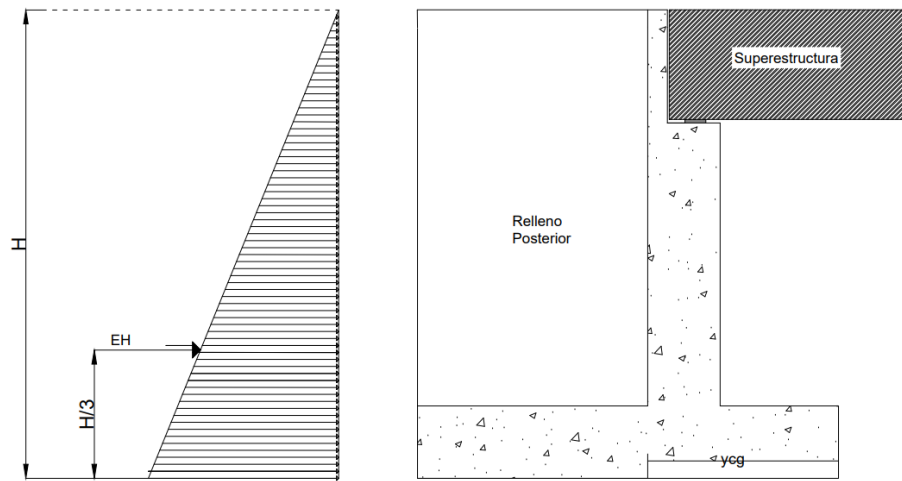
Propia.

### 5.3 Cargas provenientes de la infraestructura

#### 5.3.1 Presión de tierras

Debido a las fuerzas proporcionadas por los vehículos en dirección a la vía el muro tratará de voltearse o deslizarse, por ende, se analizará este caso también.

Figura 41 - Fuerzas producidas por la presión de tierras



Nota: La figura muestra la representación de las fuerzas debido a la presión de tierras.

Fuente: Autoría Propia.

En base a los estudios realizados previamente referentes al suelo del sitio de estudio, se calculará el coeficiente de empuje mediante.

$$k_a = \frac{\sin^2(\beta + \Phi)}{\sin^2(\beta) \cdot \sin(\beta - \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi + \delta) \cdot \sin(\Phi - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \cdot \sin(\theta + \beta)}} \right]}$$

Donde:

$\delta$  = Ángulo de fricción entre el relleno y la pared

$\beta$  = Ángulo de llenado con respecto a la horizontal

$\theta$  = Ángulo de la parte posterior con respecto al muro

$\Phi$  = Ángulo efectivo de fricción interna

Después se calculará la presión máxima del suelo sin sobrecargar, para una vez después calcular el empuje de tierra normal sin sobrecarga, según las siguientes expresiones

$$p_o = k_a \cdot \gamma \cdot h$$

Donde:

$h$  = Altura promedio presión generada por las tierras

$\gamma$  = Peso específico del relleno posterior

$P_o$  = Presión máxima sin sobrecarga

$$E_H = \frac{1}{2} \cdot h \cdot Le \cdot P_o$$

Donde:

$Le$  = Ancho de presión de tierras

$E_H$  = Empuje de tierras normal

### 5.3.2 *Sobrecarga viva*

Para el cálculo de la sobre carga viva se deberá considerar la altura equivalente para la sobrecarga soportada por el estrato de suelo para el diseño de estribos, establecido en la tabla 3.11.6.4-1 de la norma AASHTO LRFD 2020.

Tabla 18 - Altura equivalente del suelo para la carga vehicular en estribos perpendiculares

| Abutment Height (ft) | $h_{eq}$ (ft) |
|----------------------|---------------|
| 5.0                  | 4.0           |
| 10.0                 | 3.0           |
| $\geq 20.0$          | 2.0           |

Nota: Altura equivalente del suelo para la carga vehicular en estribos perpendiculares.

AASHTO LRFD 2020.

### 5.3.3 *Sobrecarga vertical*

Se calculará el momento estabilizador a partir de la sobrecarga vertical, generando un momento estabilizador.

## 5.4 Sismo

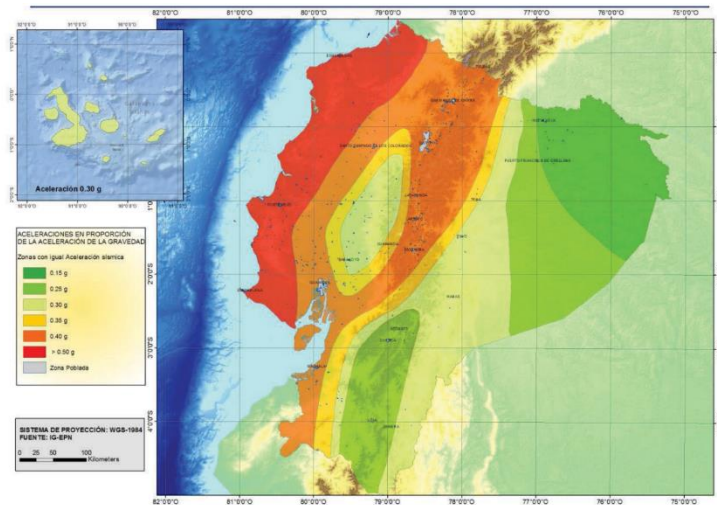
### 5.4.1 *Factor Z dependiente de la zona sísmica*

Mediante el Art. 3.10 de la norma AASHTO LRFD 2020, se considerarán las fuerzas producidas por los sismos como fuerzas que presentes de manera horizontal, dependiendo del factor de respuesta elástica, y también del peso de la superestructura.

La zona sísmica y el valor del factor Z se tomará de acuerdo con la NEC-SE-DS, de acuerdo con la imagen.

Figura 42 - Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona

Z



Nota: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.

Fuente: NEC-SE-DS.

Tabla 19 - Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

| Zona sísmica                        | I          | II   | III  | IV   | V    | VI       |
|-------------------------------------|------------|------|------|------|------|----------|
| Valor factor Z                      | 0.15       | 0.25 | 0.30 | 0.35 | 0.40 | ≥ 0.50   |
| Caracterización del peligro sísmico | Intermedia | Alta | Alta | Alta | Alta | Muy alta |

Nota: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada. NEC-SE-DS

#### 5.4.2 Fuerza lateral producida por la superestructura

Mediante el Art. 3.10.9.1 de la norma AASHTO LRFD 2020, para estructuras simples, es decir de un solo tramo, la fuerza mínima para el diseño no debe ser menor a la siguiente expresión.

$$EQ_{Smin} = A_s \cdot (R_{DC} + R_{DW})$$

Donde:

$R_{DC}$  = Reacción por carga muerta del estribo

$R_{DW}$  = Reacción por cargas posteriores del estribo

$As$  = Coeficiente de aceleración

Como el caso de diseño se tratará de apoyos elastoméricos, la fuerza transmitida de la superestructura a la subestructura se tomará por la fricción determinada mediante la siguiente expresión.

$$H_{bu} = \mu \cdot Pu$$

Donde:

$H_{bu}$  = Fuerza sísmica lateral transmitida

$\mu$  = Coeficiente de fricción

$Pu$  = Cargas calculadas con el estado límite en Evento Extremo

$$Pu = 1.00 \cdot R_{DC} + 1.00 \cdot R_{DW} + 0.5 \cdot R_{LL+IM}$$

#### **5.4.3 Fuerza lateral producida por el peso del estribo**

Para el diseño la fuerza lateral producida por el sismo se debe revisar el Art. 11.6.5.2.2 de la norma AASHTO LRFD 2020, donde se menciona que se empleará el coeficiente de aceleración sísmica lateral, para así utilizar el Método de Newmark determinando así el total de desplazamiento del suelo.

#### **5.4.4 Presión ejercida en el estrato del suelo debido a la condición sísmica**

### - Fuerza horizontal producida por la fuerza sísmica del propio estribo

La fuerza total lateral se aplicará en la pared, es por esto por lo que se calculará la fuerza lateral producida por la carga de sismo del suelo y de la pared mediante la siguiente expresión.

$$P_{IR} = kh \cdot (W_W + W_S)$$

Donde:

$W_W$  = Peso del estribo

$W_S$  = Peso del relleno posterior

### - Fuerza dinámica horizontal producida a la presión ejercida por las tierras

Los esfuerzos actuantes sobre el estribo se analizarán mediante un enfoque estático desarrollado según el Anexo 11.3.1 de la norma AASHTO LRFD 2020, donde se tomarán en cuenta las fuerzas de inercia tanto verticales como horizontales.

El método de considerará de acuerdo con las siguientes consideraciones.

- No debe estar saturado el relleno del talón del estribo
- Deberá haber requisitos de empujes activos
- El relleno del talón debe tener un ángulo de fricción y no debe ser cohesivo.

De acuerdo con el Art. 11.6.5.3-2 de la norma AASHTO LRFD 2020, se determinará la fuerza sísmica activa mediante la siguiente expresión.

$$P_{AE} = 0.50 \cdot \gamma_R \cdot h^2 \cdot K_{AE} \cdot L_{estribo}$$

Donde:



$\gamma_R$  = Peso específico del relleno del talón del estribo

$h$  = Alto del muro promedio

$L_{est}$  = Longitud del estribo

Se calculará el coeficiente de presión sísmica mediante la siguiente expresión.

$$K_{AE} = \frac{\text{sen}^2(\phi_R + \beta - \theta_{MO})}{\cos(\theta_{MO}) \cdot \text{sen}^2(\beta) \cdot \text{sen}(\beta - \theta_{MO} - \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi_R + \delta) \cdot \text{sen}(\phi_R - \theta_{MO} - \iota)}{\text{sen}(\beta - \delta - \theta_{MO}) \cdot \text{sen}(\iota + \beta)}} \right]^2}$$

Donde:

$$\theta_{MO} = \text{Ángulo M-O} \left( \frac{kh}{1-kv} \right)$$

$\phi_R$  = Ángulo de fricción interno de relleno

$\delta$  = Ángulo de fricción entre el relleno y el estribo

$\beta$  = Ángulo entre la horizontal y el paramento vertical del muro

$\iota$  = Ángulo de inclinación del relleno

La fuerza PAE se refiere a la presión total equivalente producida por cargas estáticas y dinámicas, la cual se calculará de la siguiente manera.

$$\Delta P_{AE} = P_{AE} - E_H$$

Donde:

$\Delta P_{AE}$  = Fuerza por acción sísmica.

## 5.5 Fuerzas por contracción y temperatura

Revisar el Art. 14.6.3.1-2 de la norma AASHTO LRFD 2020.

## 5.6 Factores de carga

Los factores de carga estarán normados de acuerdo con los estados límites de cada componente, mediante el Art. 3.4.1 de la norma AASHTO LRFD 2020. En el caso del estribo, las solicitaciones serán las siguientes:

- Servicio I

Hace referencia a la hora de realizar el control del fisuramiento en el concreto armado.

- Resistencia I

Combinación en relación al flujo vehicular.

- Evento Extremo I

Hace referencia a la hora de obtener las mayores solicitaciones.

## 5.7 Verificación de la estabilidad presente en la cimentación

### 5.7.1 Verificación de la capacidad portante Evento Extremo I

Según el Art. 10.5.5.3 de la norma AASHTO LRFD 2020, se tomarán como 1.00 todos los factores de resistencia, y se considerará el comentario C11.5.6, ya que se considerará la carga viva vertical que es la que representa las mayores solicitaciones.

$$\sigma_v = \frac{Pu}{B} \cdot \left(1 \pm 6 \cdot \frac{e}{B}\right)$$

Donde:

$\sigma_v$  = Esfuerzo total por estribo, presión de tierras, etc.

$P_u$  = Pesos afectados por los factores de resistencia

$B$  = Base de la cimentación del estribo

$e$  = Excentricidad causada por los momentos últimos y pesos

$$q_R = \phi \cdot q_n$$

Donde:

$q_n$  = Capacidad resistente factorada del suelo

### 5.7.2 Verificación de la capacidad de carga del estado límite de Evento Extremo I

Para el análisis de deslizamiento, se calculará el coeficiente de presión pasiva en evento extremo mediante la siguiente expresión.

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\beta - \phi_2)}{\text{sen}^2(\beta) \cdot \text{sen}(\beta + \delta_2) \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi_2 + \delta_2) \cdot \text{sen}(\phi_2 + \iota)}{\text{sen}(\beta + \delta_2) \cdot \text{sen}(\iota + \beta)}} \right]}$$

Donde:

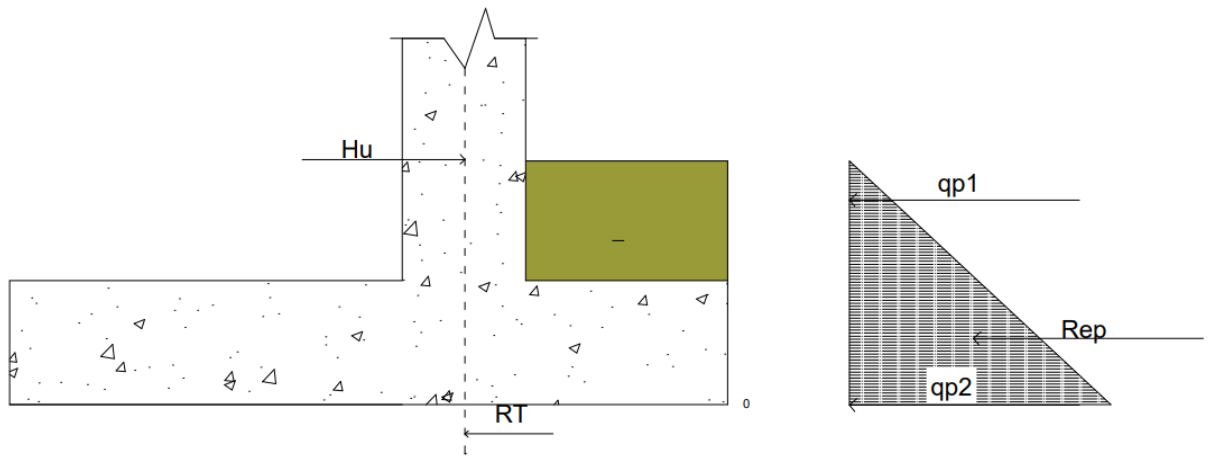
$\iota$  = Ángulo de inclinación del talud del relleno

$\phi_2$  = Ángulo de fricción interna del relleno delantero

$\delta_2$  = Ángulo de rozamiento entre el terreno y el muro

$\beta$  = Ángulo entre la horizontal y el parámetro del muro

Figura 43 - Representación de las presiones actuantes en el relleno delantero



Nota: La figura muestra la representación de las presiones actuantes en el relleno delantero.

Fuente: Autoría Propia.

Se procederá a calcular los esfuerzos que ayudarán al estribo, debido a las presiones pasivas que se generarán en el relleno delantero.

$$q_{pn} = \gamma_n \cdot h_{pn} \cdot k_p$$

Donde:

$q_{pn}$  = Esfuerzo de presión pasiva en cualquier punto

$h_{pn}$  = Altura en cualquier punto

La resistencia nominal se calculará para de esta manera relacionarla con la fuerza horizontal máxima, mediante la siguiente expresión.

$$R_R = \varphi \cdot R_n$$

$$R_R = \varphi_\tau \cdot R_\tau + \varphi_{ep} \cdot R_{ep}$$

Donde:

$R_R$  = Resistencia nominal al deslizamiento

$\varphi_\tau$  =Factor de resistencia al cortante en relación a la cimentación y al suelo

$\varphi_{ep}$  =Factor de resistencia pasiva

$R_\tau$  =Resistencia nominal al deslizamiento

$R_{ep}$  = Resistencia normal pasiva al suelo

$$R_\tau = \Sigma P * \tan \delta + C$$

Donde:

$\Sigma P$  = Suma total de cargas verticales

$\delta$  = Ángulo de fricción relacionado entre la cimentación y el estribo

$C$  = Resistencia por cohesión del suelo

### 5.7.3 Verificación del vuelco y excentricidad máxima del estado límite de Evento Extremo I

Los momentos desestabilizantes producen un momento en volcamiento debido al empuje horizontal producido, y se lo analizará mediante la siguiente expresión.

$$M_{u\ vol} = [M_{EQ} \cdot \gamma_{EQ\ max} + M_{LS\ max} \cdot \gamma_{LS\ max} + M_{EH} \cdot \gamma_{EH\ max}]$$

Los momentos estabilizantes son generados por el peso de la estructura y se considerarán mediante la siguiente expresión.

$$M_{u\ est} = [M_{DC} \cdot \gamma_{DC\ min} + M_{DW} \cdot \gamma_{DW\ min} + M_{LL} \cdot \gamma_{LL\ min} + M_{EV} \cdot \gamma_{EV\ min}]$$

Los límites de excentricidad se los determinará mediante el Art. 11.6.5.1 donde se indica que la resultante se ubicará dentro del rango de ocho medios décimos de la base del estribo.

## **5.8 Diseño de la cimentación**

### **5.8.1 *Diseño de la cimentación y solicitaciones para Evento Extremo I***

Se procederá a calcular los esfuerzos máximos y mínimos para las solicitaciones del Evento Extremo I mediante la siguiente expresión.

$$\sigma_{(máx,mín)} = \frac{P}{A} \pm \frac{M \cdot c}{I}$$

Donde:

$A$  = Área de la cimentación

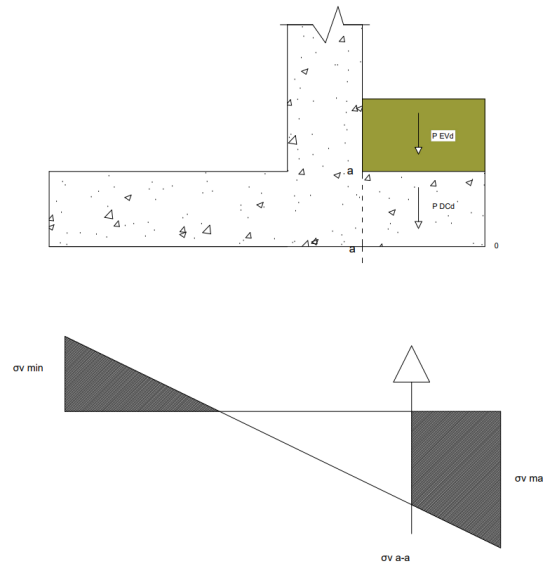
$I$  = Inercia de la zapata

$c$  = Distancia desde el eje neutro a la fibra más lejana en tracción

#### **5.8.1.1 Diseño del dedo Evento Extremo I**

Para el diseño del dedo se requerirá un esfuerzo, debido a que el dedo estará afectado por el peso de la cimentación y del relleno delantero.

Figura 44 - Esfuerzos en la sección A-A el relleno delantero



Nota: La figura muestra el diagrama de esfuerzos en la sección A-A. Fuente: Autoría Propia.

#### - Armadura a flexión

El momento mínimo se calculará entre el valor de los dos valores obtenidos de las siguientes expresiones.

$$- M_{1\text{ mín}} = 1.33 \cdot M_{u\text{ máx}}$$

$$- M_{2\text{ mín}} = \gamma_3 \left[ (\gamma_1 \cdot f_r + \gamma_2 \cdot f_{cpe}) \cdot Sc - M_{dnc} \left( \frac{Sc}{S_{nc}} - 1 \right) \right]$$

#### - Control de ductilidad para el dedo

Para realizar el diseño del control de ductilidad nos referiremos al literal 4.2.7.1 del diseño de la superestructura.

- **Armadura por contracción y temperatura**

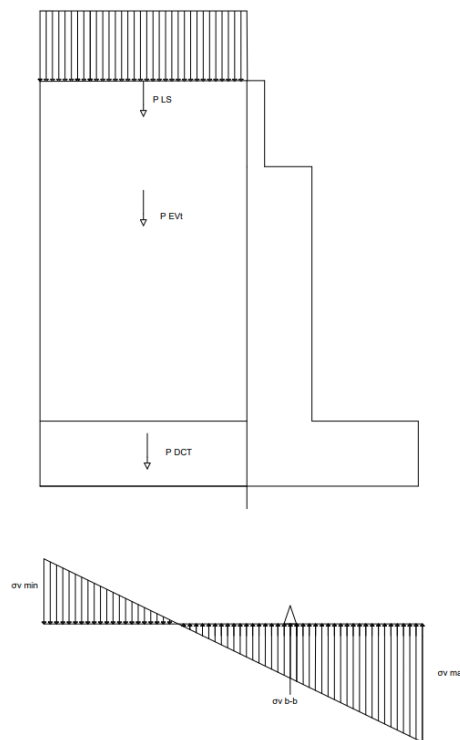
Revisar el literal 4.2.9 utilizado en el diseño de la superestructura.

### 5.8.1.2 Diseño del tablon

Según la norma AASHTO LRFD 2020, especifica que se deberán utilizar factores indicados para el diseño del talón. Mediante el gráfico donde se señala la sección B-B se diseñará la flexión del talón considerando el peso del relleno y del talón.

$$\sigma(\text{máx}, \text{mín}) = \frac{P}{A} \pm \frac{M \cdot c}{I}$$

Figura 45 - Esfuerzos producidos en el talón



Nota: La figura muestra un esquema de los esfuerzos producidos en el talón. Fuente:

Autoría Propia.



Se calculará el momento en la sección B-B de la zapata.

$$Mu_{b-b} = \frac{y}{3} \cdot Rt - P_{DCt} \cdot \gamma_{DCmáx} \cdot \frac{Lt}{2} - P_{EVt} \cdot \gamma_{EV\text{ máx}} \cdot \frac{Lt}{2} - P_{LSt} \cdot \gamma_{LS\text{ máx}} \cdot \frac{Lt}{2}$$

### 5.8.2 Estado límite de Servicio I

Mediante el Art. 10.5.5.1 de la norma AASHTO LRFD, se tomarán todos los factores de resistencia con el valor de 1.00.

#### 5.8.2.1 Control de fisuramiento

Para el cálculo del control de fisuramiento se tomará en cuenta el Art. 5.6.7 de la norma AASHTO LRFD 2020, donde se menciona que el refuerzo del concreto, establecidas en el Art. 9.7.2

#### 5.8.2.2 Dedo

Se considerará: la armadura instalada, el momento producido por el estado límite de Servicio I, la distancia a la que está ubicada el eje neutro, y la inercia de la sección. Y se verificará que la separación máxima entre varillas sea mayor a la separación colocada de las varillas.

$$S_{máx} > S_{var}$$

Donde:

$S_{max}$  = Separación máxima entre varillas

$S_{var}$  = Separación colocada entre varillas

#### 5.8.2.3 Talón

Se considerará de igual manera: la armadura instalada, el momento producido por el estado límite de Servicio I, la distancia a la que está ubicada el eje neutro, y la inercia de la sección. Y se verificará que la separación máxima entre varillas sea mayor a la separación colocada de las varillas.

## **5.9 Diseño del cuerpo**

### **5.9.1 Armadura a flexión**

Se calculará el módulo de rotura presente en el hormigón, la distancia medida desde el eje neutro a la fibra extrema, y la inercia presente en la sección, para así determinar el acero mínimo requerido para el momento de agrietamiento.

Se determinará el momento mínimo a partir del menor valor considerado entre las dos siguientes consideraciones.

$$\begin{aligned}
 - \quad M_{1 \text{ mín}} &= 1.33 \cdot M_{u \text{ máx}} \\
 - \quad M_{2 \text{ mín}} &= \gamma_3 \left[ (\gamma_1 \cdot f_r + \gamma_2 \cdot f_{cpe}) S_c - M_{dnc} \left( \frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right]
 \end{aligned}$$

### **5.9.2 Control de ductilidad en el cuerpo**

Para realizar el diseño del control de ductilidad nos referiremos al literal 4.2.7.1 del diseño de la superestructura.

### **5.9.3 Armadura por contracción y temperatura**

Revisar el literal 4.2.9 utilizado en el diseño de la superestructura.

### **5.9.4 Armadura para controlar la tensión de la cuña**

Esta carga se tomará como el 25% del total de la carga puntual, generada en la mitad del ancho presente en la sección del diseño,

### **5.10 Diseño de la pantalla superior**

Se considerará el valor de 1.00 de ancho como se lo realizó previamente con la cimentación y el cuerpo.

Para el análisis de las cargas producidas por la superestructura se analizarán las siguientes cargas: fuerza de frenado, carga viva y muerta de la superestructura.

Para el análisis de las cargas provenientes de la infraestructura se considerará la presión de tierras y la sobrecarga viva debido a la presión horizontal.

#### **5.10.1 *Análisis de Sismo***

##### **5.10.1.1 Fuerza lateral transmitida por el peso de la pantalla superior**

Para el análisis de la fuerza lateral, se aplicará la siguiente expresión.

$$kh = 0.5 \cdot kho$$

También se procederá a calcular peso propio de la pantalla, la fuerza y el momento generados por la carga lateral de la pantalla.

##### **5.10.1.2 Fuerza sísmica debido al relleno del talón de la pantalla**

El cálculo de la fuerza sísmica se calculará a partir del peso generado por el relleno presente en el talón de la pantalla, diseñada previamente en el literal 5.8.2.1, para una vez así determinar la fuerza producida por el sismo generada por el peso del talón, y a partir de encontrar

la ubicación de la fuerza, calcular el momento producido por esta, referente al centro de gravedad.

#### **5.10.2 Solicitaciones últimas**

Para las solicitaciones últimas se considerará el estado límite en Evento Extremo I y en Resistencia I.

#### **5.10.3 Diseño**

Para el diseño de la armadura a flexión se realizará el mismo procedimiento de literal 5.9.1 del diseño del cuerpo.

En el diseño de armadura por contracción y temperatura se determinará el procedimiento detallado en el literal 4.2.9, usado para el análisis de la superestructura.

Para el control de fisuramiento se desarrollará el procedimiento detallado en el literal 4.2.8, usado para el análisis de la superestructura.

### **5.11 Diseño de la pantalla lateral**

Se considerarán las cargas provenientes de la subestructura, es decir, la presión de tierras y la sobrecarga viva.

Se analizará también el estado límite de Resistencia I, descrito en el literal 4.2.2.1 del diseño de la superestructura.

#### **5.11.1 Diseño**

Para la armadura de diseño a flexión se realizará el mismo procedimiento de literal 5.9.1 del diseño del cuerpo.

En el diseño de armadura por contracción y temperatura se determinará el procedimiento detallado en el literal 4.2.9, usado para el análisis de la superestructura.

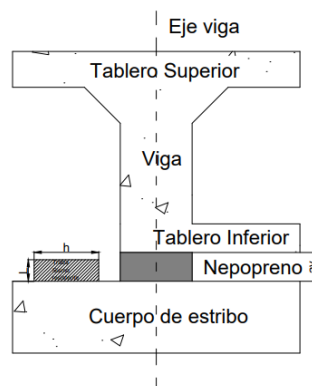
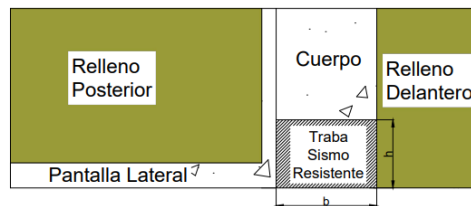
Para el control de fisuramiento se desarrollará el procedimiento detallado en el literal 4.2.8, usado para el análisis de la superestructura.

## 5.12 Diseño de la traba sismo resistente

Se deberán cumplir con algunas condiciones:

- Si  $a_v$  es mayor que la altura efectiva se diseñará como viga en voladizo.
- Si  $a_v$  es menor que la altura efectiva se diseñará como ménsula.

Figura 46 - Representación esquemática de la traba sismo resistente



Nota: La figura muestra una representación de la traba sismo resistente. Fuente: Autoría

Propia.

Mediante el Art. 5.8.4.2.2 de la norma AASHTO LRFD 2020, se empleará la resistencia a tracción fraccionada  $N_R$ , mediante la siguiente expresión.

$$N_R = \phi \cdot F_y \cdot A_s$$

Donde:

$N_R$  = Resistencia a la tracción factorizada

$F_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero

$A_s$  = Área acero

### 5.12.1 Cargas y solicitaciones

Se procederá a diseñar con el estado límite en Evento Extremo I, debido a que se deben considerar todas las cargas que actúan sobre la superestructura, se la determinará la fuerza sísmica lateral mediante la siguiente expresión.

$$EQ = A_s \cdot (R_{DC} + R_{DW})$$

Donde:

$A_s$  = Coeficiente de aceleración sísmica (0.40)

Se determinará también la fuerza de corte, tensión y el momento mayorado:

- Fuerza de corte mayorada

$$V_u = \eta_{im\acute{a}x} \cdot \gamma_{EQ} \cdot EQ$$

Donde:

$V_u$  = Carga última sísmica

- Fuerza de tensión mayorada

Según el Art. 5.8.4.2.1 de la norma AASHTO LRFD 2020, la fuerza de tensión mayorada será el 20% de la fuerza cortante mayorada.

- Momento mayorado

Para determinar el momento mayorado se empleará la expresión Ec. 5.8.4.2.1-1 de la norma AASHTO LRFD 2020.

$$M_u = V_u \cdot a_v + N_{uc} \cdot (L_{traba} - d)$$

Donde:

$V_u$  = Fuerza de corte mayorada

$a_v$  = Distancia hasta donde se aplica la carga

$N_{uc}$  = Fuerza de tracción última mayorada

$L_{traba}$  = Longitud de la traba sísmica

$d$  = Altura efectiva de la traba sísmica

### **5.12.2 *Análisis por corte fricción***

Se determinará la fuerza cortante mediante la siguiente expresión.

$$V_n = c \cdot A_{cv} + \mu \cdot (A_{vf} \cdot F_y P_c)$$

Donde:

$A_{cv}$  = Área de hormigón considerada en la transferencia de cortante

$c$  = Factor de cohesión

$A_{vf}$  = Área de refuerzo a cortante

$P_c$  = Fuerza permanente a compresión

$\mu$  = Factor de fricción

Además, la resistencia nominal no deberá ser mayor que las siguientes expresiones.

$$V_{ni} \leq K1 \cdot f'c \cdot A_{cv}$$

$$V_{ni} \leq K2 \cdot A_{cv}$$

$$A_{cv} = b_{vi} \cdot L_{vi}$$

Donde:

$b_{vi}$  = Ancho de interfaz que interviene en la transferencia del cortante

$L_{vi}$  = Longitud de interfaz que interviene en la transferencia de cortante

$K1$  = Fracción de resistencia del hormigón para resistir el cortante interfaz

$K2$  = Resistencia limitante a cortante de interfaz

$V_{ni}$  = Resistencia nominal a la fuerza cortante de interfaz

Se tomará el menor valor de las dos expresiones.

$$- K1 \cdot f'c \cdot A_{cv}$$

$$- K1 \cdot A_{cv}$$

### ***5.12.3 Análisis por fuerza de tensión vertical***

Se considerará la siguiente expresión.



$$A_n < \frac{N_{uc}}{\phi \cdot F_y}$$

Donde:

$N_{uc}$  = Fuerza de tensión última mayorada

$\phi$  = Factor de resistencia a tracción

$f_y$  = Resistencia a la fluencia del acero

#### **5.12.4 Análisis a flexión**

Para determinar el análisis de refuerzo, se calculará mediante la expresión Ec. 6.3

$$A_f = \frac{M_u}{\phi \cdot F_y \cdot jd}$$

Donde:

$M_u$  = Momento mayorado

$\phi$  = Factor de resistencia a la tracción

$f_y$  = Resistencia a la fluencia del acero

$jd$  = 80% de la altura efectiva de la traba sísmica

#### **5.12.5 Armaduras**

##### **5.12.5.1 Armadura principal**

El refuerzo principal a tracción se determinará mediante el Art. 5.8.4.2.2 de la norma AASHTO LRFD 2020.

$$A_s > \frac{2 \cdot A_{vf}}{3} + A_n$$

Donde:

$A_{vf}$  = Área de acero para cortante por fricción

$A_n$  = Área del refuerzo que resiste la fuerza de tracción de la ménsula

#### **5.12.5.2 Armadura secundaria**

Según el Art. 5.8.4.2.2 de la norma AASHTO LRFD 2020, se determinarán los estribos cerrados mediante la siguiente expresión.

$$A_h \geq 0.50 \cdot (A_s - A_n)$$

Donde:

$A_n$  = Área del refuerzo que resiste la fuerza de tracción en la ménsula

$A_s$  = Área de refuerzo principal de tracción

## 6. Presupuesto Referencial

Se obtuvo un presupuesto referencial de \$198.319,49 (ciento noventa y ocho mil tres cientos diecinueve dólares americanos con cuarenta y un centavos), en base a los precios unitarios actualizados en el año 2024.

Tabla 20 - Presupuesto Referencial Proyecto

| ITEM     | DESCRIPCIÓN                                                        | UNIDAD | CANTIDAD | VALOR UNITARIO | VALOR TOTAL      |
|----------|--------------------------------------------------------------------|--------|----------|----------------|------------------|
| <b>1</b> | <b>PRELIMINARES</b>                                                |        |          |                |                  |
|          | Replanteo y nivelación                                             | m2     | 115.00   | 2.21           | 254.15           |
|          | Desbroce y limpieza del terreno                                    | m3     | 120.00   | 1.02           | 122.40           |
| <b>2</b> | <b>INFRA-ESTRUCTURA</b>                                            |        |          |                |                  |
|          | Excavación de cimientos                                            | m3     | 684.00   | 6.05           | 4138.20          |
|          | Subrasante conformación y compactación con equipo pesado           | m3     | 115.00   | 1.28           | 147.20           |
|          | Relleno compactado con material de mejoramiento                    | m3     | 158.15   | 26.52          | 4194.14          |
|          | Hormigón f'c=280kg/cm2                                             | m3     | 216.00   | 141.91         | 30652.56         |
|          | Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2                                   | kg     | 25131.36 | 2.25           | 56545.56         |
|          | Replanteo de H.S. f'c=140kg/cm2                                    | m3     | 11.39    | 99.06          | 1128.29          |
| <b>3</b> | <b>SUPER-ESTRUCTURA</b>                                            |        |          |                |                  |
|          | Capa de Rodadura de hormigón asfáltico e=5cm                       | m2     | 222.00   | 11.07          | 2457.54          |
|          | Barandas tubo galvanizado                                          | m      | 74.00    | 129.13         | 9555.62          |
|          | Hormigón f'c=400kg/cm2                                             | m3     | 51.45    | 202.73         | 10430.39         |
|          | Hormigón Acera f'c=280kg/cm2                                       | m3     | 150.38   | 141.91         | 21339.72         |
|          | Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2                                   | kg     | 3288.08  | 2.25           | 7398.17          |
|          | Acero de refuerzo en torón 6" de baja relajación (fpu=19000kg/cm2) | m      | 6993.00  | 5.65           | 39510.45         |
|          | Acero Vigas Preesfuerzo                                            | kg     |          |                | 0.00             |
|          | Apoyo de Neopreno e=42cm                                           | u      | 6.00     | 321.94         | 1931.64          |
|          | Acero para barandales PERFIL IPE 160                               | kg     | 306.00   | 2.50           | 765.00           |
|          | Placa acero galvanizado e=0.05m                                    | m2     | 2.70     | 12.09          | 32.64            |
| <b>4</b> | <b>TRANSPORTE</b>                                                  |        |          |                |                  |
|          | Desalojo con volqueta                                              | m3     | 820.80   | 8.35           | 6853.68          |
|          | Cargado de material con cargadora                                  | m3     | 820.8    | 1.36           | 1116.29          |
|          |                                                                    |        |          | <b>TOTAL</b>   | <b>198319.49</b> |

Nota: Presupuesto referencial basado en precios unitarios actualizados 2024. Autoría Propia.

## 7. Resultados

El cálculo con el cual se determinaron los resultados se encuentra reflejados en los anexos del capítulo 10, mostrando en este capítulo solamente los resultados obtenidos con respecto a esos cálculos, para una mejor comprensión dirigirse al capítulo 10.

### 7.1 Momentos plásticos de las protecciones laterales

Tabla 21 - Momentos plásticos poste y rieles

| Momentos plásticos |            |             |               |
|--------------------|------------|-------------|---------------|
| Poste              |            |             |               |
| Mp (poste)         | 6.21 Ton*m | Pp(poste)   | 10.02 Ton     |
| Rieles             |            |             |               |
| Nr                 | 2.00       | Mp (rieles) | 14.2254 Ton*m |

Nota: Momentos plásticos poste y rieles. Autoría Propia.

### 7.2 Momento último para aceras y protecciones laterales

Tabla 22 - Resultados Protecciones Laterales y Acera

| Resultado de momentos                |              |             |
|--------------------------------------|--------------|-------------|
| Voladizo                             |              |             |
| Vehículo en posición natural / R1    | Mu (-)aa     | 1.10 Ton*m  |
| Vehículo en posición accidental / R1 | Mu (-)aa     | 7.46 Ton*m  |
| Colisión vehículo / EX II            | Mu (-)aa     | 16.09 Ton*m |
| Servicio I                           | Mu (-)aa     | 0.88 Ton*m  |
| Apoyos Interiores                    |              |             |
| Resistencia I / Apoyo Interior       | Mu (-) bb    | 6.18 Ton*m  |
| Event Extr II + Colisión             | Mu (-) bb    | 10.47 Ton*m |
| Servicio I / Apoyo Interior          | Mu (-) bb    | 3.71 Ton*m  |
| Resistencia I / Apoyo Interior       | Mu (-) cc    | 5.56 Ton*m  |
| Resistencia I / Apoyo Interior       | Mu (-) dd    | 5.70 Ton*m  |
| Tramo                                |              |             |
|                                      | M DC (+) 1-2 | 0.119 Ton*m |
|                                      | M DW (+) 1-2 | 0.053 Ton*m |
|                                      | M IM (+) 1-2 | 3.141 Ton*m |
| Resistencia I                        | Mu (+) 1-2   | 5.724 Ton*m |
| Servicio I                           | Mu (+) 1-2   | 3.313 Ton*m |

Nota: Resultados protecciones Laterales y Acera. Autoría Propia.

### 7.3 Momentos y acero calculado para tablero inferior

Tabla 23 - Momentos tablero inferior

| <b>Armadura por flexión</b> |             |       |        |                           |
|-----------------------------|-------------|-------|--------|---------------------------|
|                             | Mu<br>Ton*m | W     | $\rho$ | As min<br>cm <sup>2</sup> |
| Apoyo interior              | 0.319       | 0.004 | 0.0003 | 0.497                     |
| Tramo                       | 0.239       | 0.003 | 0.0002 | 0.373                     |

Nota: Momentos y acero armadura tablero inferior. Autoría Propia.

### 7.4 Cargas aplicadas en los apoyos del puente

Tabla 24 - Resultados Apoyos del puente

| <b>APOYOS</b>                    |            |                   |
|----------------------------------|------------|-------------------|
| Cargas Permanentes RDC           | R DC       | 457.87 Ton        |
| Cargas Permanentes RDW           | R DW       | 35.52 Ton         |
| Carga Permanente                 | $\Sigma R$ | 493.39 Ton        |
| Carga viva por apoyo de neopreno | R LL       | 108.87 Ton        |
| Peso total por apoyo de Neopreno | RT         | 602.26 Ton        |
| Peso total por nervio            | RT/N       | 200.75 Ton/nervio |

Nota: Resultado de carga aplicada en los apoyos del puente. Autoría Propia.

## 7.5 Dimensiones del Neopreno

Tabla 25 - Dimensiones del Neopreno

| Neoprenos                                      |       |         |
|------------------------------------------------|-------|---------|
| Ancho del neopreno                             | W     | 32 cm   |
| Longitud de neopreno calculado                 | L     | 75 cm   |
| Espesor de las capas internas de elastómeros   | hri   | 1 cm    |
| Número de capas del elastómero                 | n int | 2 capas |
| Espesor de las laminas de acero                | hs    | 2 mm    |
| Espesor de las capas exteriores del elastómero | hre   | 0.8 cm  |
| Láminas de acero                               | ns    | 3       |
| Altura total                                   | ht    | 4.20 cm |

Nota: Resultado medidas del neopreno a utilizar. Autoría Propia.

## 7.6 Calculo de pérdidas en miembros postensados

Tabla 26 - Cálculo de pérdidas en miembros postensados

| Pérdidas Instantáneas                                             |                          |                              |
|-------------------------------------------------------------------|--------------------------|------------------------------|
| <b>Asentamiento de los anclajes</b>                               |                          |                              |
| Asentamiento de los anclajes                                      | $\Delta A$               | 0.6 cm                       |
| Longitud del tendón proyectado                                    | $L_c$                    | 37.02 m                      |
| Módulo de elasticidad de APE                                      | $E_p$                    | 2004000 kg/cm <sup>2</sup>   |
| Pérdida por corrimiento de anclaje                                | $\Delta f_{pA}$          | 324.80 kg/cm <sup>2</sup>    |
| <b>Pérdida por fricción</b>                                       |                          |                              |
| Coef. Tipo de vaina - Polietileno                                 | $k$                      | 6.60E-07                     |
| Coef. Tipo de vaina - Polietileno                                 | $\mu$                    | 0.23                         |
| Longitud de cálculo                                               | $L_c$                    | 37 m                         |
| Excentricidad adoptada                                            | $e_c$                    | 0.524 m                      |
| Radio                                                             | $R$                      | 326.79 m                     |
| Longitud hasta el centro de luz                                   | $x$                      | 18.5 m                       |
| Variación Angular final                                           | $\alpha f$               | 0.113 rad                    |
| Variación angular hasta el centro de la luz                       | $\alpha f/2$             | 0.057 rad                    |
| Base de log natural                                               | $e$                      | 2.7                          |
| Esfz max, en el tensado                                           | $f_{pj}$                 | 15408 kg/cm <sup>2</sup>     |
| Pérdida por fricción                                              | $\Delta f_{pF}$          | 199.61 kg/cm <sup>2</sup>    |
| <b>Pérdida por acortamiento elástico</b>                          |                          |                              |
| Esfuerzo después de las $\Delta f_{pA}$ y $\Delta f_{pF}$         | $f_{pj}$                 | 14883.6 kg/cm <sup>2</sup>   |
| Área del tendón presforzado                                       | $A_{ps}$                 | 264.6 cm <sup>2</sup>        |
| Fuerza de presfuerzo después de $\Delta f_{pA}$ y $\Delta f_{pF}$ | $P_j$                    | 3938197.7 kg                 |
| Área de la sección del cajón                                      | $A_g$                    | 47750.0 cm <sup>2</sup>      |
| Excentricidad adoptada                                            | $e_c$                    | 52.4 cm                      |
| Inercia de la viga                                                | $I_g$                    | 196511358.4 cm <sup>4</sup>  |
| Momento por peso propio en el CL                                  | $M_{DC} \text{ (total)}$ | 2298.9 Ton*m                 |
| # de cables                                                       | $N$                      | 9.0                          |
| Módulo de elasticidad de APE                                      | $E_p$                    | 2004000.0 kg/cm <sup>2</sup> |
| Mód de elasticidad del Ho durante la transf                       | $E_{ct}$                 | 240000.0 kg/cm <sup>2</sup>  |
| Esfz max, en el tensado                                           | $f_{pj}$                 | 15408.0 kg/cm <sup>2</sup>   |
| Esfuerzo Ho, en la fibra en el cg                                 | $f_{cgp}$                | 76.2 kg/cm <sup>2</sup>      |
| Pérdida por acortamiento elástico                                 | $\Delta f_{pES}$         | 282.8 kg/cm <sup>2</sup>     |

Nota: Pérdidas por postensado. Autoría Propia.

## 7.7 Deflexiones debidas a la carga muerta en la viga cajón

Tabla 27 - Deflexiones producidas por carga muerta en la viga cajón

|                                              |                 |              |
|----------------------------------------------|-----------------|--------------|
| <b>Debido a la fuerza de Presfuerzo</b>      |                 |              |
| Fuerza inicial de postensado                 | Pt              | 3589346 kg   |
| Excentricidad adoptada                       | ec              | 52.41 cm     |
| Luz del puente                               | L               | 3700 cm      |
|                                              | $\Delta_{pres}$ | 5.69 cm      |
| <b>Deflexión debido a cargas permanentes</b> |                 |              |
|                                              | W DCv           | 13.20 Ton/m  |
|                                              | W DCv           | 132.00 kg/cm |
|                                              | $\Delta DCv$    | 6.83 cm      |
| <b>Deflexión por peso del diafragma</b>      |                 |              |
| Carga puntual del diafragma                  | Pd              | 3280 kg      |
|                                              | $\Delta d$      | 0.13 cm      |
| <b>Deflexión por cargas posteriores</b>      |                 |              |
|                                              | W Dw            | 9.60 kg/cm   |
|                                              | $\Delta cp$     | 0.50 cm      |
| <b>Deflexión Total 1</b>                     | $\Delta$        | -1.76 cm     |

Nota: Deflexiones producidas por la carga muerta en la viga cajón. Autoría Propia.

## 7.8 Deflexiones debidas a la carga viva en la viga cajón

Tabla 28 - Deflexiones producidas por la carga viva en la viga cajón

|                                                            |           |                             |                    |
|------------------------------------------------------------|-----------|-----------------------------|--------------------|
| <b>Deflexiones debido a cargas vivas</b>                   |           |                             |                    |
| Carga de Rueda - HL-93                                     | Pc        | 7270 kg                     |                    |
| # de vías                                                  | N vías    | 2                           |                    |
| # de vigas                                                 | Nb        | 3                           |                    |
| Incremento por carga dinámica                              | IM        | 1.33                        |                    |
|                                                            | P1        | 3223.03 kg                  |                    |
|                                                            | P2        | 12892.13 kg                 |                    |
| Módulo de elasticidad del Ho durante la transf             | Ec        | 240000 kg/cm <sup>2</sup>   |                    |
| Inercia secc transversal                                   | Icg       | 196511358.4 cm <sup>4</sup> |                    |
| <b>Deflexión de C. Viva + Impacto</b>                      |           |                             |                    |
| P                                                          | a         | b                           | $\Delta LL+IM$ (1) |
| kg                                                         | cm        | cm                          | cm                 |
| 3223.03                                                    | 1423      | 2277                        | 0.07               |
| 12892.13                                                   | 1850      | 1850                        | 0.29               |
| 12892.13                                                   | 2277      | 1423                        | 0.27               |
| $\Sigma = \Delta LL+IM$ (1)                                |           |                             | 0.62               |
| <b>Carga de carril de diseño + 25% de camión de diseño</b> |           |                             |                    |
| Carga de carril de diseño                                  | W LL      | 9.52 kg/cm                  |                    |
| Carga de carril de diseño por viga                         | W LL/viga | 6.35 kg/cm/viga             |                    |
|                                                            | 0,25*Pi   | 805.76 kg                   |                    |
|                                                            | 0,25*P2   | 3223.03 kg                  |                    |
| P                                                          | a         | b                           | $\Delta LL+IM$ (2) |
| kg                                                         | cm        | cm                          | cm                 |
| 805.76                                                     | 1423      | 2277                        | 0.02               |
| 3223.03                                                    | 1850      | 1850                        | 0.07               |
| 3223.03                                                    | 2277      | 1423                        | 0.07               |
| $\Sigma = \Delta LL+IM$ (2)                                |           |                             | 0.33               |
|                                                            |           |                             | 0.48               |

Nota: Deflexiones producidas por la carga viva en la viga cajón. Autoría Propia.

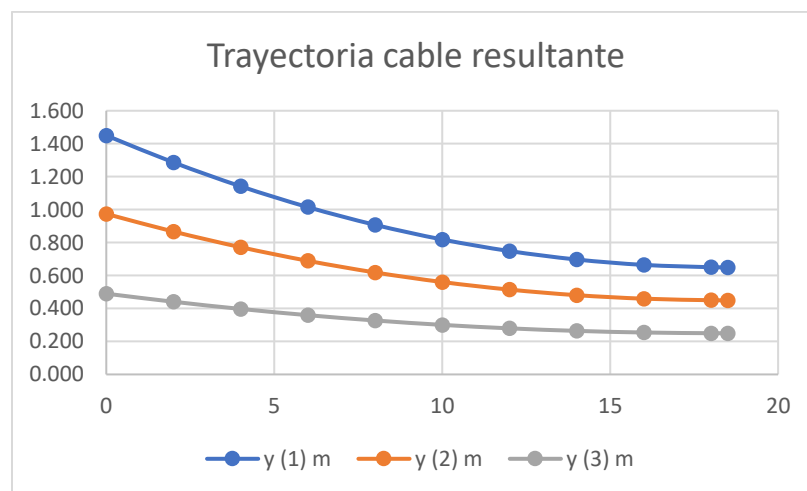
## 7.9 Trayectoria cable resultante de postensado

Tabla 29 - Trayectoria cable resultante de la viga postensada

| Trayectoria del cable resultante de la viga postensada |       |       |       |
|--------------------------------------------------------|-------|-------|-------|
| y                                                      | 1.45  | 0.974 | 0.49  |
| x'                                                     | 18.5  | 18.5  | 18.5  |
| Rec                                                    | 0.65  | 0.45  | 0.25  |
| K                                                      | 0.002 | 0.002 | 0.001 |
| x                                                      | y (1) | y (2) | y (3) |
| m                                                      | m     | m     | m     |
| 0                                                      | 1.450 | 0.974 | 0.490 |
| 2                                                      | 1.286 | 0.867 | 0.441 |
| 4                                                      | 1.141 | 0.772 | 0.397 |
| 6                                                      | 1.015 | 0.689 | 0.360 |
| 8                                                      | 0.908 | 0.619 | 0.327 |
| 10                                                     | 0.819 | 0.561 | 0.301 |
| 12                                                     | 0.749 | 0.515 | 0.280 |
| 14                                                     | 0.697 | 0.481 | 0.264 |
| 16                                                     | 0.665 | 0.460 | 0.254 |
| 18                                                     | 0.651 | 0.450 | 0.250 |
| 18.5                                                   | 0.650 | 0.450 | 0.250 |

Nota: Trayectoria cable resultante de la viga postensada. Autoría Propia.

Figura 47 - Trayectoria Cable resultante viga postensada



Nota: La figura muestra la Trayectoria cable resultante de la viga postensada. Fuente: Autoría Propia.



## 7.10 Carga muerta del estribo

Tabla 30 - Carga muerta del estribo

| Resumen de Carga Muerta                           |      |              |
|---------------------------------------------------|------|--------------|
| Peso propio del estribo                           | P DC | 259.682 Ton  |
| Ubicación de la carga por peso propio del estribo | y    | 3.05 m       |
| Mn peso propio, eje 0-0                           | Mo   | 793.18 Ton*m |

Nota: Resumen de carga muerta del estribo. Autoría Propia.

## 7.11 Presión de tierras ejercida en los estribos

Tabla 31 - Presión de tierras ejercida en los estribos

| Presión de tierras                                 |            |                          |
|----------------------------------------------------|------------|--------------------------|
| Peso específico del relleno posterior              | yr         | 1.9 Ton/m <sup>3</sup>   |
| Ángulo de fricción                                 | φr         | 40.60 °                  |
| Ángulo de inclinación de talud de relleno          | ι          | 0 °                      |
| Ángulo de rozamiento entre el estribo y el terreno | δ          | 30 °                     |
| Ángulo entre la horizontal y el paramento          | β          | 90 °                     |
| Coef. De empuje activo                             | Ka         | 0.196                    |
| Presión máx. sin sobrecarga                        | po         | 2.235 Ton/m <sup>2</sup> |
| Empuje de tierras normales                         | E H        | 56.975 Ton               |
| Posición de empujes de las tierras                 | Z EH       | 1.999 m                  |
| <b>Mn por presión de tierras</b>                   | <b>MEH</b> | <b>113.894 Ton*m</b>     |

Nota: Presión de tierras ejercida en los estribos. Autoría Propia.

## 7.12 Presión de tierras ejercida en los estribos

Tabla 32 - Cargas y momentos por incidencia sísmica

| Carga      | Fuerza<br>Ton | Momento<br>Ton*m |
|------------|---------------|------------------|
| Hbu        | 120.45        | 512.52           |
| EQ Estribo | 32.46         | 56.36            |
| EQ Relleno | 32.40         | 113.35           |
| ΔPAE       | 19.11         | 68.61            |

Nota: Cargas y momentos por incidencia sísmica. Autoría Propia.

### 7.13 Armadura a flexión y a corte de la cimentación

Tabla 33 - Armadura a flexión de la cimentación

|                                   |         |                            |
|-----------------------------------|---------|----------------------------|
| Resistencia a compresión          | $f'_c$  | 280 kg/cm <sup>2</sup>     |
| Resistencia de fluencia del acero | $f_y$   | 4200.00 kg/cm <sup>2</sup> |
| Recubrimiento                     | $r$     | 10 cm                      |
| Peralte efectivo                  | $d_e$   | 88.75 cm                   |
| Factor                            | $\phi$  | 0.9                        |
| Factor                            | $\beta$ | 0.85                       |
| Momento último                    | $M_u$   | 50.79 Ton*m                |

Nota: Armadura a flexión de la cimentación. Autoría Propia.

Tabla 34 - Armadura a corte para la cimentación

|                                            |             |                          |
|--------------------------------------------|-------------|--------------------------|
| Factor al corte                            | $\phi$      | 0.9                      |
| Altura de corte efectivo                   | $d_v$       | 79.875 cm                |
| Peso del dedo por ml                       | $P_{DCd}$   | 4.8 Ton                  |
| Peso del relleno por ml                    | $P_{Evd}$   | 3.7 Ton                  |
| Esfuerzo en la secc del corte              | $\sigma_v$  | 28.91 Ton/m <sup>2</sup> |
| Esfuerzo producido en la sección del corte | $V_{ud}$    | 24.29 Ton                |
| Factores                                   | $\beta_1$   | 2                        |
| Cortante resistido por hormigón            | $V_c$       | 70.84 Ton                |
| Cortante resistido por el acero a corte    | $V_s$       | 0 Ton                    |
| Cortante resistido por el tablero          | $V_n$       | 70.84 Ton                |
| Resistencia Factorada                      | $V_r$       | 63.75 Ton                |
| Condición                                  | $V_r > V_u$ | Cumple                   |

Nota: Armadura a corte de la cimentación. Autoría Propia.

## 7.14 Diseño del talón

Tabla 35 - Diseño del talón

|                                                  |                           |                          |
|--------------------------------------------------|---------------------------|--------------------------|
| Largo de la zapata                               | L                         | 8.5 m                    |
| Área de la cimentación                           | A                         | 56.95 m <sup>2</sup>     |
| Excentricidad del estribo por solicitaciones min | e                         | 0.943 cm                 |
| Ancho de la zapata                               | B                         | 6.7 m                    |
| Esfuerzo máx. calculado                          | $\sigma_{m\acute{a}x}$    | 26.27 Ton/m <sup>2</sup> |
| Esfuerzo min calculado                           | $\sigma_{m\acute{i}n}$    | 2.22 Ton/m <sup>2</sup>  |
|                                                  |                           | 0                        |
| Longitud del talón                               | Lt                        | 3.5 m                    |
| Peso específico del hormigón                     | $\gamma_h$                | 2.4 Ton/m <sup>3</sup>   |
| Peso específico del relleno posterior            | $\gamma_r$                | 1.9 Ton/m <sup>3</sup>   |
| Peso del talón por ml                            | P DCt                     | 8.4 Ton                  |
| Peso del relleno por ml                          | P Evt                     | 33.23 Ton                |
| Presión vertical de la sobrecarga viva           | $\rho_v \text{ heq}$      | 1.159 Ton/m <sup>2</sup> |
| Peso por sobrecarga viva en el talón             | P LSt                     | 4.06 Ton                 |
|                                                  | c                         | 12.53 Ton/m <sup>2</sup> |
|                                                  | y                         | 2.95 m                   |
|                                                  | Rt                        | 18.46 Ton                |
|                                                  | $\gamma_{DC} \text{ máx}$ | 1.25                     |
|                                                  | $\gamma_{EV} \text{ máx}$ | 1.35                     |
|                                                  | $\gamma_{LS} \text{ máx}$ | 0.5                      |
| Mn último en la cara posterior de la pantalla    | Mu pp                     | -82.31 Ton*m             |

Nota: Diseño del talón. Autoría Propia.

## 8. Conclusiones

El puente diseñado presenta la siguiente geometría: luz de cálculo de 37 metros, el tablero inferior con dimensiones de 37x6.35x0.20 metros, el tablero superior de 37x8.50x0.25 metros, tres vigas cajón presforzadas apoyadas sobre 6 apoyos elastoméricos o neoprenos con su dimensión de 0.75x0.32x0.42 metros.

Podemos asegurar también que mediante el cálculo de las deflexiones podemos afirmar que estas se encuentran dentro de lo aceptado, cumpliendo con todas las verificaciones propuestas en el diseño reflejadas en la parte de los Anexos.

Dado a que la localización del puente se encuentra sobre un río de por medio, y la diferencia de niveles varía considerablemente dando como resultado una pendiente de 1.14%, el puente se lo declinó con un ángulo de  $0.65^\circ$  de tal manera que se adapte en los apoyos elastoméricos diseñados en la sección de la infraestructura.

Mediante el análisis del suelo obtenido a través de la calicata realizada, se pudo determinar las propiedades del suelo y su clasificación al desarrollar sus respectivos ensayos. A través del ensayo de corte directo se determinó la cohesión del suelo de  $0.297 \text{ kg/cm}^2$  con un ángulo de fricción interna de  $40.6^\circ$ .

En base a los estudios realizados, podemos decir que el utilizar vigas de sección cajón postensado se obtiene una mayor capacidad de inercia cuando se trata de torsión, sobre todo a la hora de utilizarlas en puentes con la geometría del puente realizado en el presente trabajo, unificando así estas inercias y volviendo a la estructura una estructura monolítica conformada por los tableros y la viga.

En cuanto al hormigón no se utilizó el mismo en todas las estructuras, debido a la demanda de resistencia en diferentes partes del puente, como en la superestructura, ya que en el diseño de las vigas de presfuerzo se utilizó un hormigón de 400 kg/cm<sup>2</sup>, garantizando así la seguridad de la misma, considerando que esta es la parte más importante de la superestructura, en cambio en la infraestructura se utilizó hormigón simple de 280 kg/cm<sup>2</sup>.

En secciones muy peraltadas donde no existía acero, se colocó el mínimo del acero de refuerzo para el armado del estribo, con el fin de incrementar la seguridad del mismo, garantizando así una estructura segura al momento en el que se apliquen todas las cargas descritas previamente.

## 9. Recomendaciones

Para obtener de una manera más precisa los estudios previos con respecto al tipo de suelo con su resistencia se recomienda realizar ensayos SPT, de tal manera que a la hora estimar la consistencia del suelo obtengamos valores óptimos para el diseño siendo así un factor importante a considerar a la hora de analizar el estrato de suelo de la zona a estudiarse.

El estudio topográfico se lo recomienda realizar mediante el ensayo RTK, ya que los puntos obtenidos mediante este levantamiento generan una mayor facilidad a la hora de ingresarlos a Civil CAD 3D, para así obtener una modelación precisa de las cotas del terreno donde se realizará el proyecto.

Si se desea realizar la ejecución del proyecto, el tensado de la viga se lo deberá realizar una vez hayan transcurrido los 28 días de fraguado, es decir, una vez habiendo obtenido la máxima resistencia del hormigón, Además, el encofrado debe ser apto para soportar todas las cargas provenientes de la superestructura, impidiendo también las deflexiones que puede presentar la misma.

Para el material de relleno del tramo posterior del estribo se deberá usar un peso específico de 1.9 Ton/m<sup>3</sup> y para el relleno del tramo delantero un peso de 1.85 T/m<sup>3</sup> de tal manera que garantice la seguridad y estabilidad del estribo.

## 10. Referencias bibliográficas

- AASHTO LRFD. (2020). American Association of State Highway and Transportation Officials LRFD Bridge Design Specifications. In *Aashto*.
- Alcaldía de Cuenca. (2024, January 5). *Alcaldía de Cuenca destinará más de 27 millones de dólares para obras | GAD Municipal de Cuenca*.  
<https://www.cuenca.gob.ec/content/alcaldia-de-cuenca-destinara-mas-de-27-millones-de-dolares-para-obras>
- Almao, D. (2022, February 26). *Tipos de puentes según su arquitectura, materiales y uso*.  
<https://www.cinconoticias.com/tipos-de-puentes/>
- Amorin, V. (2011). *ANÁLISIS DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE SUELOS NO COHESIVOS EN CLIMAS TROPICALES PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES*.
- Bonilla Delgado, H. (2012). *Análisis, diseño y proceso constructivo de un puente de hasta 15m*. [INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN].  
[https://repositoriotec.tec.ac.cr/bitstream/handle/2238/3204/analisis\\_diseño\\_proceso\\_constructivo\\_puente.pdf?sequence=1&isAllowed=y](https://repositoriotec.tec.ac.cr/bitstream/handle/2238/3204/analisis_diseño_proceso_constructivo_puente.pdf?sequence=1&isAllowed=y)
- Cabrera Martínez, J. (2005). *Estudio Aplicado de los costes de la prevención de Riesgos Laborales en la construcción de Puentes de Hormigón*. 50–51.  
<https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099.1/3284/53977-9.pdf?sequence=9&isAllowed=y> Pilas – F Leonhardt 1982
- Cahuatijo Sojos, E. I., & Gavilanez Rivera, E. C. (2019). *Diseño del puente vehicular con vigas cajón de hormigón presforzado, con normativa AASHTO LRFD 2017 y CSI BRIDGE, sobre la quebrada Guaraquí, provincia de Pichincha*.
- Campoverde, F. (2023, August 17). *Cuenca tendrá tres puentes nuevos y dos parques rehabilitados - Diario El Mercurio*. Noticia. <https://elmercurio.com.ec/2023/08/17/cuenca-tendra-tres-puentes-nuevos-y-dos-parques-rehabilitados/>
- Carlos, J., & Romero, H. (2022). *UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE*

*HIDALGO FACULTAD DE CONTADURÍA Y CIENCIAS ADMINISTRATIVAS APUNTES  
DE LA MATERIA PRESUPUESTOS.*

- Chiquito, P. (2014). Estudios De Factibilidad Y Diseños Definitivos De La Via Laurel-Junquillal. *La Prefectura Del Guayas, I*(Informe de Tráfico), 19.  
file:///C:/Users/USUARIO/Downloads/estudio trafico.pdf
- CIENTEC. (n.d.). *¿Qué es el levantamiento Topográfico?* | Cientec. Retrieved April 4, 2024, from <https://cientecinstrumentos.cl/que-es-un-levantamiento-topografico/>
- Cisnero, A. (2022, August 19). *Carga de viento: todo lo que necesitas saber*.  
<https://www.easternengineeringgroup.com/es/carga-de-viento-todo-lo-que-necesitas-saber/>
- Clayton, R. (2017). Diafragma En Puentes. *Universitas Nusantara PGRI Kediri, 01*, 1–7.
- Das, B. M. (2012). Cimentaciones superficiales: Capacidad de carga última. In *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*.
- Duque, G. (2003). Clasificación de suelos. *Geomecánica*, 78–88.  
<http://bdigital.unal.edu.co/53252/97/clasificaciondesuelos.pdf>
- El Mercurio. (2021, September 23). *Cada vez circulan más vehículos en Cuenca - Diario El Mercurio*. Noticia. <https://www.elmercurio.com.ec/2021/09/23/cada-vez-circulan-mas-vehiculos-en-cuenca/>
- Ferreccio, N. (2016). *Análisis de la Técnica RTK*.
- GAD Municipal de Cuenca. (2022). Pdot Del Cantón Cuenca. *Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial Del Cantón Cuenca. Actualización 2022*, 4–6.  
[https://www.cuenca.gob.ec/sites/default/files/planificacion/dic2022/2\\_1\\_Diagnostico.pdf](https://www.cuenca.gob.ec/sites/default/files/planificacion/dic2022/2_1_Diagnostico.pdf)
- Galante, D. (2017). Puentes curvos atirantados. *Universidad Politécnica De Madrid*, 262.
- Ilustre Municipalidad de Cuenca. (2015). Plan de movilidad y Espacios de Cuenca 2015 - 2025. *Ilustre Municipalidad de Cuenca*, 118.
- INEC. (2024). *Censo Ecuador*. <https://censoecuador.ecudatanalytics.com/>
- INRENA. (2007). *Evaluacion de los Recursos Hídricos de da Cuenca del Rio Mala*. 257.



[http://sigrid.cenepred.gob.pe/docs/PARA PUBLICAR/ANA/estudio\\_hidrologico\\_Mala.pdf](http://sigrid.cenepred.gob.pe/docs/PARA PUBLICAR/ANA/estudio_hidrologico_Mala.pdf)

- JICA, G. de estudio. (2007). *El estudio de desarrollo de capacidad en la rehabilitación, planificación, mantenimiento y administración de puentes basado en los 29 puentes de la red vial nacional en costa rica*. 1–83.
- LANAMME, P. de I. S. (1999). *Evaluación del Impacto Ingenieril de un Terremoto en la Península de Nicoya*.
- Leonhardt, F. (1968). Aesthetics of Bridge Design. *PCI Journal*, 13(1), 14–31.  
<https://doi.org/10.15554/pcij.02011968.14.31>
- Luévanos Rojas, A., López Chavarría, S., Medina Elizondo, M., Luévanos Rojas, A., López Chavarría, S., & Medina Elizondo, M. (2018). Optimization of Reinforced Concrete Beams for Rectangular Sections with Numerical Experiments. *Computación y Sistemas*, 22(2), 599–606. <https://doi.org/10.13053/cys-22-2-2542>
- Martinez, M., & Solano, N. (2014). Propuesta técnica de diseño de puente mixto de forma curva en planta en la provincia de Angaraes-Huancavelica. *Repositorio Institucional - UNH*, 80.  
<http://repositorio.unh.edu.pe/handle/UNH/2755>
- MIDUVI. (n.d.). *Presentación Norma Ecuatoriana de la Construcción – MIDUVI – Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda*. Retrieved April 4, 2024, from  
<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/presentacion-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- Municipio de Cuenca. (2015). PMEPCUENCA2015\_tomo\_II. *Plan de Movilidad Estrategico de Cuenca*. [https://www.cuenca.gob.ec/system/files/PMEPCUENCA2015\\_tomo\\_II.pdf](https://www.cuenca.gob.ec/system/files/PMEPCUENCA2015_tomo_II.pdf)
- Navarro, S. (2009). *Concreto Prefoorzado*. In <https://sjnavarro.files.wordpress.com>
- NEC-SE-CG. (2015). Cargas (No Sísmicas). In *Nec*. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/08/NEC-SE-CG.pdf>
- Nussbaumer, A. (2011). *Fatigue Design of Steel and Composite Structures. Eurocode 3 Part 1-9: Fatigue*.
- Pachas, J. (2020, September). *Estudio Hidrológico para Puentes: Una Guía Completa sobre la Importancia de la Hidrología en la Ingeniería de Puentes | Instituto del Agua*.

<https://institutodelagua.es/hidrologia/estudio-hidrologico-para-puentes>[hidrologia/](https://institutodelagua.es/hidrologia/estudio-hidrologico-para-puentes)

Pinto, A. (n.d.). *TIPOS DE PUENTES: CLASIFICACIÓN Y CARACTERÍSTICAS DE LAS DIFERENTES ESTRUCTURAS*. Retrieved April 4, 2024, from <https://ingenieriareal.com/tipos-de-puentes/>

Puentes, E. E. N. (n.d.). *1 empujes en puentes introduccion*: 1–6.

Quispe, I. (2018). *¿Qué es el diseño estructural?* – Arcux. <https://arcux.net/blog/que-es-el-diseno-estructural/>

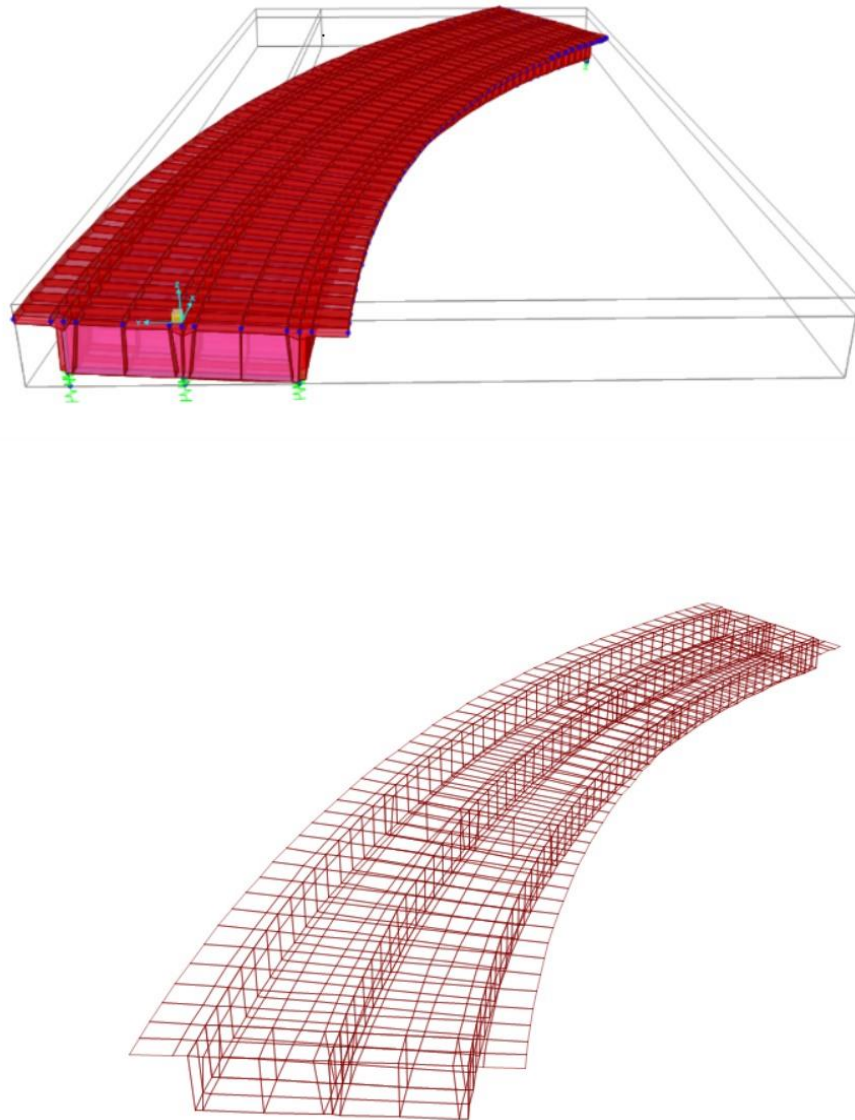
Requisitos de reglamento para concreto estructural y comentario de requisitos de reglamento. (2019). Aci 318-19. In *American Concrete Institute* (pp. 1–688).

Rodas, D. (2023). *La DGM monitorea semanalmente el tráfico vehicular de Cuenca* | GAD Municipal de Cuenca. Noticias. <https://www.cuenca.gob.ec/content/la-dgm-monitorea-semanalmente-el-trafico-vehicular-de-cuenca>

UDV. (2022, May 19). *4 Funciones de los Planos de Construcción* | Universidad Da Vinci de Guatemala | Educación que transforma. <https://udv.edu.gt/4-funciones-de-los-planos-arquitectonicos/>

## **11.ANEXOS**

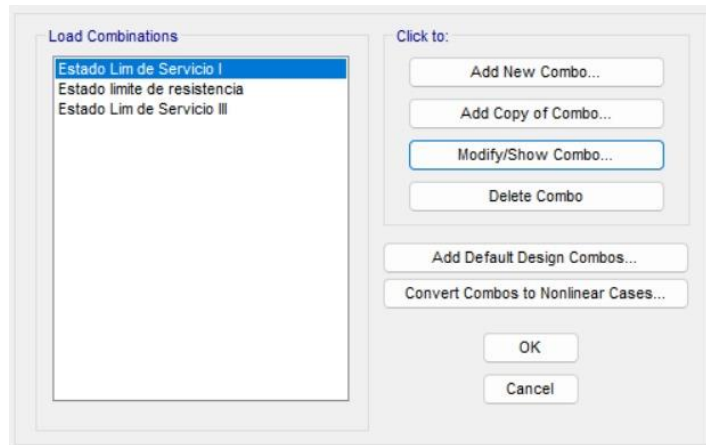
Figura 48 - Modelado del puente



Nota: La figura muestra una representación de la traba sismo resistente. Fuente: Autoría

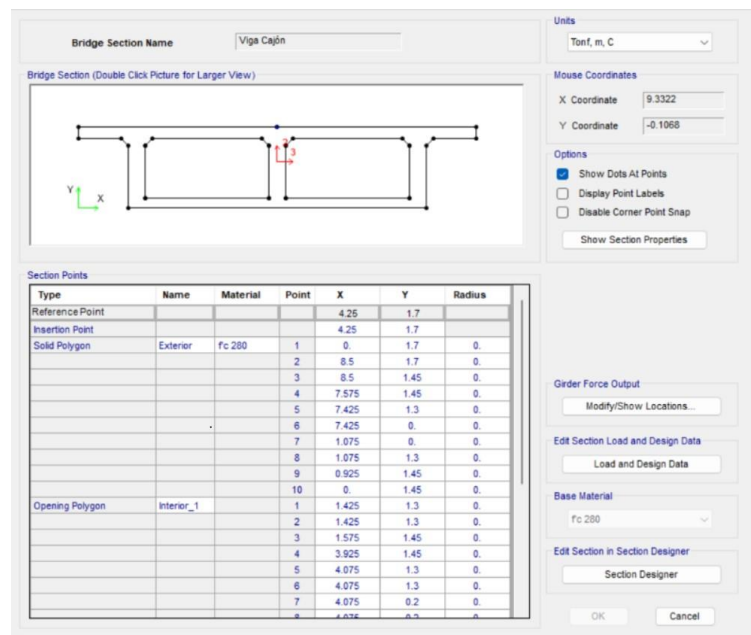
Propia.

Figura 49 - Combinaciones de carga para la simulación de la estructura



Nota: La figura muestra las combinaciones de carga que se ingresaron al programa de simulación para el simulado. Fuente: Autoría Propia.

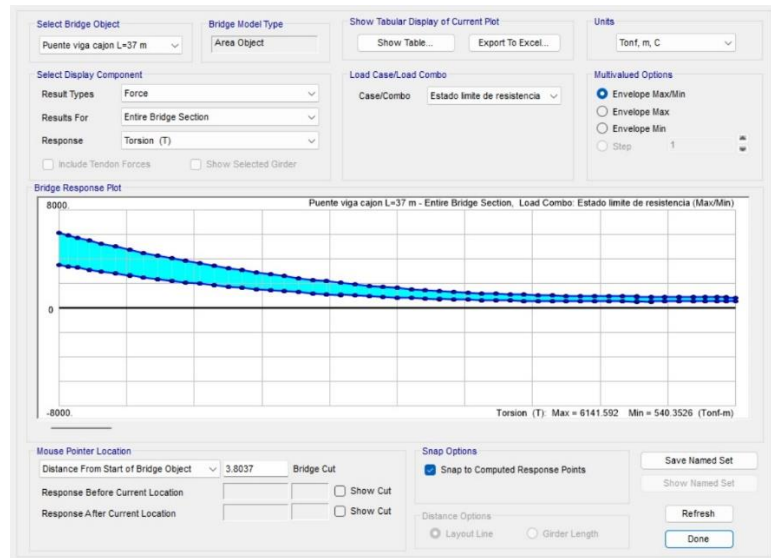
Figura 50 - Simulado de la viga cajón en el programa de simulación



Nota: La figura muestra las dimensiones de la viga cajón para el simulado del puente.

Fuente: Autoría Propia.

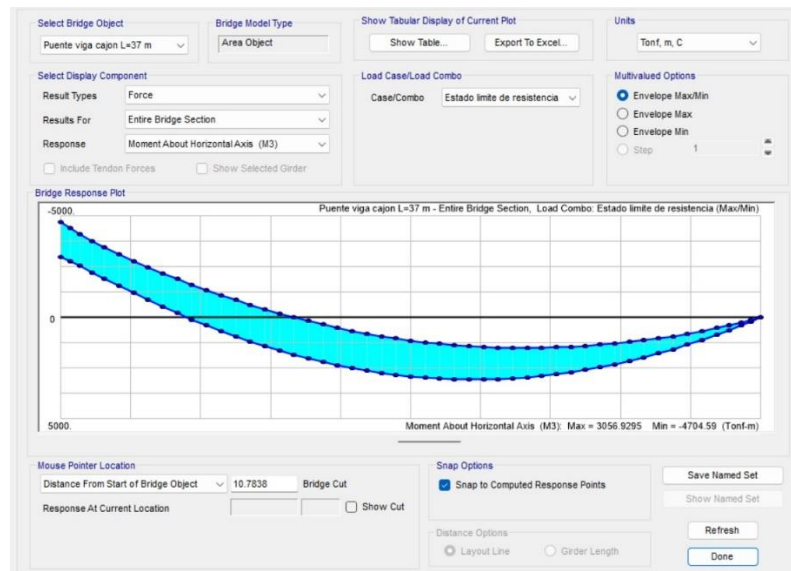
Figura 51 - Diagrama de Torsión producido en la estructura



Nota: La figura muestra el diagrama de torsión analizado en el programa de simulación.

Fuente: Autoría Propia.

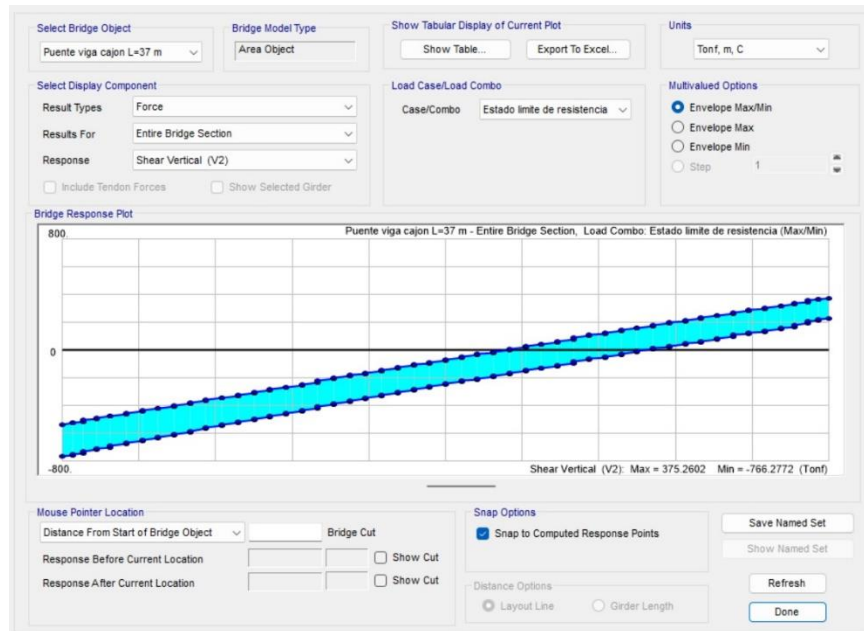
Figura 52 - Diagrama de momento producido en la estructura



Nota: La figura muestra el diagrama de momento analizado en el programa de simulación.

Fuente: Autoría Propia.

Figura 53 - Diagrama de cortante producido en la estructura



Nota: La figura muestra el diagrama de cortante analizado en el programa de simulación.

Fuente: Autoría Propia.

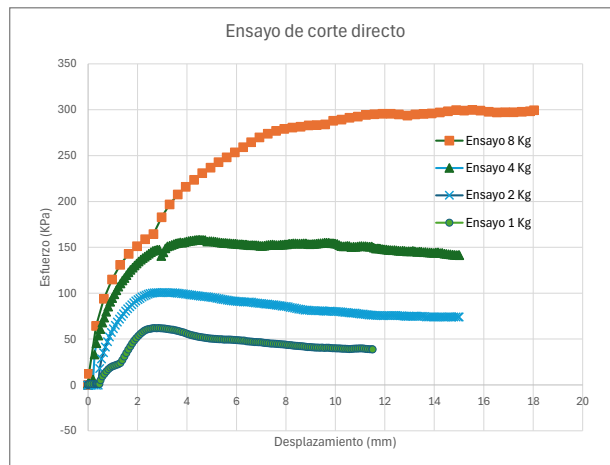
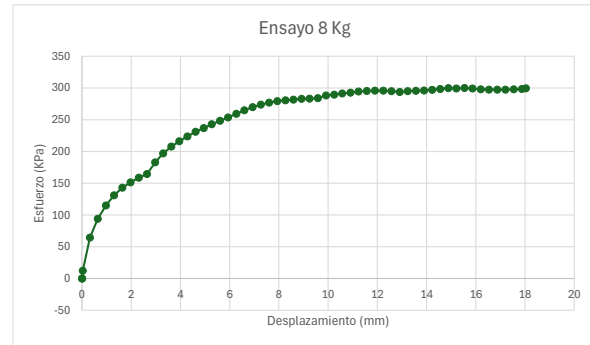
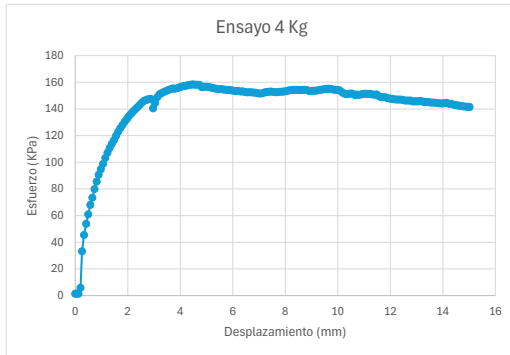
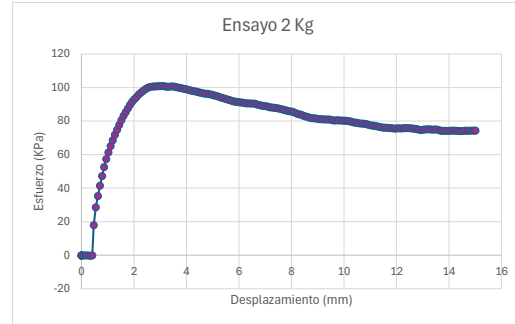
# ENSAYO CORTE DIRECTO

| Ensayo 1 Kg |                                |                | Ensayo 2 Kg |                     |                | Ensayo 4 Kg |                     |                | Ensayo 8 Kg |                     |                |
|-------------|--------------------------------|----------------|-------------|---------------------|----------------|-------------|---------------------|----------------|-------------|---------------------|----------------|
| Ensayo 1    |                                | Kg             | Ensayo 2    |                     | Kg             | Ensayo 4    |                     | Kg             | Ensayo 8    |                     | Kg             |
| Carga (N)   | Desplazamiento Horizontal (mm) | Esfuerzo (Kpa) | Carga (N)   | Desplazamiento (mm) | Esfuerzo (Kpa) | Carga (N)   | Desplazamiento (mm) | Esfuerzo (Kpa) | Carga (N)   | Desplazamiento (mm) | Esfuerzo (Kpa) |
| 0.86        | 0.002                          | 0.344          | -0.69       | 0                   | -0.276         | 3.65        | 0                   | 1.46           | -0.08       | 0.005               | -0.032         |
| 1.05        | 0.003                          | 0.42           | -0.5        | 0                   | -0.2           | 3.73        | 0.048               | 1.492          | -0.09       | 0.006               | -0.036         |
| 1.13        | 0.003                          | 0.452          | -0.35       | 0                   | -0.14          | 3.71        | 0.129               | 1.484          | 30.61       | 0.034               | 12.244         |
| 2.15        | 0.007                          | 0.86           | -0.35       | 0                   | -0.14          | 14.84       | 0.205               | 5.936          | 161.08      | 0.324               | 64.432         |
| 2.75        | 0.062                          | 1.1            | -0.4        | 0.019               | -0.16          | 83.02       | 0.263               | 33.208         | 234.8       | 0.641               | 93.92          |
| 2.81        | 0.138                          | 1.124          | -0.35       | 0.088               | -0.14          | 113.7       | 0.337               | 45.48          | 287.35      | 0.971               | 114.94         |
| 2.8         | 0.224                          | 1.12           | -0.36       | 0.17                | -0.144         | 134.6       | 0.418               | 53.84          | 327.6       | 1.302               | 131.04         |
| 2.79        | 0.307                          | 1.116          | -0.36       | 0.251               | -0.144         | 152.47      | 0.497               | 60.988         | 357.53      | 1.642               | 143.012        |
| 2.75        | 0.347                          | 1.1            | -0.81       | 0.334               | -0.324         | 170.15      | 0.578               | 68.06          | 378.27      | 1.976               | 151.308        |
| 2.95        | 0.351                          | 1.18           | -0.35       | 0.412               | -0.14          | 183.69      | 0.656               | 73.476         | 397.11      | 2.312               | 158.844        |
| 3.34        | 0.357                          | 1.336          | 44.73       | 0.469               | 17.892         | 199.7       | 0.736               | 79.88          | 411.47      | 2.643               | 164.588        |
| 3.78        | 0.377                          | 1.512          | 71.21       | 0.544               | 28.484         | 213.75      | 0.816               | 85.5           | 457.29      | 2.973               | 182.916        |
| 3.31        | 0.427                          | 1.324          | 88.15       | 0.625               | 35.26          | 226.67      | 0.897               | 90.668         | 492.25      | 3.296               | 196.9          |
| 2.82        | 0.457                          | 1.128          | 103.47      | 0.703               | 41.388         | 236.89      | 0.979               | 94.756         | 519.2       | 3.628               | 207.68         |
| 13.23       | 0.503                          | 5.292          | 117.93      | 0.785               | 47.172         | 247.09      | 1.061               | 98.836         | 540.09      | 3.952               | 216.036        |
| 23.56       | 0.579                          | 9.424          | 131.28      | 0.863               | 52.512         | 258.15      | 1.146               | 103.26         | 559.17      | 4.287               | 223.668        |
| 30.53       | 0.661                          | 12.212         | 143.16      | 0.945               | 57.264         | 267.97      | 1.228               | 107.188        | 577.39      | 4.616               | 230.956        |
| 37.39       | 0.743                          | 14.956         | 153.24      | 1.025               | 61.296         | 276.67      | 1.311               | 110.668        | 592.12      | 4.951               | 236.848        |
| 42.89       | 0.823                          | 17.156         | 162.68      | 1.107               | 65.072         | 284.64      | 1.392               | 113.856        | 607.17      | 5.275               | 242.868        |
| 47.47       | 0.905                          | 18.988         | 171.23      | 1.187               | 68.492         | 291.62      | 1.474               | 116.648        | 620.57      | 5.608               | 248.228        |
| 50.71       | 0.985                          | 20.284         | 179.56      | 1.27                | 71.824         | 299.44      | 1.553               | 119.776        | 634.18      | 5.933               | 253.672        |
| 52.68       | 1.066                          | 21.072         | 186.81      | 1.352               | 74.724         | 307.26      | 1.637               | 122.904        | 648.1       | 6.27                | 259.24         |
| 54.8        | 1.145                          | 21.92          | 194.07      | 1.437               | 77.628         | 313.94      | 1.719               | 125.576        | 661.85      | 6.595               | 264.74         |
| 56.6        | 1.228                          | 22.64          | 201.22      | 1.52                | 80.488         | 319.89      | 1.802               | 127.956        | 674.84      | 6.935               | 269.936        |
| 59.92       | 1.308                          | 23.968         | 207.75      | 1.604               | 83.1           | 325.79      | 1.884               | 130.316        | 684.66      | 7.266               | 273.864        |
| 68.03       | 1.389                          | 27.212         | 213.26      | 1.687               | 85.304         | 331.23      | 1.968               | 132.492        | 692.31      | 7.605               | 276.924        |
| 77.65       | 1.469                          | 31.06          | 218.71      | 1.769               | 87.484         | 336.7       | 2.049               | 134.68         | 698.11      | 7.933               | 279.244        |
| 87.02       | 1.55                           | 34.808         | 224.02      | 1.851               | 89.608         | 341.57      | 2.133               | 136.628        | 701.65      | 8.265               | 280.66         |
| 96.4        | 1.628                          | 38.56          | 228.91      | 1.933               | 91.564         | 345.94      | 2.214               | 138.376        | 703.8       | 8.591               | 281.52         |
| 105.36      | 1.709                          | 42.144         | 232.54      | 2.017               | 93.016         | 349.65      | 2.296               | 139.86         | 707.35      | 8.923               | 282.94         |
| 113.28      | 1.786                          | 45.312         | 235.88      | 2.099               | 94.352         | 353.78      | 2.377               | 141.512        | 708.25      | 9.25                | 283.3          |
| 121.23      | 1.868                          | 48.492         | 239.77      | 2.183               | 95.908         | 357.68      | 2.458               | 143.072        | 710.24      | 9.587               | 284.096        |
| 127.67      | 1.948                          | 51.068         | 242.55      | 2.267               | 97.02          | 362.07      | 2.542               | 144.828        | 720.22      | 9.914               | 288.088        |
| 133.96      | 2.03                           | 53.584         | 244.98      | 2.349               | 97.992         | 365.64      | 2.628               | 146.256        | 723.51      | 10.247              | 289.404        |
| 139.3       | 2.111                          | 55.72          | 247.49      | 2.432               | 98.996         | 366.84      | 2.713               | 146.736        | 728.13      | 10.574              | 291.252        |
| 143.97      | 2.196                          | 57.588         | 249.29      | 2.513               | 99.716         | 368.62      | 2.796               | 147.448        | 731.64      | 10.908              | 292.656        |
| 147.76      | 2.278                          | 59.104         | 250.55      | 2.597               | 100.22         | 368.83      | 2.879               | 147.532        | 736.08      | 11.236              | 294.432        |
| 150.37      | 2.359                          | 60.148         | 251.09      | 2.679               | 100.436        | 351.3       | 2.963               | 140.52         | 737.91      | 11.572              | 295.164        |
| 152.23      | 2.44                           | 60.892         | 251.53      | 2.762               | 100.612        | 361.41      | 3.047               | 144.564        | 739.19      | 11.903              | 295.676        |
| 153.47      | 2.524                          | 61.388         | 251.68      | 2.843               | 100.672        | 372.31      | 3.129               | 148.924        | 739.11      | 12.243              | 295.644        |
| 154.66      | 2.605                          | 61.864         | 251.81      | 2.924               | 100.724        | 377.76      | 3.214               | 151.104        | 737.25      | 12.572              | 294.9          |
| 155.14      | 2.688                          | 62.056         | 251.96      | 3.005               | 100.784        | 379.79      | 3.298               | 151.916        | 734.27      | 12.911              | 293.708        |
| 154.83      | 2.771                          | 61.932         | 252.09      | 3.091               | 100.836        | 381.95      | 3.384               | 152.78         | 737.49      | 13.236              | 294.996        |
| 154.94      | 2.857                          | 61.976         | 251.72      | 3.175               | 100.688        | 383.91      | 3.471               | 153.564        | 738.92      | 13.57               | 295.568        |
| 154.81      | 2.94                           | 61.924         | 251.07      | 3.259               | 100.428        | 385.75      | 3.558               | 154.3          | 740.16      | 13.897              | 296.064        |
| 154.36      | 3.026                          | 61.744         | 251.21      | 3.341               | 100.484        | 387.3       | 3.642               | 154.92         | 742.82      | 14.229              | 297.128        |
| 153.93      | 3.108                          | 61.572         | 251.55      | 3.428               | 100.62         | 388.65      | 3.727               | 155.46         | 746.11      | 14.554              | 298.444        |
| 152.62      | 3.192                          | 61.048         | 251.33      | 3.517               | 100.532        | 387.89      | 3.811               | 155.156        | 749         | 14.885              | 299.6          |
| 151.71      | 3.274                          | 60.684         | 250.42      | 3.605               | 100.168        | 389.09      | 3.895               | 155.636        | 747.94      | 15.21               | 299.176        |
| 151.01      | 3.358                          | 60.404         | 249.89      | 3.689               | 99.956         | 390.75      | 3.978               | 156.3          | 749.74      | 15.541              | 299.896        |
| 150.37      | 3.44                           | 60.148         | 249.05      | 3.774               | 99.62          | 392.18      | 4.064               | 156.872        | 747.92      | 15.868              | 299.168        |
| 149.41      | 3.524                          | 59.764         | 248.36      | 3.858               | 99.344         | 393.01      | 4.147               | 157.204        | 744.59      | 16.204              | 297.836        |
| 148.08      | 3.606                          | 59.232         | 247.73      | 3.944               | 99.092         | 393.74      | 4.232               | 157.496        | 743.03      | 16.535              | 297.212        |
| 146.39      | 3.69                           | 58.556         | 246.99      | 4.029               | 98.796         | 394.86      | 4.318               | 157.944        | 743.46      | 16.871              | 297.384        |
| 144.71      | 3.774                          | 57.884         | 245.87      | 4.114               | 98.348         | 395.43      | 4.404               | 158.172        | 743.12      | 17.206              | 297.248        |
| 143.12      | 3.864                          | 57.248         | 245.24      | 4.196               | 98.096         | 395.98      | 4.486               | 158.392        | 744.59      | 17.545              | 297.836        |
| 141.12      | 3.951                          | 56.448         | 244.45      | 4.283               | 97.78          | 395.54      | 4.571               | 158.216        | 746.11      | 17.875              | 298.444        |
| 138.89      | 4.037                          | 55.556         | 243.95      | 4.368               | 97.58          | 395.42      | 4.654               | 158.168        | 748.85      | 18.035              | 299.54         |

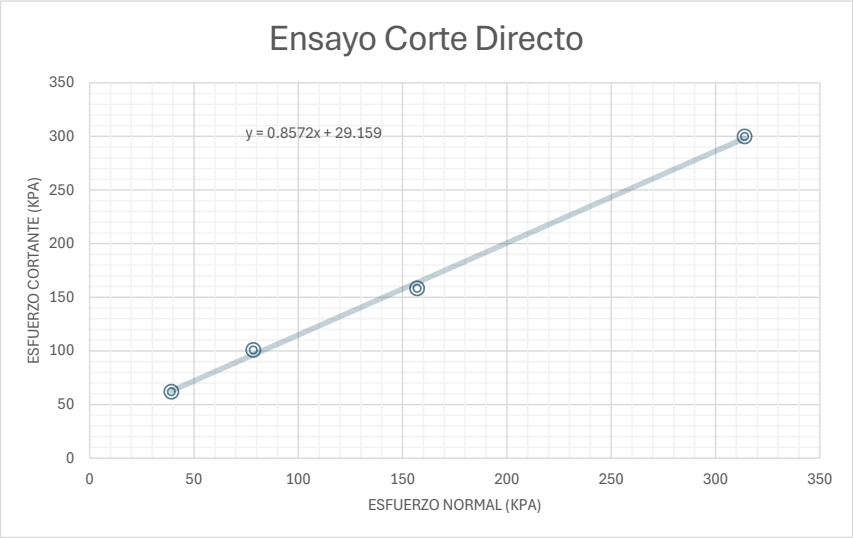


## Gráficas

| Datos de Laboratorio           |                       |
|--------------------------------|-----------------------|
| Dimensión Lateral del Cuadrado | 0.05 m                |
| Área                           | 0.0025 m <sup>2</sup> |



|                    | Ensayo 1 Kg | Ensayo 2 Kg | Ensayo 4 Kg | Ensayo 8 Kg |
|--------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Carga (Kg)         | 1           | 2           | 4           | 8           |
| Carga (N)          | 98.1        | 196.2       | 392.4       | 784.8       |
| $\sigma_n$ (Kpa)   | 39.24       | 78.48       | 156.96      | 313.92      |
| $\tau_{max}$ (Kpa) | 62.056      | 100.836     | 158.392     | 299.896     |



| Ecuacion de la recta |        |   |        |
|----------------------|--------|---|--------|
| $y = m \cdot x + b$  |        |   |        |
| y                    | m      | x | b      |
| y                    | 0.8572 | 0 | 29.159 |
|                      |        |   |        |
| y(0)                 | 29.159 |   |        |

|                    | Ensayo 1 Kg | Ensayo 2 Kg | Ensayo 4 Kg | Ensayo 8 Kg |
|--------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Carga (Kg)         | 1           | 2           | 4           | 8           |
| Carga (N)          | 98.1        | 196.2       | 392.4       | 784.8       |
| $\sigma_n$ (Kpa)   | 39.24       | 78.48       | 156.96      | 313.92      |
| $\tau_{max}$ (Kpa) | 62.056      | 100.836     | 158.392     | 299.896     |

| Ángulo |          | Ensayo 1 Kg |             | Ensayo 2 Kg |             | Ensayo 4 Kg |             | Ensayo 8 Kg |             |
|--------|----------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Grados | Radianes | E. normal   | E. cortante | E. normal   | E. cortante | E. normal   | E. cortante | E. normal   | E. cortante |
| 0      | 0.00     | -22.82      | 0.00        | -22.36      | 0.00        | -1.43       | 0.00        | 14.02       | 0.00        |
| 10     | 0.17     | -21.87      | 10.78       | -20.82      | 17.51       | 0.97        | 27.50       | 18.58       | 52.08       |
| 20     | 0.35     | -19.07      | 21.22       | -16.27      | 34.49       | 8.12        | 54.17       | 32.11       | 102.57      |
| 30     | 0.52     | -14.50      | 31.03       | -8.85       | 50.42       | 19.79       | 79.20       | 54.20       | 149.95      |
| 40     | 0.70     | -8.30       | 39.89       | 1.24        | 64.82       | 35.62       | 101.81      | 84.19       | 192.77      |
| 50     | 0.87     | -0.65       | 47.54       | 13.66       | 77.24       | 55.15       | 121.34      | 121.15      | 229.73      |
| 60     | 1.05     | 8.21        | 53.74       | 28.06       | 87.33       | 77.76       | 137.17      | 163.97      | 259.72      |
| 70     | 1.22     | 18.02       | 58.31       | 43.99       | 94.75       | 102.79      | 148.84      | 211.35      | 281.81      |
| 80     | 1.40     | 28.46       | 61.11       | 60.97       | 99.30       | 129.46      | 155.99      | 261.84      | 295.34      |
| 90     | 1.57     | 39.24       | 62.06       | 78.48       | 100.84      | 156.96      | 158.39      | 313.92      | 299.90      |
| 100    | 1.75     | 50.02       | 61.11       | 95.99       | 99.30       | 184.46      | 155.99      | 366.00      | 295.34      |
| 110    | 1.92     | 60.46       | 58.31       | 112.97      | 94.75       | 211.13      | 148.84      | 416.49      | 281.81      |
| 120    | 2.09     | 70.27       | 53.74       | 128.90      | 87.33       | 236.16      | 137.17      | 463.87      | 259.72      |
| 130    | 2.27     | 79.13       | 47.54       | 143.30      | 77.24       | 258.77      | 121.34      | 506.69      | 229.73      |
| 140    | 2.44     | 86.78       | 39.89       | 155.72      | 64.82       | 278.30      | 101.81      | 543.65      | 192.77      |
| 150    | 2.62     | 92.98       | 31.03       | 165.81      | 50.42       | 294.13      | 79.20       | 573.64      | 149.95      |
| 160    | 2.79     | 97.55       | 21.22       | 173.23      | 34.49       | 305.80      | 54.17       | 595.73      | 102.57      |
| 170    | 2.97     | 100.35      | 10.78       | 177.78      | 17.51       | 312.95      | 27.50       | 609.26      | 52.08       |
| 180    | 3.14     | 101.30      | 0.00        | 179.32      | 0.00        | 315.35      | #N!NUM!     | 613.82      | 0.00        |

|        |        |                    |
|--------|--------|--------------------|
| $\phi$ | 40.603 | °                  |
| C      | 29.159 | Kpa                |
|        | 0.297  | kg/cm <sup>2</sup> |

# Diseño de protección Lateral

## Diseño de Postes y Rieles

|                                 |      |
|---------------------------------|------|
| Nivel de ensayo de las barreras | TL-2 |
|---------------------------------|------|

| Fuerzas de diseño y simbología |        |        |
|--------------------------------|--------|--------|
| Transversal                    | Ft [N] | 120000 |
| Longitudinal                   | Fl [N] | 40000  |
| Vertical descendente           | Fv [N] | 20000  |
| Lt y Ll                        | mm     | 1220   |
| Lv                             | mm     | 5500   |
| He [min.] [mm]                 |        | 510    |
| Mínima altura de riel H        | mm     | 685    |

| Consideraciones de diseño    |      |                         |
|------------------------------|------|-------------------------|
| Resistencia del hormigón     | f'c  | 280 kg/cm <sup>2</sup>  |
| Acero de fatiga de fluencia  | fy   | 2520 kg/cm <sup>2</sup> |
| Peso específico del hormigón | yc   | 2500 kg/m <sup>3</sup>  |
| Peso específico del asfalto  | γasf | 2200 kg/m <sup>3</sup>  |

|              |     |
|--------------|-----|
| Baranda Tipo | P-3 |
|--------------|-----|

| Geometría del Perfil |                      |        |                        |
|----------------------|----------------------|--------|------------------------|
| Poste                | IPE160               | Rieles |                        |
| h                    | 160 mm               | h      | 220 mm                 |
| bf                   | 82 mm                | bf     | 160 mm                 |
| tf                   | 7.4 mm               | tf     | 5 mm                   |
| D                    | 145.2 mm             |        |                        |
| tw                   | 5 mm                 | tw     | 5 mm                   |
| Iy                   | 68.3 cm <sup>4</sup> | Iy     | 2621.1 cm <sup>4</sup> |
| Ix                   | 869 cm <sup>4</sup>  | Ix     | 1603.1 cm <sup>4</sup> |
| A                    | 20.1 cm <sup>2</sup> | A      | 18.5 cm <sup>2</sup>   |
| Peso                 | 15.8 kg/mts          | Peso   | 15.8 kg/mts            |

| Cálculo de a             |       |       |                          |        |        |
|--------------------------|-------|-------|--------------------------|--------|--------|
| Dirección                | Y     | X     | Dirección                | Y      | X      |
| A1 [cm <sup>2</sup> ]    | 6.068 | 3.63  | A1 [cm <sup>2</sup> ]    | 11     | 11     |
| A2 [cm <sup>2</sup> ]    | 3.63  | 6.068 | A2 [cm <sup>2</sup> ]    | 7.5    | 8      |
| As [cm <sup>2</sup> ]    | 9.698 | 9.698 | As [cm <sup>2</sup> ]    | 18.5   | 18.5   |
| Y1 [cm]                  | 7.63  | 0.125 | Y1 [cm]                  | 5.5    | 7.75   |
| Y2 [cm]                  | 3.63  | 2.05  | Y2 [cm]                  | 10.75  | 4      |
| A1*Y1 [cm <sup>3</sup> ] | 46.30 | 0.45  | A1*Y1 [cm <sup>3</sup> ] | 60.50  | 81.38  |
| A2*Y2 [cm <sup>3</sup> ] | 13.18 | 12.44 | A2*Y2 [cm <sup>3</sup> ] | 80.63  | 32.00  |
| A*Y [cm <sup>3</sup> ]   | 59.48 | 12.89 | A*Y [cm <sup>3</sup> ]   | 141.13 | 113.38 |
| ay, ax [cm]              | 6.13  | 1.33  | ay, ax [cm]              | 7.63   | 6.13   |

| Cálculo del Módulo de sección plástica |                        |     |                        |
|----------------------------------------|------------------------|-----|------------------------|
| dx                                     | 2.66 cm                | dx  | 12.26 cm               |
| dy                                     | 12.27 cm               | dy  | 15.26 cm               |
| Zx                                     | 53.44 cm <sup>3</sup>  | Zx  | 226.75 cm <sup>3</sup> |
| Zy                                     | 246.54 cm <sup>3</sup> | Zy  | 282.25 cm <sup>3</sup> |
| Cálculo del módulo plástico            |                        |     |                        |
| Mpx                                    | 1.35 Ton*m             | Mpx | 5.71 Ton*m             |
| Mpy                                    | 6.21 Ton*m             | Mpy | 7.11 Ton*m             |

|            |            |             |               |
|------------|------------|-------------|---------------|
| Poste      |            |             |               |
| Mp (poste) | 6.21 Ton*m | Pp(poste)   | 10.02 Ton     |
| Rieles     |            |             |               |
| Nr         | 2.00       | Mp (rieles) | 14.2254 Ton*m |

| Dimensionamiento del barandal |    |        |
|-------------------------------|----|--------|
| Abertura entre rieles         | C  | 0.26 m |
| Abertura, riel inferior       | Cb | 0.26 m |
| Alto de riele                 |    | 0.22 m |
| Ancho de rieles               | A  | 0.16 m |
| Ancho de poste                |    | 0.16 m |
| Altura del poste              | H  | 1.06 m |
| Retiro del poste              | S  | 0.08 m |

|                    |                                        |
|--------------------|----------------------------------------|
| <b>Condiciones</b> | $\Sigma A \geq 25\% * H$ <b>CUMPLE</b> |
| $\Sigma A$         | 0.32 m                                 |
| 25%*H              | 0.02 m                                 |
| $\Sigma A / H$     | 0.30                                   |

| Cargas para el diseño de rieles |    |         |       |       |
|---------------------------------|----|---------|-------|-------|
|                                 |    | N       | Ton   | Kg    |
| Transversal                     | Ft | 120000  | 12.23 | 12232 |
| Longitudinal                    | Fl | 40000   | 4.08  | 4077  |
| Vertical descendente            | Fv | 20000   | 2.04  | 2039  |
| Long distribución transversal   | Lt | 1220 mm |       |       |
| Long distribución longitudinal  | Ll | 1220 mm |       |       |

8154.94393

| Brazos de la Resultante |               |               |
|-------------------------|---------------|---------------|
| Resultante              | Ycg           | 0.62 m        |
| Altura efectiva         | He            | 0.51 m        |
| <b>Comprobación</b>     | $Ycg \geq He$ | <b>CUMPLE</b> |

| Perfil Longitudinal             |   |        |
|---------------------------------|---|--------|
| Separación entre ejes de postes | L | 2 m    |
| Separación entre postes         |   | 1.84 m |

| Determinación de la resistencia a la falla |             |          |                                 |          |  |
|--------------------------------------------|-------------|----------|---------------------------------|----------|--|
| Interior del tramo de la baranda           |             |          | Extremo del tramo de la baranda |          |  |
| Modo de falla para un tramo                | R           | 81.87 Tn | R                               | 24.65 Tn |  |
| Modo de falla para dos tramos              | R           | 45.39 Tn | R                               | 16.02 Tn |  |
| Modo de falla para tres tramos             | R           | 35.99 Tn | R                               | 13.79 Tn |  |
|                                            | Rmn         | 35.99 Tn | Rmn                             | 13.79 Tn |  |
| Condición                                  | $R \geq Ft$ | Cumple   | $R \geq Ft$                     | Cumple   |  |

| Fuerza Longitudinal             |           |          |
|---------------------------------|-----------|----------|
| # de Postes                     | Np        | 4        |
|                                 | Ppx       | 2.17 Ton |
| Fuerza Resistencia longitudinal | RI        | 8.69 Ton |
| Condición                       | $RI > Fl$ | Cumple   |

### Diseño de Placa Base

Sistema de anclaje

Tracción por flexión

| Dimnsionamiento de la placa base   |          |        |
|------------------------------------|----------|--------|
| Ancho                              | N        | 300 mm |
| Alto                               | B        | 220 mm |
| Espesor                            | e        | 0.02 m |
| Separación Vertical                | Sv       | 130 mm |
| Separación Horizontal              | Sh       | 210 mm |
| Espacio entre el borde y el perno  | rh, rv   | 45 mm  |
| Espacio entre placa base y tablero | rc, a, b | 25 mm  |

|                                        |     |                         |
|----------------------------------------|-----|-------------------------|
| Brazo para el par de fuerzas           | d   | 0.205 m                 |
| Fuerza en tres varillas                | Nu  | 30.31 Ton               |
| Centro de gravedad de la resultante    | Ycg | 0.62 m                  |
| Cortante                               | Vu  | 10.02 Ton               |
| Ø de pernos                            | db  | 28 mm                   |
| # de varillas                          | Nb  | 2                       |
| Esfuerzo de fluencia de la varilla     | Fy  | 4200 kg/cm <sup>2</sup> |
| Área de varilla [1]                    | A   | 6.16 cm <sup>2</sup>    |
| Factor de resistencia a tracción       | Øt  | 1                       |
| # de anclajes                          | n   | 2                       |
| Resistencia a la fluencia del anclaje  | Fya | 3500 kg/cm <sup>2</sup> |
| Resistencia especificada a la tracción | Fsa | 6650 kg/cm <sup>2</sup> |
| Resistencia nominal de un anclaje      | Nsa | 81895.04 kg             |

cambiar

| Resistencia Nominal al Arrancamiento |               |                       |
|--------------------------------------|---------------|-----------------------|
| Altura de la vereda                  |               | 0.3 m                 |
| Espesor de la losa                   | *****         | 0.25 m                |
| Altura Total                         | ha            | 0.55 m                |
| Longitud efectiva de anclaje         | hef           | 0.45 m                |
| Anclaje hasta el borde de concreto   | Ca1           | 0.28 m                |
| Anclaje hasta el borde de concreto   | Ca2           | 0.07 m                |
| Separacion H. entre pernos           | Sh 1          | 0.21 m                |
|                                      | Sv 2          | 0.13 m                |
|                                      | hef2          | 0.07 m                |
| Con Condición                        | Anc           | 12893 cm <sup>2</sup> |
|                                      | Anco          | 18225 cm <sup>2</sup> |
| Factor de modificación               |               |                       |
| Grupos de Anclaje                    | $\psi_{ec,N}$ | 1                     |
| Efecto de borde                      | $\psi_{ed,N}$ | 0.82                  |
| Anclaje Preinstalado                 | $\psi_{c,N}$  | 1.25                  |
| Anclajes pos instalados              | $\psi_{cp,N}$ | 1                     |
|                                      | kc            | 10                    |
|                                      | $\lambda_a$   | 1                     |
| Resistencia al arrancamiento [1]     | Nb            | 50512.37 kg           |
|                                      | Ncbg          | 36824.66 kg           |
|                                      | Nu            | 30306.1248 kg         |
| $\phi N_{cbg} = N_n \geq N_u$        |               | Cumple                |

| Resistencia a la extracción por deslizamiento de un anclaje a tracción |              |                    |
|------------------------------------------------------------------------|--------------|--------------------|
| Sin fisuración                                                         | $\psi_{c,P}$ | 1.4                |
| Apoyo de la cabeza del perno                                           | x            | 5 cm               |
|                                                                        | y            | 5 cm               |
|                                                                        | Abrg         | 25 cm <sup>2</sup> |
|                                                                        | Np           | 56000 kg           |
|                                                                        | Npm          | 78400 kg           |

| Soldadura anclaje a placa base   |                                  |                           |
|----------------------------------|----------------------------------|---------------------------|
| Tamaño del filete                |                                  | 10 mm                     |
| # de filetes                     |                                  | 1                         |
| Resistencia del filete           |                                  |                           |
| Factor de resistencia al corte   | $\phi_e 2$                       | 0.8                       |
| Resistencia del electrodo        | F <sub>exx</sub>                 | 4900 kg/cm <sup>2</sup>   |
|                                  | R <sub>r</sub>                   | 2352 kg/cm <sup>2</sup>   |
| Resistencia para 1 mm del filete | q <sub>r</sub>                   | 1663.1 kg/cm <sup>2</sup> |
| Resistencia para todo el filete  | q <sub>r</sub>                   | 1663.12 kg/cm             |
| Longitud de la soldadura         | L <sub>w</sub>                   | 10.05 cm                  |
| Carga resistente de la soldadura | N <sub>uwb</sub>                 | 16719.46 kg               |
| <b>Chequeo a Tracción</b>        | N <sub>uw</sub>                  | 33.44 ton                 |
| Condición                        | N <sub>uw</sub> > N <sub>u</sub> | Cumple                    |
| <b>Chequeo a corte</b>           | V <sub>uw</sub>                  | 66.88 ton                 |
| Condición                        | V <sub>uw</sub> > V <sub>u</sub> | Cumple                    |

| Anclaje de hormigón         |                |                         |
|-----------------------------|----------------|-------------------------|
| Ø de pernos                 | db             | 25 mm                   |
| Resistencia del hormigón    | f'c            | 280 kg/cm <sup>2</sup>  |
| Acero de fatiga de fluencia | f <sub>y</sub> | 4200 kg/cm <sup>2</sup> |
| ldt                         | $\psi_e$       | 1                       |
|                             | $\psi_r$       | 1                       |
|                             | $\psi_o$       | 1                       |
|                             | $\psi_c$       | 0.9                     |
|                             | ldt 1          | 27.6 cm                 |
|                             | ldt 1          | 37.3 cm                 |
|                             | ldt 2          | 20 cm                   |
|                             | ldt 3          | 15 cm                   |
|                             | ldt            | 0.47 m                  |

27.46 Mpa  
411.88

Número de postes/lado      #postes      19 u

## Diseño del tablero con la acera y protección laterales

| Geometría de la sección               |     |        |
|---------------------------------------|-----|--------|
| Ancho total del puente                | At  | 8.5 m  |
| Ancho de la calzada                   | Ac  | 6 m    |
| Ancho de la vereda                    | Av  | 1.25 m |
| Longitud del volado                   | Lv  | 1.25 m |
| # de vías                             | Nl  | 2      |
| # de vigas                            | Nb  | 3      |
| Ancho del alma de la viga de concreto | bw  | 0.35 m |
| Separación entre vigas                | Sv  | 3 m    |
| Recubrimiento superior                | rs  | 3 cm   |
| Recubrimiento inferior                | ri  | 3 cm   |
| Espesor de la capa de rodadura        | ecr | 5 cm   |
| Espacio entre placa base y tablero    | rc  | 2.5 cm |

| Consideraciones de Materiales |     |                         |
|-------------------------------|-----|-------------------------|
| Resistencia del hormigón      | f'c | 280 kg/cm <sup>2</sup>  |
| Acero de fatiga de fluencia   | fy  | 4200 kg/cm <sup>2</sup> |
| Peso específico del hormigón  | yc  | 2.4 Ton/m <sup>3</sup>  |
| Peso específico del acero     | ya  | 7.85 Ton/m <sup>3</sup> |
| Peso específico del asfalto   | ycr | 2.2 Ton/m <sup>3</sup>  |

|                            |            |         |
|----------------------------|------------|---------|
| <b>Espesor del Tablero</b> | min        | 0.178 m |
|                            | a utilizar | 0.25 m  |
| Cumple                     |            |         |

| Postes                                  |          |                         |
|-----------------------------------------|----------|-------------------------|
| Ancho del patín                         | bf poste | 82 mm                   |
| Altura del poste en sección transversal | h poste  | 160 mm                  |
| Espesor del patín                       | tf patin | 7.4 mm                  |
| Espesor del alma                        | tw alma  | 5 mm                    |
| Altura del alma en planta               | h alma   | 145.2 mm                |
| Altura total del poste en elevación     | H poste  | 1.06 m                  |
| Peso específico del Acero               | yac      | 7.85 Ton/m <sup>3</sup> |
| Área                                    | A        | 20.1 cm <sup>2</sup>    |
| Peso propio de los postes               | Wp       | 0.02 Ton/m/Lado         |
| Rieles                                  |          |                         |
| Número de rieles                        | Nr       | 3                       |
| Espesor del perfil tubular              | E        | 5 mm                    |
| Base del riel en planta                 | b riel   | 160 mm                  |
| Altura del riel en planta               | h riel   | 220 mm                  |
| Área                                    | A        | 18.5 cm <sup>2</sup>    |
| Peso propio de los rieles               | Wrie     | 0.029 Ton/m/Lado        |
| Postes más Rieles                       |          |                         |
| Centro de gravedad de los postes        | Xp       | 80 mm                   |
| Centro de gravedad de los rieles        | Xr       | 160 mm                  |
| Peso de los postes                      | Wp       | 0.016 Ton/m             |
| Peso de los rieles                      | Wrie     | 0.029 Ton/m             |
| Centro de gravedad del conjunto         | xp+r     | 0.137 m                 |
| Peso total                              | wp+r     | 0.0448 Ton/m/Lado       |

| Acera |        |        |                     |        |                       |
|-------|--------|--------|---------------------|--------|-----------------------|
| Fig   | b<br>m | h<br>m | A<br>m <sup>2</sup> | x<br>m | A*x<br>m <sup>3</sup> |
| 1     | 1.2    | 0.3    | 0.36                | 0.6    | 0.22                  |
| 2     | 0.05   | 0.3    | 0.008               | 1.22   | 0.01                  |
| 3     | 0.6    | 0.2    | -0.12               | 0.6    | -0.07                 |
| Σ     |        |        | 0.25                |        | 0.15                  |

|             |     |                  |
|-------------|-----|------------------|
| Centroide X | Xcg | 0.62 m           |
| Peso        | Wa  | 0.594 Ton/m/Lado |

| Carpeta asfáltica              |     |                  |
|--------------------------------|-----|------------------|
| Ancho de la calzada            | Ac  | 6 m              |
| Espesor de la capa de rodadura | ecr | 0.05 m           |
| Peso                           | Wcr | 0.660 Ton/m/Lado |

0.11

|                             |     |                  |
|-----------------------------|-----|------------------|
| Cargas por Servicio Público | Wsp | 0.3 Ton/m/Puente |
|-----------------------------|-----|------------------|

| Cargas Posteriores por viga   |       |                  |
|-------------------------------|-------|------------------|
| Muerta                        | W DCP | 0.426 Ton/m/viga |
| Asfáltica + Servicio Públicos | W DWP | 0.32 Ton/m/viga  |

| Centro de gravedad del voladizo |          |         |
|---------------------------------|----------|---------|
| Elemento                        |          |         |
| Poste + Rieles                  | xcg(p+r) | 0.277 m |
| Acera                           | xcg(a)   | 0.631 m |
| Tablero                         | xcg(t)   | 0.63 m  |
| Capa de Rodadura                | xcg(cr)  | 0.00 m  |

0.277

0.63

| Momentos y cortantes en la sección |       |         |       |           |
|------------------------------------|-------|---------|-------|-----------|
| Elemento                           | Carga | P [Ton] | d [m] | M [Ton*m] |
| Postes + Rieles                    | DC    |         | 0.045 | 0.973     |
| Acera                              | DC    |         | 0.594 | 0.619     |
| Tablero                            | DC    |         | 0.750 | 0.625     |
| Capa de Rodadura                   | DW    |         | 0.136 | 0.000     |

| Resultados |             |
|------------|-------------|
| V DC a-a   | 1.389 Ton   |
| C DW a-a   | 0.136 Ton   |
| M DC a-a   | 0.880 Ton*m |
| M DW a-a   | 0.000 Ton*m |

|      |             |
|------|-------------|
| W DC | 0.600 Ton*m |
| W Dw | 0.110 Ton*m |

| Tablero por carga Muerta DC |       |        |       | Tablero por carga Muerta DW |       |           |       |
|-----------------------------|-------|--------|-------|-----------------------------|-------|-----------|-------|
| M DC                        | 1     | -0.786 | Ton*m | M DW                        | 1     | -1.62E-17 | Ton*m |
| M DC                        | 2     | -0.147 | Ton*m | M DW                        | 2     | -0.096    | Ton*m |
| M DC                        | "1-2" | 0.119  | Ton*m | M DW                        | "1-2" | 0.053     | Ton*m |
| M DC                        | B-B   | -0.644 | Ton*m | M DW                        | B-B   | 0.013     | Ton*m |
| M DC                        | C-C   | -0.079 | Ton*m | M DW                        | C-C   | -0.071    | Ton*m |
| V DC                        | 1     | -0.933 | Ton   | V DW                        | 1     | -0.096    | Ton   |
| V DC                        | 2     | 0.507  | Ton   | V DW                        | 2     | 0.159     | Ton   |
| V DC                        | 3     | 0.933  | Ton   | V DW                        | 3     | 0.096     | Ton   |
| V DC                        | D-D   | -0.777 | Ton   | V DW                        | D-D   | -0.068    | Ton   |
| V DC                        | C-C   | 0.423  | Ton   | V DW                        | C-C   | 0.145     | Ton   |



| Carga Viva                                 |            |               |
|--------------------------------------------|------------|---------------|
| Incremento por carga dinámica              | IM         | 1.33          |
| Fact. Presencia multiple                   | 2 vías     | 1             |
| Aplicación de la carga al punto de apoyo x |            | 0.625 m       |
| Faja equiv. Normal                         | E          | 1.14 m        |
| Faja equiv. Accidental                     | E          | 1.66 m        |
| Carga de Rueda - HL-93                     | Pr         | 7.27 Ton      |
| Normal                                     | M LL+IM    | 0 Ton*m       |
| Accidental                                 | M LL+IM    | 3.63 Ton*m    |
| ACCIÓN DE FUERZAS TRANSVERSAL              |            |               |
| Momento plastico resistente                | Mp (poste) | 6.21 Ton*m    |
| Resultante                                 | Ycg        | 0.62 m        |
| Fuerza transversal Poste                   | Pp         | 10.02 Ton     |
| Base del poste                             | Db         | 0.16 m        |
| Altura del poste en planta                 | Wb         | 0.082 m       |
|                                            | X          | 0.973 m       |
| Ancho de faja primaria                     | E          | 1.954 m       |
| Ancho de faja primaria                     | Md         | 25.673 Tonm/m |
|                                            | Td         | 41.407 Tonm/m |
| Ancho de la faja primaria AASHTO           | c4,6,2,1,3 | 1.97 m        |
|                                            | Mcraa      | 13.032 Tonm/m |
|                                            | Ta-a       | 21.019 Tonm/m |
| ACCIÓN DE FUERZAS verticales               |            |               |
| Fuerza Vertical                            | Fv         | 2.04 Ton      |
| Longitud Vertical                          | Lv         | 5.5 m         |
| Separación de postes                       | L          | 2 m           |
|                                            | X          | 0.973 m       |
| Usar L como b                              | b          | 2.028 m       |
|                                            | b          | 2 m           |
| Fuerza de corte como punzamiento           | Pv         | 0.741 Ton     |
| Momento en el tablero                      | MCTaa      | 0.361 Ton*m   |

Tramos y apoyos interiores

|                        |   |        |
|------------------------|---|--------|
| Luz entre vigas        | S | 3000 m |
| Ancho faja primaria M+ | E | 2.31 m |
| Ancho faja primaria M- | E | 1.97 m |

| Mn max, AASHTO LRFD - Tabla A4 |      |       |       |
|--------------------------------|------|-------|-------|
| S [m]                          | Mn + | Mn -  |       |
|                                |      | 0.15  | 0.225 |
| 3.00                           | 3.14 | 3.324 | 2.924 |

|              |              |
|--------------|--------------|
| M LL+IM +    | 3.141 Ton*m  |
| M LL+IM - bb | 3.058 Tonm/m |

| Momento por colisión en la sección b-b |           |              |
|----------------------------------------|-----------|--------------|
| Transversal                            | Ft        | 12.23 Ton    |
|                                        | x         | 1.323 m      |
|                                        | Ebb       | 1.954 m      |
|                                        | McTbb (h) | 8.284 Tonm/m |

| Corte en el tablero           |        |          |
|-------------------------------|--------|----------|
| Carga de Rueda - HL-93        | Pr     | 7.27 Ton |
| Reacción en el Apoyo          | Rcv    | 10.44 m  |
| Ancho faja primaria M+        | E      | 2.31 m   |
| Incremento por carga dinámica | IM     | 1.33     |
| Fact. Presencia multiple      | 2 vías | 1        |
| Corte en la sección d-d       | V LLdd | 6.01 Ton |

| Factor Modificador de Cargas   |      |
|--------------------------------|------|
| Factor de Ductilidad           | 1    |
| Factor de Redundancia          | 1.00 |
| Fact. De importancia operativa | 1    |
| n                              | 1.00 |

| Factores a usar |         |         |           |      |
|-----------------|---------|---------|-----------|------|
| Resistencia I   | Yp máx. | Yp mín. | Yp A USAR |      |
| DC              |         | 1.25    | 0.9       | 1.25 |
| DW              |         | 1.5     | 0.65      | 1.5  |
| LL + IM         |         | 1.75    | 1.75      | 1.75 |
| Event Extre II  | Yp máx. | Yp mín. | Yp A USAR |      |
| DC              |         | 1       | 1         | 1    |
| DW              |         | 1       | 1         | 1    |
| LL + IM         |         | 0.5     | 0.5       | 0.5  |
| CT              |         | 1       | 1         | 1    |
| Servicio I      | Yp máx. | Yp mín. | Yp A USAR |      |
| DC              |         | 1       | 1         | 1    |
| DW              |         | 1       | 1         | 1    |
| LL + IM         |         | 1       | 1         | 1    |

| Resultado de momentos                |             |             |
|--------------------------------------|-------------|-------------|
| Voladizo                             |             |             |
| Vehículo en posición natural / R1    | Mu (-)aa    | 1.10 Ton*m  |
| Vehículo en posición accidental / R1 | Mu (-)aa    | 7.46 Ton*m  |
| Colisión vehículo / EX II            | Mu (-)aa    | 16.09 Ton*m |
| Servicio I                           | Mu (-)aa    | 0.88 Ton*m  |
| Apoyos Interiores                    |             |             |
| Resistencia I / Apoyo Interior       | Mu (-)bb    | 6.18 Ton*m  |
| Event Extr II + Colisión             | Mu (-)bb    | 10.47 Ton*m |
| Servicio I / Apoyo Interior          | Mu (-)bb    | 3.71 Ton*m  |
| Resistencia I / Apoyo Interior       | Mu (-)cc    | 5.56 Ton*m  |
| Resistencia I / Apoyo Interior       | Mu (-)dd    | 5.70 Ton*m  |
| Tramo                                |             |             |
|                                      | M DC(+) 1-2 | 0.119 Ton*m |
|                                      | M DW(+) 1-2 | 0.053 Ton*m |
|                                      | M IM(+) 1-2 | 3.141 Ton*m |
| Resistencia I                        | Mu (+) 1-2  | 5.724 Ton*m |
| Servicio I                           | Mu (+) 1-2  | 3.313 Ton*m |
| Corte Último                         |             |             |
| Fuerza de tracción última            | T CT        | 21.019 Ton  |
| Resistencia I                        | Vu d-d      | 11.597 Ton  |

| ARMADURA                    |      |        |                    |
|-----------------------------|------|--------|--------------------|
| ARMADURA POR TRACCIÓN       |      |        |                    |
| Fuerza de tensión           | Ta-a | 21.019 | Tonm/m             |
| Factor de resistencia       | Ø    | 1.000  |                    |
|                             | Ast  | 5.00   | cm <sup>2</sup>    |
| ARMADURA POR FLEXIÓN        |      |        |                    |
| Resistencia del hormigón    | f'c  | 280    | kg/cm <sup>2</sup> |
| Acero de fatiga de fluencia | fy   | 4200   | kg/cm <sup>2</sup> |
|                             | β1   | 0.85   |                    |
| Ancho                       | B    | 100    | cm                 |
| Espesor de losa             | H    | 25     | cm                 |
| Recubrimiento Art. 5.10.1   | ri   | 3      | cm                 |
|                             | rs   | 3      | cm                 |
| Altura efectiva             | d    | 22     | cm                 |
| Factor de resistencia       | Φ    | 0.9    |                    |

| Acero de refuerzo para el tablero |          |                  |                  |                  |           |
|-----------------------------------|----------|------------------|------------------|------------------|-----------|
| Elemento                          | Voladizo | Apoyo Inferior 1 | Apoyo Inferior 2 | Apoyo Inferior 3 | Tramo 1-2 |
|                                   | a-a      | b-b              | c-c              | d-d              | Tramo1    |
| Mu máx [Ton*m]                    |          | 16.09            | 10.47            | 5.56             | 5.70      |
| w                                 |          | 0.1442           | 0.0907           | 0.0469           | 0.0481    |
| p cal                             |          | 0.0096           | 0.0060           | 0.0031           | 0.0032    |
| As cal [cm <sup>2</sup> ]         |          | 21.145           | 13.302           | 6.871            | 7.056     |

| Armadura superior sobre voladizo       |      |        |           |                  |        |
|----------------------------------------|------|--------|-----------|------------------|--------|
| Acero propuesto                        | #    | φ [mm] | "+"       | #                | φ [mm] |
| Superior sobre Voladizo                | 5    | 16     |           | 8                | 16     |
| Área [cm <sup>2</sup> /m]              | 0.2  | 10.05  |           | 0.125            | 16.085 |
| Área Total [cm <sup>2</sup> /m]        |      | 26.14  |           |                  |        |
| As Flexión [cm <sup>2</sup> /m]        |      | 23.64  | Condición | As Flex > As Vol | Cumple |
| Armadura superior sobre apoyo interior |      |        |           |                  |        |
| Acero propuesto                        | #    | φ [mm] | "+"       | #                | φ [mm] |
| Superior sobre Voladizo                | 4    | 16     |           | 4                | 10     |
| Área [cm <sup>2</sup> /m]              | 0.25 | 8.04   |           | 0.25             | 3.142  |
| Área Total [cm <sup>2</sup> /m]        |      | 11.18  |           |                  |        |
| As Flexión [cm <sup>2</sup> /m]        |      | 8.68   | Condición | As Flex > As Vol | Cumple |
| Armadura interior tramo                |      |        |           |                  |        |
| Acero propuesto                        | #    | φ [mm] | "+"       | #                | φ [mm] |
| Superior sobre Voladizo                | 5    | 18     |           |                  |        |
| Área [cm <sup>2</sup> /m]              | 0.2  | 12.72  |           |                  |        |
| Área Total [cm <sup>2</sup> /m]        |      | 12.72  |           |                  |        |
| As Flexión [cm <sup>2</sup> /m]        |      | 7.72   | Condición | As Flex > As Vol | Cumple |

| Resumen de Armado |          |       |                |
|-------------------|----------|-------|----------------|
| Superior          | Voladizo | Corto | 1 φ 16 @ 0.125 |
|                   | Todo     | Largo | 1 φ 16 @ 0.2   |
|                   | Centro   | Corto | 1 φ 10 @ 0.25  |
| Inferior          | Todo     | Largo | 1 φ 18 @ 0.2   |

| Verificación del armado  |                               |                                       |                      |
|--------------------------|-------------------------------|---------------------------------------|----------------------|
|                          | Apoyo Interior<br>Mn (-) / R1 | Apoyo Exterior<br>Voldz / Mn (-) / R1 | Tramo<br>Mn (+) / R1 |
| β1 =                     | 0.85                          | 0.85                                  | 0.85                 |
| As [cm <sup>2</sup> ]    | 12.72                         | 26.14                                 | 11.18                |
| C [cm]                   | 2.64                          | 5.43                                  | 2.32                 |
| a [cm]                   | 2.25                          | 4.61                                  | 1.97                 |
| d [cm]                   | 22                            | 22                                    | 22                   |
| Mu [Ton*m]               | 6.18                          | 7.46                                  | 5.72                 |
| Factor de Resistencia, Φ | 0.9                           | 0.9                                   | 0.9                  |
| Φ Mn [Ton*m]             | 10.04                         | 19.46                                 | 8.88                 |
| Φ Mn > Mu                | Cumple                        | Cumple                                | Cumple               |

| Límite para las armaduras |          |        |        |        |               |
|---------------------------|----------|--------|--------|--------|---------------|
| Armadura máxima           |          |        |        |        |               |
| Elemento                  | Momento  | d [cm] | c [cm] | et cal | Caso 1        |
| Apoyo Exterior Voladizo   | Negativo |        | 22     | 5.43   | 0.009 > 0,005 |
| Apoyo Interior            | Negativo |        | 22     | 2.64   | 0.022 > 0,005 |
| Tramo                     | Positivo |        | 22     | 2.32   | 0.025 > 0,005 |

| Evaluación del Fisuramiento    |      |                            |
|--------------------------------|------|----------------------------|
| Condición de exposición        | Ye = | 0.75                       |
| Módulo de elasticidad Hormigón | Ec   | 250998 kg/cm <sup>2</sup>  |
| Módulo de elasticidad Acero    | Es   | 2030000 kg/cm <sup>2</sup> |
| Relación Ec y Es               | n    | 10                         |
| Ancho                          | B    | 100 cm                     |
| Espesor de losa                | H    | 25 cm                      |

| Control de agrietamiento   |                            |                            |                   |
|----------------------------|----------------------------|----------------------------|-------------------|
| Momento                    | Negativo<br>Apoyo Interior | Negativo<br>Apoyo Exterior | Positivo<br>Tramo |
| dc [cm]                    | 3                          | 3                          | 3                 |
| h [cm]                     | 25                         | 25                         | 25                |
| βs                         | 1.19                       | 1.19                       | 1.19              |
| M [Ton*m]                  | 3.71                       | 0.88                       | 3.31              |
| As [cm <sup>2</sup> ]      | 12.72                      | 26.14                      | 11.18             |
| de [cm]                    | 22                         | 22                         | 22                |
| y [cm]                     | 6.317                      | 8.424                      | 5.985             |
| I trans [cm <sup>4</sup> ] | 39697                      | 68101                      | 35831             |
| fs [kg/cm <sup>2</sup> ]   | 1468                       | 175                        | 1481              |
| S máx [cm]                 | 47.47                      | 441.35                     | 46.99             |
| S var [cm]                 | 25                         | 12.5                       | 20                |
| Condición                  | Cumple                     | Cumple                     | Cumple            |

| Refuerzo longitudinal de distribución |               |                      |                           |
|---------------------------------------|---------------|----------------------|---------------------------|
| Separación                            | S             | 2.65 m               |                           |
| Refuerzo perpendicular al tráfico     | %Asd          | 74.61 %              |                           |
| Condición                             | %Asd ≤ 67     | 67                   |                           |
| Armadura de distribución              | Asd           | 8.52 cm <sup>2</sup> |                           |
| <b>Acero propuesto</b>                | #             | φ [mm]               | Área [cm <sup>2</sup> /m] |
| Superior sobre Voladizo               | 5             | 16                   | 10.05                     |
| Condición                             | Asd col > Asd | Cumple               | 1 φ 16 @ 0.2              |

| Refuerzo por concentración y temperatura |               |                                       |                           |
|------------------------------------------|---------------|---------------------------------------|---------------------------|
| Área Requerida                           | Ast           | 1.80 cm <sup>2</sup>                  |                           |
| Condición                                |               | 2.33 < Ast < 12.70 cm <sup>2</sup> /m |                           |
|                                          | Ast           | 2.33 cm <sup>2</sup>                  |                           |
| <b>Acero propuesto</b>                   | #             | φ [mm]                                | Área [cm <sup>2</sup> /m] |
| Superior sobre Voladizo                  | 4             | 10                                    | 3.14                      |
| Condición                                | Asd col > Asd | Cumple                                | 1 φ 10 @ 0.25             |

| Chequeo de corte en el tablero    |         |                        |
|-----------------------------------|---------|------------------------|
| Factor al corte                   | Ø       | 0.9                    |
| Altura de corte efectivo          | dv      | 19.8 cm                |
| ancho unitario                    | b       | 100 cm                 |
| Resistencia del hormigón          | f'c     | 280 kg/cm <sup>2</sup> |
| Factores                          | β1      | 2                      |
| Factores                          | θ       | 45 °                   |
| Cortante resistido por hormigón   | Vc      | 17.56 Ton              |
| Cortante resistido por el acero   | Vs      | 0 Ton                  |
| Cortante resistido por el tablero | Vn      | 17.56 Ton              |
| Resistencia Factorada             | Vr      | 15.80 Ton              |
| Condición                         | Vr > Vu | Cumple                 |

| Longitud de desarrollo en tracción      |                |                       |      |
|-----------------------------------------|----------------|-----------------------|------|
| Factor de ubicación del reforzamiento   | $\lambda_{rl}$ | 1.3                   |      |
| Factor de revestimiento                 | $\lambda_{cf}$ | 1.2                   |      |
| Factor de confinamiento de refuerzo     | $\lambda_{rc}$ | 0.42                  |      |
| Factor de exceso de refuerzo            | $\lambda_{er}$ | 0.76                  |      |
| Factor para concreto de densidad normal | $\lambda$      | 1                     |      |
| Acero de refuerzo necesario             | $A_{nec}$      | 2.49 in <sup>2</sup>  |      |
| Acero de refuerzo colocado              | $A_{col}$      | 3.28 in <sup>2</sup>  |      |
| recubrimiento de hormigón               | $C_{br}$       | 1.18 in               |      |
| Área de acero transversal               | $A_{tr}$       | 0.319 in <sup>2</sup> |      |
| Separación entre los aceros             | $S$            | 4.921 in              |      |
| # de barras colocadas                   | $N$            | 8.000                 |      |
| Índice de refuerzo transversal          | $K_{tr}$       | 0.32                  |      |
| Diametro [mm/in]                        | $d_b$          | 16                    | 0.64 |
| Fluencia [ksi]                          | $f_y$          | 59.74 ksi             |      |
| Resistencia del hormigón                | $f'_c$         | 3.98 ksi              |      |
| Longitud de varilla                     | $L_{db}$       | 45.81 in              |      |
| Longitud de desarrollo                  | $L_d$          | 23.04 in              |      |
|                                         | $L_d$          | 58.52 cm              |      |

## Diseño de los Diafragmas

| DISEÑO DE LOS DIAFRAGMAS            |             |                         |
|-------------------------------------|-------------|-------------------------|
| Altura                              | h           | 1.25 m                  |
| Espesor del tablero                 | t           | 0.25 m                  |
| Altura del diafragma                | hd          | 1.25 m                  |
| Ancho del diafragma                 | bd          | 0.25 m                  |
| Longitud del diafragma              | S           | 2.65 m                  |
| Número de diafragmas por tramo      | Nd          | 2                       |
| Número de vigas                     | Nv          | 3                       |
| Resistencia del hormigón            | f'c         | 280 kg/cm <sup>2</sup>  |
| Fluencia del acero                  | fy          | 4200 kg/cm <sup>2</sup> |
| <b>Peso específico del hormigón</b> | Yh          | 2.4 Ton/m <sup>3</sup>  |
| Área del diafragma                  | Ad          | 0.31 m <sup>2</sup>     |
| Peso propio del diafragma           | Wppd        | 0.75 Ton/m              |
| <b>Área del tablero</b>             | At          | 0.06 m <sup>2</sup>     |
| Peso propio del tablero             | Wt          | 0.15 Ton/m              |
| <b>Peso total</b>                   | W Dc        | 0.9 Ton/m               |
| Cortante por Dc                     | V Dc        | 1.1925 Ton              |
| Mn por Dc                           | M Dc (+)    | 0.527 Ton*m             |
|                                     | M Dc (-)    | 0.263 Ton*m             |
| <b>Peso específico del asfalto</b>  | ycr         | 2.2 Ton/m <sup>3</sup>  |
| Area de la carpeta asfáltica        | A ca        | 0.0125 m <sup>2</sup>   |
| Peso de la carpeta asfáltica        | W Dw        | 0.0275 Ton/m            |
| Cortante por Dw                     | V Dw        | 0.036 Ton               |
| Mn por Dw                           | M Dw (-)    | 0.016 Ton*m             |
|                                     | M Dw (+)    | 0.008 Ton*m             |
| <b>Carga viva</b>                   |             |                         |
| Carga de la rueda                   | Pr          | 7.27 Ton                |
| Factor de presencia múltiple        | m           | 1.2                     |
| Incremento dinámico                 | IM          | 33 %                    |
| Para una carga Concentrada          | M (+-)      | 2.408 Ton*m             |
|                                     | M LL+IM (+) | 3.843 Ton*m             |
|                                     | M LL+IM (-) | 3.843 Ton*m             |
| Para dos cargas concentradas        | a           | 0.41 m                  |
|                                     | M (+)       | 0.461 Ton*m             |
|                                     | M (-)       | 2.520 Ton*m             |
|                                     | M LL+IM (+) | 0.736 Ton*m             |
|                                     | M LL+IM (-) | 4.021 Ton*m             |

| DISEÑO A FLEXION                      |                |                      |
|---------------------------------------|----------------|----------------------|
| <b>Combinación de cargas</b>          |                |                      |
| Carga donde es apropiado el valor max | $\eta_i$ max   | 1                    |
| Resistencia I                         | M (+)          | 7.40 Ton*m           |
|                                       | M (-)          | 7.39 Ton*m           |
| <b>Armadura</b>                       |                |                      |
| Diametro del acero longitudinal       | $\phi$ long    | 16 mm                |
| Área del acero, Para Mu (-)           | A              | 2.01 cm <sup>2</sup> |
| # de varillas                         | n              | 2                    |
| Área total                            | A t            | 4.02 cm <sup>2</sup> |
| Diametro del acero de estribo         | $\phi$ e       | 14 mm                |
| Área del acero del estribo            | A e            | 1.54 cm <sup>2</sup> |
| Diametro del acero de losa            | $\phi$ losa    | 14 mm                |
| Área del acero de losa                | A losa         | 1.54 cm <sup>2</sup> |
| Recubrimiento                         | r              | 3 cm                 |
|                                       | z              | 7.08 cm              |
|                                       | d              | 117.92 cm            |
|                                       | a              | 2.84 cm              |
| Mu (-) por el acero colocado          | Mu (-)         | 19.68 Ton*m          |
| Mu (-) acero > Mu (-)                 | Condición      | CUMPLE               |
| Mu (+) por el acero colocado          | Mu (+)         | 19.68 Ton*m          |
| Mu (+) acero > Mu (+)                 | Condición      | CUMPLE               |
| <b>As max</b>                         |                |                      |
|                                       | c              | 3.3394369 cm         |
|                                       | dc             | 117.92 cm            |
| c/dc < 0.42                           | c/dc           | CUMPLE               |
| <b>As min</b>                         |                |                      |
| Mn (-)                                | a (Ton*m)      | 26.28 Ton*m          |
|                                       | b (Ton*m)      | 9.83 Ton*m           |
|                                       | menor          | 9.83 Ton*m           |
| Mn (-) acero > Menor                  | Condición      | CUMPLE               |
| Mn (+)                                | a (Ton*m)      | 26.28 cm             |
|                                       | b (Ton*m)      | 9.84 cm              |
|                                       | menor          | 9.84 cm              |
| Mn (+) acero > Menor                  | Condición      | CUMPLE               |
| <b>Resumen</b>                        |                |                      |
| Para Mn (-)                           | 2 $\phi$ 16 mm |                      |
| Para Mn (+)                           | 2 $\phi$ 16 mm |                      |

| DISEÑO A FLEXION                      |                |                      |
|---------------------------------------|----------------|----------------------|
| <b>Combinación de cargas</b>          |                |                      |
| Carga donde es apropiado el valor max | $\eta_i$ max   | 1                    |
| Resistencia I                         | M (+)          | 7.40 Ton*m           |
|                                       | M (-)          | 7.39 Ton*m           |
| <b>Armadura</b>                       |                |                      |
| Diametro del acero longitudinal       | $\phi$ long    | 16 mm                |
| Área del acero, Para Mu (-)           | A              | 2.01 cm <sup>2</sup> |
| # de varillas                         | n              | 2                    |
| Área total                            | A t            | 4.02 cm <sup>2</sup> |
| Diametro del acero de estribo         | $\phi$ e       | 14 mm                |
| Área del acero del estribo            | A e            | 1.54 cm <sup>2</sup> |
| Diametro del acero de losa            | $\phi$ losa    | 14 mm                |
| Área del acero de losa                | A losa         | 1.54 cm <sup>2</sup> |
| Recubrimiento                         | r              | 3 cm                 |
|                                       | z              | 7.08 cm              |
|                                       | d              | 117.92 cm            |
|                                       | a              | 2.84 cm              |
| Mu (-) por el acero colocado          | Mu (-)         | 19.68 Ton*m          |
| Mu (-) acero > Mu (-)                 | Condición      | CUMPLE               |
| Mu (+) por el acero colocado          | Mu (+)         | 19.68 Ton*m          |
| Mu (+) acero > Mu (+)                 | Condición      | CUMPLE               |
| <b>As max</b>                         |                |                      |
|                                       | c              | 3.3394369 cm         |
|                                       | dc             | 117.92 cm            |
| c/dc < 0.42                           | c/dc           | CUMPLE               |
| <b>As min</b>                         |                |                      |
| Mn (-)                                | a (Ton*m)      | 26.28 Ton*m          |
|                                       | b (Ton*m)      | 9.83 Ton*m           |
|                                       | menor          | 9.83 Ton*m           |
| Mn (-) acero > Menor                  | Condición      | CUMPLE               |
| Mn (+)                                | a (Ton*m)      | 26.28 cm             |
|                                       | b (Ton*m)      | 9.84 cm              |
|                                       | menor          | 9.84 cm              |
| Mn (+) acero > Menor                  | Condición      | CUMPLE               |
| <b>Resumen</b>                        |                |                      |
| Para Mn (-)                           | 2 $\phi$ 16 mm |                      |
| Para Mn (+)                           | 2 $\phi$ 16 mm |                      |



## Diseño de dispositivos de Apoyo

| CARGAS ACTUANTES                        |        |                         |
|-----------------------------------------|--------|-------------------------|
| <b>CARGAS PERMANENTES RDC</b>           |        |                         |
| Peso específico del hormigón            | yc     | 2.4 Ton/m <sup>3</sup>  |
| Peso específico del acero               | ya     | 7.85 Ton/m <sup>3</sup> |
| Longitud del Puente                     | L      | 37 m                    |
| Tablero superior                        | DC1    | 188.70 Ton              |
| Almas de la viga cajón                  | DC2    | 116.55 Ton              |
| Cartela                                 | DC3    | 2.00 Ton                |
| Diafragma en el apoyo y en el tramo     | DC4    | 13.12 Ton               |
| Acera                                   | DC5    | 21.98 Ton               |
| Postes                                  | DC6    | 0.60 Ton                |
| Rieles                                  | DC7    | 2.15 Ton                |
| Tablero Inferior                        | DC8    | 112.78 Ton              |
| TOTAL                                   | R DC   | 457.87 Ton              |
| <b>Cargas Permanentes RDW</b>           |        |                         |
| Peso específico del asfalto             | ycr    | 2.2 Ton/m <sup>3</sup>  |
| Capa de rodadura                        | DW1    | 24.42 Ton               |
| Servicios Públicos                      | DW2    | 11.1 Ton                |
| TOTAL                                   | R DW   | 35.52 Ton               |
| <b>Cargas Viva RLL</b>                  |        |                         |
| Carga de camion de diseño               | Pc     | 7.27 Ton                |
| Carga de carril/vía                     | W LL   | 0.95 Ton/m              |
| Carga peatonal /lado                    | W LP   | 0.36 Ton/m              |
| Número de vías cargadas                 | N vías | 2                       |
| Fact. Presencia múltiple (2 vías carg)  | m      | 1                       |
| Peso de carga viva                      | R LL   | 54.43 Ton/vías          |
| Reacción por carga viva en dos carriles | R LL   | 108.87 Ton              |
| <b>Resumen</b>                          |        |                         |
| Cargas Permanentes RDC                  | R DC   | 457.87 Ton              |
| Cargas Permanentes RDW                  | R DW   | 35.52 Ton               |
| Carga Permanente                        | ΣR     | 493.39 Ton              |
| Carga viva por apoyo de neopreno        | R LL   | 108.87 Ton              |
| Peso total por apoyo de Neopreno        | RT     | 602.26 Ton              |
| Peso total por nervio                   | RT/N   | 200.75 Ton/nervio       |

| Neopreno                                          |            | Grado 60                 |
|---------------------------------------------------|------------|--------------------------|
| Esfuerzo admisible a compresión                   | σs         | 87.9 kg/cm <sup>2</sup>  |
| Ancho de la viga                                  | bw         | 35 cm                    |
| Ancho del neopreno                                | W          | 32 cm                    |
| Longitud de neopreno calculado                    | L          | 71.37 cm                 |
|                                                   | L adoptada | 75 cm                    |
| Área de Neopreno                                  | A          | 2400 cm <sup>2</sup>     |
| Esfuerzo a compresión por carga total             | σs         | 83.65 kg/cm <sup>2</sup> |
| Esfuerzo a compresión por carga permanente        | σD         | 68.53 kg/cm <sup>2</sup> |
| Esfuerzo a compresión por Carga viva              | σLL        | 15.12 kg/cm <sup>2</sup> |
| Espesor de las capas internas de elastómeros      | hri        | 1 cm                     |
| Factor de forma rectangular                       | Si         | 11.21                    |
| <b>Deformación por corte → Temperatura</b>        |            |                          |
| Variación por temperatura                         | Δt         | 20.00 °C                 |
| Coef. De dilatación por temperatura               | α          | 1.08E-05 /°C             |
| Deformación por Temperatura                       | δt(+)      | 0.80 cm                  |
| <b>Deformación por corte → Contracción del Ho</b> |            |                          |
| Coef. De contracción (28 días)                    | Cc         | 2.00E-04                 |
| Deformación por contracción                       | δc         | 0.74 cm                  |
| Def. total de la superestructura                  | δ          | 2.338 cm                 |
| Factor de carga por temperatura                   | YTU        | 1.2                      |
|                                                   | Δs/lado    | 1.40 cm                  |
|                                                   | 2*Δs       | 2.81 cm                  |
| Espesor de las capas internas de elastómeros      | hri        | 1 cm                     |
| Número de capas del elastómero                    | n int      | 2 capas                  |
| Espesor de las capas exteriores del elastómero    | hre        | 0.8 cm                   |
| Altura total de las capas de neopreno             | hrt        | 3.6 cm                   |
| hrt > 2Δs                                         | Condición  | CUMPLE                   |

| Combinación de compresión, rotación y corte                                                                          |                 |                           |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------|---------------------------|
| Módulo de elasticidad ( $0.08 \leq G \leq 0.175$ )ksi                                                                | G               | 10 kg/cm <sup>2</sup>     |
| <b>CUMPLE</b>                                                                                                        | G               | 0.142 ksi                 |
| Apoyo rectangular                                                                                                    | Da              | 1.4                       |
| Apoyo rectangular                                                                                                    | Dr              | 0.5                       |
| <b>Giro por carga permanente (C. Estática)</b>                                                                       |                 |                           |
| Carga distribuida permanente                                                                                         | W(Dc+Dw)        | 133.349 kg/cm             |
| Carga Puntual del diafragma                                                                                          | Pd              | 3280 kg                   |
| Fuerza de compresión del hormigón                                                                                    | f'c             | 280 kg/cm <sup>2</sup>    |
| Módulo de elasticidad del hormigón                                                                                   | Ec              | 200798 kg/cm <sup>2</sup> |
| Inercia efectiva por cargas permanentes                                                                              | Ig              | 196511358 cm <sup>4</sup> |
| Ángulo de rotación                                                                                                   | $\theta_s$      | 0.007 rad                 |
| <b>Giro po carga viva (cíclica)</b>                                                                                  |                 |                           |
| Carga eje transversal                                                                                                | Pe              | 14540 kg                  |
| Carga de carril de diseño/vía                                                                                        | W LL            | 9.5 kg/cm                 |
| Factor de distribución para Momento                                                                                  | gm              | 2                         |
| Módulo de elasticidad del hormigón                                                                                   | Ec              | 200798 kg/cm <sup>2</sup> |
| Inercia efectiva por cargas permanentes                                                                              | Ig              | 196511358 cm <sup>4</sup> |
|                                                                                                                      | Pe'             | 29080 kg                  |
|                                                                                                                      | Pe'/4           | 7270 kg                   |
|                                                                                                                      | W LL'           | 19 kg/cm                  |
|                                                                                                                      | a1              | 427 cm                    |
|                                                                                                                      | b1              | 3273 cm                   |
|                                                                                                                      | a2              | 854 cm                    |
|                                                                                                                      | b2              | 2846 cm                   |
| Ángulo de rotación                                                                                                   | $\theta_{S LL}$ | 0.0008 rad                |
| Esfuerzo a compresión por carga total                                                                                | $\sigma_s$      | 83.65 kg/cm <sup>2</sup>  |
| Def. por esfrz cortante por la carga axial                                                                           | Ya,st           | 1.044                     |
|                                                                                                                      | Ya,cy           | 0.189                     |
| Def. por esfrz cortante por la rotación                                                                              | Yr,st           | 2.185                     |
|                                                                                                                      | Yr,cy           | 0.189                     |
| Def. por esfrz cortante por el desplazamiento                                                                        | Ys,st           | 0.390                     |
|                                                                                                                      | Ys,cy           | 0.000                     |
| $[\gamma_{a,st} + \gamma_{r,st} + \gamma_{s,st}] + 1.75 * [\gamma_{a,cy} + \gamma_{r,cy} + \gamma_{s,cy}] \leq 5.00$ | Condicion 1     | 4.167 <b>CUMPLE</b>       |
| $\gamma_{a,st} \leq 3.00$                                                                                            | Condicion 2     | 1.044 <b>CUMPLE</b>       |

| Analisi de estabilidad   |                 |                      |
|--------------------------|-----------------|----------------------|
| Coeficientes             | A               | 0.159                |
| Coeficientes             | B               | 0.183                |
| Condición                | $2A \leq B$     | REDISEÑO             |
| Comprobación de esfuerzo |                 |                      |
| CONDICIÓN                | $\sigma_s \leq$ | 832.23 <b>CUMPLE</b> |
| CONDICIÓN                | $a-b \leq 0$    | -0.024 <b>CUMPLE</b> |

| Refuerzo de acero                                |                 |                         |
|--------------------------------------------------|-----------------|-------------------------|
| Esfuerzo de fluencia del acero (36 Ksi)          | Fy              | 2520 kg/cm <sup>2</sup> |
| Constante de amplitud de fatiga crítica (24 Ksi) | $\Delta F_{TH}$ | 1680 kg/cm <sup>2</sup> |
| Estado lim de servicio                           | hs1             | 0.996 mm                |
| Estado lim de fatiga                             | hs2             | 0.180 mm                |
| Valor minimo                                     | hs min          | 1.588 mm                |
| A seleccionar el may y redondear                 | hs              | 2 mm                    |
| Láminas de acero                                 | ns              | 3                       |
| <b>Deflexión por carga viva</b>                  |                 |                         |
| Esfuerzo a compresión por Carga viva             | $\sigma_{LL}$   | 0.215 Ksi               |
| Deformación por compresión                       | $\epsilon_{ti}$ | 1.10%                   |
|                                                  | $\delta_{ti}$   | 0.396 mm                |
| <b>Deflexión por carga muerta</b>                |                 |                         |
| Esfuerzo a compresión por carga total            | $\sigma_s$      | 1.19 Ksi                |
| Deformación por compresión                       | $\epsilon_{ti}$ | 4.10%                   |
|                                                  | $\delta_d$      | 1.476 mm                |
| <b>Deformación por efecto de creep</b>           |                 |                         |
| Creep deflection                                 | acr             | 0.35                    |
|                                                  | $\delta_{cr}$   | 0.5166 mm               |
| $\delta_{ti} < \delta_{adm}$                     | Condición       | CUMPLE                  |

| Anclaje                                          |                   |                              |
|--------------------------------------------------|-------------------|------------------------------|
| Rotación Total                                   | $\theta_s$        | 0.0085 rad                   |
| Número de capas del elastómero                   | n int             | 2 capas                      |
|                                                  | $\theta_s/n$      | 0.004269584                  |
|                                                  | $\epsilon_a$      | 0.083                        |
| $\frac{\theta_s}{n} \geq \frac{3\epsilon_a}{Si}$ | $3 \epsilon_a/Si$ | 0.002213563                  |
|                                                  | Condición         | CUMPLE → No requiere anclaje |

| Fuerza que provoca la deformación del apoyo           |                |                        |
|-------------------------------------------------------|----------------|------------------------|
| Módulo de elasticidad ( $0.08 \leq G \leq 0.175$ )ksi | G              | 10 kg/cm <sup>2</sup>  |
|                                                       |                | 0.98 Mpa               |
| Área de apoyo elastométrico                           | A              | 240000 mm <sup>2</sup> |
| Variación por temperatura                             | $\Delta temp$  | 7.99 mm                |
|                                                       | $\Delta contr$ | 7.4 mm                 |
|                                                       | $\Delta max$   | 23 mm                  |
|                                                       | $\Delta eq$    | 7.61 mm                |
| Altura total de las capas de neopreno                 | hrt            | 36 mm                  |
| Número de vigas                                       | Na             | 3                      |
| Fuerza sísmica que absorbe cada neopreno              | Heq            | 49739 N                |
|                                                       |                | 5070 kg                |
| Fuerza total del estribo                              | Heq t          | 15.21 Ton              |

| Resumen                                        |       |         |
|------------------------------------------------|-------|---------|
| Ancho del neopreno                             | W     | 32 cm   |
| Longitud de neopreno calculado                 | L     | 75 cm   |
| Espesor de las capas internas de elastómeros   | hri   | 1 cm    |
| Número de capas del elastómero                 | n int | 2 capas |
| Espesor de las laminas de acero                | hs    | 2 mm    |
| Espesor de las capas exteriores del elastómero | hre   | 0.8 cm  |
| Láminas de acero                               | ns    | 3       |
| Altura total                                   | ht    | 4.20 cm |

## Diseño de Vigas de Cajon

### Consideraciones

|                                   |      |         |       |
|-----------------------------------|------|---------|-------|
| Luz del puente                    | L    | 37 m    |       |
| Profundidad minima utilizada      | H    | 1.665 m | 166.5 |
| Se utilizara                      | H    | 1.7 m   | 170   |
| Espesor del alma                  | bw   | 0.35 m  | 35    |
| Número de carriles                | Nc   | 2       |       |
| Ancho total del puente            | At   | 8.5 m   | 850   |
| Ancho de la calzado               | Ac   | 6 m     | 600   |
| Ancho de la vereda                | Aver | 1.25 m  | 125   |
| Separación entre nervios          | Sn   | 2 m     | 200   |
| Se utilizara                      | Sn   | 3 m     | 300   |
| Separación entre caras de nervios | S'   | 2.65 m  | 265   |
| Longitud de voladizo              | Lv   | 1.25 m  | 125   |
| Espesor de la losa                | ts   | 0.25 m  | 25    |
| Espesor del tablero inferior      | tf   | 0.2 m   | 20    |
| # de almas                        |      | 3       |       |
| Cartela                           |      | 0.15 m  | 15    |

### Propiedades geométricas de la viga cajon

| Fig | n | Área<br>cm <sup>2</sup> | y<br>cm | y*A<br>cm <sup>3</sup> | y <sup>2</sup> *A<br>cm <sup>4</sup> | lcg<br>cm <sup>4</sup> |
|-----|---|-------------------------|---------|------------------------|--------------------------------------|------------------------|
| 1   | 1 | 21250                   | 157.5   | 3346875                | 527132812.5                          | 1106771                |
| 2   | 1 | 12700                   | 10      | 127000                 | 1270000                              | 400000                 |
| 3   | 3 | 13125                   | 82.5    | 1082813                | 89332031                             | 17089844               |
| 4   | 6 | 675                     | 140     | 94500                  | 13230000                             | 8438                   |
| Σ   |   | 47750                   |         | 4651187.5              | 630964844                            | 18605052               |

### Propiedades

|                                       |     |                           |            |
|---------------------------------------|-----|---------------------------|------------|
|                                       | y1  | 97.41 cm                  |            |
|                                       | y2  | 72.59 cm                  |            |
| Inercia                               | Ii  | 649569896 cm <sup>4</sup> |            |
| Inercia secc transversal              | Icg | 196511358 cm <sup>4</sup> |            |
| Módulo de sección inferior de la viga | Sb  | 2017424 cm <sup>3</sup>   | 175447.676 |
| Módulo de sección superior de la viga | Ss  | 2707032 cm <sup>3</sup>   |            |

### Factores de distribución de momentos

|                                   |    |                          |
|-----------------------------------|----|--------------------------|
| Separación entre nervios          | S  | 3000 mm                  |
| Luz de cálculo                    | L  | 37000 mm                 |
| Espesor de la losa                | T  | 250 mm                   |
| Filo de vereda al centro del alma | De | 0 mm                     |
| Modulo E viga = Modulo E tablero  | n  | 1                        |
| Excentrecidad viga tablero        | e  | 0 mm                     |
|                                   | Kg | 1.97E+12 mm <sup>4</sup> |

### Factor de distribución adoptado

|                                 |    |      |
|---------------------------------|----|------|
| # de carriles                   | Nc | 2    |
| Factor de distribución adoptado | g  | 2    |
| Incremento por carga dinámica   |    | 1.33 |

|                         |     |      |
|-------------------------|-----|------|
|                         | dv  | 1.82 |
| Ubicación del diafragma | L/3 | 12.3 |
| Centro de luz           | L/2 | 18.5 |

| Cortes y Momentos               |             |               |
|---------------------------------|-------------|---------------|
| Carga Muerta                    |             |               |
| Carga Muerta total              | wDc         | 13.1996 Ton/m |
| Carga por carpea asfáltica y SP | wDw         | 0.96 Ton/m    |
| Peso del diafragma              | P Diafragma | 3.28 Ton      |

|       |            |          |
|-------|------------|----------|
| 3     | 0.42588233 | 1.277647 |
| 1     | 0.162      | 0.162    |
| 1     | 0.3        | 0.3      |
| 4.775 | 2.4        | 11.46    |

| x<br>m | Carga Muerta |               | Carga Posterior |               |           |
|--------|--------------|---------------|-----------------|---------------|-----------|
|        | V DC<br>Ton  | M DC<br>Ton*m | V DW<br>Ton     | M DW<br>Ton*m |           |
| 0      | 247.47       | 0             | 17.76           | 0             |           |
| 1.224  | 231.32       | 291.70        | 16.58           | 21.02         |           |
| 1.82   | 223.42       | 428.21        | 16.01           | 30.77         | dv        |
| 2      | 221.07       | 468.47        | 15.84           | 33.60         |           |
| 4      | 194.67       | 884.16        | 13.92           | 63.36         |           |
| 6      | 168.28       | 1247.05       | 12.00           | 89.28         |           |
| 8      | 141.88       | 1557.16       | 10.08           | 111.36        |           |
| 10     | 115.48       | 1814.47       | 8.16            | 129.60        |           |
| 12     | 89.08        | 2019.00       | 6.24            | 144.00        |           |
| 12.3   | 81.40        | 2045.38       | 5.92            | 146.03        | Diafragma |
| 14     | 59.40        | 2165.26       | 4.32            | 154.56        |           |
| 16     | 33.00        | 2257.65       | 2.40            | 161.28        |           |
| 18     | 6.60         | 2297.24       | 0.48            | 164.16        |           |
| 18.5   | 0.00         | 2298.89       | 0.00            | 164.28        | Mitad     |

| Carga Viva                    |      |             |
|-------------------------------|------|-------------|
| Camion                        | Pc   | 7.27 Ton    |
| Tandem                        | Pt   | 5.669 Ton   |
| Carga de carril de diseño     | W LL | 0.952 Ton/m |
| Carga peatonal                | Pa   | 0.9 Ton/m   |
| Posición del camion de diseño |      | 1           |
| Peso total del camion         | Rc   | 32.715 Ton  |
| Posición del camion de diseño |      | 2           |
| Peso total del camion         | Rc   | 32.715 Ton  |

|       |       | T'ANDEM |        | CAMION     |        |            |        | CARGA DE CARRIL |        |
|-------|-------|---------|--------|------------|--------|------------|--------|-----------------|--------|
|       |       |         |        | POSICIÓN 1 |        | POSICIÓN 2 |        |                 |        |
| x     | L-x   | VLL     | MLL    | VLL        | MLL    | VLL        | MLL    | VLL             | MLL    |
| m     | m     | Ton     | Ton*m  | Ton        | Ton*m  | Ton        | Ton*m  | Ton             | Ton*m  |
| 0     | 37    | 22.30   | 0.00   | 30.20      | 0.00   | 31.46      | 0.00   | 17.61           | 0      |
| 1.224 | 35.78 | 21.55   | 26.38  | 29.12      | 35.64  | 30.37      | 21.66  | 16.47           | 20.84  |
| 1.82  | 35.18 | 21.19   | 38.61  | 28.59      | 52.09  | 29.85      | 38.87  | 15.92           | 30.51  |
| 2     | 35    | 21.08   | 42.15  | 28.43      | 56.86  | 29.69      | 43.86  | 15.76           | 33.32  |
| 4     | 33    | 19.85   | 79.40  | 26.66      | 106.64 | 27.92      | 96.16  | 14.01           | 62.83  |
| 6     | 31    | 18.62   | 111.75 | 24.89      | 149.36 | 26.15      | 141.39 | 12.36           | 88.54  |
| 8     | 29    | 17.40   | 139.19 | 23.12      | 184.99 | 24.38      | 179.54 | 10.82           | 110.43 |
| 10    | 27    | 16.17   | 161.74 | 21.36      | 213.56 | 22.61      | 210.63 | 9.38            | 128.52 |
| 12    | 25    | 14.95   | 179.37 | 19.59      | 235.05 | 20.85      | 234.64 | 8.04            | 142.80 |
| 12.3  | 24.67 | 14.74   | 181.84 | 19.29      | 237.94 | 20.55      | 237.95 | 7.83            | 144.81 |
| 14    | 23    | 13.72   | 192.11 | 17.82      | 249.47 | 19.08      | 251.57 | 6.81            | 153.27 |
| 16    | 21    | 12.50   | 199.94 | 16.05      | 256.81 | 17.31      | 261.43 | 5.67            | 159.94 |
| 18    | 19    | 11.27   | 202.87 | 14.28      | 257.08 | 15.54      | 264.22 | 4.64            | 162.79 |
| 18.5  | 18.5  | 10.96   | 202.84 | 13.84      | 256.04 | 15.10      | 263.82 | 4.40            | 162.91 |

31.46 0.00

|       |  | Carga viva + efect Dinam (LL+IM) |          | Carga viva Peatonal (PL) |        |
|-------|--|----------------------------------|----------|--------------------------|--------|
| x     |  | VLL + IM                         | MLL + IM | VLP                      | MLP    |
| m     |  | Ton                              | Ton*m    | Ton                      | Ton*m  |
| 0     |  | 118.90                           | 0.00     | 16.65                    | 0.00   |
| 1.224 |  | 113.73                           | 136.48   | 15.55                    | 19.71  |
| 1.82  |  | 111.23                           | 199.59   | 15.01                    | 28.85  |
| 2     |  | 110.49                           | 217.88   | 14.85                    | 31.50  |
| 4     |  | 102.29                           | 409.34   | 13.05                    | 59.40  |
| 6     |  | 94.29                            | 574.36   | 11.25                    | 83.70  |
| 8     |  | 86.50                            | 712.95   | 9.45                     | 104.40 |
| 10    |  | 78.91                            | 825.10   | 7.65                     | 121.50 |
| 12    |  | 71.53                            | 910.83   | 5.85                     | 135.00 |
| 12.3  |  | 70.32                            | 922.57   | 5.55                     | 136.90 |
| 14    |  | 64.36                            | 975.73   | 4.05                     | 144.90 |
| 16    |  | 57.39                            | 1015.29  | 2.25                     | 151.20 |
| 18    |  | 50.63                            | 1028.42  | 0.45                     | 153.90 |
| 18.5  |  | 48.97                            | 1027.57  | 0.00                     | 154.01 |

30.37 35.64

29.85 52.09

29.69 56.86

27.92 106.64

26.15 149.36

24.38 184.99

22.61 213.56

20.85 235.05

20.55 237.95

19.08 251.57

17.31 261.43

15.54 264.22

15.10 263.82

## DISEÑO DE VIGA FE CAJON ARMADO

### COMBINACIÓN DE CARGAS

#### Factor Modificador de Cargas

|                                |             |
|--------------------------------|-------------|
| Factor de Ductilidad           | 1           |
| Factor de Redundancia          | 1           |
| Fact. De importancia operativa | 1           |
| <b>n</b>                       | <b>1.00</b> |

#### Factores a usar

| Resistencia I |      | Yp A USAR |
|---------------|------|-----------|
| DC            | 1.25 |           |
| DW            | 1.5  |           |
| LL + IM + PL  | 1.75 |           |
| Servicio I    |      | Yp A USAR |
| DC            | 1    |           |
| DW            | 1    |           |
| LL + IM + PL  | 1    |           |
| Servicio III  |      | Yp A USAR |
| DC            | 1    |           |
| DW            | 1    |           |
| LL + IM + PL  | 0.8  |           |

| x<br>m | Resistencia I |       | Servicio I |         | Servicio III |         |           |
|--------|---------------|-------|------------|---------|--------------|---------|-----------|
|        | Vu            | Mu    | V          | M       | V            | M       |           |
|        | Ton           | Ton*m | Ton        | Ton*m   | Ton          | Ton*m   |           |
| 0      | 573           | 0     | 400.78     | 0.00    | 373.67       | 0.00    |           |
| 1.224  | 540           | 669   | 377.18     | 468.91  | 351.32       | 437.67  |           |
| 1.82   | 524           | 981   | 365.67     | 687.41  | 340.42       | 641.73  | dv        |
| 2.00   | 519           | 1072  | 362.25     | 751.45  | 337.19       | 701.58  |           |
| 4.00   | 466           | 2021  | 323.93     | 1416.26 | 300.86       | 1322.51 |           |
| 6.00   | 413           | 2844  | 285.82     | 1994.39 | 264.71       | 1862.78 |           |
| 8.00   | 360           | 3544  | 247.90     | 2485.87 | 228.71       | 2322.40 |           |
| 10.00  | 308           | 4119  | 210.20     | 2890.67 | 192.89       | 2701.35 |           |
| 12.00  | 256           | 4570  | 172.70     | 3208.83 | 157.22       | 2999.66 |           |
| 12.33  | 243           | 4630  | 163.19     | 3250.88 | 148.02       | 3038.98 | Diafragma |
| 14.00  | 200           | 4900  | 132.13     | 3440.45 | 118.45       | 3216.32 |           |
| 16.00  | 149           | 5105  | 95.04      | 3585.42 | 83.11        | 3352.12 |           |
| 18.00  | 98            | 5187  | 58.16      | 3643.72 | 47.94        | 3407.26 |           |
| 18.50  | 86            | 5188  | 48.97      | 3644.75 | 39.18        | 3408.44 | Mitad     |

| Prediseño de tendones                      |           |                          |
|--------------------------------------------|-----------|--------------------------|
| Resistencia del hormigón                   | f'c       | 400 kg/cm <sup>2</sup>   |
|                                            | λ         | 1                        |
| Estado admisible de tracción               | fadm.t    | 40.16 kg/cm <sup>2</sup> |
| Módulo de sección inferior                 | Sb        | 2017424 cm <sup>3</sup>  |
| Área de la sección viga cajon              | Ag        | 47750 cm <sup>2</sup>    |
| Distancia de la fibra inferior al cg       | rec       | 20 cm                    |
| Distancia del cg a la fibra inferior de CL | cb        | 97.41 cm                 |
| Excentricidad adoptada                     | ec        | 77.41 cm                 |
| Mn estado lim de servicio                  | M servIII | 3408.4 Ton*m             |
| Fuerza efectiva requerida                  | Pe        | 2171410.2 kg             |

| Número de Torones -Acero Pre esforzado     |     |                          |
|--------------------------------------------|-----|--------------------------|
| Resist la tracción                         | fpu | 19000 kg/cm <sup>2</sup> |
| Esfuerzo de fluencia                       | fpy | 17120 kg/cm <sup>2</sup> |
| Esfrz max, en el tensado                   | fpi | 15408 kg/cm <sup>2</sup> |
| Esfrz max, después de las perdidas totales | fpe | 13696 kg/cm <sup>2</sup> |
| Diámetro de torón (7 alambres/Grd270)      | φt  | 15.24 mm                 |
| Área del torón presforzado                 | Aφt | 1.4 cm <sup>2</sup>      |

| Pérdida de esfuerzo                              |                 |                          |
|--------------------------------------------------|-----------------|--------------------------|
| Asumido → se comprueba al final de este analisis | P               | 11.96                    |
|                                                  | γ               | 88.04                    |
| Esfuerzo efectivo del acero Ac. PE calculado     | fpe             | 13565 kg/cm <sup>2</sup> |
| Esfuerzo efectivo de postensado / 1 torón        | Pe'             | 18991 kg                 |
| Número de torones                                | Nt              | 114.34 torones           |
| factor de mayoración                             | f               | 1.6                      |
|                                                  | Nt (final)      | 183 torones              |
|                                                  | Nt (utilizados) | 189 torones              |
| Propuesta de torones ↓ ↑                         |                 |                          |
| 1 cable con                                      |                 | 21 torones               |
| # de cables                                      | CUMPLE          | 9 u                      |
| Diámetro de torón (7 alambres/Grd270)            | φt              | 15.24 mm                 |
| Área del torón presforzado                       | Aps             | 264.6 cm <sup>2</sup>    |

|                           |    |            |
|---------------------------|----|------------|
| Fuerza de tensado inicial | Pj | 4076957 kg |
| Presfuerzo efectivo final | Pe | 3589346 kg |

| Configuración de los tendones        |     |             |
|--------------------------------------|-----|-------------|
| Centro de gravedad                   | y   | 0.974 m     |
| Centro de luz                        | x'  | 18.5 m      |
| Distancia de la fibra inferior al cg | Rec | 0.45 m      |
| Constante                            | K   | 0.001531251 |

| Trayectoria del cable resultante de la viga postensada |      |       |       |
|--------------------------------------------------------|------|-------|-------|
| x                                                      | x'   | y     | e     |
| m                                                      | m    | m     | m     |
| 0                                                      | 18.5 | 0.974 | 0.000 |
| 2                                                      | 16.5 | 0.867 | 0.107 |
| 4                                                      | 14.5 | 0.772 | 0.202 |
| 6                                                      | 12.5 | 0.689 | 0.285 |
| 8                                                      | 10.5 | 0.619 | 0.355 |
| 10                                                     | 8.5  | 0.561 | 0.413 |
| 12                                                     | 6.5  | 0.515 | 0.459 |
| 14                                                     | 4.5  | 0.481 | 0.493 |
| 16                                                     | 2.5  | 0.460 | 0.515 |
| 18                                                     | 0.5  | 0.450 | 0.524 |
| 18.5                                                   | 0    | 0.450 | 0.524 |

| TORÓN 270 K.SI/190 Kg/mm² - NORMA ASTM A-416 |       |                |            |                    |        |                  |         |              |       |
|----------------------------------------------|-------|----------------|------------|--------------------|--------|------------------|---------|--------------|-------|
| Diámetro del Torón                           |       | Peso por metro |            | Resistencia mínima |        | Metros por rollo |         | Área nominal |       |
| mm                                           | inch  | kg/1000m       | lb/1,000ft | kn                 | lb     | m                | ft/coil | mm²          | inch² |
| 9.53                                         | 3/8   | 432            | 290        | 102.3              | 23.00  | 6706             | 22,000  | 54.84        | .085  |
| 11.11                                        | 7/16  | 581            | 390        | 137.9              | 31.000 | 4877             | 16,000  | 74.19        | .108  |
| 11.91                                        | 15/32 | 688            | 462        | 160.1              | 36.000 | 3962             | 13,000  | 85.81        | .133  |
| 12.70                                        | 1/2   | 775            | 520        | 183.7              | 41.300 | 3658             | 12,000  | 98.71        | .153  |
| 12.70                                        | 1/2   | 820            | 550        | 200.1              | 45.000 | 3658             | 12,000  | 107.74       | .167  |
| 14.29                                        | 9/16  | 970            | 651        | 230.0              | 51.700 | 2835             | 9,300   | 123.87       | .192  |
| 14.29                                        | 9/16  | 983            | 660        | 240.2              | 54.000 | 2835             | 9,300   | 129.03       | .200  |
| 15.24                                        | 9/16  | 1103           | 740        | 260.6              | 58.400 | 2661             | 8,600   | 140.00       | .217  |

| Sistema ingles            |                |            |             | Equivalencia a Sistema mks   |             |          |           |
|---------------------------|----------------|------------|-------------|------------------------------|-------------|----------|-----------|
| Grado f <sub>pu</sub> ksi | Diametros pulg | Area Pulg² | Peso Lb/pie | Grado f <sub>pu</sub> Kg/cm² | Diámetro mm | Area cm² | Masa kg/m |
| 250                       | 1/4            | 0.036      | 0.12        | 17600                        | 6.35        | 0.232    | 0.179     |
| 250                       | 3/8            | 0.08       | 0.27        | 17600                        | 9.53        | 0.516    | 0.403     |
| 250                       | 1/2            | 0.144      | 0.49        | 17600                        | 12.70       | 0.929    | 0.731     |
| 250                       | 0.6            | 0.216      | 0.74        | 17600                        | 15.24       | 1.394    | 1.104     |
| 270                       | 3/8            | 0.085      | 0.29        | 19000                        | 9.53        | 0.548    | 0.432     |
| 270                       | 1/2            | 0.153      | 0.53        | 19000                        | 12.70       | 0.987    | 0.790     |
| 270                       | 0.6            | 0.215      | 0.74        | 19000                        | 15.24       | 1.387    | 1.104     |

182.939865

2.00287023

2.00225202

2.00170858

2.00123998

2.00084627

2.00052749

2.00028369

2.00011489

2.0000211

0.50000015

18.5098644



| Cálculo de pérdidas en miembros postensados                 |               |                              |
|-------------------------------------------------------------|---------------|------------------------------|
| Perdidas Instantáneas                                       |               |                              |
| Asentamiento de los anclajes                                |               |                              |
| Asentamiento de los anclajes                                | $\Delta A$    | 0.6 cm                       |
| Longitud del tendón proyectado                              | Lc            | 37.02 m                      |
| Módulo de elasticidad de A PE                               | Ep            | 2004000 kg/cm <sup>2</sup>   |
| Perdida por corrimiento de anclaje                          | $\Delta fpA$  | 324.80 kg/cm <sup>2</sup>    |
| Perdida por fricción                                        |               |                              |
| Coef. Tipo de vaina - Polietileno                           | k             | 6.60E-07                     |
| Coef. Tipo de vaina - Polietileno                           | $\mu$         | 0.23                         |
| Longitud de cálc                                            | Lc            | 37 m                         |
| Excentricidad adoptada                                      | ec            | 0.524 m                      |
| Radio                                                       | R             | 326.79 m                     |
| Longitud hasta el centro de luz                             | x             | 18.5 m                       |
| Variación Angular final                                     | $\alpha f$    | 0.113 rad                    |
| Variación angular hasta el centro de la luz                 | $\alpha f/2$  | 0.057 rad                    |
| Base de log natural                                         | e             | 2.7                          |
| Esfrz max, en el tensado                                    | fpj           | 15408 kg/cm <sup>2</sup>     |
| Perdida por fricción                                        | $\Delta fpF$  | 199.61 kg/cm <sup>2</sup>    |
| Perdida por acortamiento elástico                           |               |                              |
| Esfuerzo despues de las $\Delta fpA$ y $\Delta fpf$         | f'pj          | 14883.6 kg/cm <sup>2</sup>   |
| Área del torón presforzado                                  | Aps           | 264.6 cm <sup>2</sup>        |
| Fuerza de presfuerzo despues de $\Delta fpA$ y $\Delta fpf$ | P'j           | 3938197.7 kg                 |
| Área de la secc del cajon                                   | Ag            | 47750.0 cm <sup>2</sup>      |
| Excentricidad adoptada                                      | ec            | 52.4 cm                      |
| Inercia de la viga                                          | Ig            | 196511358.4 cm <sup>4</sup>  |
| Momento por peso propio en el CL                            | M DC (total)  | 2298.9 Ton*m                 |
| # de cables                                                 | N             | 9.0                          |
| Módulo de elasticidad de A PE                               | Ep            | 2004000.0 kg/cm <sup>2</sup> |
| Mód de elasticidad del Ho durante la transf                 | Ect           | 240000.0 kg/cm <sup>2</sup>  |
| Esfrz max, en el tensado                                    | fpj           | 15408.0 kg/cm <sup>2</sup>   |
| Esfuerzo Ho, en la fibra en el cg                           | fcgp          | 76.2 kg/cm <sup>2</sup>      |
| Perdida por acortamiento elástico                           | $\Delta fpES$ | 282.8 kg/cm <sup>2</sup>     |

| Presfuerzo de la transferencia             |          |                          |
|--------------------------------------------|----------|--------------------------|
| Esfuerzo en el A PE en el tensado          | fpt      | 14601 kg/cm <sup>2</sup> |
| Esfrz max, después de las perdidas totales | fpe      | 13696 kg/cm <sup>2</sup> |
|                                            | 0,55*fpy | 9416 kg/cm <sup>2</sup>  |
| Condición                                  |          |                          |
| $fpt > fpe$                                |          | CUMPLE                   |
| $fpt > 0,55*fpy$                           |          | CUMPLE                   |

|                                  |                  |                      |
|----------------------------------|------------------|----------------------|
| Perdidas dependientes del tiempo | $\Delta fp Ltid$ | 0 kg/cm <sup>2</sup> |
|----------------------------------|------------------|----------------------|

| Perdidas durante la construcción de la viga cajon y extiende a través de la vida útil |               |                        |
|---------------------------------------------------------------------------------------|---------------|------------------------|
| Parámetro de contraccoión y flujo plástico                                            |               |                        |
| Coef de flujo plástico de la viga                                                     |               |                        |
| Resistencia del Ho inicial                                                            | f'civ         | 400 kg/cm <sup>2</sup> |
| Porcentaje de humedad                                                                 | H(%)          | 71 %                   |
|                                                                                       | ti            | 60 días                |
|                                                                                       | td            | 60 días                |
|                                                                                       | t             | 0 días                 |
| años                                                                                  |               | 75 años                |
|                                                                                       | tf            | 27375 días             |
| Área de la sección viga cajon                                                         | Ag            | 47750 cm <sup>2</sup>  |
| Perimetro de la viga                                                                  | Per           | 4024 cm                |
| Volumen de la viga                                                                    | V             | 4.78 m <sup>3</sup>    |
| superficie de la viga                                                                 | S             | 40.24 m <sup>3</sup>   |
| Relación vol/superficie                                                               | V/S           | 11.87 cm               |
| Factor por efecto relación vol/supf                                                   | ks            | 0.843                  |
|                                                                                       | ks            | 1                      |
| Factor de humedad por el flujo plástico                                               | k hc          | 0.992                  |
| Factor para el efecto de la resistencia del Ho                                        | kf            | 0.745                  |
| Coef. Flujo plastico / de la viga al momento de construcción                          |               |                        |
| Factor del desarrollo de tiempo                                                       | ktd.di        | 0                      |
| Factor del flujo plastico                                                             | $\psi(td.ti)$ | 0                      |
| Coef. Flujo plastico / cargapor construcción                                          | t             | 27315                  |
|                                                                                       | ktd.fd        | 0.999                  |
|                                                                                       | $\psi(td.fd)$ | 0.420                  |
| Coef. Flujo plastico / cargapor transferencia                                         | t             | 27315                  |
|                                                                                       | ktd.fi        | 0.999                  |
|                                                                                       | $\psi(tf.ti)$ | 0.420                  |
| Deformación unitaria de contracción                                                   | Eddf          | 0.0004 cm/cm           |

| Pérdida por contracción del hormigón de la viga |                |                            |
|-------------------------------------------------|----------------|----------------------------|
| Coef. Flujo plastico / cargapor transferencia   | $\psi(t.f.ti)$ | 0.42                       |
| Deformación unitaria de contracción             | Eddf           | 0.00 cm/cm                 |
| Área del torón presforzado                      | Aps            | 264.60 cm <sup>2</sup>     |
| Área de la secc del cajon                       | Ag             | 47750 cm <sup>2</sup>      |
| Inercia de la viga                              | Ig             | 196511358 cm4              |
| Módulo de elasticidad de A PE                   | Ep             | 2004000 kg/cm <sup>2</sup> |
| Mód de elasticidad del Ho durante la transf     | Ect            | 240000 kg/cm <sup>2</sup>  |
| Distancia medida desde el CG                    | epc            | 52.41 cm                   |
| Coef de la secc transformada                    | kdf            | 0.91                       |
| Coef. Secc transformada                         | $\Delta f pSD$ | 645.24 kg/cm <sup>2</sup>  |

| Pérdida por flujo plástico del hormigón de la viga |                 |                             |
|----------------------------------------------------|-----------------|-----------------------------|
| Coef. Flujo plastico / cargapor transferencia      | $\psi(t.f.ti)$  | 0.42                        |
| Factor del flujo plastico viga                     | $\psi(t.d.ti)$  | 0                           |
| Factor del flujo plastico ho de la viga            | $\psi(t.f.td)$  | 0                           |
| Distancia medida desde el CG                       | ec              | 52.41 cm                    |
| Inercia de la viga                                 | Ig              | 196511358.4 cm4             |
| Mód de elasticidad del Ho durante la transf        | Eciv            | 240000.0 kg/cm <sup>2</sup> |
| Mn en el CL                                        | Mc              | 2463.2 Ton*m                |
|                                                    | $\Delta fcd$    | 65.690 kg/cm <sup>2</sup>   |
| Esfuerzo Ho, en la fibra en el cg                  | f <sub>cg</sub> | 76.2 kg/cm <sup>2</sup>     |
|                                                    | $\Delta f pCD$  | 243.0 kg/cm <sup>2</sup>    |

| Pérdida por relajación de los torones de presforzado |                 |                            |
|------------------------------------------------------|-----------------|----------------------------|
| Esfuerzo en el A PE en el tensado                    | f <sub>pt</sub> | 14600.8 kg/cm <sup>2</sup> |
| Coef - Torones de baja relación                      | K L             | 30                         |
| Esfuerzo de fluencia                                 | f <sub>py</sub> | 17120 kg/cm <sup>2</sup>   |
|                                                      | $\Delta f pR2$  | 147.39 kg/cm <sup>2</sup>  |

|                                         |                 |                            |
|-----------------------------------------|-----------------|----------------------------|
| Pérdidas totales dependiendo del tiempo | $\Delta f pLT$  | 1035.59 kg/cm <sup>2</sup> |
| Pérdidas totales de presforzado         | $\Delta f pT$   | 1842.82 kg/cm <sup>2</sup> |
| Pérdidas Totales de Preesforzado %      | % $\Delta f pT$ | 11.96 %                    |

| Cálculo de los esfuerzos en etapas                 |                  |                             |
|----------------------------------------------------|------------------|-----------------------------|
| Resistencia del Ho                                 | f' <sub>ci</sub> | 400 kg/cm <sup>2</sup>      |
| Esfuerzo en el A PE en el tensado                  | f <sub>pt</sub>  | 14600.77 kg/cm <sup>2</sup> |
| Área del torón presforzado                         | Aps              | 264.60 cm <sup>2</sup>      |
| Fuerza de presfuerzo en la transferencia           | Pt               | 3863364.20 kg               |
| Excentricidad de la fuerza de presfuerzo en CL     | ec               | 52.41 cm                    |
| Área de la secc del cajon                          | Ag               | 47750.00 cm <sup>2</sup>    |
| Módulo de sección inferior de la viga              | Sb               | 2017424.02 cm <sup>3</sup>  |
| Módulo de sección superior de la viga              | St               | 2707031.57 cm <sup>3</sup>  |
| Mn por el peso propio de la viga                   | M DCV            | 2298.89 Ton*m               |
| Esfuerzo Admisible                                 |                  |                             |
| Compresión                                         | (-)              |                             |
| Esfuerzo admisible en compresión de la viga        | f adm.c          | -240 kg/cm <sup>2</sup>     |
| Tracción                                           | (+)              |                             |
| Esfuerzo admisible en tracción de la viga          | f adm.t          | 40.16 kg/cm <sup>2</sup>    |
| Chequeo de esfuerzo en la transferencia para el CL |                  |                             |
| Esfuerzo en la parte superior de la viga           | f <sub>ti</sub>  | -91.04 kg/cm <sup>2</sup>   |
| Compresión (-) < f adm.c                           |                  | CUMPLE                      |
| Esfuerzo en la parte inferior de la viga           | f <sub>ti</sub>  | -67.32 kg/cm <sup>2</sup>   |
| Tracción (+) < f adm.t                             |                  | CUMPLE                      |

| Etapa Final o de servicio                                    |                     |                            |
|--------------------------------------------------------------|---------------------|----------------------------|
| Inercia de la sección transversal                            | I <sub>cg</sub>     | 196511358.4 cm4            |
| Fuerza efectiva de postensado                                | Pe                  | 3589345.9 kg               |
| Momento en el CL                                             |                     |                            |
| Mn por peso propio                                           | M DC                | 2298.89 Ton*m              |
| Mn por carga posterior                                       | M DW                | 164.28 Ton*m               |
| Mn por carga viva incluido impacto                           | M LL+IM             | 1027.57 Ton*m              |
| Mn por carga peatonal                                        | M PL                | 154.01 Ton*m               |
| Esfuerzo admisible después de ocurridas las perdidas totales |                     |                            |
| Concreto                                                     | Compresión          |                            |
| presforzada efectiva + carga permanente                      | f adm.viga.cajon    | -180 kg/cm <sup>2</sup>    |
| presfzd + C permanent + C transitorias                       | f adm.viga.cajon    | -240 kg/cm <sup>2</sup>    |
| Concreto                                                     | Tracción            |                            |
| Esfuerzo adm de tracción en la viga                          | f adm.viga.cajon    | 31.80 kg/cm <sup>2</sup>   |
| Chequeo                                                      |                     |                            |
| Estado lim de servicio I                                     |                     |                            |
| presforzada efectiva + carga permanente                      | f <sub>t</sub> viga | -96.67 kg/cm <sup>2</sup>  |
| f <sub>t</sub> viga < f adm.viga.cajon                       |                     | CUMPLE                     |
| presfzd + C permanent + C transitorias                       | f <sub>t</sub> viga | -140.32 kg/cm <sup>2</sup> |
| f <sub>t</sub> viga < f adm.viga.cajon                       |                     | CUMPLE                     |
| Estado lim de servicio III                                   | f <sub>b</sub> viga | 0.54 kg/cm <sup>2</sup>    |
| f <sub>b</sub> viga < f adm.viga.cajon                       |                     | CUMPLE                     |

| Verificación de la resistencia nominal a flexión |         |                             |
|--------------------------------------------------|---------|-----------------------------|
| Área de acero de presfuerzo /viga total          | Aps     | 264.6 cm <sup>2</sup>       |
| Área de acero de refuerzo a tracción             | As      | 0 cm <sup>2</sup>           |
| Área del acero de refuerzo a compresión          | A's     | 0 cm <sup>2</sup>           |
| Esfuerzo a tracción en varillas                  | fs = fy | 4200 kg/cm <sup>2</sup>     |
| Resistencia del Ho                               | f'ci    | 400 kg/cm <sup>2</sup>      |
| Resist de rotura especificada                    | fpu     | 19000 kg/cm <sup>2</sup>    |
| Resistencia de fluencia especificada             | fpy     | 17120 kg/cm <sup>2</sup>    |
| Ancho efect del ala a compresión del tablero     | b       | 850 cm                      |
| Ancho del alma                                   | bw      | 35 cm                       |
| Altura del ala comprimida                        | hf      | 25 cm                       |
| coeficiente por el tipo de torón                 | k       | 0.28 →                      |
| Factor del bloque de fuerza                      | β1      | 0.764285714                 |
| dist = fibra a compresión a cg, en el CL         | dp      | 150 cm                      |
| dist = eje neutro y la cara comprimida           | c       | 21.83 cm                    |
| Profundidad del bloque de compresión             | a       | 16.69 cm                    |
|                                                  | a       | 16.69 cm                    |
| Mn ultimo (Resistencia I)                        | Mu      | 5188 Ton*m                  |
| esfuerzo en el acero de preesfuerzo              | fps     | 18225.65 kg/cm <sup>2</sup> |
| Dist = fibra extrema a compresión al cg de As    | ds      | 0 cm                        |
| Dist = fibra extrema a compresión al cg de A     | d's     | 0 cm                        |
| Resistencia nominal                              | Mn      | 6831.40 Ton*m               |
| Para elemento presforzado                        | Ø       | 1                           |
| Resistencia a la flexión factorada               | Mr      | 6831.40 Ton*m               |
| Condición                                        | Mr ≥ Mu | CUMPLE                      |

| Limites de armadura                          |             |                            |
|----------------------------------------------|-------------|----------------------------|
| Armadura mín                                 |             |                            |
| Factor de variación de la fisuración         | y1          | 1.6                        |
| Factor de variación del presfuerzo           | y2          | 1.1                        |
| Relación = Resist Fluencia / Resist dl acero | y3          | 1                          |
| Módulo de rotura del Ho a tracción           | fr          | 40.16 kg/cm <sup>2</sup>   |
| Módulo de secc para la fibra extrema         | Sc = Sb     | 2017424 cm <sup>3</sup>    |
| Mn total por CD no mayorada                  | Md.nc       | 2298.9 Ton*m               |
| Esfurz de compresión, x fuerzas efectivas    | fcpe        | 90.59 kg/cm <sup>2</sup>   |
| Resistencia factorada a flexión              | Mcr         | 4818.26 Ton*m              |
|                                              | 1,33*Mu     | 6899.8 Ton*m               |
|                                              | Snc         | 5890575.91 cm <sup>3</sup> |
| Seleccionar el menor                         | Mu min      | 4818.3 Ton*m               |
|                                              | Ø           | 0.9                        |
|                                              | ØMn         | 6148.25658                 |
| Condición                                    | ØMn ≥ Mumin | CUMPLE                     |

| Chequeo de la revisión de corte                   |            |                                  |
|---------------------------------------------------|------------|----------------------------------|
| Cálculo de la sección crítica                     |            |                                  |
| Dist = fibra extrm a compresión y el cg del acero | dp         | 72.59 cm                         |
| Altura de la viga cajon                           | h          | 170 cm                           |
| Profundidad del bloque equivalente                | a          | 16.68687172 cm                   |
| profundidad efectiva                              |            | 80.94 cm                         |
|                                                   |            | 65.33 cm                         |
|                                                   |            | 122.4 cm                         |
| Valor max                                         | dv         | 122.4 cm                         |
| ubicación de la sección crítica preliminar        | x(dv)      | 1.224 m                          |
| Fuerza cortante factorada en dv                   | Vu         | 540.258 Ton                      |
| Mn factorado en dv                                | Mu         | 669.484 Ton*m                    |
| Resistencia a corte de postensado                 |            |                                  |
| Ubicación de la sección crítica desde el CL       | x'         | 17.276 m                         |
| Pendiente de la recta tangente a la parábola      | y'         | 0.0529 m                         |
| Ángulo de inclinación                             | w          | 0.0529 rad                       |
| Fuerza de postensada efectiva                     | Pe         | 3589346 kg                       |
| Resistencia al corte nominal presforzado          | Vp         | 189.64 Ton                       |
| Resistencia al corte del hormigón                 |            |                                  |
| $Mu \geq (Vu - Vp) * dv$                          | Condición  | CUMPLE                           |
| Mn factorado en dv                                | Mu         | 669.48 Ton*m                     |
| Profundidad efectiva al corte                     | dv         | 1.224 m                          |
| Fuerza axial factorada                            | Nu         | 0 Ton                            |
| Área de acero de presfuerzo /viga total           | Aps        | 264.6 cm <sup>2</sup>            |
|                                                   | fpo        | 13300 kg/cm <sup>2</sup>         |
| Módulo de elasticidad de A PE                     | Ep         | 2004000 kg/cm <sup>2</sup>       |
| Deformación unitaria neta longitudinal de tracc   | $\xi_s$    | -0.005 cm/cm                     |
| Recalcular                                        | $\xi_{s2}$ | 0.000 cm/cm                      |
| Mód de elasticidad del Ho durante la transf       | Ect        | 240000 kg/cm <sup>2</sup>        |
| Área de Ho a tracción                             | Ac         | 19525 cm <sup>2</sup>            |
| Resistencia del Ho                                | f'c        | 400 kg/cm <sup>2</sup>           |
|                                                   | $\beta$    | 4.80                             |
| Espesor del alma                                  | bv         | 35 cm                            |
| Resistencia a cortante del hormigón               | Vc         | 108.57 Ton                       |
| <b>Resistencia transversal</b>                    | <b>Ø</b>   | <b>0.9</b>                       |
| $Vu < 0.5 * \phi * (Vc + Vp)$                     | Condición  | Se requiere refuerzo transversal |

| Espaciamiento de armadura transversal requerido |          |                          |
|-------------------------------------------------|----------|--------------------------|
| Número de ramas por alma                        | No       | 2                        |
| Diametro de varillas                            | db       | 18 mm                    |
| Área de ramales por alma                        | Av       | 5.089 cm <sup>2</sup>    |
| Esfuerzo de fluencia del acero                  | fy       | 4200 kg/cm <sup>2</sup>  |
| Resist al corte de la secc de refuerzo de corte | Vs       | 100.69 Ton               |
|                                                 | $\theta$ | 29.00 °                  |
| Angulo entre el acero transversal y el eje long | $\alpha$ | 90 °                     |
| Separación requerida                            | Sreq     | 22.73 cm                 |
|                                                 | Vu       | 95.86 kg/cm <sup>2</sup> |
| Si $vu < 0.125 * f'c$                           | Smax     | 0.9792 m                 |
| Si $vu \geq 0.125 * f'c$                        | Smax     | 0.4896 m                 |
|                                                 | 50 Smax  | 60 cm                    |
| Espaciamiento seleccionado                      | s        | 15 cm                    |

| Verificación del refuerzo transversal min      |              |                      |
|------------------------------------------------|--------------|----------------------|
| Área min                                       | Avmin        | 0.66 cm <sup>2</sup> |
| $Avmin < Avcolocado$                           | Comprobación | CUMPLE               |
| Comprobación de la resistencia nominal a corte |              |                      |
| Resist a corte                                 | Vs           | 314.67 Ton           |
|                                                | Vn           | 612.88 Ton           |
|                                                | Vn           | 618.04 Ton           |
| Resist nom a corte                             | Vn           | 612.88 Ton           |
| $\emptyset * Vn \geq Vu$                       | Condición    | CUMPLE               |

|                 |                   |
|-----------------|-------------------|
| <b>Estribos</b> | 1 Ø 18 mm @ 15 cm |
|-----------------|-------------------|

| Refuerzo Longitudinal                    |                  |                               |
|------------------------------------------|------------------|-------------------------------|
| esfuerzo en el acero de preesfuerzo      | fps              | 18225.65 kg/cm <sup>2</sup>   |
| Área de acero de presfuerzo /viga total  | Aps              | 264.6 cm <sup>2</sup>         |
| Mn en el centro de la Luz                | Mu               | 5188 Ton*m                    |
| V en el centro de la luz                 | Vu               | 85.698 Ton                    |
| Resistencia al corte nominal presforzado | Vp               | 189.64 Ton                    |
| Profundidad efectiva al corte            | dv               | 122.4 cm                      |
|                                          | $\theta$         | 29.00 °                       |
|                                          | $\emptyset f$    | 1                             |
|                                          | $\emptyset v$    | 0.9                           |
|                                          | $Vu/\emptyset v$ | 95.22                         |
|                                          | Vs               | 314.67 Ton                    |
|                                          | $Aps * fps$      | 4822.51 Ton                   |
| Fuerza en el refuerzo longitudinal       | T                | 4124.90 Ton                   |
| $Aps * fps \geq T$                       |                  | CUMPLE → NO REQUIERE REFUERZO |

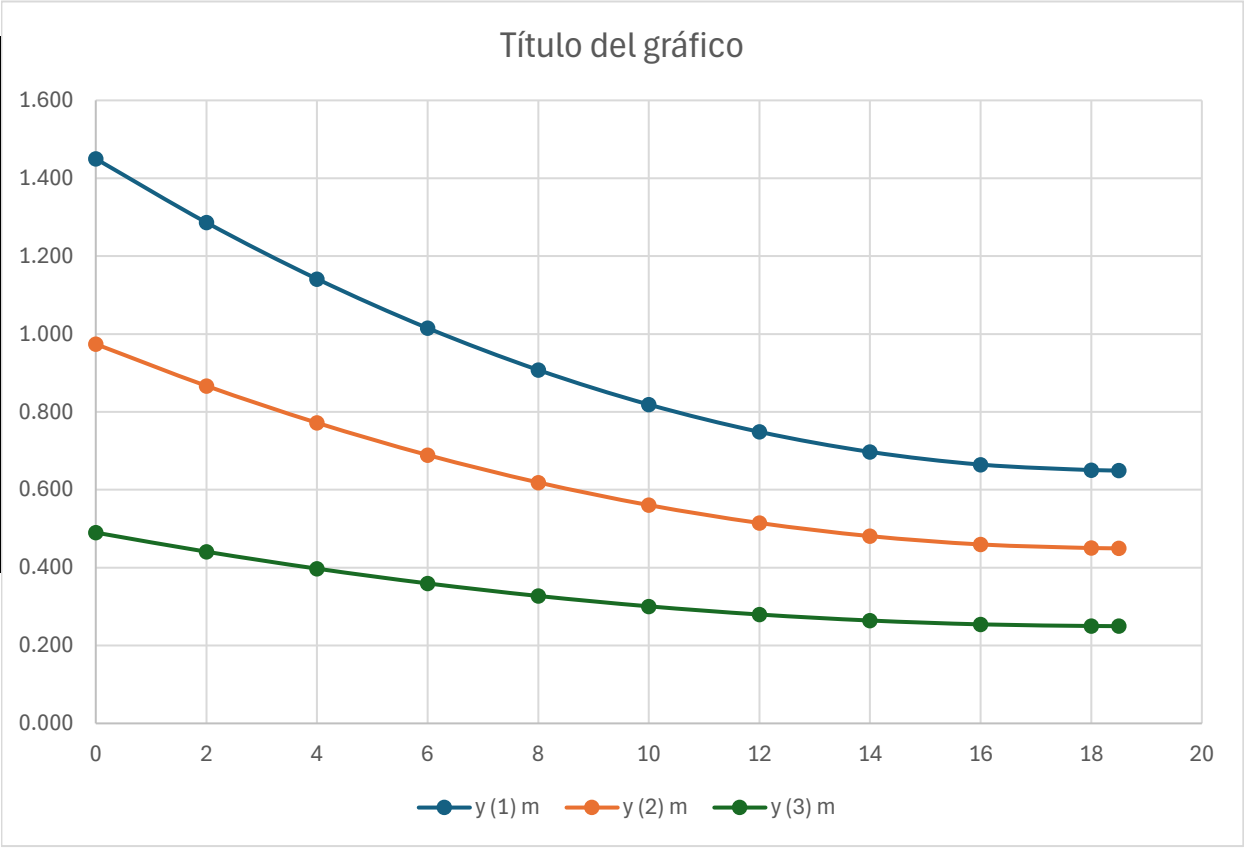
| Resistencia nominal a torsión   |                        |                         |
|---------------------------------|------------------------|-------------------------|
| Área encerrada                  | Ao                     | 128550 cm <sup>2</sup>  |
| Área de la armadura transversal | At                     | 10.179 cm <sup>2</sup>  |
| Esfuerzo de fluencia del acero  | fy                     | 4200 kg/cm <sup>2</sup> |
|                                 | $\theta$               | 29.00 °                 |
| Espaciamiento seleccionado      | s                      | 15 cm                   |
| Resistencia nominal a torsión   | Tn                     | 13219 Ton*m             |
|                                 | $\emptyset$            | 0.9                     |
| Resist Torsión Factorada        | Tr                     | 11897 Ton*m             |
| CSI BRIDGE                      | Tu                     | 6141.592 Ton*m          |
|                                 | $Tu \leq \emptyset Tn$ | CUMPLE                  |

| DEFLEXIONES Y CONTRA FLECHA (CAMBER)  |                 |              |
|---------------------------------------|-----------------|--------------|
| Debido a la fuerza de Presfuerzo      |                 |              |
| Fuerza inicial de postesado           | Pt              | 3589346 kg   |
| Excentricidad adoptada                | ec              | 52.41 cm     |
| Luz del puente                        | L               | 3700 cm      |
|                                       | $\Delta_{pres}$ | 5.69 cm      |
| Deflexión debido a cargas permanentes |                 |              |
|                                       | W DCv           | 13.20 Ton/m  |
|                                       | W DCv           | 132.00 kg/cm |
|                                       | $\Delta DCv$    | 6.83 cm      |
| Deflexión por peso del diafragma      |                 |              |
| Carga puntual del diafragma           | Pd              | 3280 kg      |
|                                       | $\Delta d$      | 0.13 cm      |
| Deflexión por vargas posteriores      |                 |              |
|                                       | W Dw            | 9.60 kg/cm   |
|                                       | $\Delta cp$     | 0.50 cm      |
| Deflexión Total 1                     | $\Delta$        | -1.76 cm     |

| Deflexiones debido a cargas vivas                   |              |                             |                   |
|-----------------------------------------------------|--------------|-----------------------------|-------------------|
| Carga de Rueda - HL-93                              | Pc           | 7270 kg                     |                   |
| # de vías                                           | Nvias        | 2                           |                   |
| # de vigas                                          | Nb           | 3                           |                   |
| Incremento por carga dinámica                       | IM           | 1.33                        |                   |
|                                                     | P1           | 3223.03 kg                  |                   |
|                                                     | P2           | 12892.13 kg                 |                   |
| Mód de elasticidad del Ho durante la transf         | Ec           | 240000 kg/cm <sup>2</sup>   |                   |
| Inercia secc transversal                            | Icg          | 196511358.4 cm <sup>4</sup> |                   |
| Deflexión de C. Viva + Impacto                      |              |                             |                   |
| P                                                   | a            | b                           | $\Delta LL+IM(1)$ |
| kg                                                  | cm           | cm                          | cm                |
| 3223.03                                             | 1423         | 2277                        | 0.07              |
| 12892.13                                            | 1850         | 1850                        | 0.29              |
| 12892.13                                            | 2277         | 1423                        | 0.27              |
| $\Sigma = \Delta LL+IM(1)$                          |              |                             | 0.62              |
| Carga de carril de diseño + 25% de camion de diseño |              |                             |                   |
| Carga de carril de diseño                           | W LL         | 9.52 kg/cm                  |                   |
| Carga de carril de diseño por viga                  | W LL/viga    | 6.35 kg/cm/viga             |                   |
|                                                     | 0,25*Pi      | 805.76 kg                   |                   |
|                                                     | 0,25*P2      | 3223.03 kg                  |                   |
| P                                                   | a            | b                           | $\Delta LL+IM(2)$ |
| kg                                                  | cm           | cm                          | cm                |
| 805.76                                              | 1423         | 2277                        | 0.02              |
| 3223.03                                             | 1850         | 1850                        | 0.07              |
| 3223.03                                             | 2277         | 1423                        | 0.07              |
|                                                     |              |                             | 0.33              |
| $\Sigma = \Delta LL+IM(2)$                          |              |                             | 0.48              |
| Deflexiones Admisibles                              |              |                             |                   |
| Carga vehicular y peatonal                          | $\Delta máx$ | 3.7 cm                      |                   |
| $\Delta máx \geq \Delta LL+IM máx$                  | Condición    | CUMPLE                      |                   |

| Zona de anclaje postensado             |                  |                         |        |
|----------------------------------------|------------------|-------------------------|--------|
| Placa de apoyo                         |                  |                         |        |
| Esfuerzo del acero A36 de la placa     | fy               | 2520 kg/cm <sup>3</sup> |        |
| Fuerza inicial de postesado            | Pt               | 3589346 kg              |        |
| Fuerza inicial de postesado / cable    | Pt/cable         | 398816 kg               |        |
| Pt por alma                            | Pt/alma          | 1196449 kg              |        |
| N (cables/almas)                       |                  | 3                       |        |
| Nt (torones/cable)                     |                  | 21                      |        |
| Zonas de anclaje sometida a compresión | Ø                | 0.8                     |        |
| Área requerida de la placa de anclaje  | A1               | 1436 cm <sup>2</sup>    |        |
| Propuesta de placa                     |                  |                         |        |
| Base de la placa                       | B                | 32 cm                   |        |
| Altura de la placa                     | H                | 45 cm                   |        |
| Área de la placa propuesta             | Aplaca           | 1440 cm <sup>2</sup>    |        |
|                                        |                  |                         | CUMPLE |
| Área del cable de presfuerzo           | Acable           | 45.60 cm <sup>2</sup>   |        |
|                                        | Ø cable          | 7.62 cm                 |        |
| Cumple el Ø interior                   | Ø interior       | 9 cm                    |        |
|                                        | Ø exterior       | 10 cm                   |        |
|                                        | Área de orificio | 78.54 cm <sup>2</sup>   |        |
| área real de la placa de apoyo         | Areal            | 1361.46 cm <sup>2</sup> |        |
| Sección crítica                        | H - Øid          | 36 cm                   |        |
| Espesor de la placa de apoyo           | t                | 4.40 cm                 |        |
|                                        | t                | 5 cm                    |        |

| Trayectoria del cable resultante de la viga postensada |       |       |       |  |
|--------------------------------------------------------|-------|-------|-------|--|
| y                                                      | 1.45  | 0.974 | 0.49  |  |
| x'                                                     | 18.5  | 18.5  | 18.5  |  |
| Rec                                                    | 0.65  | 0.45  | 0.25  |  |
| K                                                      | 0.002 | 0.002 | 0.001 |  |
| x                                                      | y (1) | y (2) | y (3) |  |
| m                                                      | m     | m     | m     |  |
| 0                                                      | 1.450 | 0.974 | 0.490 |  |
| 2                                                      | 1.286 | 0.867 | 0.441 |  |
| 4                                                      | 1.141 | 0.772 | 0.397 |  |
| 6                                                      | 1.015 | 0.689 | 0.360 |  |
| 8                                                      | 0.908 | 0.619 | 0.327 |  |
| 10                                                     | 0.819 | 0.561 | 0.301 |  |
| 12                                                     | 0.749 | 0.515 | 0.280 |  |
| 14                                                     | 0.697 | 0.481 | 0.264 |  |
| 16                                                     | 0.665 | 0.460 | 0.254 |  |
| 18                                                     | 0.651 | 0.450 | 0.250 |  |
| 18.5                                                   | 0.650 | 0.450 | 0.250 |  |



## Diseño de Tablero Inferior

| Espesor del tablero inferior                  |              |                         |
|-----------------------------------------------|--------------|-------------------------|
| Espesor adoptado                              | ti           | 0.2 m                   |
| Peso de la losa inferior                      | WDc          | 0.48 Ton/m <sup>3</sup> |
| Momentos y cortes obtenidos                   |              |                         |
| M Dc(-) 1                                     | -0.36 Ton*m  |                         |
| M Dc(-) 2                                     | -0.36 Ton*m  |                         |
| M Dc(+) 1-2                                   | 0.178 Ton*m  |                         |
| M Dc(+) 2-3                                   | 0.178 Ton*m  |                         |
| M Dc(-) a-a                                   | -0.255 Ton*m |                         |
| M Dc(-) b-b                                   | -0.255 Ton*m |                         |
| V Dc1                                         | -0.72 Ton    |                         |
| V Dc2                                         | 0.72 Ton     |                         |
| V Dc a-a                                      | -0.636 Ton   |                         |
| V Dc b-b                                      | 0.636 Ton    |                         |
| Resultados Factorados                         |              |                         |
| Apoyo Interior                                |              |                         |
| Resistencia I - Apoyo Interior                | Mu (-)aa     | 0.319 Ton*m             |
| Event Extremo II - Incluye colisión vehicular | Mu (-)aa     | 0.268 Ton*m             |
| Servicio I - Apoyo Interior                   | Mu (-)aa     | 0.255 Ton*m             |
| Resistencia I - Apoyo Interior                | Mu (-)bb     | 0.319 Ton*m             |
| Tramo                                         |              |                         |
| Resistencia I                                 | Mu (+) 1-2   | 0.239 Ton*m             |
| Servicio I                                    | Mu (+) 1-2   | 0.187 Ton*m             |
| Cortante ultimo                               |              |                         |
| Resistencia I                                 | Vu a-a       | 0.827 Ton               |

| Armadura                          |     |                         |
|-----------------------------------|-----|-------------------------|
| Armadura por flexión              |     |                         |
| Fuerza de compresión del hormigón | f'c | 280 kg/cm <sup>2</sup>  |
| Esfuerzo de fluencia del acero    | f'y | 4200 kg/cm <sup>2</sup> |
| Base unitario                     | b   | 100 cm                  |
| Espesor adoptado                  | h   | 20 cm                   |
| Recubrimiento inferior y superior | r   | 3 cm                    |
| Altura efectiva                   | d   | 17 cm                   |
| Factor de Resistencia             | φ   | 0.9                     |

|                | Mu<br>Ton*m | W     | ρ      | As min<br>cm <sup>2</sup> |
|----------------|-------------|-------|--------|---------------------------|
| Apoyo interior | 0.319       | 0.004 | 0.0003 | 0.497                     |
| Tramo          | 0.239       | 0.003 | 0.0002 | 0.373                     |

| Armadura superior sobre apoyo interior |           |        |
|----------------------------------------|-----------|--------|
| Acero propuesto                        | #         | φ [mm] |
| Superior sobre Voladizo                | 4         | 12     |
| Área [cm <sup>2</sup> /m]              | 0.25      | 4.52   |
| As Flex > As Vol                       | Condición | Cumple |
| Armadura interior tramo                |           |        |
| Acero propuesto                        | #         | φ [mm] |
| Superior sobre Voladizo                | 4         | 12     |
| Área [cm <sup>2</sup> /m]              | 0.25      | 4.52   |
| As Flex > As Vol                       | Condición | Cumple |



| Resumen de Armado |                    |
|-------------------|--------------------|
| Superior          | 1 $\phi$ 12 @ 0.25 |
| Inferior          | 1 $\phi$ 12 @ 0.25 |

| Verificación de la almadura colocada  |                 |          |          |
|---------------------------------------|-----------------|----------|----------|
| Apoyo inferior Mn (-) - Resistencia I |                 |          |          |
|                                       |                 | Superior | Inferior |
| As                                    | cm <sup>2</sup> | 4.52     | 4.52     |
| c                                     | cm              | 0.94     | 0.94     |
| a                                     | cm              | 0.80     | 0.80     |
| de                                    | cm              | 17       | 17       |
| Mu (-)                                | Ton*m           | 0.319    | 0.319    |
| $\phi$                                |                 | 0.9      | 0.90     |
| $\phi$ Mu (-)                         | Ton*m           | 2.84     | 2.84     |
| Condición                             |                 | CUMPLE   | CUMPLE   |

| Control de Agrietamiento       |      |                            |
|--------------------------------|------|----------------------------|
| Evaluación del Fisuramiento    |      |                            |
| Condición de exposición        | Ye = | 0.75                       |
| Módulo de elasticidad Hormigón | Ec   | 250998 kg/cm <sup>2</sup>  |
| Módulo de elasticidad Acero    | Es   | 2030000 kg/cm <sup>2</sup> |
| Relación Ec y Es               | n    | 10                         |
| Ancho                          | B    | 100 cm                     |
| Espesor de losa                | H    | 20 cm                      |

| Control de agrietamiento   |                            |                   |
|----------------------------|----------------------------|-------------------|
| Momento                    | Negativo<br>Apoyo Interior | Positivo<br>Tramo |
| dc [cm]                    | 3                          | 3                 |
| h [cm]                     | 20                         | 20                |
| $\beta_s$                  | 1.25                       | 1.25              |
| M [Ton*m]                  | 0.32                       | 0.24              |
| As [cm <sup>2</sup> ]      | 4.52                       | 4.52              |
| de [cm]                    | 17                         | 17                |
| y [cm]                     | 3.496                      | 3.496             |
| I trans [cm <sup>4</sup> ] | 9674                       | 9674              |
| fs [kg/cm <sup>2</sup> ]   | 445                        | 334               |
| S máx [cm]                 | 162.27                     | 218.03            |
| S var [cm]                 | 0.25                       | 0.25              |
| Condición                  | Cumple                     | Cumple            |

| Refuerzo por concentración y temperatura |               |                         |                           |
|------------------------------------------|---------------|-------------------------|---------------------------|
| Área Requerida                           | Ast           | 1.50 cm <sup>2</sup>    |                           |
| 2.33 < Ast < 12.70                       | Condición     | 2.33 cm <sup>2</sup> /m |                           |
|                                          | Ast a usar    | 2.33 cm <sup>2</sup>    |                           |
| <b>Acero propuesto</b>                   | #             | $\phi$ [mm]             | Área [cm <sup>2</sup> /m] |
| Superior sobre Voladizo                  | 4             | 10                      | 3.14                      |
| Condición                                | Asd col > Asd | Cumple                  | 1 $\phi$ 10 @ 0.25        |

## Diseño de Estribos

| Geometria → (m) |       |  |               |       |        |      |
|-----------------|-------|--|---------------|-------|--------|------|
| Vista Frontal   |       |  | Vista lateral |       | Planta |      |
| F1              | 5.742 |  | L1            | 5.997 | P1     | 0.35 |
| F2              | 1.742 |  | L2            | 4.997 | P2     | 6.7  |
| F3              | 3     |  | L3            | 1     | P3     | 1.05 |
| F4              | 1     |  | L4            | 3.5   | P4     | 6.4  |
| F5              | 8.5   |  | L5            | 1.2   | P5     | 1.05 |
| F6              | 1     |  | L6            | 2     | P6     | 8.5  |
| F7              | 3.51  |  | L7            | 6.7   | P7     | 2    |
| F8              | 1.742 |  | L8            | 1     | P8     | 0.85 |
| F9              | 6.252 |  | L9            | 1     | P9     | 0.35 |
| F10             | 1.05  |  | L10           | 2.26  | P10    | 3.5  |
|                 |       |  | L11           | 1.742 | P11    | 0.35 |
|                 |       |  | L12           | 3.26  | P12    | 7.8  |
|                 |       |  | L13           | 0.35  |        |      |
|                 |       |  | L14           | 0.35  |        |      |

| Datos Iniciales                                    |     |                          |
|----------------------------------------------------|-----|--------------------------|
| Altura de la Superestructura                       | hs  | 1.742 m                  |
| Pendiente Transversal                              | Pt  | 6 %                      |
| Pendiente longitudinal                             | Pl  | 1.14 %                   |
| Número de vigas                                    | Nv  | 3                        |
| Número de vías                                     | NL  | 2                        |
| Ancho del alma de la viga                          | bw  | 0.35 m                   |
| Separación entre vigas                             | Sv  | 3 m                      |
| Longitud total del puente                          | Lt  | 37 m                     |
| Ancho del puente                                   | Ae  | 8.5 m                    |
| Esfuerzo nominal del suelo                         | qr  | Ton/m <sup>2</sup>       |
| Resistencia a la compresión del Ho                 | f'c | 280 kg/cm <sup>2</sup>   |
| Límite de fluencia del acero                       | f'y | 4200 kg/cm <sup>2</sup>  |
| Peso específico del hormigón                       | yh  | 2.4 Ton/m <sup>3</sup>   |
| Peso específico del Acero                          | ya  | 7.85 Ton/m <sup>3</sup>  |
| Peso específico del asfalto                        | ycr | 2.2 Ton/m <sup>3</sup>   |
| Peso específico del relleno posterior              | yr  | 1.9 Ton/m <sup>3</sup>   |
| Peso específico del relleno delantero              | y2  | 1.85 Ton/m <sup>3</sup>  |
| Ángulo de fricción                                 | φr  | 40.60 °                  |
| Ángulo de inclinación de talud de relleno          | ι   | 0 °                      |
| Angulo de rosamiento entre el estribo y el terreno | δ   | 30 °                     |
| Ángulo entre la horizontal y el paramento          | β   | 90 °                     |
| Cohesión del suelo natural asumido                 | c   | 0.297 kg/cm <sup>2</sup> |

| Reacciones provenientes de la superestructura |    |          |   |       |       |        |
|-----------------------------------------------|----|----------|---|-------|-------|--------|
| Carga                                         |    | Reacción | y | e     | M     | Mo     |
|                                               |    | Ton      | m | m     | Ton*m | Ton*m  |
| Muerta                                        | Dc | 228.94   |   | 2.400 | 0.95  | 217.49 |
|                                               | Dw | 17.76    |   | 2.400 | 0.95  | 16.87  |
| Viva                                          | LL | 108.87   |   | 2.400 | 0.95  | 103.42 |
|                                               |    |          |   |       |       | 261.28 |

| Fuerza de frenado (BR)                                |             |               |
|-------------------------------------------------------|-------------|---------------|
| Carga de camion de diseño HL-93                       | Pc          | 7.27 Ton      |
| Carga del tándem de diseño HL-93                      | Pt          | 5.669 Ton     |
| Carga de carril                                       | W LL        | 0.952 Ton/m   |
| 25% del camion de diseño                              | BR1         | 8.179 Ton     |
| 5% camion + carga del carril tramo 1                  | BR2         | 3.397 Ton     |
| 5% del tandem + carga del carril tramo 1              | BR3         | 2.895 Ton     |
| Mayor valor entre los anteriores                      | BR          | 8.179 Ton/via |
| Número de vías                                        | NL          | 2             |
| Factor de presencia múltiple                          | B           | 1             |
| Fuerza de frenado/puente                              | <b>B RP</b> | 16.358 Ton    |
| Ubicación de la fuerza de frenado                     | Zr          | 1.83 m        |
| Momento de frenado en el apoyo                        | M BR1       | 58.429 Ton*m  |
| Carga axial vertical por el Mn frenado                | P Br        | -1.58 Ton     |
| Altura de frenado desde la zapata                     | zz          | 4.26 m        |
| Mn de frenado en la base de la zapata                 | M BRZ       | 69.60 Ton*m   |
| Ubicación Reacción Vert (eje 0-0)                     | y BR1       | 2.4 m         |
| Excentricidad de la reacción vert con respecto a ycg  | e BR1       | 0.95 m        |
| Mn de la reacción vertical frenado con respecto a ycg | M BR1       | -1.50 Ton*m   |
| Mn por BR en el ycg de la zapata (V+H)                | M BR        | 68.10 Ton*m   |
| <b>Mn por BR respecto al eje 0-0 (V+H)</b>            | M BR0       | 73.39 Ton*m   |

| Carga Muerta del estribo |         |       |         |             |       |      |     |
|--------------------------|---------|-------|---------|-------------|-------|------|-----|
| Fig                      | Peso    | y     | Mo      | Operaciones |       |      | No. |
|                          | Ton     | m     | Ton*m   | a           | b     | c    |     |
| 1                        | 12.438  | 3.025 | 37.62   | 0.35        | 1.742 | 8.5  | 1   |
| 2                        | 1.499   | 2.425 | 3.64    | 0.85        | 0.35  | 1.05 | 2   |
| 3                        | 79.682  | 2.6   | 207.17  | 1.2         | 3.26  | 8.5  | 1   |
| 4                        | 29.382  | 4.95  | 145.44  | 3.5         | 4.997 | 0.35 | 2   |
| 5                        | 136.680 | 3.35  | 457.88  | 6.7         | 1     | 8.5  | 1   |
| Σ                        | 259.682 |       | 851.756 |             |       |      |     |

| Resumen de Carga Muerta                           |      |              |
|---------------------------------------------------|------|--------------|
| Pesoo propio del estribo                          | P DC | 259.682 Ton  |
| Ubicación de la carga por peso propio del estribo | y    | 3.05 m       |
| Mn peso propio, eje 0-0                           | Mo   | 793.18 Ton*m |

| Carga de Relleno |             |        |             |     |                  |     |     |
|------------------|-------------|--------|-------------|-----|------------------|-----|-----|
| Fig              | Peso<br>Ton | y<br>m | Mo<br>Ton*m | a   | Operaciones<br>b | c   | No. |
| 6                | 259.194     | 4.95   | 1283.01     | 3.5 | 4.997            | 7.8 | 1   |
| 7                | 31.450      | 1      | 31.45       | 2   | 1                | 8.5 | 1   |
| Σ                | 290.644     |        | 1314.462    |     |                  |     |     |

| Resumen de Carga de Relleno                       |      |              |
|---------------------------------------------------|------|--------------|
| Peso propio de relleno                            | P EV | 290.6 Ton    |
| Ubicación de la carga por peso propio del estribo | y    | 4.5 m        |
| Mn peso propio, eje 0-0                           | Mo   | 1320.9 Ton*m |
| Excentriudad para el PP con respecto ycg          | e    | -1.2 m       |
| <b>Mn de relleno, con respecto al ycg</b>         | M    | -347 Ton*m   |

| Presión de tierras                                 |      |                          |
|----------------------------------------------------|------|--------------------------|
| Peso específico del relleno posterior              | γr   | 1.9 Ton/m <sup>3</sup>   |
| Ángulo de fricción                                 | φr   | 40.60 °                  |
| Ángulo de inclinación de talud de relleno          | ι    | 0 °                      |
| Angulo de rosamiento entre el estribo y el terreno | δ    | 30 °                     |
| Ángulo entre la horizontal y el paramento          | β    | 90 °                     |
| Coef. De empuje activ o                            | Ka   | 0.196                    |
| Presión max sin sobrecarga                         | po   | 2.235 Ton/m <sup>2</sup> |
| Empuje de tierras normales                         | E H  | 56.975 Ton               |
| Posición de empujes de las tierras                 | Z EH | 1.999 m                  |
| <b>Mn por presión de tierras</b>                   | M EH | 113.894 Ton*m            |

0.709  
0.000  
0.524  
1.571

| Sobrecarga viva (LS)                                   |                    |                          |
|--------------------------------------------------------|--------------------|--------------------------|
| Altura del estribo                                     | h estribo          | 5.997 m                  |
| Altura de sobrecarga                                   | h eq               | 0.61 m                   |
| <b>Sobrecarga viva vertical</b>                        |                    |                          |
| Presión vertical de tierras                            | p <sub>v</sub> heq | 1.159 Ton/m <sup>2</sup> |
| Ancho de acción de la sobrecarga viva sobre el estribo | LS                 | 3.5 m                    |
| Peso por SV vertical                                   | P LS               | 31.64 Ton                |
| Ubicación de SV, vertical                              | y LS               | 4.95 m                   |
| Mn por SV, eje 0-0                                     | M Lso              | 156.62 Ton*m             |
| Al no estar siempre presente                           | M Lso              | 0 Ton*m                  |
| Excentricidad SC, con respecto al ycg                  | e LS               | -1.60 m                  |
| Mn por SV, eje ycg                                     | M LsV              | -50.63 Ton*m             |
| <b>Sobrecarga viva horizontal</b>                      |                    |                          |
| Sobrecarga viva presión Horizontal                     |                    |                          |
| Coef. De empuje activ o                                | Ka                 | 0.196                    |
| Presión max horizontal                                 | p <sub>h</sub> heq | 0.227 Ton/m <sup>2</sup> |
| Empuje de tierras                                      | E Ls               | 11.59 Ton                |
| Ubicación de la resultante del empuje                  | Z Ls               | 3.00 m                   |
| Mn del empuje de tierra, con respecto a 0 y ycg        | M LsH              | 34.75 Ton*m              |
| <b>Mn resultante del empuje de tierras</b>             | M Ls               | -15.87 Ton*m             |

| SISMO (EQ)                                                     |             |                   |                       |
|----------------------------------------------------------------|-------------|-------------------|-----------------------|
| Coeficiente de aceleración horizontal                          | PGA         | 0.25              |                       |
| Zona sísmica                                                   | II          |                   |                       |
| Longitud total del puente                                      | Lt          | 121.4 ft          |                       |
| Altura del estribo                                             | H           | 16.4 ft           |                       |
| Angulo de esviajamiento                                        | S           | 0 °               |                       |
| Ancho mínimo                                                   | N mín       | 11.74 in          |                       |
| Ancho mínimo                                                   | N mín       | 0.30 m            |                       |
| Ancho real                                                     | N real      | 0.85 m            |                       |
| N real > N mín                                                 | Condición   | CUMPLE            |                       |
| Zonas para el porcentaje N por zona sísmica                    | %N          | 150 %             |                       |
| N factorado por zona sísmica                                   | N mín       | 0.44727 m         |                       |
| N real > N mín                                                 | Condición   | CUMPLE            |                       |
| Coef. De aceleración pico del suelo                            | Fpga        | 1                 |                       |
| Coeficiente de aceleracion                                     | As          | 0.25              |                       |
| Reacción por carga muerta por estribo                          | R DC        | 228.94 Ton        |                       |
| Reacción por carga posteriores por estribo                     | R DW        | 17.76 Ton         |                       |
| Fuerza min de conexión, dirección restringida                  | Hbu mín     | 61.67 Ton         |                       |
| Coeficiente de fricción                                        | μ           | 0.4 Art. 14.7.7.2 |                       |
| Reacción de carga muerta por estribo                           | R DC        | 228.94 Ton        |                       |
| Reacción de carga asfáltica y servicios públicos               | R DW        | 17.76 Ton         |                       |
| Reacción de carga viva por estribo                             | R LL        | 108.87 Ton        |                       |
| Fuerza de compresión, por la combinación de cargas             | Pu          | 301.13 Ton        |                       |
| Fuerza horizontal transmitida                                  | Hbu         | 120.45 Ton        |                       |
| Hbu mín < Hbu                                                  | Condición   | CUMPLE            |                       |
| Ubicación de la fuerza horizontal, respecto a 0 y ycg          | Z Hbu       | 4.26 m            |                       |
| Mn de la fuerza horizontal transmitida                         | M EQ-S      | 512.52 Ton*m      |                       |
| Fuerza lateral generada por el peso propio del estribo         |             |                   |                       |
|                                                                | kho         | 0.25              |                       |
| Coef. Aceleración sísmica horizontal                           | kh          | 0.125             |                       |
| Figura                                                         | Peso<br>Ton | Zrespt a 0<br>m   | Mn resct a 0<br>Ton*m |
| 1                                                              | 12.44       | 5.13              | 63.76                 |
| 2                                                              | 1.50        | 4.43              | 6.64                  |
| 3                                                              | 79.68       | 2.63              | 209.37                |
| 4                                                              | 29.38       | 3.50              | 102.79                |
| 5                                                              | 136.68      | 0.50              | 68.34                 |
| Σ                                                              | 259.68      |                   | 450.90                |
| Peso propio del estribo                                        | Pest        | 259.68 Ton        |                       |
| Fuerza lateral generada por el PP                              | EQest       | 32.46 Ton         |                       |
| Ubicación de la fuerza lateral generada por el PP              | Z Equest    | 1.736 m           |                       |
| Mn por la fuerza lateral                                       | M Equest    | 56.36 Ton*m       |                       |
| Fuerza sísmica generada por el relleno en el talon del estribo |             |                   |                       |
| Figura                                                         | Peso<br>Ton | Zrespt a 0<br>m   | Mn resct a 0<br>Ton*m |
| 6                                                              | 259.19      | 3.50              | 906.79                |
| Σ                                                              | 259.19      |                   | 906.79                |
| Peso del relleno posterior                                     | Prell       | 259.19 Ton        |                       |
| Fuerza sísmica generada por el peso de relleno                 | Eqerell     | 32.40 Ton         |                       |
| Ubicación de la fuerza sísmica por el relleno                  | Z Eqrell    | 3.50 m            |                       |
| Mn por la fuerza sísmica por el relleno                        | M Eqrell    | 113.35 Ton*m      |                       |
| Presión del suelo en condiciones sísmicas                      |             |                   |                       |
| Coef. Aceleración sísmica horizontal                           | kh          | 0.125             |                       |
| Peso propio del estribo                                        | Ww          | 259.68 Ton        |                       |
| Peso del relleno posterior                                     | Ws          | 259.19 Ton        |                       |
| Fuerzas horizontaales debido a la fuerza sísmica               | P IR        | 64.86 Ton         |                       |

| Fuerza dinámica lateral debida a la presión de tierras |                       |                         |            |
|--------------------------------------------------------|-----------------------|-------------------------|------------|
| Ángulo de inclinación de talud de relleno              | $\iota$               | 0 °                     |            |
| Ángulo $\theta_{MO}$                                   | $\theta_{MO}$         | 7.13 °                  | 0.12435499 |
| Ángulo de inclinación del talud de relleno             | $\iota + \theta_{MO}$ | 7.13 °                  |            |
| Ángulo de fricción                                     | $\phi_r$              | 40.60 °                 |            |
| $\phi_r > \iota + \theta_{MO}$                         | Condición             | CUMPLE                  |            |
| Peso específico del relleno delantero                  | $\gamma_2$            | 1.85 Ton/m <sup>3</sup> |            |
| Altura total promedio del muro                         | $h$                   | 5.997 m                 |            |
| Largo del estribo                                      | $L_{est}$             | 8.5 m                   |            |
| Ángulo de fricción                                     | $\phi_r$              | 40.60 °                 | 0.70865921 |
| Ángulo de inclinación de talud de relleno              | $\iota$               | 0 °                     | 0          |
| Angulo de rosamiento entre el estribo y el terreno     | $\delta$              | 30 °                    | 0.52359878 |
| Ángulo entre la horizontal y el paramento              | $\beta$               | 90 °                    | 1.57079633 |
| Coef Sism de presión activa                            | $K_{ae}$              | 0.269                   |            |
| Fuerza de presión activa                               | $P_{AE}$              | 76.08 Ton               |            |
| Fuerza por la acción sismica                           | $\Delta P_{AE}$       | 19.11 Ton               |            |
|                                                        | $z$                   | 0.60                    |            |
| Ubicación de la presión activs                         | $Z\Delta$             | 3.59 m                  |            |
| <b>Mn producido por la condición sism</b>              | $ME_{AE}$             | 68.61 Ton*m             |            |

| Resumen de cargas y momentos por incidencia sismica |               |                  |
|-----------------------------------------------------|---------------|------------------|
| Carga                                               | Fuerza<br>Ton | Momento<br>Ton*m |
| Hbu                                                 | 120.45        | 512.52           |
| EQ Estribo                                          | 32.46         | 56.36            |
| EQ Relleno                                          | 32.40         | 113.35           |
| $\Delta P_{AE}$                                     | 19.11         | 68.61            |

| Solicitaciones calculados por efectos sísmicos |                       |             |        |         |
|------------------------------------------------|-----------------------|-------------|--------|---------|
| Chequeo                                        | Capacidad<br>portante | Estabilidad |        |         |
|                                                |                       | Caso 1      | Caso 2 | A tomar |
| EQ [Ton]                                       | 204.42                | 111.76      | 194.86 | 194.86  |
| M EQ [Ton*m]                                   | 750.84                | 409.73      | 716.54 | 716.54  |



| Fuerza por contracción y temperatura                  |             |                       |
|-------------------------------------------------------|-------------|-----------------------|
| Módulo de elasticidad ( $0.08 \leq G \leq 0.175$ )ksi | $G$         | 10 kg/cm <sup>2</sup> |
| Área de apoyo elastométrico                           | $A$         | 2400 cm <sup>2</sup>  |
| Altura total                                          | $h_{rt}$    | 4.2 cm                |
| Número de vigas                                       | $N_v$       | 3                     |
| <b>Fuerzas por contracción</b>                        |             |                       |
| Deformación por contracción                           | $\Delta SH$ | 0.74 cm               |
| Fuerza total en el estribo por contracción            | $H_uSH$     | 12.69 Ton             |
| Ubi de la fuerza total en el estribo por contracción  | $ZH_uSH$    | 4.26 m                |
| Mn por la fuerza total                                | $MH_uSH$    | 16.94 Ton*m           |
| <b>Cargas por temperatura</b>                         |             |                       |
| Def por temperatura                                   | $\Delta TU$ | 0.80 cm               |
| Fuerza total en el estribo por temperatura            | $H_uTU$     | 13.70 Ton             |
| Ubicación de la fuerza por temperatura                | $ZH_uTU$    | 4.26 m                |
| Mn por la fuerza total                                | $MH_uTU$    | 58.30 Ton*m           |

| Factor de carga |            |       |               |       |                  |       |
|-----------------|------------|-------|---------------|-------|------------------|-------|
| Cargas          | Servicio I |       | Resistencia I |       | Evento Extremo I |       |
|                 | Y máx      | Y mín | Y máx         | Y mín | Y máx            | Y mín |
| DC              | 1          | 1     | 1.25          | 0.9   | 1                | 1     |
| DW              | 1          | 1     | 1.5           | 0.65  | 1                | 1     |
| LL              | 1          | 1     | 1.75          | 1.75  | 0.5              | 0.5   |
| BR              | 1          | 1     | 1.75          | 1.75  | 0.5              | 0.5   |
| EH              | 1          | 1     | 1.5           | 0.9   | 1                | 1     |
| EV              | 1          | 1     | 1.35          | 1     | 1                | 1     |
| LS              | 1          | 1     | 1.75          | 1.75  | 0.5              | 0.5   |
| TU              | 1          | 1     | 0.5           | 0.5   | 0                | 0     |
| SH              | 1          | 1     | 0.5           | 0.5   | 1                | 1     |
| EQ              | 0          | 0     | 0             | 0     | 1                | 1     |

|                               |                 |                           |
|-------------------------------|-----------------|---------------------------|
| Factor de seguridad asumida   | Fs              | 3                         |
| Resistencia nominal del suelo | qn = $\sigma R$ | 963.39 Ton/m <sup>2</sup> |

**VERIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE - EVENTO EXTREMO I**

| Evento Extremo I |          |          |            |              |              |                |          |
|------------------|----------|----------|------------|--------------|--------------|----------------|----------|
| Tipo             | P<br>Ton | H<br>Ton | M<br>Ton*m | P máx<br>Ton | H máx<br>Ton | M máx<br>Ton*m | Y<br>máx |
| DC               | 488.62   | 0.00     | 217.49     | 488.62       | 0.00         | 217.49         | 1        |
| DW               | 17.76    | 0.00     | 16.87      | 17.76        | 0.00         | 16.87          | 1        |
| LL               | 108.87   | 0.00     | 103.42     | 54.43        | 0.00         | 51.71          | 0.5      |
| BR               | -1.58    | 16.36    | 68.10      | -0.79        | 8.18         | 34.05          | 0.5      |
| EH               | 0.00     | 56.98    | 113.89     | 0.00         | 56.98        | 113.89         | 1        |
| EV               | 290.64   | 0.00     | -347.22    | 290.64       | 0.00         | -347.22        | 1        |
| LS               | 31.64    | 11.59    | -15.87     | 15.82        | 5.80         | -7.94          | 0.5      |
| TU               | 0.00     | 13.70    | 58.30      | 0.00         | 0.00         | 0.00           | 0        |
| SH               | 0.00     | 12.69    | 16.94      | 0.00         | 12.69        | 16.94          | 1        |
| EQ               | 0.00     | 204.42   | 750.84     | 0.00         | 204.42       | 750.84         | 1        |
| Σ                | 935.95   | 315.73   | 982.77     | 866.49       | 288.05       | 846.65         |          |

|                           |   |                      |
|---------------------------|---|----------------------|
| Excentricidad del estribo | e | 0.98 m               |
| Ancho de la zapata        | B | 6.7 m                |
| Longitud de la zapata     | L | 8.5 m                |
| Área de la cimentación    | A | 56.95 m <sup>2</sup> |

| Esfuerzo provocado por el peso propio del estribo, rellenos, tierra, sismo y sobrecarga |                |                          |
|-----------------------------------------------------------------------------------------|----------------|--------------------------|
| Si estuviera sobre el suelo                                                             | $\sigma v$     | 21.48 Ton/m <sup>2</sup> |
| $\sigma v < \sigma R$                                                                   | Condición      | CUMPLE                   |
| Si estuviera sobre roca                                                                 | $\sigma v$ máx | 28.53 Ton/m <sup>2</sup> |
|                                                                                         | $\sigma v$ mín | 1.90 Ton/m <sup>2</sup>  |
| $\sigma v$ máx < $\sigma R$                                                             | Condición      | CUMPLE                   |
| Si esta fuera del tercio central                                                        | $\sigma v$ máx | 14.32 Ton/m <sup>2</sup> |
|                                                                                         | $\sigma v$ mín | 0 Ton/m <sup>2</sup>     |
| $\sigma v$ máx < $\sigma R$                                                             | Condición      | CUMPLE                   |
| $\sigma v$ mín < $\sigma R$                                                             | Condición      | CUMPLE                   |

**VERIFICACIÓN AL DESLIZAMIENTO - EVENTO EXTREMO I**

| Evento Extremo I |          |          |            |              |              |                |          |
|------------------|----------|----------|------------|--------------|--------------|----------------|----------|
| Tipo             | P<br>Ton | H<br>Ton | M<br>Ton*m | P máx<br>Ton | H máx<br>Ton | M máx<br>Ton*m | Y<br>máx |
| DC               | 488.62   | 0.00     | 217.49     | 488.62       | 0.00         | 217.49         | 1.00     |
| DW               | 17.76    | 0.00     | 16.87      | 17.76        | 0.00         | 16.87          | 1.00     |
| LL               | 108.87   | 0.00     | 103.42     | 54.43        | 0.00         | 51.71          | 0.50     |
| BR               | -1.58    | 16.36    | 68.10      | -0.79        | 8.18         | 34.05          | 0.50     |
| EH               | 0.00     | 56.98    | 113.89     | 0.00         | 56.98        | 113.89         | 1.00     |
| EV               | 290.64   | 0.00     | -347.22    | 290.64       | 0.00         | -347.22        | 1.00     |
| LS               | 0.00     | 11.59    | 34.75      | 0.00         | 5.80         | 17.38          | 0.50     |
| TU               | 0.00     | 13.70    | 58.30      | 0.00         | 0.00         | 0.00           | 0.00     |
| SH               | 0.00     | 12.69    | 16.94      | 0.00         | 12.69        | 16.94          | 1.00     |
| EQ               | 0.00     | 194.86   | 716.54     | 0.00         | 194.86       | 716.54         | 1.00     |
| Σ                |          |          |            | 850.67       | 278.50       | 837.65         |          |

|                                                    |    |                         |
|----------------------------------------------------|----|-------------------------|
| Peso específico del relleno delantero              | y2 | 1.85 Ton/m <sup>3</sup> |
| Ángulo de inclinación de talud de relleno          | ι  | 0 °                     |
| Ángulo de fricción                                 | φr | 40.60 °                 |
| Ángulo entre la horizontal y el paramento          | β  | 90 °                    |
| Ángulo de rozamiento entre el estribo y el terreno | δ  | 30 °                    |
| Ángulo de rozamiento (terreno y muro) ≤ Φ2/2       | δ2 | 20.30 °                 |
| Ángulo de rozamiento (terreno y muro) ≤ 2*Φ2/3     | δ2 | 27.07 °                 |
| Coef de presión pasiva                             | kp | 20.49                   |

0  
0.70865921  
1.57079633  
0.52359878  
0.35432961  
0.47243947

|                                   |        |                          |
|-----------------------------------|--------|--------------------------|
| H, Relleno inferior               | hp1    | 1 m                      |
| H, h zapata + Relleno inferior    | hp2    | 2 m                      |
| Esfuerzo de presión pasiva        | qp1    | 37.90 Ton/m <sup>2</sup> |
|                                   | qp2    | 75.80 Ton/m <sup>2</sup> |
| Resistencia Nominal pasiva        | Rep    | 644.30 Ton               |
| Fuerza horizontal ultima exterior | Hu máx | 278.50 Ton               |

|                                      |           |             |
|--------------------------------------|-----------|-------------|
| Resistencia por cohesión             | c         | 169.34 Ton  |
| Suma de cargas verticales últimas    | ΣP        | 850.67 Ton  |
| Resist nominal al deslizamiento      | Rt        | 660.47 Ton  |
| Factores de resistencia              | φτ        | 1           |
| Factores de resistencia              | φEP       | 1           |
| Resistencia nominal al deslizamiento | φRn       | 1304.77 Ton |
| φRn > Hu máx                         | Condición | CUMPLE      |

**Verificación al volteo y excentricidad máxima Evento Extremo I**

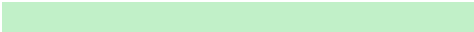
| Mn desestabilizadores |             |                  |
|-----------------------|-------------|------------------|
| Carga                 | Mo<br>Ton*m | Muo máx<br>Ton*m |
| BR                    | 73.39       | 36.70            |
| EH                    | 113.89      | 170.84           |
| ELS                   | -15.87      | -7.94            |
| EQ                    | 716.54      | 716.54           |
| Σ                     | 887.95      | 916.14           |



| Mn estabilizadores |             |                  |
|--------------------|-------------|------------------|
| Carga              | Mo<br>Ton*m | Muo máx<br>Ton*m |
| DC superior        | 549.45      | 494.50           |
| DC inferior        | 851.76      | 766.58           |
| DW                 | 42.62       | 27.71            |
| LL                 | 261.28      | 130.64           |
| EV                 | 1314.46     | 1314.46          |
| PLs                | 31.64       | 15.82            |
| Σ                  | 3051.20     | 2749.71          |

|                  |            |         |
|------------------|------------|---------|
| Mn estabilizador | Mu estabil | 2749.71 |
| Mn volcador      | Mu volt    | 916.14  |
| M est ≥ M volca  | Condición  | CUMPLE  |

| Excentricidad                     |           |        |
|-----------------------------------|-----------|--------|
| Centro de gravedad de la zapata   | ycg       | 3.35 m |
| Ubicación de la fuerza resultante | x         | 2.37 m |
| Excentricidad                     | e         | 0.98 m |
| Excentricidad máxima              | e max     | 2.68 m |
| $e < e_{máx}$                     | Condición | CUMPLE |



### Diseño de cimentación

#### Solicitaciones y diseño de la cimentación por Evento Extremo

| Evento Extremo I |          |          |            |              |              |                |          |
|------------------|----------|----------|------------|--------------|--------------|----------------|----------|
| Tipo             | P<br>Ton | H<br>Ton | M<br>Ton*m | P máx<br>Ton | H máx<br>Ton | M máx<br>Ton*m | Y<br>máx |
| DC               | 488.62   | 0.00     | 217.49     | 610.77       | 0.00         | 271.86         | 1.25     |
| DW               | 17.76    | 0.00     | 16.87      | 26.64        | 0.00         | 25.31          | 1.5      |
| LL               | 108.87   | 0.00     | 103.42     | 54.43        | 0.00         | 51.71          | 0.5      |
| BR               | -1.58    | 16.36    | 68.10      | -0.79        | 8.18         | 34.05          | 0.5      |
| EH               | 0.00     | 56.98    | 113.89     | 0.00         | 85.46        | 170.84         | 1.5      |
| EV               | 290.64   | 0.00     | -347.22    | 392.37       | 0.00         | -468.75        | 1.35     |
| LS               | 31.64    | 11.59    | -15.87     | 15.82        | 5.80         | -7.94          | 0.5      |
| TU               | 0.00     | 13.70    | 58.30      | 0.00         | 0.00         | 0.00           | 0        |
| SH               | 0.00     | 12.69    | 16.94      | 0.00         | 6.34         | 8.47           | 0.5      |
| EQ               | 0.00     | 204.42   | 716.54     | 0.00         | 204.42       | 716.54         | 1        |
| Σ                |          |          |            | 1099.25      | 310.20       | 802.10         |          |

| Evento Extremo I |          |          |            |              |              |                |          |
|------------------|----------|----------|------------|--------------|--------------|----------------|----------|
| Tipo             | P<br>Ton | H<br>Ton | M<br>Ton*m | P mín<br>Ton | H mín<br>Ton | M mín<br>Ton*m | Y<br>mín |
| DC               | 488.62   | 0.00     | 217.49     | 439.76       | 0.00         | 195.74         | 0.9      |
| DW               | 17.76    | 0.00     | 16.87      | 11.54        | 0.00         | 10.97          | 0.65     |
| LL               | 108.87   | 0.00     | 103.42     | 54.43        | 0.00         | 51.71          | 0.5      |
| BR               | -1.58    | 16.36    | 68.10      | -0.79        | 8.18         | 34.05          | 0.5      |
| EH               | 0.00     | 56.98    | 113.89     | 0.00         | 51.28        | 102.50         | 0.9      |
| EV               | 290.64   | 0.00     | -347.22    | 290.64       | 0.00         | -347.22        | 1        |
| LS               | 31.64    | 11.59    | -15.87     | 15.82        | 5.80         | -7.94          | 0.5      |
| TU               | 0.00     | 13.70    | 58.30      | 0.00         | 0.00         | 0.00           | 0        |
| SH               | 0.00     | 12.69    | 16.94      | 0.00         | 6.34         | 8.47           | 0.5      |
| EQ               | 0.00     | 204.42   | 716.54     | 0.00         | 204.42       | 716.54         | 1        |
| Σ                |          |          |            | 811.41       | 276.01       | 764.83         |          |

|                                                   |                        |                          |
|---------------------------------------------------|------------------------|--------------------------|
| Ancho de la zapata                                | B                      | 6.7 m                    |
| Longitud de la zapata                             | L                      | 8.5 m                    |
| Área de la cimentación                            | A                      | 56.95 m <sup>2</sup>     |
| Distancia de la fibra más lejano con respct a ycg | c                      | 3.35 m                   |
| Esfuerzo máx calculado                            | $\sigma_{m\acute{a}x}$ | 31.91 Ton/m <sup>2</sup> |
| Esfuerzo min calculado                            | $\sigma_{m\acute{i}n}$ | 6.69 Ton/m <sup>2</sup>  |

| Diseño del dedo Evento Extremo I              |                        |                          |
|-----------------------------------------------|------------------------|--------------------------|
| Longitud del dedo                             | Ld                     | 2 m                      |
| Altura de zapata                              | hz                     | 1 m                      |
| Altura de relleno sobre dedo                  | hr                     | 1 m                      |
| Ancho de la zapata                            | az                     | 6.7 m                    |
| Peso específico del hormigón                  | yh                     | 2.4 Ton/m <sup>3</sup>   |
| Peso específico del relleno delantero         | yr                     | 1.85 Ton/m <sup>3</sup>  |
| Peso del dedo por m lineal                    | P DCd                  | 4.80 Ton                 |
| Peso del relleno sobre dedo por m lineal      | P Evd                  | 3.70 Ton                 |
| Esfuerzo calculado por las solicitaciones máx | $\sigma_{m\acute{a}x}$ | 31.91 Ton/m <sup>2</sup> |
| Esfuerzo último en la secc del dedo           | $\sigma$ dedo          | 24.38 Ton/m <sup>2</sup> |
| Mn en la secc del dedo                        | M dedo                 | 50.79 Ton*m              |

| Armadura a Flexión                |         |                            |
|-----------------------------------|---------|----------------------------|
| Resistencia a compresión          | f'c     | 280 kg/cm <sup>2</sup>     |
| Resistencia de fluencia del acero | fy      | 4200.00 kg/cm <sup>2</sup> |
| Recubrimiento                     | r       | 10 cm                      |
| Peralte efectivo                  | de      | 88.75 cm                   |
| Factor                            | $\phi$  | 0.9                        |
| Factor                            | $\beta$ | 0.85                       |
| Momento último                    | Mu      | 50.79 Ton*m                |

| Acero de refuerzo en el pie de la zapata |              |                       |                           |
|------------------------------------------|--------------|-----------------------|---------------------------|
| Diametro de la varilla empleada          | ØAs          | 25 mm                 |                           |
| Peralte efectivo                         | de           | 88.75 cm              |                           |
| base unitario                            | b            | 100 cm                |                           |
| As acero principal                       | As           | 15.37 cm <sup>2</sup> |                           |
| Momento mínimo 1                         | Mn mín 1     | 67.55 Ton*m           |                           |
|                                          | w            | 0.0347                |                           |
|                                          | $\rho$       | 0.0023                |                           |
|                                          | As min       | 20.56                 |                           |
| <b>Acero propuesto</b>                   | #            | $\phi$ [mm]           | Área [cm <sup>2</sup> /m] |
| Superior sobre Voladizo                  | 5            | 25                    | 24.54                     |
| Condición                                | Asd col > As | Cumple                | 1 $\phi$ 25mm @ 20        |

| Control de ductilidad          |                 |        |
|--------------------------------|-----------------|--------|
| As                             | cm <sup>2</sup> | 24.54  |
| c                              | cm              | 5.10   |
| a                              | cm              | 4.33   |
| $\epsilon_t$                   |                 | 0.049  |
| Condición $\epsilon_t > 0.005$ |                 | CUMPLE |

| Acero de refuerzo en el pie de la zapata |              |                       |                           |
|------------------------------------------|--------------|-----------------------|---------------------------|
| Diametro de la varilla empleada          | ØAs          | 16 mm                 |                           |
| Peralte efectivo                         | de           | 88.75 cm              |                           |
| base unitario                            | b            | 100 mm                |                           |
| As acero principal                       | Ast          | 13.31 cm <sup>2</sup> |                           |
| <b>Acero propuesto</b>                   | #            | $\phi$ [mm]           | Área [cm <sup>2</sup> /m] |
| Superior sobre Voladizo                  | 5            | 20                    | 15.71                     |
| Condición                                | Asd col > As | Cumple                | 1 $\phi$ 20mm @ 20        |

### Armadura a Corte

#### Chequeo de corte en el tablero - Pie

|                                            |             |                          |
|--------------------------------------------|-------------|--------------------------|
| Factor al corte                            | $\emptyset$ | 0.9                      |
| Altura de corte efectivo                   | dv          | 79.875 cm                |
| Peso del dedo por ml                       | P DCd       | 4.8 Ton                  |
| Peso del relleno por ml                    | P Evd       | 3.7 Ton                  |
| Esfuerzo en la secc del corte              | $\sigma_v$  | 28.91 Ton/m <sup>2</sup> |
| Esfuerzo producido en la sección del corte | Vud         | 24.29 Ton                |
| Factores                                   | $\beta_1$   | 2                        |
| Cortante resistido por hormigón            | Vc          | 70.84 Ton                |
| Cortante resistido por el acero a corte    | Vs          | 0 Ton                    |
| Cortante resistido por el tablero          | Vn          | 70.84 Ton                |
| Resistencia Factorada                      | Vr          | 63.75 Ton                |
| Condición                                  | $V_r > V_u$ | Cumple                   |

#### Diseño del talón

|                                                  |                           |                          |
|--------------------------------------------------|---------------------------|--------------------------|
| Largo de la zapata                               | L                         | 8.5 m                    |
| Área de la cimentación                           | A                         | 56.95 m <sup>2</sup>     |
| Excentricidad del estribo por solicitaciones min | e                         | 0.943 cm                 |
| Ancho de la zapata                               | B                         | 6.7 m                    |
| Esfuerzo máx calculado                           | $\sigma_{m\acute{a}x}$    | 26.27 Ton/m <sup>2</sup> |
| Esfuerzo min calculado                           | $\sigma_{m\acute{i}n}$    | 2.22 Ton/m <sup>2</sup>  |
|                                                  |                           | 0                        |
| Longitud del talón                               | Lt                        | 3.5 m                    |
| Peso específico del hormigón                     | yh                        | 2.4 Ton/m <sup>3</sup>   |
| Peso específico del relleno posterior            | yr                        | 1.9 Ton/m <sup>3</sup>   |
| Peso del talón por ml                            | P DCt                     | 8.4 Ton                  |
| Peso del relleno por ml                          | P Evt                     | 33.23 Ton                |
| Presión vertical de la sobrecarga viva           | pv heq                    | 1.159 Ton/m <sup>2</sup> |
| Peso por sobrecarga viva en el talón             | P LSt                     | 4.06 Ton                 |
|                                                  | c                         | 12.53 Ton/m <sup>2</sup> |
|                                                  | y                         | 2.95 m                   |
|                                                  | Rt                        | 18.46 Ton                |
|                                                  | $\gamma_{DC} \text{ máx}$ | 1.25                     |
|                                                  | $\gamma_{EV} \text{ máx}$ | 1.35                     |
|                                                  | $\gamma_{LS} \text{ máx}$ | 0.5                      |
| Mn ultimo en la cara posterior de la pantalla    | Mu pp                     | -82.31 Ton*m             |

#### Armadura a flexión

|                                   |          |                           |
|-----------------------------------|----------|---------------------------|
| Resistencia a compresión          | f'c      | 280 kg/cm <sup>2</sup>    |
| Resistencia de fluencia del acero | fy       | 4200 kg/cm <sup>2</sup>   |
| Recubrimiento                     | r        | 10 cm                     |
| Peralte efectivo                  | de       | 90 cm                     |
| As calculador                     | As cal   | 28.13 cm <sup>2</sup>     |
| Factor                            | $\phi$   | 0.9                       |
| Factor                            | $\beta$  | 0.85                      |
| Momento mínimo 1                  | Mn mín 1 | 109.47 kg/cm <sup>2</sup> |
|                                   | w        | 0.0711                    |
|                                   | $\rho$   | 0.0047                    |
|                                   | As min   | 37.84                     |

|                         |    |             |                           |
|-------------------------|----|-------------|---------------------------|
| <b>Acero propuesto</b>  | #  | $\phi$ [mm] | Área [cm <sup>2</sup> /m] |
| Superior sobre Voladizo | 10 | 25          | 49.09                     |

Condición Asd col > As Cumple 1  $\phi$  25mm @ 10

| Control de ductilidad |                 |        |
|-----------------------|-----------------|--------|
| As                    | cm <sup>2</sup> | 49.09  |
| c                     | cm              | 10.19  |
| a                     | cm              | 8.66   |
| εt                    |                 | 0.021  |
| Condición εt>0.005    |                 | CUMPLE |

| Acero de refuerzo en el pie de la zapata |              |                       |                           |
|------------------------------------------|--------------|-----------------------|---------------------------|
| Diametro de la varilla empleada          | ØAs          | 16 mm                 |                           |
| Peralte efectivo                         | de           | 79.875 cm             |                           |
| base unitario                            | b            | 100 mm                |                           |
| As acero principal                       | Ast          | 11.98 cm <sup>2</sup> |                           |
| <b>Acero propuesto</b>                   | #            | φ [mm]                | Área [cm <sup>2</sup> /m] |
| Superior sobre Voladizo                  | 5            | 18                    | 12.72                     |
| Condición                                | Asd col > As | Cumple                | 1 φ 18mm @ 20             |

20.0

Armadura a Corte - Talon

| Chequeo de corte en el tablero             |         |              |
|--------------------------------------------|---------|--------------|
| Factor al corte                            | Ø       | 0.9          |
| Altura de corte efectivo                   | dv      | 79.9 cm      |
| Distancia escogida para el analisis        | dv      | 2.70 m       |
| Peso del dedo por ml                       | P DCt   | 6.48 Ton     |
| Peso del relleno por ml                    | P Evt   | 25.65 Ton    |
| Peso sobrecargado viva el talón por ml     | PL SV   | 3.13 Ton     |
| Esfuerzo en la secc del corte              | σv      | 21.74 Ton/m2 |
| Esfuerzo producido en la sección del corte | Vud     | 38.40 Ton    |
| Factores                                   | β1      | 2            |
| Cortante resistido por hormigón            | Vc      | 70.84 Ton    |
| Cortante resistido por el acero a corte    | Vs      | 0 Ton        |
| Cortante resistido por el tablero          | Vn      | 70.84 Ton    |
| Resistencia Factorada                      | Vr      | 63.75 Ton    |
| Condición                                  | Vr > Vu | Cumple       |

Estado lim de servicio I

| Servicio I - para evaluación de excentricidad y estabilidad |          |          |            |              |              |                |          |
|-------------------------------------------------------------|----------|----------|------------|--------------|--------------|----------------|----------|
| Tipo                                                        | P<br>Ton | H<br>Ton | M<br>Ton*m | P máx<br>Ton | H máx<br>Ton | M máx<br>Ton*m | Y<br>mín |
| DC                                                          | 488.62   | 0.00     | 217.49     | 488.62       | 0.00         | 217.49         | 1        |
| DW                                                          | 17.76    | 0.00     | 16.87      | 17.76        | 0.00         | 16.87          | 1        |
| LL                                                          | 108.87   | 0.00     | 103.42     | 108.87       | 0.00         | 103.42         | 1        |
| BR                                                          | -1.58    | 16.36    | 68.10      | -1.58        | 16.36        | 68.10          | 1        |
| EH                                                          | 0.00     | 56.98    | 113.89     | 0.00         | 56.98        | 113.89         | 1        |
| EV                                                          | 290.64   | 0.00     | -347.22    | 290.64       | 0.00         | -347.22        | 1        |
| LS                                                          | 31.64    | 11.59    | -15.87     | 31.64        | 11.59        | -15.87         | 1        |
| TU                                                          | 0.00     | 13.70    | 58.30      | 0.00         | 13.70        | 58.30          | 1        |
| SH                                                          | 0.00     | 12.69    | 16.94      | 0.00         | 12.69        | 16.94          | 1        |
| EQ                                                          | 0.00     | 204.42   | 716.54     | 0.00         | 0.00         | 0.00           | 0        |
| Σ                                                           |          |          |            | 935.95       | 111.31       | 231.92         |          |

|                                                   |       |                          |
|---------------------------------------------------|-------|--------------------------|
| Ancho de la zapata                                | B     | 6.7 m                    |
| Excentricidad                                     | e     | 0.248 m                  |
| Longitud de la zapata                             | L     | 8.5 m                    |
| Área de la cimentación                            | A     | 56.95 m <sup>2</sup>     |
| Distancia de la fibra más lejano con respct a ycg | c     | 3.35 m                   |
| Esfuerzo máx calculado                            | σvmáx | 20.08 Ton/m <sup>2</sup> |
| Esfuerzo min calculado                            | σvmin | 12.79 Ton/m <sup>2</sup> |

| Control de fisuramiento             |        |           |
|-------------------------------------|--------|-----------|
| Peso de la cimentación del dedo, ml | P DCd  | 4.80 Ton  |
| Peso del relleno delantero, ml      | P EVd  | 3.70 Ton  |
| Peso del talón, ml                  | P DC t | 8.4 Ton   |
| Peso der relleno posterior, ml      | P EVt  | 33.23 Ton |
| Peso sobrecarga viva, talón, ml     | P LS   | 4.06 Ton  |

|                            |          |                          |
|----------------------------|----------|--------------------------|
| Esfrz máx                  | σvmáx    | 20.08 Ton/m <sup>2</sup> |
| Esfrz máx, en el dedo      | σV dedo  | 17.90 Ton/m <sup>2</sup> |
| Esfrz máx, en el talón     | σV talon | 16.60 Ton/m <sup>2</sup> |
| Mn en la sección del dedo  | Mn dedo  | 35.01 Ton*m              |
| Mn en la sección del talón | Mn Talón | -34.81 Ton*m             |
|                            | c        | 18.68 Ton/m <sup>2</sup> |
|                            | y        | 3.81 m                   |
|                            | Rt       | 35.56 Ton                |

|                                                |    |                            |
|------------------------------------------------|----|----------------------------|
| Módulo de elasticidad del acero                | Es | 2030000 kg/cm <sup>2</sup> |
| Módulo de elasticidad del ho                   | Ec | 200798 kg/cm <sup>2</sup>  |
| Relación de módulos                            | n  | 10                         |
| Ancho de la faja de diseño                     | bv | 100 cm                     |
| Condición de exposición (Contacto con el agua) | Ye | 0.75                       |

| Control de agrietamiento       |         |         |
|--------------------------------|---------|---------|
| Momento                        | Dedo    | Talón   |
| hz [cm]                        | 100     | 100     |
| r [cm]                         | 10      | 10      |
| de [cm]                        | 90      | 90      |
| βs                             | 1.16    | 1.16    |
| M [Ton*m]                      | 35.01   | 34.81   |
| As colocada [cm <sup>2</sup> ] | 49.09   | 49.09   |
| y [cm]                         | 25.22   | 25.22   |
| I trans [cm <sup>4</sup> ]     | 2594631 | 2594631 |
| c (cm)                         | 64.78   | 64.78   |
| fs [kg/cm <sup>2</sup> ]       | 874     | 869     |
| S máx [cm]                     | 72.56   | 73.08   |
| S var [cm]                     | 10      | 10      |
| Condición                      | Cumple  | Cumple  |

| Diseño del cuerpo |
|-------------------|
|-------------------|

| Cargas a soportar             |        |                           |        |
|-------------------------------|--------|---------------------------|--------|
|                               | Muerta | Carpeta<br>Asfáltica y SP | Viva   |
|                               | DC     | DW                        | LL     |
| Reacción por estribo [Ton], R | 26.934 | 2.089                     | 12.808 |
| Ubicación de la carga [m], y  | 0.400  | 0.400                     | 0.400  |
| Excentricidad [m], e          | 0.375  | 0.375                     | 0.375  |
| Momento [Ton*m], M            | 10.100 | 0.784                     | 4.803  |

| Fuerzas de frenado                |       |               |
|-----------------------------------|-------|---------------|
| Fuerzas de frenado                | B RP  | 8.179 Ton/vía |
| Carga axial                       | P BR  | -0.19 Ton     |
| Altura para fuerza frenado        | zc    | 4.255 m       |
| Mn por fuerza horizontal          | M BRz | 8.1884 Ton*m  |
| Ubicación de carga vertical       | y BR1 | 0.400 m       |
| Excentricidad BR                  | e BR1 | 0.375 m       |
| Mn producido por el BR (Vertical) | M BR1 | -0.0697 Ton*m |
| Mn producido por el BR (V+H)      | M BR  | 8.1187 Ton*m  |

| Carga Muerta del estribo |             |        |             |      |                    |   |     |
|--------------------------|-------------|--------|-------------|------|--------------------|---|-----|
| Fig                      | Peso<br>Ton | y<br>m | Mo<br>Ton*m | a    | Operaciones<br>b c |   | No. |
| 1                        | 1.46        | 1.025  | 1.50        | 0.35 | 1.742              | 1 | 1   |
| 2                        | 9.37        | 0.6    | 5.62        | 1.2  | 3.26               | 1 | 1   |
| 3                        | 1.43        | 0.425  | 0.61        | 0.85 | 0.35               | 1 | 2   |
| Σ                        | 12.266      |        | 7.731       |      |                    |   |     |

|                                 |      |            |        |           |            |
|---------------------------------|------|------------|--------|-----------|------------|
| Peso propio de la pantalla      | P DC | 12.266 Ton | 0.6097 | 0.6249425 |            |
| Ubicación de la carga           | y DC | 0.63 m     | 3.906  | 2.3436    |            |
| Excentricidad para carga por pp | e DC | 0.17 m     | 0.595  | 0.252875  |            |
| Mn por la carga por pp          | M DC | 2.08 Ton*m | 5.1107 | 3.2214175 | 0.63032804 |

| Carga por presión de tierras            |      |                          |
|-----------------------------------------|------|--------------------------|
| Peso específico del relleno posterior   | yr   | 1.9 Ton/m <sup>3</sup>   |
| Coef. De empuje activ o                 | Ka   | 0.196                    |
| Altura prom                             | h    | 4.997 m                  |
| Preción max sin sobrecarga              | Po   | 2.235 Ton/m <sup>2</sup> |
| Empuje de tierras normal sin sobrecarga | EH   | 5.585 Ton                |
| Ubicación del empuje                    | Z EH | 1.67 m                   |
| Mn ejercido                             | M EH | 9.30 Ton*m               |

| Sobrecarga presión horizontal |       |             |
|-------------------------------|-------|-------------|
| Altura de sobrecarga          | h eq  | 0.61 m      |
| Coef. De empuje activ o       | Ka    | 0.196       |
| Presión max horizontal        | P1    | 0.227 Ton   |
| Empuje de tierra normal       | E LS  | 1.136 Ton   |
| Ubicación de la resultante    | Z LS  | 2.4985 m    |
| Mn por LS horizontal          | M LSh | 2.839 Ton*m |

| Sismo                                 |      |      |
|---------------------------------------|------|------|
| Propiedades de la zona                |      |      |
| Coeficiente de aceleracion            | As   | 0.25 |
| Coeficiente de aceleración horizontal | PGA  | 0.25 |
| Zona sísmica                          |      | II   |
| Coef. De aceleración pico del suelo   | Fpga | 1    |

| Fuerza lateral transmitida por la superestructura     |           |              |
|-------------------------------------------------------|-----------|--------------|
| Fuerza min de conexión, dirección restringida         | Hbu mín   | 61.67 Ton    |
| Coeficiente de fricción                               | μ         | 0.4          |
| Reacción de carga muerta por estribo                  | R DC      | 26.93 Ton    |
| Reacción de carga asfáltica y servicios públicos      | R DW      | 2.09 Ton     |
| Reacción de carga viva por estribo                    | R LL      | 12.81 Ton    |
| Fuerza de compresión, por la combinación de cargas    | Pu        | 35.43 Ton    |
| Fuerza horizontal transmitida                         | Hbu       | 14.17 Ton    |
| Hbu mín < Hbu                                         | Condición | REDISEÑO     |
|                                                       | Hbu       | 61.67 Ton    |
|                                                       | Condición | CUMPLE       |
| Ubicación de la fuerza horizontal, respecto a 0 y ycg | Z Hbu     | 3.26 m       |
| Mn de la fuerza horizontal transmitida                | M EQ-S    | 200.75 Ton*m |

| Fuerza lateral transmitida por el pp |             |                |                    |
|--------------------------------------|-------------|----------------|--------------------|
| Figura                               | Peso<br>Ton | Z resp ao<br>m | M resp ao<br>Ton*m |
| 1                                    | 1.46        | 4.13           | 6.037              |
| 2                                    | 9.37        | 1.63           | 15.257             |
| 3                                    | 1.43        | 3.43           | 4.898              |
| Σ                                    | 12.26568    |                | 26.192             |

|                                      |           |            |
|--------------------------------------|-----------|------------|
| Coef. Aceleración sísmica horizontal | kh        | 0.125      |
| Peso propio del cuerpo               | P curp    | 12.27 Ton  |
| Fuerz lateral                        | EQ cuerpo | 1.53 Ton   |
| Ubicación de la fuerza lateral       | Z EQ curp | 2.14 m     |
| Mn por la fuerza lateral             | M EQ curp | 3.27 Ton*m |

| Fuerza sísmica generada por el relleno en el talón |             |                |                    |
|----------------------------------------------------|-------------|----------------|--------------------|
| Figura                                             | Peso<br>Ton | Z resp ao<br>m | M resp ao<br>Ton*m |
| 6                                                  | 30.49       | 2.50           | 76.188             |
| Σ                                                  | 30.49       |                | 76.188             |

|                                       |           |            |
|---------------------------------------|-----------|------------|
| Peso del relleno                      | P rell    | 30.49 Ton  |
| Fuerz lateral                         | EQ rell   | 3.81 Ton   |
| Ubicación de la fuerza por el relleno | Z EQ rell | 2.50 m     |
| Mn por la fuerza del relleno          | M EQ rell | 9.52 Ton*m |

| Presión del suelo en condiciones sísmicas |     |           |
|-------------------------------------------|-----|-----------|
| Coef. Aceleración sísmica horizontal      | kh  | 0.125     |
| Peso propio del cuerpo                    | Ww  | 12.27 Ton |
| Peso del relleno                          | Ws  | 30.49 Ton |
| Fuerza horizontal                         | Pir | 5.34 Ton  |

| Fuerza dinámica lateral debido a la presión de tierra |       |                        |
|-------------------------------------------------------|-------|------------------------|
| Peso específico del relleno posterior                 | yr    | 1.9 Ton/m <sup>3</sup> |
| Altura prom de relleno                                | h     | 5.997 m                |
| Largo del estribo                                     | Lest  | 8.5 m                  |
| Coef Sism de presión activa                           | Kae   | 0.27                   |
| Fuerza de Presión Activa                              | P AE  | 9.19 Ton               |
| Fuerza por la acción sísmica                          | ΔPAE  | 3.61 Ton               |
|                                                       | z     | 0.598793235            |
| Ubicación de la fuerza                                | Z A   | 6.06 m                 |
| Mn producido por la condición sísmica                 | ME AE | 21.85 Ton*m            |

| Resumen de cargas y momentos por incidencia sísmica |               |                  |
|-----------------------------------------------------|---------------|------------------|
| Carga                                               | Fuerza<br>Ton | Momento<br>Ton*m |
| Hbu                                                 | 14.17         | 200.75           |
| EQ Cuerpo                                           | 1.53          | 3.27             |
| EQ Rell                                             | 3.81          | 9.52             |
| P AE                                                | 9.19          | 21.85            |

| Efectos sísmicos totales |                    |             |        |           |
|--------------------------|--------------------|-------------|--------|-----------|
| Chequeo                  | Capacidad portante | Estabilidad |        |           |
|                          |                    | Caso 1      | Caso 2 | Selección |
| EQ [Ton]                 | 28.71              | 18.95       | 24.11  | 24.11     |
| M EQ [Ton*m]             | 235.39             | 128.62      | 224.47 | 224.47    |

| Fuerza por contracción y temperatura                  |       |                       |
|-------------------------------------------------------|-------|-----------------------|
| Módulo de elasticidad ( $0.08 \leq G \leq 0.175$ )ksi | G     | 10 kg/cm <sup>2</sup> |
| Área de apoyo elastométrico                           | A     | 2400 cm <sup>2</sup>  |
| Altura total                                          | hrt   | 4.2 cm                |
| Número de vigas                                       | Nv    | 3                     |
| <b>Fuerzas por contracción</b>                        |       |                       |
| Deformación por contracción                           | ΔSH   | 0.74 cm               |
| Fuerza total en el estribo por contracción            | HuSH  | 1.49 Ton              |
| Ubi de la fuerza total en el estribo por contracción  | ZHuSH | 3.26 m                |
| Mn por la fuerza total                                | MHuSH | 4.75 Ton*m            |
| <b>Cargas por temperatura</b>                         |       |                       |
| Def por temperatura                                   | ΔTU   | 0.80 cm               |
| Fuerza total en el estribo por temperatura            | HuTU  | 1.61 Ton              |
| Ubicación de la fuerza por temperatura                | ZHuTU | 3.26 m                |
| Mn por la fuerza total                                | MHuTU | 5.25 Ton*m            |

| Evento Extremo I |          |          |            |              |              |                |          |
|------------------|----------|----------|------------|--------------|--------------|----------------|----------|
| Tipo             | P<br>Ton | H<br>Ton | M<br>Ton*m | P máx<br>Ton | H máx<br>Ton | M máx<br>Ton*m | Y<br>máx |
| DC               | 26.93    | 0.00     | 10.10      | 26.93        | 0.00         | 10.10          | 1        |
| DW               | 2.09     | 0.00     | 0.78       | 2.09         | 0.00         | 0.78           | 1        |
| LL               | 12.81    | 0.00     | 4.80       | 6.40         | 0.00         | 2.40           | 0.5      |
| BR               | -0.19    | 1.92     | 8.12       | -0.09        | 0.96         | 4.06           | 0.5      |
| EH               | 0.00     | 5.59     | 9.30       | 0.00         | 5.59         | 9.30           | 1        |
| EV               | 0.00     | 0.00     | 0.00       | 0.00         | 0.00         | 0.00           | 1        |
| LS               | 0.00     | 1.14     | 2.84       | 0.00         | 0.57         | 1.42           | 0.5      |
| TU               | 0.00     | 1.61     | 5.25       | 0.00         | 0.00         | 0.00           | 0        |
| SH               | 0.00     | 1.49     | 4.75       | 0.00         | 1.49         | 4.75           | 1        |
| EQ               | 0.00     | 24.11    | 224.47     | 0.00         | 24.11        | 224.47         | 1        |
| Σ                |          |          |            | 35.33        | 32.72        | 257.28         |          |

| Evento Extremo I |          |          |            |              |              |                |          |
|------------------|----------|----------|------------|--------------|--------------|----------------|----------|
| Tipo             | P<br>Ton | H<br>Ton | M<br>Ton*m | P mín<br>Ton | H mín<br>Ton | M mín<br>Ton*m | Y<br>mín |
| DC               | 26.93    | 0.00     | 10.10      | 26.93        | 0.00         | 10.10          | 1        |
| DW               | 2.09     | 0.00     | 0.78       | 2.09         | 0.00         | 0.78           | 1        |
| LL               | 12.81    | 0.00     | 4.80       | 6.40         | 0.00         | 2.40           | 0.5      |
| BR               | -0.19    | 1.92     | 8.12       | -0.09        | 0.96         | 4.06           | 0.5      |
| EH               | 0.00     | 5.59     | 9.30       | 0.00         | 5.59         | 9.30           | 1        |
| EV               | 0.00     | 0.00     | 0.00       | 0.00         | 0.00         | 0.00           | 1        |
| LS               | 0.00     | 1.14     | 2.84       | 0.00         | 0.57         | 1.42           | 0.5      |
| TU               | 0.00     | 1.61     | 5.25       | 0.00         | 0.00         | 0.00           | 0        |
| SH               | 0.00     | 1.49     | 4.75       | 0.00         | 1.49         | 4.75           | 1        |
| EQ               | 0.00     | 24.11    | 224.47     | 0.00         | 24.11        | 224.47         | 1        |
| Σ                |          |          |            | 35.33        | 32.72        | 257.28         |          |



| Efectos sísmicos totales |                    |             |        |           |
|--------------------------|--------------------|-------------|--------|-----------|
| Chequeo                  | Capacidad portante | Estabilidad |        |           |
|                          |                    | Caso 1      | Caso 2 | Selección |
| EQ [Ton]                 | 28.71              | 18.95       | 24.11  | 24.11     |
| M EQ [Ton*m]             | 235.39             | 128.62      | 224.47 | 224.47    |

| Fuerza por contracción y temperatura                   |       |                       |
|--------------------------------------------------------|-------|-----------------------|
| Módulo de elasticidad ( $0.08 \leq G \leq 0.175$ ) ksi | G     | 10 kg/cm <sup>2</sup> |
| Área de apoyo elastomérico                             | A     | 2400 cm <sup>2</sup>  |
| Altura total                                           | hrt   | 4.2 cm                |
| Número de vigas                                        | Nv    | 3                     |
| <b>Fuerzas por contracción</b>                         |       |                       |
| Deformación por contracción                            | ΔSH   | 0.74 cm               |
| Fuerza total en el estribo por contracción             | HuSH  | 1.49 Ton              |
| Ubi de la fuerza total en el estribo por contracción   | ZHuSH | 3.26 m                |
| Mn por la fuerza total                                 | MHuSH | 4.75 Ton*m            |
| <b>Cargas por temperatura</b>                          |       |                       |
| Def por temperatura                                    | ΔTU   | 0.80 cm               |
| Fuerza total en el estribo por temperatura             | HuTU  | 1.61 Ton              |
| Ubicación de la fuerza por temperatura                 | ZHuTU | 3.26 m                |
| Mn por la fuerza total                                 | MHuTU | 5.25 Ton*m            |

| Evento Extremo I |          |          |            |              |              |                |          |
|------------------|----------|----------|------------|--------------|--------------|----------------|----------|
| Tipo             | P<br>Ton | H<br>Ton | M<br>Ton*m | P máx<br>Ton | H máx<br>Ton | M máx<br>Ton*m | Y<br>máx |
| DC               | 26.93    | 0.00     | 10.10      | 26.93        | 0.00         | 10.10          | 1        |
| DW               | 2.09     | 0.00     | 0.78       | 2.09         | 0.00         | 0.78           | 1        |
| LL               | 12.81    | 0.00     | 4.80       | 6.40         | 0.00         | 2.40           | 0.5      |
| BR               | -0.19    | 1.92     | 8.12       | -0.09        | 0.96         | 4.06           | 0.5      |
| EH               | 0.00     | 5.59     | 9.30       | 0.00         | 5.59         | 9.30           | 1        |
| EV               | 0.00     | 0.00     | 0.00       | 0.00         | 0.00         | 0.00           | 1        |
| LS               | 0.00     | 1.14     | 2.84       | 0.00         | 0.57         | 1.42           | 0.5      |
| TU               | 0.00     | 1.61     | 5.25       | 0.00         | 0.00         | 0.00           | 0        |
| SH               | 0.00     | 1.49     | 4.75       | 0.00         | 1.49         | 4.75           | 1        |
| EQ               | 0.00     | 24.11    | 224.47     | 0.00         | 24.11        | 224.47         | 1        |
| Σ                |          |          |            | 35.33        | 32.72        | 257.28         |          |

| Evento Extremo I |          |          |            |              |              |                |          |
|------------------|----------|----------|------------|--------------|--------------|----------------|----------|
| Tipo             | P<br>Ton | H<br>Ton | M<br>Ton*m | P mín<br>Ton | H mín<br>Ton | M mín<br>Ton*m | Y<br>mín |
| DC               | 26.93    | 0.00     | 10.10      | 26.93        | 0.00         | 10.10          | 1        |
| DW               | 2.09     | 0.00     | 0.78       | 2.09         | 0.00         | 0.78           | 1        |
| LL               | 12.81    | 0.00     | 4.80       | 6.40         | 0.00         | 2.40           | 0.5      |
| BR               | -0.19    | 1.92     | 8.12       | -0.09        | 0.96         | 4.06           | 0.5      |
| EH               | 0.00     | 5.59     | 9.30       | 0.00         | 5.59         | 9.30           | 1        |
| EV               | 0.00     | 0.00     | 0.00       | 0.00         | 0.00         | 0.00           | 1        |
| LS               | 0.00     | 1.14     | 2.84       | 0.00         | 0.57         | 1.42           | 0.5      |
| TU               | 0.00     | 1.61     | 5.25       | 0.00         | 0.00         | 0.00           | 0        |
| SH               | 0.00     | 1.49     | 4.75       | 0.00         | 1.49         | 4.75           | 1        |
| EQ               | 0.00     | 24.11    | 224.47     | 0.00         | 24.11        | 224.47         | 1        |
| Σ                |          |          |            | 35.33        | 32.72        | 257.28         |          |

## DISEÑO DE ARMADURA

### Armadura a Flexión

|                                   |         |                         |
|-----------------------------------|---------|-------------------------|
| Resistencia a compresión          | $f'_c$  | 280 kg/cm <sup>2</sup>  |
| Resistencia de fluencia del acero | $f_y$   | 4200 kg/cm <sup>2</sup> |
| Recubrimiento                     | $r$     | 5 cm                    |
| Peralte efectivo                  | $d_e$   | 115 cm                  |
| Factor                            | $\phi$  | 0.9                     |
| Factor                            | $\beta$ | 0.85                    |
| Momento último                    | $M_u$   | 257.28 Ton*m            |

### Acero de refuerzo de la pantalla

|                                 |          |                       |                           |
|---------------------------------|----------|-----------------------|---------------------------|
| Diametro de la varilla empleada | ØAs      | 25 mm                 |                           |
| Peralte efectivo                | de       | 115 cm                |                           |
| base unitario                   | b        | 100 cm                |                           |
| As acero principal              | As       | 62.15 cm <sup>2</sup> |                           |
| Momento mínimo 1                | Mn mín 1 | 342.19 Ton*m          |                           |
|                                 | w        | 0.1098                |                           |
|                                 | ρ        | 0.0073                |                           |
|                                 | As min   | 84.17                 |                           |
| <b>Acero propuesto</b>          | #        | φ [mm]                | Área [cm <sup>2</sup> /m] |
| Primera Capa                    | 10       | 28                    | 61.58                     |
| Segunda Capa                    | 10       | 28                    | 61.58                     |
|                                 |          | Σ                     | 123.15                    |

Condición

Asd col > As

Cumple

1  $\phi$  28mm @ 10

1  $\phi$  28mm @ 10

### Control de ductilidad

|                                |                 |        |
|--------------------------------|-----------------|--------|
| As                             | cm <sup>2</sup> | 123.15 |
| c                              | cm              | 25.57  |
| a                              | cm              | 21.73  |
| $\epsilon_t$                   |                 | 0.010  |
| Condición $\epsilon_t > 0.005$ |                 | CUMPLE |

### Acero de refuerzo por contracción y temperatura

|                                 |     |           |              |
|---------------------------------|-----|-----------|--------------|
| Diametro de la varilla empleada | ØAs | 16 mm     |              |
| Peralte efectivo                | de  | 115 cm    |              |
| base unitario                   | b   | 100 cm    |              |
| As acero principal              | Ast | 23.00 cm² |              |
| <b>Acero propuesto</b>          | #   | φ [mm]    | Área [cm²/m] |
| Cara Interior                   |     |           | 7.666666667  |
|                                 | 5   | 16        | 10.05        |
| Cara Posterior                  |     |           | 15.33        |
|                                 | 5   | 20        | 15.71        |
|                                 |     |           | 25.76        |

Condición

Asd col > As

Cumple

1  $\phi$  16mm @ 20

1  $\phi$  20mm @ 20

Cara exterior - Vertical

área necesaria  $A_s$  17.25 cm<sup>2</sup>

|                        |    |             |                           |
|------------------------|----|-------------|---------------------------|
| <b>Acero propuesto</b> | #  | $\phi$ [mm] | Área [cm <sup>2</sup> /m] |
| Cara Interior          | 10 | 15          | 17.67                     |

Condición

Asd col > As

Cumple

1  $\phi$  15mm @ 10

| Armadura para controlar la tensión de la cuña    |              |                      |                           |
|--------------------------------------------------|--------------|----------------------|---------------------------|
| Reacción de carga muerta por estribo             | R DC         | 26.93 Ton            |                           |
| Reacción de carga asfáltica y servicios públicos | R DW         | 2.09 Ton             |                           |
| Reacción de carga viva por estribo               | R LL         | 12.81 Ton            |                           |
| Tensión de la cuña por ml                        | T cuña       | 10.46 Ton            |                           |
| Área necesaria                                   | As cal       | 2.64 cm <sup>2</sup> |                           |
| <b>Acero propuesto</b>                           | #            | φ [mm]               | Área [cm <sup>2</sup> /m] |
| Cara Interior                                    | 5            | 10                   | 3.93                      |
| <b>Condición</b>                                 | Asd col > As | Cumple               | 1 φ 10mm @ 20             |

| Chequeo de corte en la pantalla         |         |            |
|-----------------------------------------|---------|------------|
| Factor al corte                         | Ø       | 0.9        |
| Altura de corte efectivo                | dv      | 103.5 cm   |
| Distancia escogida para el analisis     | dv      | 103.5 m    |
| Cortante último max                     | Vu      | 32.72 Ton  |
| Factores                                | β1      | 2          |
| Cortante resistido por hormigón         | Vc      | 101.60 Ton |
| Cortante resistido por el acero a corte | Vs      | 0 Ton      |
| Cortante resistido por el tablero       | Vn      | 101.60 Ton |
| Resistencia Factorada                   | Vr      | 91.44 Ton  |
| Condición                               | Vr > Vu | Cumple     |

| Control de fisuramiento |
|-------------------------|
|-------------------------|

| Solicitaciones para el chequeo del agrietamiento |       |       |  |
|--------------------------------------------------|-------|-------|--|
| Tipo                                             | M     | M máx |  |
| 0                                                | Ton*m | Ton*m |  |
| DC                                               | 10.10 | 10.10 |  |
| DW                                               | 0.78  | 0.78  |  |
| LL                                               | 4.80  | 2.40  |  |
| EH                                               | 9.30  | 9.30  |  |
| LS                                               | 2.84  | 1.42  |  |
| TU                                               | 5.25  | 0.00  |  |
| SH                                               | 4.75  | 4.75  |  |
| Σ                                                | 0.00  | 28.76 |  |

| Control de agrietamiento       |          |
|--------------------------------|----------|
| Momento                        | Pantalla |
| hz [cm]                        | 120      |
| r [cm]                         | 5        |
| de [cm]                        | 115      |
| βs                             | 1.06     |
| M [Ton*m]                      | 28.76    |
| As colocada [cm <sup>2</sup> ] | 123.15   |
| de [cm]                        | 115      |
| y [cm]                         | 42.31    |
| I trans [cm <sup>4</sup> ]     | 9031756  |
| c (cm)                         | 72.69    |
| fs [kg/cm <sup>2</sup> ]       | 231      |
| S máx [cm]                     | 371.41   |
| S var [cm]                     | 10       |
| Condición                      | Cumple   |

### Diseño de Pantalla Superior

| Cargas a soportar             | Muerta | Viva  |
|-------------------------------|--------|-------|
|                               | DC     | LL    |
| Reacción por estribo [Ton], R | 1.46   | 3.71  |
| Ubicación de la carga [m], y  | 0.175  | 0.175 |
| Excentricidad [m], e          | 0      | 0.175 |
| Momento [Ton*m], M            | 0      | 0.65  |

|                          |      |            |
|--------------------------|------|------------|
| Fuerza de frenado        | Br   | 0.93 Ton   |
| Altura de aplicación     | h Br | 3.572 m    |
| Mn por fuerza de frenado | M Br | 3.31 Ton*m |

| Empuje de Tierras                                  |      |                          |
|----------------------------------------------------|------|--------------------------|
| Peso específico del relleno posterior              | yr   | 1.9 Ton/m <sup>3</sup>   |
| Angulo de rosamiento entre el estribo y el terreno | δ    | 30 °                     |
| Coef. De empuje activ o                            | Ka   | 0.196                    |
| Altura de relleno                                  | h    | 1.742 m                  |
| Presión máx                                        | Po   | 0.649 Ton/m <sup>2</sup> |
| Ancho de diseño                                    | Le   | 1 m                      |
| Empuje lateral                                     | EH   | 0.566 Ton                |
| Altura de la fuerza                                | Z EH | 0.581 m                  |
| Mn por empuje de relleno                           | M EH | 0.328 Ton*m              |

| Sobrecarga presión horizontal |       |             |
|-------------------------------|-------|-------------|
| Altura de sobrecarga          | h eq  | 0.9144 m    |
| Coef. De empuje activ o       | Ka    | 0.196       |
| Presión max horizontal        | P1    | 0.341 Ton   |
| Empuje de tierra normal       | E LS  | 0.594 Ton   |
| Ubicación de la resultante    | Z LS  | 0.871 m     |
| Mn por LS horizontal          | M LSh | 0.517 Ton*m |

### Sismo

| Propiedades de la zona                |      |      |
|---------------------------------------|------|------|
| Coeficiente de aceleracion            | As   | 0.25 |
| Coeficiente de aceleración horizontal | PGA  | 0.25 |
| Zona sísmica                          | II   |      |
| Coef. De aceleración pico del suelo   | Fpga | 1    |

| Fuerza lateral transmitida por el pp |             |                |                    |
|--------------------------------------|-------------|----------------|--------------------|
| Figura                               | Peso<br>Ton | Z resp ao<br>m | M resp ao<br>Ton*m |
| 1                                    | 1.46        | 0.87           | 1.27               |
| Σ                                    | 1.46        |                | 1.27               |

|                                     |           |            |
|-------------------------------------|-----------|------------|
| Coef. Aceleración sísmica horizonta | kh        | 0.125      |
| Peso propio de la pantalla          | P pant    | 1.46 Ton   |
| Fuerz lateral                       | EQ pant   | 0.18 Ton   |
| Ubicación de la fuerza lateral      | Z EQ pant | 0.87 m     |
| Mn por la fuerza lateral            | M EQ pant | 0.16 Ton*m |

| Fuerza por el relleno del talón |             |                |                    |
|---------------------------------|-------------|----------------|--------------------|
| Figura                          | Peso<br>Ton | Z resp ao<br>m | M resp ao<br>Ton*m |
| 6                               | 11.58       | 0.87           | 10.09              |
| $\Sigma$                        | 11.58       |                | 10.09              |

|                                      |           |            |
|--------------------------------------|-----------|------------|
| Coef. Aceleración sísmica horizontal | kh        | 0.125      |
| Peso del relleno                     | P rell    | 11.58 Ton  |
| Fuerz lateral                        | EQ rell   | 1.45 Ton   |
| Ubicación de la fuerza lateral       | Z EQ rell | 0.87 m     |
| Mn por la fuerza lateral             | M EQ rell | 1.26 Ton*m |

| Presión del suelo en condiciones sísmicas |     |           |
|-------------------------------------------|-----|-----------|
| Coef. Aceleración sísmica horizontal      | kh  | 0.125     |
| Peso propio de la pantalla                | Ww  | 1.46 Ton  |
| Peso del relleno                          | Ws  | 11.58 Ton |
| Fuerza horizontal                         | Pir | 1.63 Ton  |

| Fuerza dinámica lateral debido a la presión de tierra |              |                        |   |
|-------------------------------------------------------|--------------|------------------------|---|
| Peso específico del relleno posterior                 | yr           | 1.9 Ton/m <sup>3</sup> |   |
| Altura prom de relleno                                | h            | 1.742 m                |   |
| Largo del estribo                                     | Lest         | 8.5                    | 0 |
| Coef Sism de presión activa                           | Kae          | 0.269                  |   |
| Fuerza de Presión Activa                              | P AE         | 0.78 Ton               |   |
| Fuerza por la acción sísmica                          | $\Delta$ PAE | 0.21 Ton               |   |
|                                                       | f            | 0.599                  |   |
| Ubicación de la presión activs                        | Z $\Delta$   | 2.29 m                 |   |
| Mn producido por la condición sísmica                 | ME AE        | 0.48 Ton*m             |   |

| Resumen de cargas y momentos por incidencia sísmica |               |                  |
|-----------------------------------------------------|---------------|------------------|
| Carga                                               | Fuerza<br>Ton | Momento<br>Ton*m |
| EQ Pantalla                                         | 0.18          | 0.16             |
| EQ Relleno                                          | 1.45          | 1.26             |
| P AE                                                | 0.78          | 0.48             |

| Efectos sísmicos totales |                       |             |        |  |           |
|--------------------------|-----------------------|-------------|--------|--|-----------|
| Chequeo                  | Capacidad<br>portante | Estabilidad |        |  | Selección |
|                          |                       | Caso 1      | Caso 2 |  |           |
| EQ [Ton]                 | 2.41                  | 1.59        | 2.02   |  | 2.02      |
| M EQ [Ton*m]             | 1.90                  | 1.19        | 1.66   |  | 1.66      |

| Evento Extremo I |          |          |            |              |              |                |          |
|------------------|----------|----------|------------|--------------|--------------|----------------|----------|
| Tipo             | P<br>Ton | H<br>Ton | M<br>Ton*m | P máx<br>Ton | H máx<br>Ton | M máx<br>Ton*m | Y<br>máx |
| DC               | 1.46     | 0.00     | 0.00       | 1.46         | 0.00         | 0.00           | 1        |
| DW               | 0.00     | 0.00     | 0.00       | 0.00         | 0.00         | 0.00           | 1        |
| LL               | 3.71     | 0.00     | 0.65       | 1.86         | 0.00         | 0.32           | 0.5      |
| BR               | 0.00     | 0.93     | 3.31       | 0.00         | 0.46         | 1.66           | 0.5      |
| EH               | 0.00     | 0.57     | 0.33       | 0.00         | 0.57         | 0.33           | 1        |
| EV               | 0.00     | 0.00     | 0.00       | 0.00         | 0.00         | 0.00           | 1        |
| LS               | 0.00     | 0.59     | 0.52       | 0.00         | 0.30         | 0.26           | 0.5      |
| TU               | 0.00     | 0.00     | 0.00       | 0.00         | 0.00         | 0.00           | 0        |
| SH               | 0.00     | 0.00     | 0.00       | 0.00         | 0.00         | 0.00           | 1        |
| EQ               | 0.00     | 2.41     | 1.90       | 0.00         | 2.41         | 1.90           | 1        |
| Σ                |          |          |            | 3.32         | 3.73         | 4.47           |          |

| Evento Extremo I |          |          |            |              |              |                |          |
|------------------|----------|----------|------------|--------------|--------------|----------------|----------|
| Tipo             | P<br>Ton | H<br>Ton | M<br>Ton*m | P mín<br>Ton | H mín<br>Ton | M mín<br>Ton*m | Y<br>mín |
| DC               | 1.46     | 0.00     | 0.00       | 1.46         | 0.00         | 0.00           | 1        |
| DW               | 0.00     | 0.00     | 0.00       | 0.00         | 0.00         | 0.00           | 1        |
| LL               | 3.71     | 0.00     | 0.65       | 1.86         | 0.00         | 0.32           | 0.5      |
| BR               | 0.00     | 0.93     | 3.31       | 0.00         | 0.46         | 1.66           | 0.5      |
| EH               | 0.00     | 0.57     | 0.33       | 0.00         | 0.57         | 0.33           | 1        |
| EV               | 0.00     | 0.00     | 0.00       | 0.00         | 0.00         | 0.00           | 1        |
| LS               | 0.00     | 0.59     | 0.52       | 0.00         | 0.30         | 0.26           | 0.5      |
| TU               | 0.00     | 0.00     | 0.00       | 0.00         | 0.00         | 0.00           | 0        |
| SH               | 0.00     | 0.00     | 0.00       | 0.00         | 0.00         | 0.00           | 1        |
| EQ               | 0.00     | 2.41     | 1.90       | 0.00         | 2.41         | 1.90           | 1        |
| Σ                |          |          |            | 3.32         | 3.73         | 4.47           |          |

| Resistencia I |          |          |            |              |              |                |          |
|---------------|----------|----------|------------|--------------|--------------|----------------|----------|
| Tipo          | P<br>Ton | H<br>Ton | M<br>Ton*m | P máx<br>Ton | H máx<br>Ton | M máx<br>Ton*m | Y<br>máx |
| DC            | 1.46     | 0.00     | 0.00       | 1.83         | 0.00         | 0.00           | 1.25     |
| DW            | 0.00     | 0.00     | 0.00       | 0.00         | 0.00         | 0.00           | 1.5      |
| LL            | 3.71     | 0.00     | 0.65       | 6.49         | 0.00         | 1.14           | 1.75     |
| BR            | 0.00     | 0.93     | 3.31       | 0.00         | 1.62         | 5.80           | 1.75     |
| EH            | 0.00     | 0.57     | 0.33       | 0.00         | 0.85         | 0.49           | 1.5      |
| EV            | 0.00     | 0.00     | 0.00       | 0.00         | 0.00         | 0.00           | 1.35     |
| LS            | 0.00     | 0.59     | 0.52       | 0.00         | 1.04         | 0.91           | 1.75     |
| TU            | 0.00     | 0.00     | 0.00       | 0.00         | 0.00         | 0.00           | 0.5      |
| SH            | 0.00     | 0.00     | 0.00       | 0.00         | 0.00         | 0.00           | 0.5      |
| EQ            | 0.00     | 2.41     | 1.90       | 0.00         | 0.00         | 0.00           | 0        |
| Σ             |          |          |            | 8.32         | 3.51         | 8.33           |          |

| Resistencia I |          |          |            |              |              |                |          |
|---------------|----------|----------|------------|--------------|--------------|----------------|----------|
| Tipo          | P<br>Ton | H<br>Ton | M<br>Ton*m | P mín<br>Ton | H mín<br>Ton | M mín<br>Ton*m | Y<br>mín |
| DC            | 1.46     | 0.00     | 0.00       | 1.32         | 0.00         | 0.00           | 0.9      |
| DW            | 0.00     | 0.00     | 0.00       | 0.00         | 0.00         | 0.00           | 0.65     |
| LL            | 3.71     | 0.00     | 0.65       | 6.49         | 0.00         | 1.14           | 1.75     |
| BR            | 0.00     | 0.93     | 3.31       | 0.00         | 1.62         | 5.80           | 1.75     |
| EH            | 0.00     | 0.57     | 0.33       | 0.00         | 0.51         | 0.30           | 0.9      |
| EV            | 0.00     | 0.00     | 0.00       | 0.00         | 0.00         | 0.00           | 1        |
| LS            | 0.00     | 0.59     | 0.52       | 0.00         | 1.04         | 0.91           | 1.75     |
| TU            | 0.00     | 0.00     | 0.00       | 0.00         | 0.00         | 0.00           | 0.5      |
| SH            | 0.00     | 0.00     | 0.00       | 0.00         | 0.00         | 0.00           | 0.5      |
| EQ            | 0.00     | 2.41     | 1.90       | 0.00         | 0.00         | 0.00           | 0        |
| Σ             |          |          |            | 7.81         | 3.17         | 8.14           |          |

## DISEÑO DE ARMADURA

### Armadura a Flexión

|                                   |         |                         |
|-----------------------------------|---------|-------------------------|
| Resistencia a compresión          | $f'_c$  | 280 kg/cm <sup>2</sup>  |
| Resistencia de fluencia del acero | $f_y$   | 4200 kg/cm <sup>2</sup> |
| Recubrimiento                     | $r$     | 5 cm                    |
| Peralte efectivo                  | $d_e$   | 30 cm                   |
| Factor                            | $\phi$  | 0.9                     |
| Factor                            | $\beta$ | 0.85                    |
| Momento último                    | $M_u$   | 8.33 Ton*m              |

### Acero de refuerzo de la pantalla

|                                 |              |             |               |
|---------------------------------|--------------|-------------|---------------|
| Diametro de la varilla empleada | ØAs          | 25 mm       |               |
| Peralte efectivo                | de           | 30 cm       |               |
| base unitario                   | b            | 100 cm      |               |
| As acero principal              | As           | 7.51 cm²    |               |
| Momento mínimo 1                | Mn mín 1     | 11.08 Ton*m |               |
|                                 | w            | 0.0504      |               |
|                                 | ρ            | 0.0034      |               |
|                                 | As min       | 10.07       |               |
| <b>Acero propuesto</b>          | #            | φ [mm]      | Área [cm²/m]  |
| Primera Capa                    | 5            | 18          | 12.72         |
|                                 |              | Σ           | 12.72         |
| Condición                       | Asd col > As | Cumple      | 1 φ 18mm @ 20 |

### Control de ductilidad

|                                |                 |        |
|--------------------------------|-----------------|--------|
| As                             | cm <sup>2</sup> | 12.72  |
| c                              | cm              | 2.64   |
| a                              | cm              | 2.25   |
| $\epsilon_t$                   |                 | 0.031  |
| Condición $\epsilon_t > 0.005$ |                 | CUMPLE |

### Acero de refuerzo por contracción y temperatura

|                                 |              |                      |                           |
|---------------------------------|--------------|----------------------|---------------------------|
| Diametro de la varilla empleada | ØAs          | 16 mm                |                           |
| Peralte efectivo                | de           | 30 cm                |                           |
| base unitario                   | b            | 100 cm               |                           |
| As acero principal              | Ast          | 6.00 cm <sup>2</sup> |                           |
| <b>Acero propuesto</b>          | #            | φ [mm]               | Área [cm <sup>2</sup> /m] |
| Cara Interior                   |              |                      | 6.00                      |
|                                 | 5            | 12                   | 5.65                      |
| Cara Posterior                  |              |                      | 6.00                      |
|                                 | 5            | 12                   | 5.65                      |
|                                 |              |                      | 11.31                     |
| <b>Condición</b>                | Asd col > As | Cumple               | 1 φ 12mm @ 20             |
|                                 |              |                      | 1 φ 12mm @ 20             |
| Cara exterior - Vertical        |              |                      |                           |
| área necesaria                  | As           | 4.5 cm <sup>2</sup>  |                           |
| <b>Acero propuesto</b>          | #            | φ [mm]               | Área [cm <sup>2</sup> /m] |
| Cara Interior                   | 5            | 12                   | 5.65                      |
| <b>Condición</b>                | Asd col > As | Cumple               | 1 φ 12mm @ 20             |

### Control de fisuramiento

#### Solicitaciones para el chequeo del agrietamiento

| Tipo     | M<br>Ton*m | M máx<br>Ton*m |
|----------|------------|----------------|
| LL       | 0.65       | 1.14           |
| BR       | 3.31       | 5.80           |
| EH       | 0.33       | 0.49           |
| LS       | 0.52       | 0.91           |
| $\Sigma$ | 4.81       | 8.33           |

| Control de agrietamiento       |               |
|--------------------------------|---------------|
| Momento                        | Pantalla alta |
| hz [cm]                        | 35            |
| r [cm]                         | 5             |
| de [cm]                        | 30            |
| $\beta_s$                      | 1.24          |
| M [Ton*m]                      | 8.33          |
| As colocada [cm <sup>2</sup> ] | 12.72         |
| de [cm]                        | 30            |
| y [cm]                         | 7.56          |
| I trans [cm <sup>4</sup> ]     | 78472         |
| c (cm)                         | 22.44         |
| fs [kg/cm <sup>2</sup> ]       | 2383          |
| S máx [cm]                     | 21.77         |
| S var [cm]                     | 20            |
| Condición                      | Cumple        |

| Chequeo de corte en la pantalla         |             |           |
|-----------------------------------------|-------------|-----------|
| Factor al corte                         | $\emptyset$ | 0.9       |
| Altura de corte efectivo                | dv          | 27.0 cm   |
| Distancia escogida para el analisis     | <b>dv</b>   | 27.0 cm   |
| Cortante último max                     | Vu          | 3.73 Ton  |
| Factores                                | $\beta_1$   | 2         |
| Cortante resistido por hormigón         | Vc          | 23.85 Ton |
| Cortante resistido por el acero a corte | Vs          | 0 Ton     |
| Cortante resistido por el tablero       | Vn          | 23.85 Ton |
| Resistencia Factorada                   | Vr          | 21.47 Ton |
| Condición                               | Vr > Vu     | Cumple    |

| Diseño de la pantalla lateral |
|-------------------------------|
|-------------------------------|

| Carga - Presión de Tierra             |      |                          |
|---------------------------------------|------|--------------------------|
| Longitud voladizo pantalla            | Lvp  | 3.5 m                    |
| Peso específico del relleno posterior | yr   | 1.9 Ton/m <sup>3</sup>   |
| Coef. De empuje activ o               | Ka   | 0.196                    |
| Altura prom                           | h    | 4.997 m                  |
| Presión máx sin SC                    | Po   | 1.863 Ton/m <sup>2</sup> |
| Empuje de tierras                     | EH   | 4.654 Ton                |
| Posición del empuje                   | Z EH | 1.75 m                   |
| Mn por presión de tierras             | M EH | 8.144 Ton*m              |

| Sobrecarga viva      |       |             |
|----------------------|-------|-------------|
| Altura de sobrecarga | h eq  | 0.61 m      |
| Presión Horizontal   | P1    | 0.227 Ton   |
| Empuje de tierras    | E LS  | 1.136 Ton   |
| Ubicación de empuje  | Z LS  | 1.750 m     |
| Mn por LS            | M LSh | 1.988 Ton*m |



Resistencia I

| Tipo | P<br>Ton | H<br>Ton | M<br>Ton*m | P máx<br>Ton | H máx<br>Ton | M máx<br>Ton*m | Y<br>máx |      |
|------|----------|----------|------------|--------------|--------------|----------------|----------|------|
| EH   |          | 0        | 4.654      | 8.144        | 0            | 6.981          | 12.217   | 1.5  |
| LS   |          | 0        | 1.136      | 1.988        | 0            | 1.988          | 3.480    | 1.75 |
| Σ    |          |          |            |              | 0            | 8.969          | 15.696   |      |

DISEÑO DE ARMADURA

| Armadura a Flexión                |     |                         |
|-----------------------------------|-----|-------------------------|
| Resistencia a compresión          | f'c | 280 kg/cm <sup>2</sup>  |
| Resistencia de fluencia del acero | fy  | 4200 kg/cm <sup>2</sup> |
| Recubrimiento                     | r   | 5 cm                    |
| Peralte efectivo                  | de  | 30 cm                   |
| Factor                            | φ   | 0.9                     |
| Factor                            | β   | 0.85                    |
| Momento último                    | Mu  | 15.70 Ton*m             |

| Acero de refuerzo de la pantalla |              |                       |                           |
|----------------------------------|--------------|-----------------------|---------------------------|
| Diametro de la varilla empleada  | ØAs          | 25 mm                 |                           |
| Peralte efectivo                 | de           | 30 cm                 |                           |
| base unitario                    | b            | 100 cm                |                           |
| As acero principal               | As           | 14.46 cm <sup>2</sup> |                           |
| Momento mínimo 1                 | Mn mín 1     | 20.88 Ton*m           |                           |
|                                  | w            | 0.0977                |                           |
|                                  | ρ            | 0.0065                |                           |
|                                  | As min       | 19.53                 |                           |
| Acero propuesto                  | #            | φ [mm]                | Área [cm <sup>2</sup> /m] |
| Primera Capa                     | 10           | 20                    | 31.42                     |
|                                  |              | Σ                     | 31.42                     |
| Condición                        | Asd col > As | Cumple                | 1 φ 20mm @ 10             |

10

| Control de ductilidad |                 |        |
|-----------------------|-----------------|--------|
| As                    | cm <sup>2</sup> | 31.42  |
| c                     | cm              | 6.52   |
| a                     | cm              | 5.54   |
| εt                    |                 | 0.011  |
| Condición εt>0.005    |                 | CUMPLE |

| Acero de refuerzo por contracción y temperatura |              |                      |                           |
|-------------------------------------------------|--------------|----------------------|---------------------------|
| Diametro de la varilla empleada                 | ØAs          | 16 mm                |                           |
| Peralte efectivo                                | de           | 30 cm                |                           |
| base unitario                                   | b            | 100 cm               |                           |
| As acero principal                              | Ast          | 6.00 cm <sup>2</sup> |                           |
| Acero propuesto                                 | #            | φ [mm]               | Área [cm <sup>2</sup> /m] |
| Cara Interior                                   |              |                      | 6.00                      |
|                                                 | 5            | 16                   | 10.05                     |
| Cara Posterior                                  |              |                      | 6.00                      |
|                                                 | 5            | 16                   | 10.05                     |
|                                                 |              | Σ                    | 20.11                     |
| Condición                                       | Asd col > As | Cumple               | 1 φ 16mm @ 20             |
|                                                 |              |                      | 1 φ 16mm @ 20             |

20.0

20.0

Control de fisuramiento

| Carga |            |                |
|-------|------------|----------------|
| Tipo  | M<br>Ton*m | M máx<br>Ton*m |
| EH    | 8.14       | 12.22          |
| LS    | 1.99       | 3.48           |
| Σ     | 10.13      | 15.70          |

| Control de agrietamiento       |               |
|--------------------------------|---------------|
| Momento                        | Pantalla alta |
| hz [cm]                        | 35            |
| r [cm]                         | 5             |
| de [cm]                        | 30            |
| βs                             | 1.24          |
| M [Ton*m]                      | 15.70         |
| As colocada [cm <sup>2</sup> ] | 20.11         |
| de [cm]                        | 30            |
| y [cm]                         | 9.16          |
| I trans [cm <sup>4</sup> ]     | 112941        |
| c (cm)                         | 20.84         |
| fs [kg/cm <sup>2</sup> ]       | 2897          |
| S máx [cm]                     | 16.14         |
| S var [cm]                     | 10.0          |
| Condición                      | Cumple        |

| Chequeo de corte en la pantalla         |         |           |
|-----------------------------------------|---------|-----------|
| Factor al corte                         | Ø       | 0.9       |
| Altura de corte efectivo                | dv      | 27.0 cm   |
| Distancia escogida para el analisis     | dv      | 27.0 cm   |
| Cortante último max                     | Vu      | 8.97 Ton  |
| Factores                                | β1      | 2         |
| Cortante resistido por hormigón         | Vc      | 23.85 Ton |
| Cortante resistido por el acero a corte | Vs      | 0 Ton     |
| Cortante resistido por el tablero       | Vn      | 23.85 Ton |
| Resistencia Factorada                   | Vr      | 21.47 Ton |
| Condición                               | Vr > Vu | Cumple    |

| Diseño de traba sismoresistente   |         |                         |
|-----------------------------------|---------|-------------------------|
| Resistencia a compresión          | f'c     | 280 kg/cm <sup>2</sup>  |
| Resistencia de fluencia del acero | fy      | 4200 kg/cm <sup>2</sup> |
| Altura de la traba                | h       | 35 cm                   |
| Ancho de la Traba                 | b       | 85 cm                   |
| Longitud de la traba              | L       | 105 cm                  |
| Recubrimiento                     | r       | 5 cm                    |
| Altura efectiva                   | d       | 100 cm                  |
| Ubicación de la carga en altura   | av      | 30 cm                   |
| Área de concreto                  | Acv     | 8500 cm <sup>2</sup>    |
| Se debe diseñar como av/d         | Ménsula |                         |

| Cargas y solicitaciones                               |              |                       |
|-------------------------------------------------------|--------------|-----------------------|
| Peso propio de la superestructura                     | P DC         | 228.94 Ton            |
| Peso por carpeta asfáltica y servicios públicos       | P DW         | 17.76 Ton             |
| Reación por carga muerta en el estribo                | R DC+DW      | 246.70 Ton            |
| Coeficiente de aceleracion                            | As           | 0.25                  |
| Fuerza sísmica lateral                                | EQ           | 61.67 Ton             |
| Factor de mayoración por EQ                           | YEQ          | 1                     |
| Modificador de carga                                  | ni máx       | 1                     |
| Fuerza de corte mayorada                              | Vu           | 61.67 Ton             |
| Fuerza de tracción mayorada                           | Nuc mín      | 12.33 Ton             |
| Mn mayorado                                           | Mu           | 19.12 Ton*m           |
| Área de hormigón que se considera en la transferencia | Acv          | 8925 cm <sup>2</sup>  |
| Fuerza permanente neta a compresión perpendicular     | Pc           | 0 kg/cm <sup>2</sup>  |
| Factor de cohesión                                    | c            | 0                     |
| Factor de fricción                                    | μ            | 1                     |
| Fracción de la resistencia del Ho                     | k1           | 0.3                   |
| Resistencia limitante a cortante de interfaz          | k2           | 364                   |
| Resistencia a cortante                                | Vnr          | 680 Ton               |
| Resist nominal a la fuerza                            | Vn           | 61.7 Ton              |
| <b>Análisis a corte - fricción</b>                    |              |                       |
| Área de refuerzo a cortante dentro de Acv             | Avf          | 14.68 cm <sup>2</sup> |
| Condición                                             | Vnr ≥ Vn     | CUMPLE                |
| <b>Comprobación</b>                                   |              |                       |
| Comprobación 1                                        | Vn max       | 749.7 Ton             |
| Comprobación 2                                        | Vn max       | 3248.7 Ton            |
|                                                       | Vn max       | 749.7 Ton             |
| Vni < Vn max                                          | Comprobación | CUMPLE                |

| Análisis por fuerza de tracción vertical      |        |                             |
|-----------------------------------------------|--------|-----------------------------|
| Factor de resistencia a la tracción           | $\phi$ | 0.9                         |
| Refuerzo para la tracción                     | $A_n$  | <b>3.26</b> cm <sup>2</sup> |
| Análisis a flexión                            |        |                             |
| 80% de la altura efectiva de la traba sísmica | $j_d$  | 80 cm                       |
| Acero de refuerzo a flexión                   | $A_f$  | <b>6.32</b> cm <sup>2</sup> |

| Armadura                               |                     |                       |                                      |
|----------------------------------------|---------------------|-----------------------|--------------------------------------|
| Armadura Principal                     |                     |                       |                                      |
| Área de refuerzo principal de tracción | $A_s$               | 13.05 cm <sup>2</sup> |                                      |
| Acero propuesto                        | #                   | $\phi$ [mm]           | Área [cm <sup>2</sup> /m]            |
| Primera Capa                           | 5                   | 22                    | 19.01                                |
|                                        |                     | $\Sigma$              | 19.01                                |
| Condición                              | $A_{sd\ col} > A_s$ | Cumple                | <b>1 <math>\phi</math> 22mm @ 20</b> |

| Armadura Secundaria                    |                     |                      |                                      |
|----------------------------------------|---------------------|----------------------|--------------------------------------|
| Área de refuerzo principal de tracción | $A_h$               | 4.89 cm <sup>2</sup> |                                      |
| Acero propuesto                        | #                   | $\phi$ [mm]          | Área [cm <sup>2</sup> /m]            |
| Primera Capa                           | 5                   | 14                   | 7.70                                 |
|                                        |                     | $\Sigma$             | 7.70                                 |
| Condición                              | $A_{sd\ col} > A_s$ | Cumple               | <b>1 <math>\phi</math> 14mm @ 20</b> |

## Resistencia Nominal del Suelo

### Datos de cimentación

|                       |          |        |
|-----------------------|----------|--------|
| Ancho de la zapata    | B        | 6.7 m  |
| Longitud de la zapata | L        | 8.5 m  |
| Ángulo de fricción    | $\phi_r$ | 40.6 ° |

### Factor de capacidad portante

|                          |    |       |
|--------------------------|----|-------|
| Bearing Capacity Factors | Nc | 79.6  |
| Bearing Capacity Factors | Nq | 69.05 |
| Bearing Capacity Factors | Ny | 119.8 |

### Factor de inclinación de carga

|                                    |          |                          |
|------------------------------------|----------|--------------------------|
| Dirección proyectada de la carga   | $\theta$ | 90 °                     |
| Cohesión del suelo natural asumido | c        | 2.973 Ton/m <sup>2</sup> |
|                                    | n        | 1.56                     |
| Fuerza Horizontal no Factorizada   | H        | 315.73 Ton               |
| Fuerza Vertical No Factorizada     | V        | 935.95 Ton               |
| load inclination factors           | iq       | 0.601                    |
| load inclination factors           | ic       | 0.595                    |
| load inclination factors           | iy       | 0.434                    |

### Factor Ncm

|                          |     |       |
|--------------------------|-----|-------|
| Bearing Capacity Factors | Nc  | 79.6  |
| Shape factor             | Sc  | 1.68  |
| load inclination factors | ic  | 0.60  |
|                          | Ncm | 79.77 |

### Factor Nqm

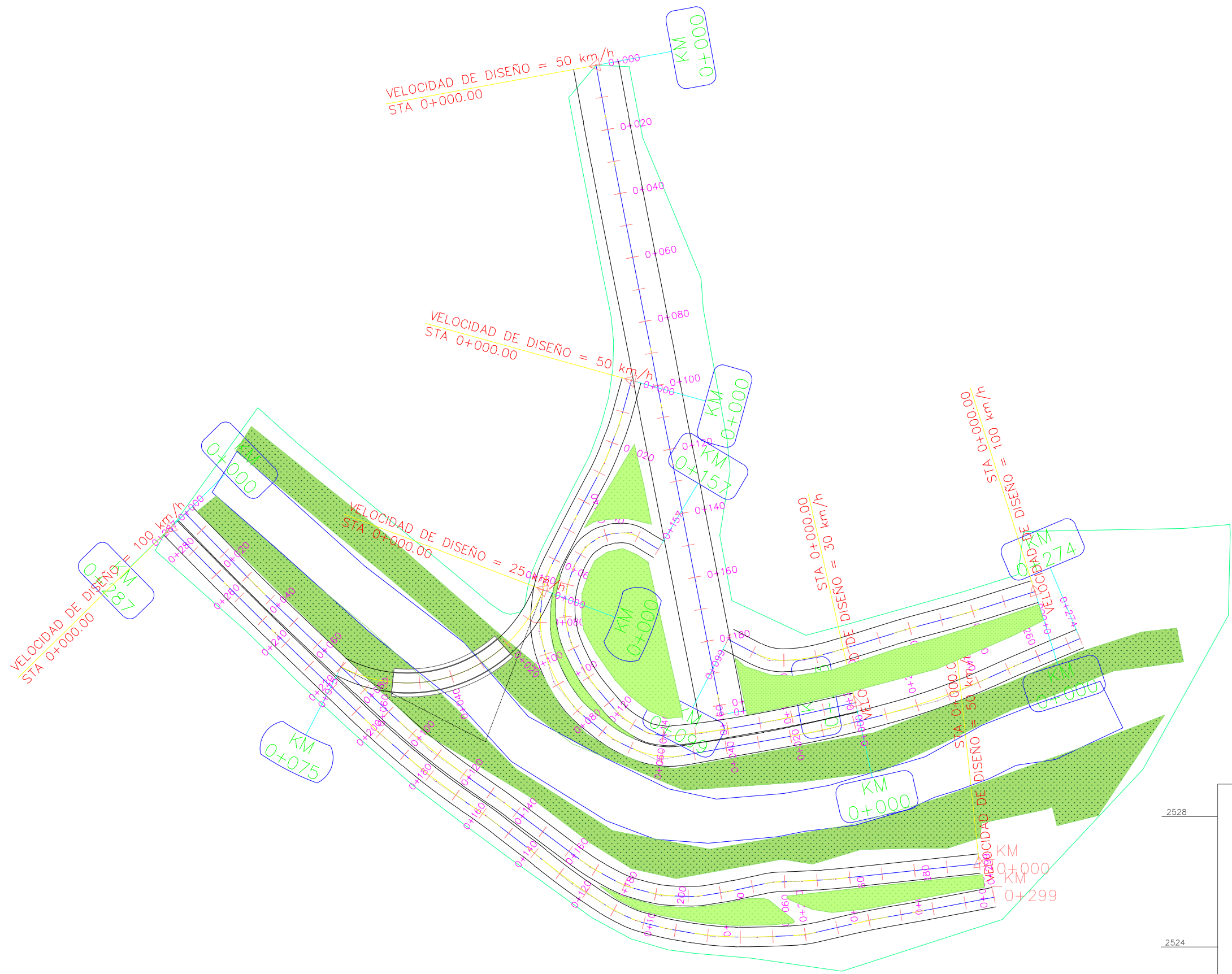
|                                           |     |            |
|-------------------------------------------|-----|------------|
| Bearing Capacity Factors                  | Nq  | 69.05      |
| Shape factor                              | Sq  | 1.676      |
| Depth correction factor                   | dq  | 1.14811257 |
| Profundidad de empotramiento de la zapata | Df  | 5.742 m    |
| load inclination factors                  | iq  | 0.601      |
|                                           | Nqm | 79.847     |

### Factor Nym

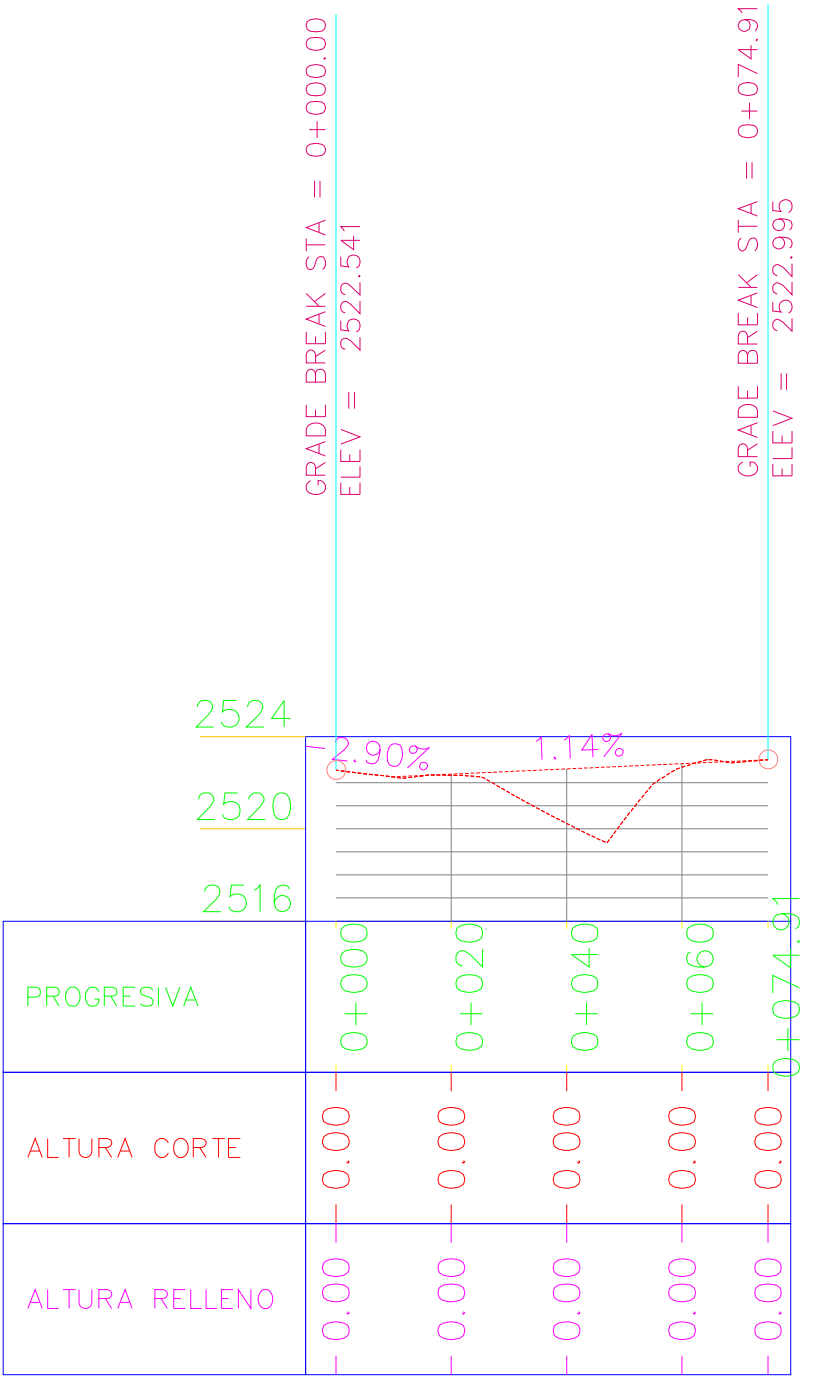
|                                       |     |                        |
|---------------------------------------|-----|------------------------|
| Bearing Capacity Factors              | Ny  | 119.8                  |
| Shape factor                          | Sy  | 0.68                   |
| load inclination factors              | iy  | 0.43                   |
|                                       | Nym | 35.57                  |
|                                       | Dw  | 2.5 m                  |
| Coeficiente                           | Cwq | 0.75                   |
| Coeficiente                           | Cwy | 0.5                    |
| Peso específico húmedo sobre el N.D.C | yq  | 1.8 Ton/m <sup>3</sup> |
| Peso específico húmedo bajo el N.D.C  | yf  | 1.8 Ton/m <sup>3</sup> |

|                               |    |                           |
|-------------------------------|----|---------------------------|
| Resistencia Nominal del Suelo | qn | 963.39 Ton/m <sup>2</sup> |
|-------------------------------|----|---------------------------|

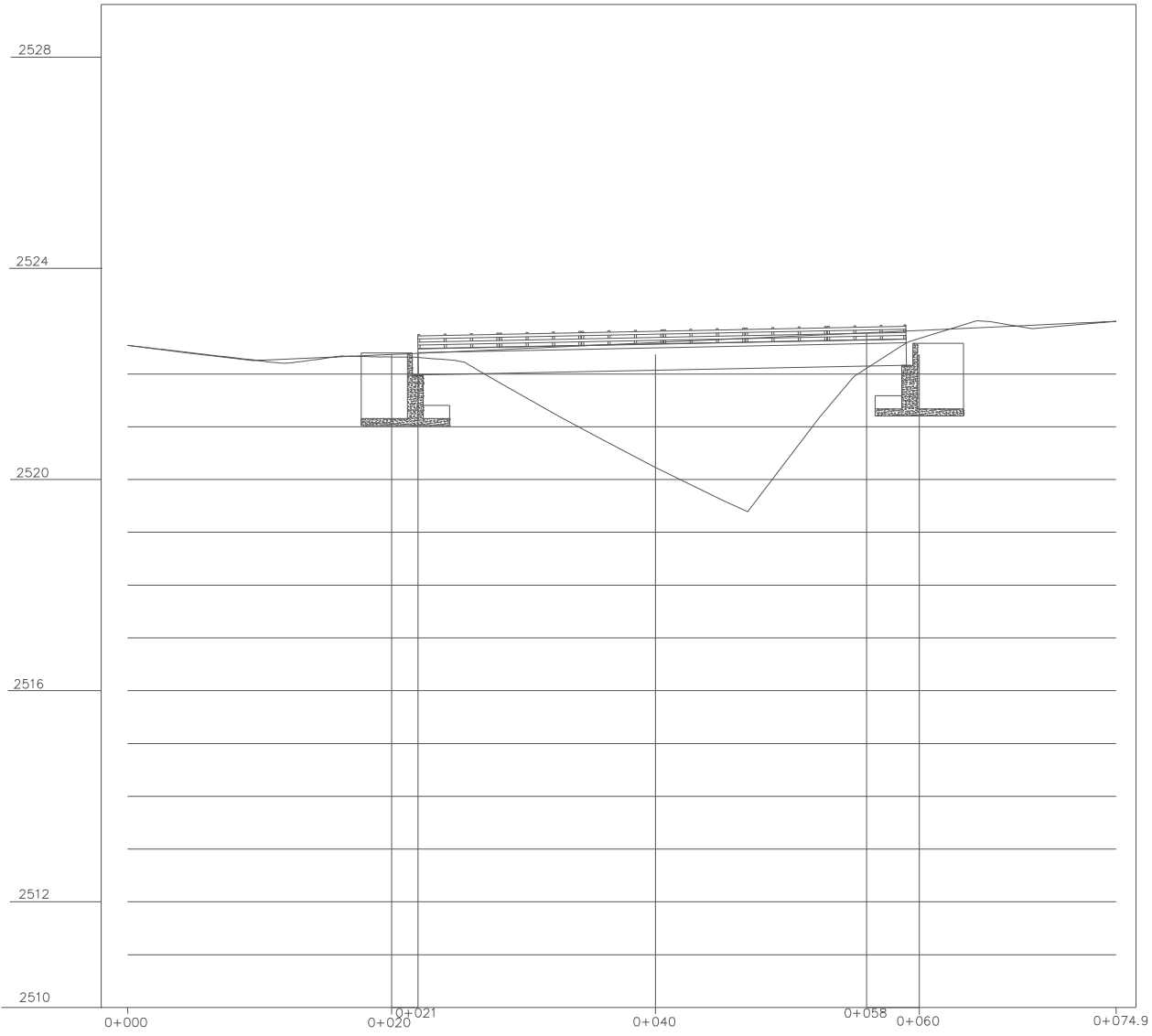
|                                          |          |                           |
|------------------------------------------|----------|---------------------------|
| Fact de resistencia en estado lim        | $\phi_b$ | 1                         |
| Capacidad resistente factorada del suelo | qR       | 963.39 Ton/m <sup>2</sup> |



VISTA EN PLANTA – PUENTE  
ESCALA 1:600



PERFIL DE ELEVACIÓN LONGITUDINAL  
ESCALA 1:600



MONTAJE PUENTE PERFIL LONGITUDINAL  
ESCALA 1:240

UBICACIÓN PROYECTO PUENTE

**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA ECUADOR**

DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE VEHICULAR CON EJE CURVO UBICADO EN LA INTERSECCIÓN DE LA AV. HUAYNA CAPAC Y AV. 12 DE ABRIL DE LA CIUDAD DE CUENCA

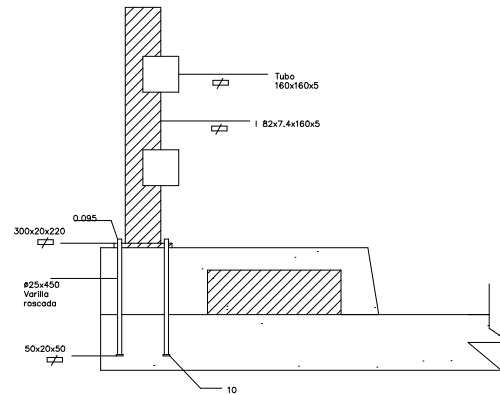
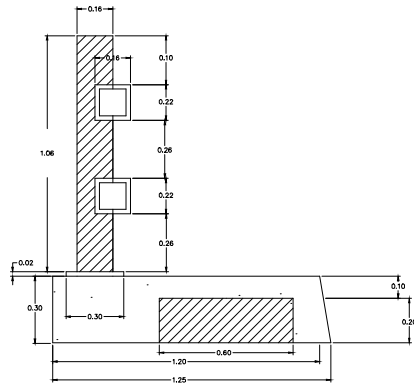
CONTENIDO: DISEÑO ESTRUCTURAL – NUEVO PUENTE EL VERGEL  
PLANTA, SECCIONES Y NOTAS TÉCNICAS

TRABAJO DE TITULACIÓN INGENIERÍA CIVIL

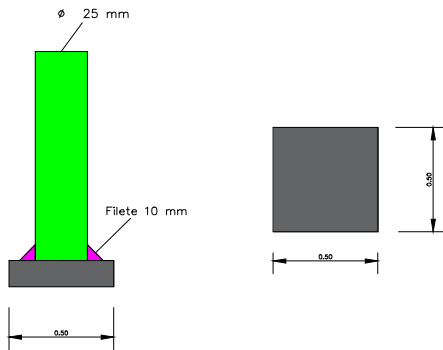
ING. MAURO ANDRÉS VALLEJO BÓRJORQUE

ESTUDIANTES:  
DAVID ANTONIO ÁLVAREZ LÓPEZ  
JOSÉ JAVIER MINCHALA MACANCELA

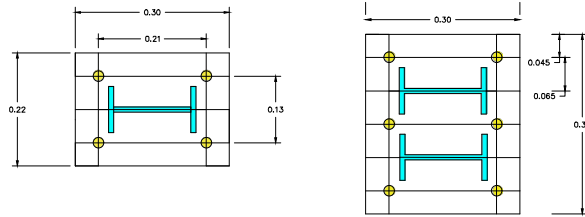
INDICAR: DISEÑADO POR: FECHA DE ELABORACIÓN: 07/07/2024



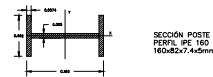
GEOMETRÍA PROTECCIONES LATERALES  
ESCALA 1: 50



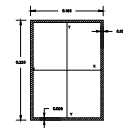
DETALLE DE SOLDADURA  
ESCALA 1:50



PLACA BASE PARA POSTE DOBLE Y SIMPLE  
ESCALA 1: 30

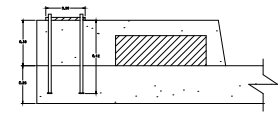


SECCIÓN POSTE  
PERFIL: 160  
160x82x7.4x25mm



SECCIÓN PERL  
PERFIL: RECTANGULAR  
220x160x5mm

PERFILES DE ACERO PARA PROTECCIONES LATERALES  
ESCALA 1: 30



VARILLAS DE ANLAJE  
ESCALA 1: 50



PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE VEHICULAR CON EJE CURVO UBICADO EN LA INTERSECCIÓN DE LA AV. HUAYNA CÁPAC Y AV. 12 DE ABRIL DE LA CIUDAD DE CUENCA

CONTENIDO: DISEÑO ESTRUCTURAL – NUEVO PUENTE EL VERGEL  
PLANTA, SECCIONES Y NOTAS TÉCNICAS

TRABAJO DE TITULACIÓN INGENIERÍA CIVIL

TUTOR:  
Ing. MAURO ANDRÉS VALLEJO  
BOJORQUE

ESTUDIANTES:  
DAVID ANTONIO ÁLVAREZ LÓPEZ  
JUSTIN JAVIER MINCHALA MACANCELA

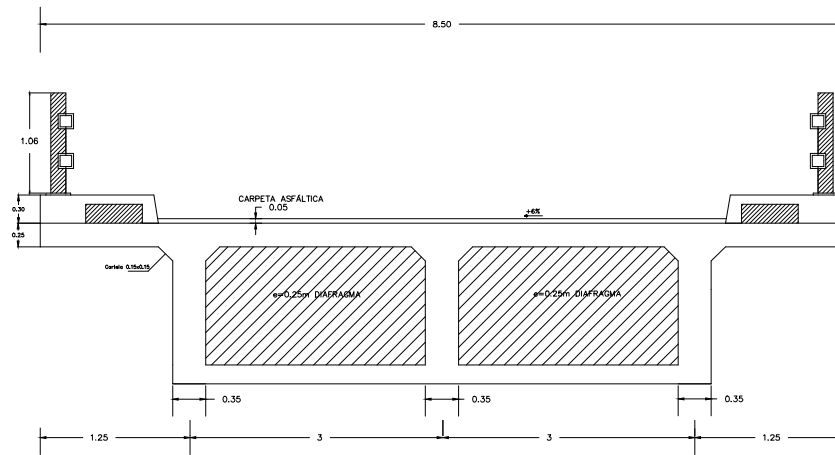
ESCALA:  
INDICADAS

DIBUJADO POR:  
DAVID ANTONIO ÁLVAREZ LÓPEZ  
JUSTIN JAVIER MINCHALA MACANCELA

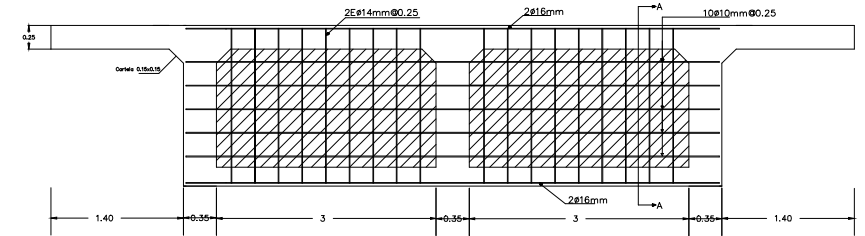
FECHA DE ELABORACIÓN:  
07/07/2024

PLANO No:  
2-5



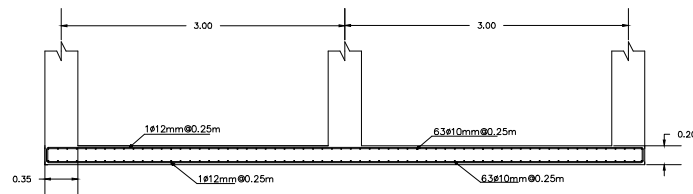


SECCIÓN TRANSVERSAL  
ESCALA 1: 80



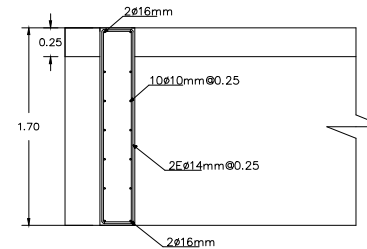
REFUERZO VIGAS DIAFRAGMA

ESCALA 1: 80



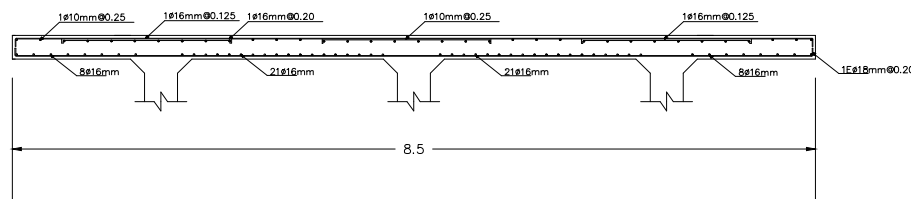
ARMADURA DEL TABLERO INFERIOR

ESCALA 1: 80



CORTE A-A DIAFRAGMA

ESCALA 1: 65



ARMADURA DEL TABLERO SUPERIOR

ESCALA 1: 80



PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE VEHICULAR CON EJE CURVO UBICADO EN LA INTERSECCIÓN DE LA AV. HUAYNA CÁPAC Y AV. 12 DE ABRIL DE LA CIUDAD DE CUENCA

CONTENIDO: DISEÑO ESTRUCTURAL – NUEVO PUENTE EL VERGEL  
PLANTA, SECCIONES Y NOTAS TÉCNICAS

TRABAJO DE TITULACIÓN INGENIERÍA CIVIL

TUTOR:  
Ing. MAURO ANDRÉS VALLEJO  
BOJORQUE

ESTUDIANTES:  
DAVID ANTONIO ÁLVAREZ LÓPEZ  
JUSTIN JAVIER MINCHALA MACANCELA

ESCALA:  
INDICADAS

DIBUJADO POR:  
DAVID ANTONIO ÁLVAREZ LÓPEZ  
JUSTIN JAVIER MINCHALA MACANCELA

FECHA DE ELABORACIÓN:  
07/07/2024

PLANO Nº:  
3-5

DETALLES DE CABLES DE PRESFUERZO VIGA CAJÓN

ESCALA 1:140

ARMADO LONGITUDINAL DE CADA NERVIO DE LA VIGA CAJÓN

ESCALA 1:140

#### UBICACION PLACAS DE ANCLAJE

ESCALA 1:100

PLACA DE ANCLAJE Y CORTE

ESCALA 1:70

ARMADO EN EL APOYO (NERVIO VIGA CAJÓN)

ESCALA 1:100

CORTE EN EL APOYO (NERVIO VIGA CAJÓN)

ESCALA 1:100

ARMADO EN EL CENTRO (NERVIO VIGA CAJÓN)

ESCALA 1:100

CORTE EN EL CENTRO (NERVIO VIGA CAJÓN)

ESCALA 1:100

SECCIÓN TRANSVERSAL VIGA CAJÓN

ESCALA 1:100



PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE VEHICULAR CON EJE CURVO UBICADO EN LA INTERSECCIÓN DE LA AV. HUAYNA CÁPAC Y AV. 12 DE ABRIL DE LA CIUDAD DE CUENCA

|            |                                                                                   |
|------------|-----------------------------------------------------------------------------------|
| CONTENIDO: | DISEÑO ESTRUCTURAL – NUEVO PUENTE EL VERGEL<br>PLANTA, SECCIONES Y NOTAS TÉCNICAS |
|------------|-----------------------------------------------------------------------------------|

TRABAJO DE TITULACIÓN INGENIERÍA CIVIL

TUTOR:

Ing. MAURO ANDRÉS VALLEJO  
BOJORQUE

ESTUDIANTES:

DAVID ANTONIO ÁLVAREZ LÓPEZ  
JUSTIN JAVIER MINCHALA MACANCELA

ESCALA:

INDICADAS

|  |               |
|--|---------------|
|  | DIBUJADO POR: |
|--|---------------|

DAVID ANTONIO ÁLVAREZ LÓPEZ  
JUSTIN JAMES WINOOLA WACANCELA

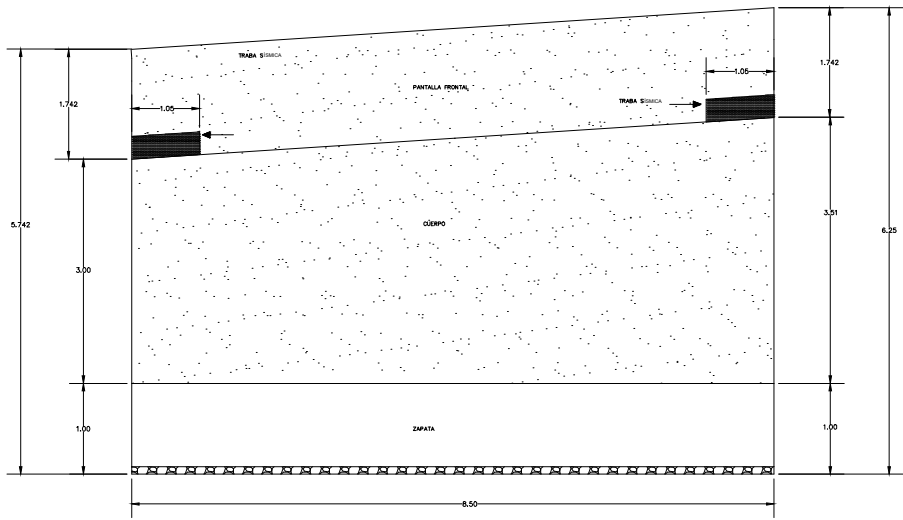
FECHA DE ELABORACIÓN:

07/07/2024

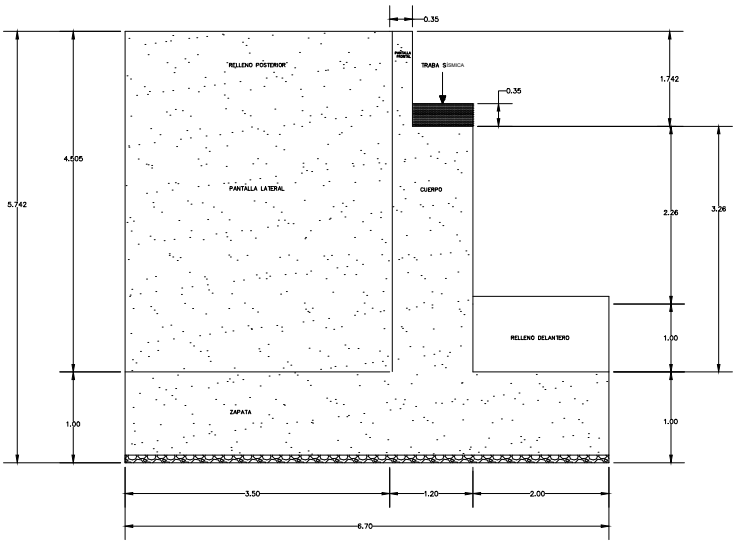
|           |  |
|-----------|--|
| PLANO Nº: |  |
|-----------|--|

4-5

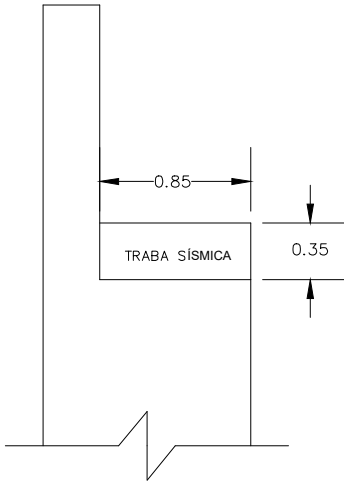




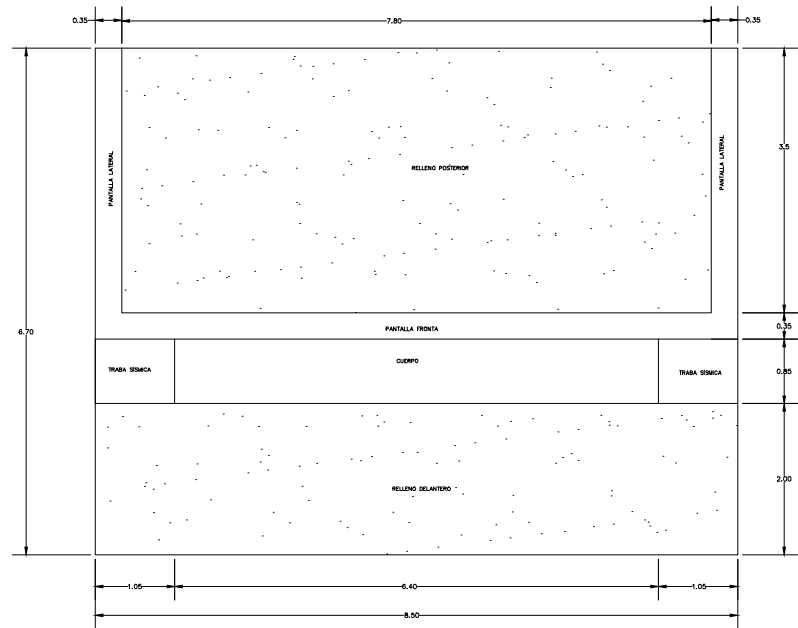
VISTA FRONTAL ESTRIBO  
ESCALA 1:100



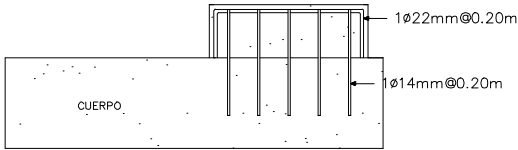
VISTA LATERAL ESTRIBO  
ALTURA PROMEDIO  
ESCALA 1:100



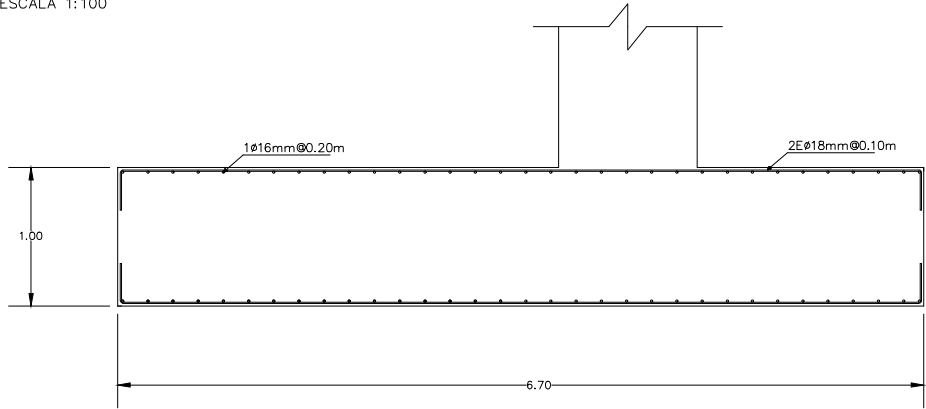
DETALLE TRABA SÍSMICA  
ESCALA 1:40



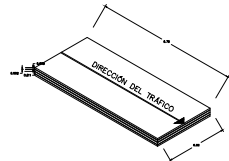
VISTA EN PLANTA DEL ESTRIBO  
ESCALA 1:100



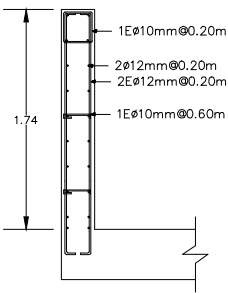
REFUERZO TRABA SÍSMICA  
ESCALA 1:40



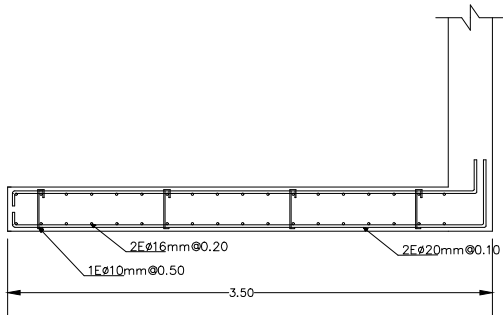
REFUERZO EN LA ZAPATA  
ESCALA 1:60



PLACA DE NEOPRENO  
ESCALA 1:40

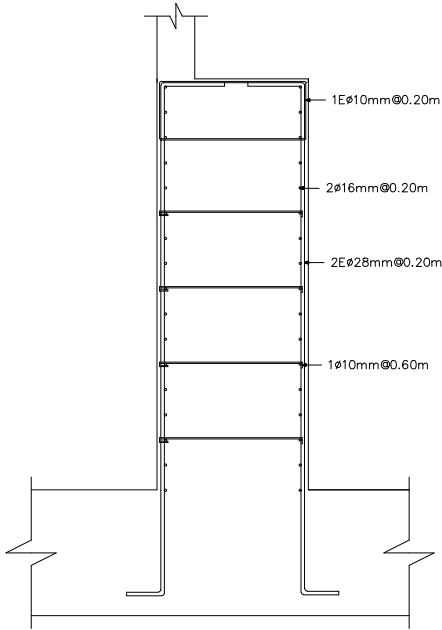


ESCALA 1:60



REFUERZO PANTALLA LATERAL

ESCALA 1:60



REFUERZO DEL CUERPO

ESCALA 1:60



PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE VEHICULAR CON EJE CURVO UBICADO EN LA INTERSECCIÓN DE LA AV. HUAYNA CÁPAC Y AV. 12 DE ABRIL DE LA CIUDAD DE CUENCA

CONTENIDO: DISEÑO ESTRUCTURAL – NUEVO PUENTE EL VERGEL  
PLANTA, SECCIONES Y NOTAS TÉCNICAS

TRABAJO DE TITULACIÓN INGENIERÍA CIVIL

TUTOR:  
Ing. MAURO ANDRÉS VALLEJO  
BOJORQUE

ESTUDIANTES:  
DAVID ANTONIO ÁLVAREZ LÓPEZ  
JUSTIN JAVIER MINCHALA MACANCELA

ESCALA:  
INDICADAS

DIBUJADO POR:  
DAVID ANTONIO ÁLVAREZ LÓPEZ  
JUSTIN JAVIER MINCHALA MACANCELA

FECHA DE ELABORACIÓN:  
07/07/2024

PLANO N°:  
5-5