



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA

SEDE CUENCA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE CON VIGAS  
METÁLICAS PARA LA COMUNIDAD “EL CHORRO” DE LA PARROQUIA  
SININCAY, PERTENECIENTE AL CANTÓN CUENCA

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

AUTORES: DAVID ALEJANDRO GORDILLO GORDILLO

JOSÉ IGNACIO PESÁNTEZ GUERRERO

TUTOR: Ing. MAURO ANDRÉS VALLEJO BOJORQUE, MSc.

Cuenca - Ecuador

2024

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

Nosotros, David Alejandro Gordillo Gordillo con documento de identificación N° 0104809355 y José Ignacio Pesántez Guerrero con documento de identificación N° 0104643689; manifestamos que:

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

Cuenca, 31 de enero de 2024

Atentamente,



David Alejandro Gordillo Gordillo

0104809355



José Ignacio Pesántez Guerrero

0104643689

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

Nosotros, David Alejandro Gordillo Gordillo con documento de identificación N° 0104809355 y José Ignacio Pesántez Guerrero con documento de identificación N° 0104643689; 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 un puente con vigas metálicas para la comunidad "El Chorro" de la parroquia Sinincay, perteneciente al cantón 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 la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Cuenca, 31 de enero de 2024

Atentamente,



David Alejandro Gordillo Gordillo

0104809355



José Ignacio Pesántez Guerrero

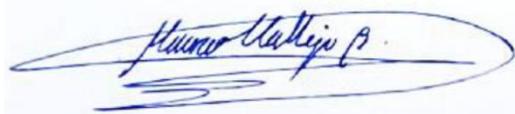
0104643689

## 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 UN PUENTE CON VIGAS METÁLICAS PARA LA COMUNIDAD "EL CHORRO" DE LA PARROQUIA SININCAY, PERTENECIENTE AL CANTÓN CUENCA, realizado por David Alejandro Gordillo Gordillo con documento de identificación N° 0104809355 y José Ignacio Pesántez Guerrero con documento de identificación N° 0104643689, 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, 31 de enero de 2024

Atentamente,



Ing. Mauro Andrés Vallejo Bojorque, MSc.

0105736490

### **Dedicatoria y Agradecimiento**

El presente proyecto técnico representa el esfuerzo y conocimientos adquiridos en el trayecto inicial de tan retadora carrera, la cual dedico enteramente a mi madre que me apoyó en todo momento siendo siempre un ejemplo de perseverancia y excelencia. Y a mí, por la autoexigencia de querer lograr mucho más.

## Resumen

En el barrio El Chorro de la parroquia Sinincay, ubicado en la provincia del Azuay, existe actualmente un puente de fabricación rudimentaria que conecta con la comunidad de Playa de Carmen, dicho elemento se encuentra en condiciones de colapso por las injerencias climáticas, y ausencia de mantenimiento.

Los puentes en esencia son elementos son clave para superar barreras geográficas, mejorar la movilidad y la conectividad de la población; deben ser fuertes para resistir las cargas dinámicas y estáticas. Por otro lado, deben ser estables frente a condiciones climáticas y geológicas diversas.

El presente trabajo se enfoca en el diseño de un puente de vigas metálicas como solución de reemplazo a la estructura existente, utilizando de insumos base los estudios y levantamientos realizados en el lugar de intervención para elaborar cálculos y diseño del puente, tanto superestructura como infraestructura, teniendo como directriz lo establecido en la norma AASHTO LRFD 2020 para la construcción de puentes.

La estimación de las dimensiones del puente ha sido desarrollada en base a las necesidades de funcionalidad y la topografía del sector, teniendo una luz de 21 metros, con un carril de ida y vuelta teniendo una calzada de 7,2 metros, incluido las veredas en cada carril dando un ancho total de 9,9 m.

Con los cálculos realizado y diseños aplicados en este proyecto, se ha logrado estimar un costo de la obra de \$159.002,41 con los precios referentes de mercado a la fecha de presentación de este documento.

**Palabras clave:** puente, hormigón, estructura, losa

## Abstract

In the El Chorro neighborhood of the Sinincay parish, located in the province of Azuay, there is currently a bridge of rudimentary manufacture that connects with the community of Playa de Carmen, said element is in conditions of collapse due to climatic interference, and absence of maintenance.

Bridges are essentially key elements for overcoming geographical barriers, improving mobility and population connectivity; they must be strong enough to withstand dynamic and static loads. On the other hand, they must be stable to varying climatic and geological conditions.

This work focuses on the design of a metal girder bridge as a replacement solution for the existing structure, using the studies and surveys carried out at the intervention site as base inputs to prepare calculations and design of the bridge, both superstructure and infrastructure. taking as guidelines what is established in the AASHTO LRFD 2020 standard for the construction of bridges.

The estimation of the dimensions of the bridge have been developed based on the functionality needs and the topography of the sector, having a span of 21 meters, with a round trip lane having a carriageway of 7.2 meters, including the sidewalks in each lane giving a total width of 9.9 m.

The calculations carried out and the design applied in this project, it has been possible to estimate a cost of the work of \$159.002,41 with the market prices as of the date of presentation of this document.

**Keywords:** bridge, concrete, structure, slab.

## Índice de Contenido

1.	Introducción.....	17
1.1.	Antecedentes .....	17
1.2.	Descripción del Problema .....	18
1.3.	Importancia y Alcance .....	19
1.4.	Delimitación.....	20
1.4.1.	Espacial o Geográfica.....	20
1.4.2.	Temporal.....	20
1.4.3.	Sectorial o Institucional.....	20
1.5.	Justificación.....	21
1.6.	Objetivos .....	22
1.6.1.	Objetivo General.....	22
1.6.2.	Objetivos Específicos .....	22
2.	Marco Teórico.....	23
2.1.	Definición .....	23
2.2.	Tipos de puentes .....	24
2.2.1.	Puentes Convencionales .....	24
2.2.1.1.	Puente losa .....	25
2.2.1.2.	Puente viga-losa .....	25
2.2.1.3.	Puente viga- cajón pretensadas.....	26
2.2.1.4.	Puentes pretensados .....	26

2.2.1.5.	Puentes reticulados de acero.....	26
2.2.2.	Puentes no convencionales.....	27
2.2.2.1.	Puente en arco.....	27
2.2.2.2.	Puentes atirantados.....	28
2.2.2.3.	Puente pórtico.....	28
2.2.2.4.	Puentes colgantes.....	29
2.3.	Clases de puentes.....	30
2.3.1.	Por los mecanismos de transmisión de cargas a la infraestructura.....	32
2.3.2.	Por sus condiciones estáticas.....	32
2.4.	Partes del puente.....	32
2.4.1.	Infraestructura.....	33
2.4.1.1.	Estribos.....	33
2.4.1.2.	Pilas.....	33
2.4.1.3.	Muro de ala.....	34
2.4.1.4.	Sistema de apoyo.....	34
2.4.1.5.	Sistema de drenaje.....	35
2.4.1.6.	Trabas antisísmicas.....	35
2.4.2.	Superestructura.....	36
2.4.2.1.	Tablero.....	36
2.4.2.2.	Diafragma.....	40
2.4.2.3.	Vigas.....	40

	10
2.4.2.4. Juntas de dilatación .....	40
2.5. Hormigón pretensado.....	41
2.6. Acero.....	42
2.6.1. Acero en puentes .....	43
2.6.2. Diseño viga de acero.....	44
2.6.2.1. Esbeltez de la viga de acero .....	45
2.6.2.2. Comportamiento plástico .....	45
2.6.2.3. Ancho efectivo de patín.....	46
2.6.2.4. Capacidad por momento de una sección compuesta.....	46
2.6.2.5. Posición del eje neutro.....	46
2.6.2.6. Resistencia de momento nominal a flexión .....	47
2.6.2.7. Resistencia de corte nominal .....	47
2.6.2.8. Transmisión de la fuerza cortante .....	47
2.6.2.9. Resistencia de conectores de corte tipo canal .....	48
2.6.2.10. Deflexión .....	48
2.7. Cargas .....	48
2.7.1. Carga Muerta.....	49
2.7.2. Carga Viva.....	49
2.7.2.1. Carga vehicular.....	49
2.7.2.2. Carga peatonal .....	56
2.7.2.3. Carga de fatiga .....	57

	11
2.7.2.4. Cargas ambientales .....	57
2.7.3. Consideraciones de diseño .....	57
2.7.3.1. Ductilidad .....	58
2.7.3.2. Redundancia.....	59
2.7.3.3. Importancia operativa.....	59
2.7.4. Estados límites .....	60
2.7.4.1. Límite de servicio .....	60
2.7.4.2. Límite de fatiga y fractura.....	60
2.7.4.3. Límite de resistencia .....	61
2.7.4.4. Límite de eventos extremos .....	61
2.8. Estudios previos para diseño de puente.....	63
2.8.1. Estudio topográfico (falta levantamiento topográfico) .....	63
2.8.2. Estudio hidrológico .....	64
2.8.3. Estudio de geotecnia .....	66
3. Resultados .....	69
3.1. Cálculos .....	69
3.1.1. Cálculo de cargas.....	69
3.1.1.1. Cargas vehiculares .....	69
3.1.1.2. Cargas de camión HL-93 .....	69
3.1.1.3. Tándem de diseño .....	70
3.1.1.4. Carril de carga .....	71

3.1.1.5. Carga permanente .....	72
3.1.1.6. Carga viva.....	73
3.1.2. Diseño de superestructura de acero.....	74
3.1.2.1. Resistencia de momento nominal a flexión .....	78
3.1.2.2. Resistencia nominal a cortante .....	80
3.1.2.3. Deflexión.....	82
3.1.3. Cálculo de la infraestructura .....	83
3.1.3.1. Estribos.....	83
3.1.4. Diseño de la losa .....	86
3.1.4.1. Acero principal en tramos intermedios .....	87
3.1.4.2. Acero principal en volados .....	88
3.1.4.3. Acero transversal .....	89
3.1.4.4. Acero por contracción y temperatura .....	90
3.2. Presupuesto .....	91
3.3. Cronograma de actividades.....	92
3.4. Conclusiones.....	93
3.5. Recomendaciones.....	93
Bibliografía .....	95
Anexos .....	96

## Índice de Figuras

Figura 1 Ubicación del proyecto. Fuente Google Earth.....	20
Figura 2 Esquema integral de puente. Fuente: (Rodríguez, 2022).....	24
Figura 3 Puente losa. Fuente: UAP.....	25
Figura 4 Puente viga-losa. Fuente: UAP.....	25
Figura 5 Puente viga cajón. Fuente: Aranís.....	26
Figura 6 Puente pretensado. Fuente: Copresa.....	26
Figura 7 : Puente reticulado de acero. Fuente: PFM.....	27
Figura 8 Puente en arco con tablero superior. Fuente: Pedelta.....	27
Figura 9 Puente atirantado. Fuente: Wikipedia.....	28
Figura 10 Puente pórtico. Fuente: CFCSL.....	29
Figura 11 Puente colgante Golden Gate. Fuente: Wikipedia.....	29
Figura 12 Tipo de puentes. Fuente: (Torres, 2013).....	31
Figura 13 Estribo. Fuente: (Torres, 2013).....	33
Figura 14 Esquema pila. Fuente: (Torres, 2013).....	34
Figura 15 Muro de ala. Fuente: (Torres, 2013).....	34
Figura 16 Drenes en estribos. Fuente: (Torres, 2013).....	35
Figura 17 Esquema trabas antisísmicas. Fuente: (Torres, 2013).....	36
Figura 18 Esquema table de puente. Fuente: (Torres, 2013).....	37
Figura 19 Esquema integrado superestructura: Fuente: (Torres, 2013).....	40
Figura 20 Ubicación juntas de dilatación. Fuente: (Torres, 2013).....	41
Figura 21 Elemento pretensado. Fuente: (McCormac & Brown, 2018).....	42
Figura 22 Puentes de acero simplemente apoyado y luz. Fuente: (Rodríguez, 2022) ...	44
Figura 23 Esquema vehículo. Fuente: (AASHTO, 2014).....	50
Figura 24 Tándem vehicular. Fuente: (AASHTO, 2014).....	51
Figura 25 Factores para eventos extremos. Fuente AASHTO.....	62

Figura 26 Factores de carga permanentes. Fuente: (Rodríguez, 2022).....	62
Figura 27 Topografía del sector. Fuente: Civil 3D.....	64
Figura 28 Perfiles de suelos: Fuente AASHTO 2020. ....	66
Figura 29 Obtención muestra método SPT. Fuente: propia.....	67
Figura 30 Diagrama momento y cortante máximo camión. Fuente: propia. ....	70
Figura 31 Diagrama momento y cortante máximo tándem. Fuente: propia.....	70
Figura 32 Estimación carril de carga. Fuente: propia. ....	71
Figura 33 Propiedades perfil W14x730. Fuente: propia. ....	74
Figura 34 Perfil W14x730. Fuente: propia.....	75
Figura 35 Carga de asfalto. Fuente: CSI Bridge.....	75
Figura 36 Carga de aceras. Fuente: CSI Bridge. ....	76
Figura 37 Carga de barandas. Fuente: CSI Bridge. ....	76
Figura 38 Carga de bordillos. Fuente: CSI Bridge.....	77
Figura 39 Cálculo esbeltez alma y ala perfil. Fuente: propia.....	77
Figura 40 Momento máximo para el estado de resistencia. Fuente: CSI Bridge. ....	79
Figura 41 Momento máximo para el estado de servicio. Fuente: CSI Bridge. ....	80
Figura 42 Cortante para el estado de resistencia. Fuente: CSI Bridge.....	81
Figura 43 Cortante para el estado de servicio. Fuente: CSI Bridge.....	81
Figura 44 Deflexión superestructura. Fuente: CSI Bridge. ....	82
Figura 45 Cargas verticales estribo. Fuente: propia.....	83
Figura 46 Cargas horizontales estribo. Fuente: propia.....	84
Figura 47 Comprobación volcamiento. Fuente: propia.....	85
Figura 48 Comprobación deslizamiento. Fuente: propia. ....	86
Figura 49 Comprobación presión actuante. Fuente: propia.....	86
Figura 50 Perfil y datos de cálculo. Fuente: propia. ....	87
Figura 51 Acero principal tramos intermedios. Fuente: propia. ....	88

Figura 52 Acero principal volados. Fuente: propia. ....	89
Figura 53 Acero transversal . Fuente: propia. ....	89
Figura 54 Acero contracción y temperatura. Fuente: propia. ....	90

## Índice de Tablas

Tabla 1 Dimensión losas. Fuente: (Rodríguez, 2022).....	38
Tabla 2 Incremento carga dinámica. Fuente: (Rodríguez, 2022).....	51
Tabla 3 Valor de constantes. Fuente: (Rodríguez, 2022).....	52
Tabla 4 Superestructuras existentes. Fuente: (Rodríguez, 2022).....	53
Tabla 5 Sobrecarga carril para momentos en vigas interiores. Fuente: (Rodríguez, 2022) .....	55
Tabla 6 Distribución sobrecarga carril para corte en vigas interiores. Fuente: (Rodríguez, 2022). ....	56
Tabla 7 Sobrecarga carril para momentos en vigas exteriores. Fuente: (Rodríguez, 2022). .....	56
Tabla 8 Distribución sobrecarga carril para corte en vigas exteriores. Fuente: (Rodríguez, 2022) .....	56
Tabla 9 Consideraciones iniciales para diseño. Fuente: propia.....	69
Tabla 10 Factor sobrecarga momento y cortante. Fuente: propia. ....	71
Tabla 11 Solicitación total por carga vehicular. Fuente: propia. ....	72
Tabla 12 Carga permanente. Fuente: propio.....	72
Tabla 13 Peso muerto en volados. Fuente: propia. ....	73
Tabla 14 Presupuesto referencial. Fuente: propia. ....	91

**Índice de Ecuaciones**

Ecuación 1 Coeficiente de refuerzo. ....	38
Ecuación 2 Índice de refuerzo. ....	39
Ecuación 3 Cuantía losa. ....	39
Ecuación 4 Acero transversal losa. ....	39
Ecuación 5 Acero para contracción y temperatura. ....	39
Ecuación 6 Equilibrio fuerzas en acero. ....	44
Ecuación 7 Esbeltez alma. ....	45
Ecuación 8 Esbeltez ala. ....	45
Ecuación 9 Plastificación acero. ....	45
Ecuación 10 Posición eje neutro. ....	46
Ecuación 11 Momento nominal a flexión. ....	47
Ecuación 12 Corte nominal. ....	47
Ecuación 13 Aplastamiento acero. ....	47
Ecuación 14 Tracción acero. ....	48
Ecuación 15 Corte tipo canal. ....	48
Ecuación 16 Peso unitario de carga muerta. ....	49
Ecuación 17 de combinaciones de carga. ....	58
Ecuación 18 Espesor mínimo losa. ....	87

## **1. Introducción**

El crecimiento poblacional trae consigo una serie de implicaciones sociales, demandando de la intervención de obras que beneficien a las personas, haciendo imperativo la construcción de infraestructuras que mejoren la movilidad y conectividad. En este contexto, los puentes juegan un papel crucial al proporcionar conexiones esenciales entre áreas abandonadas o alejadas; estas estructuras deben adaptarse para satisfacer las crecientes demandas de los usuarios.

El diseño y ejecución de puentes representa una labor esencial e imprescindible en el ámbito de la ingeniería civil, y la utilización de materiales avanzados como el hormigón pretensado facilita la construcción de estructuras fuertes y de larga duración. En este sentido, el barrio El Chorro de la parroquia Sinincay, ubicada en el cantón Cuenca, ha llamado nuestra atención como un área de intervención y apoyo de nuestro conocimiento para el diseño de un puente en esta localidad que se traduce como un elemento clave para impulsar el progreso económico y social del sector. En este proyecto se direcciona al análisis de aspectos del diseño, identificar los materiales, analizar la estructura, calcular las cargas, hasta diseñar los detalles constructivos para obtener un presupuesto de ejecución de la obra.

Un aspecto importante que considerar, es el costo de ejecutar la construcción, teniendo en cuenta que hay diversos materiales que dan resultados igualmente eficientes, pero con diferencias en los costos. Es común la construcción de superestructuras usando vigas y losas de hormigón armado. Sin embargo, hay otras opciones en cuanto a la forma y el material que nos brindan oportunidades para obtener mayores ventajas, y es lo que trataremos en este proyecto mediante la incorporación de vigas metálicas.

### **1.1. Antecedentes**

Dentro de las necesidades de conexión que actualmente tiene la provincia, se ha podido identificar un foco de intervención, la comunidad de El Chorro ubicado en la parroquia Sinincay, esta cuenta con un puente de conexión vial con la localidad de Playas del Carmen, el elemento

no se encuentra en las condiciones más favorables para su utilización, puesto que los elementos principales que son la madera se encuentran deteriorados, sumando a ello un evidente falta de mantenimiento y un posible colapso de la estructura que tiene una fabricación artesanal, hace que los habitantes opten por otros medios de conexión entre las comunidades descritas, que implican tiempo y costos que no favorecen la sociedad.

La implicación de medios de comunicación intercantonales que cumplan con todas los requerimientos óptimos y necesarios para conexión entre comunidades, viene a ser un elemento dinamizador de la economía, accesos servicios de salud, intercambio de productos, conexiones de asistencia a instituciones educativas, entre otras; por tal motivo se puede apreciar que el puente en descripción juega un papel importante en el sector.

## **1.2. Descripción del Problema**

El puente por diseñar estará ubicado en la zona rural de la ciudad de Cuenca, en la provincia del Azuay, donde actualmente se encuentra un elemento fabricando de manera artesanal teniendo la madera como elemento estructural principal, y ante la ausencia de un conocimiento técnico carece de conceptos indispensables para la fabricación de este tipo de estructuras. Una de las mayores complicaciones es el desgaste de gran parte de su estructura, poniéndolo es un estado crítico para el uso cotidiano de las comunidades que habitan en el sector; estos problemas son causados por una serie de factores, incluidos el clima que afectan directamente la vida útil de la madera, el tránsito de pesos exagerados de cabezas de ganado; así mismo, el caudal del río incrementa por las precipitaciones excesivas en determinadas épocas del año, provocando socavación en sus orillas dando como resultado inestabilidad en las bases del puente, el puente ha ido fallando de una manera progresiva hasta llegar a un estado crítico; en una acción emergente, moradores del sector han ido agregando refuerzos artesanales para evitar el completo colapso de la estructura.

Es importante señalar que los puentes son estructuras importantes que requieren monitoreo y mantenimiento regulares para garantizar su seguridad y correcto funcionamiento (Benavides, Díaz , Hernández , & Mora, 2022).

### **1.3. Importancia y Alcance**

El estado actual del puente representa un peligro inminente ya que es una vía de acceso que une a dos comunidades, afectando el tránsito de niños que acuden diariamente a una escuela que se encuentra en una de estas comunidades.

Para la comunidad en general representa un problema al momento de acceder a sus residencias, solventarse diariamente, acudir a sus trabajos, afectando su economía y representando un malestar a la hora de potenciar sus productos, crear negocios y labores diarias.

El desarrollo de este proyecto se centrará en el diseño de puente en base a las necesidades del sector, mismo que representará las cargas a las que estará sometido ese elemento estructural. Adicional, es importante la consideración de factores naturales que están presentes, por ende, la obtención de datos de geotécnicos y topográficos serán insumos elementales; la elaboración de un estudio hidrológico completo alimentaría en gran medida el proyecto, sin embargo, no se contemplará en este proyecto, para subsanar este apartado se obtendrá datos históricos escorrentías del río en el GAD parroquial y en el sector.

Bajo las consideraciones descritas, se realizará una memoria de cálculo que respaldará las operaciones realizadas bajo la guía establecida de la normativa AASHTO; sumado a ello, la simulación del proyecto en el software CSI Bridge validará el desarrollo del proyecto.

## **1.4. Delimitación**

### **1.4.1. Espacial o Geográfica**

El proyecto se desarrollará en la Ciudad de Cuenca, específicamente en el barrio “El Chorro” perteneciente a la parroquia de Sinincay.

*Figura 1 Ubicación del proyecto. Fuente Google Earth.*



Nota: Se observa la comunidad El Chorro donde se realizará el estudio del proyecto.

### **1.4.2. Temporal**

El presente proyecto estructural que brindará movilización y beneficios de transporte en el sector de la “Chica Hacienda” perteneciente al barrio El Chorro de la parroquia de Sinincay, se realizará durante el periodo académico 63, entre los meses de octubre y noviembre del presente año 2023.

### **1.4.3. Sectorial o Institucional**

La investigación o el estudio del diseño estructural, se encuentra dentro de la ingeniería civil en la rama de estudios de puentes y teoría de estructuras.

### **1.5. Justificación**

El diseño y la verificación estructural son herramientas utilizadas para recopilar y analizar información sobre la capacidad estructural de las obras civiles. Estas herramientas se emplean de manera técnica, objetiva, sistemática y reproducible con el objetivo de evaluar la eficiencia y eficacia de las estructuras en todas las etapas, desde su concepción hasta su puesta en operación y mantenimiento a lo largo de su vida útil.

Desde una perspectiva académica, la realización de este proyecto busca cumplir los objetivos planteados, por un lado, las solicitudes necesarias para el destino del proyecto, y por otro, los procedimientos establecidos por la normativa AASHTO.

Es importante destacar la relevancia de los puentes, ya que su propósito fundamental es garantizar la continuidad de la infraestructura vial y facilitar el transporte de pasajeros y productos. Es fundamental que estos puentes cumplan con los más altos estándares de seguridad e integridad para garantizar el bienestar de los usuarios.

El diseño estructural de los puentes nos permitirá identificar las causas que pueden afectar el rendimiento de un puente, por lo tanto, se propone guiar bajo ciertas normas e ir examinando minuciosamente los criterios para los cuales se diseñará el puente, en concordancia con la normativa NEC y la AASHTO LRFD. De esta manera, se podrá obtener una comprensión profunda de su diseño y su capacidad estructural, así como identificar posibles áreas de falla o preocupaciones que puedan requerir atención o mantenimiento a futuro

El presente puente a diseñar, brindará movilidad y circulación en el sector de la “Chica Hacienda” durante al menos cinco décadas, conectando a las comunidades y permitiendo el transporte de insumos o materias primas con diversas comunidades que conectan con Cuenca por lo que con el paso del tiempo se hará indispensable el mantenimiento de la estructura; además con esto se mantendrá la eficiencia del puente y haciendo uso de las tecnologías

actuales y programas con alta precisión se comprobara su correcto rendimiento y uso de los diferentes componentes que intervienen en la estructura del puente para de esta manera optar con materiales que cumplan con el diseño requerido y se vea reflejado en un costo lo más económico posible sin comprometer su factor de seguridad. En resumen, el puente garantizará a la comunidad, seguridad y permitirá la circulación de personas y vehículos.

## **1.6. Objetivos**

### **1.6.1. Objetivo General**

Diseñar un puente vehicular y peatonal en la comunidad El Chorro de Sinincay de la ciudad de Cuenca, mediante las especificaciones que dicta la norma ecuatoriana AASHTO LRFD.

### **1.6.2. Objetivos Específicos**

- Establecer los parámetros iniciales del puente a diseñar para la comunidad El Chorro.
- Proponer un diseño estructural para el puente.
- Especificar el presupuesto para la estructura diseñada en la comunidad El Chorro.
- Simular el diseño de la estructura del puente en la comunidad El Chorro.

## 2. Marco Teórico

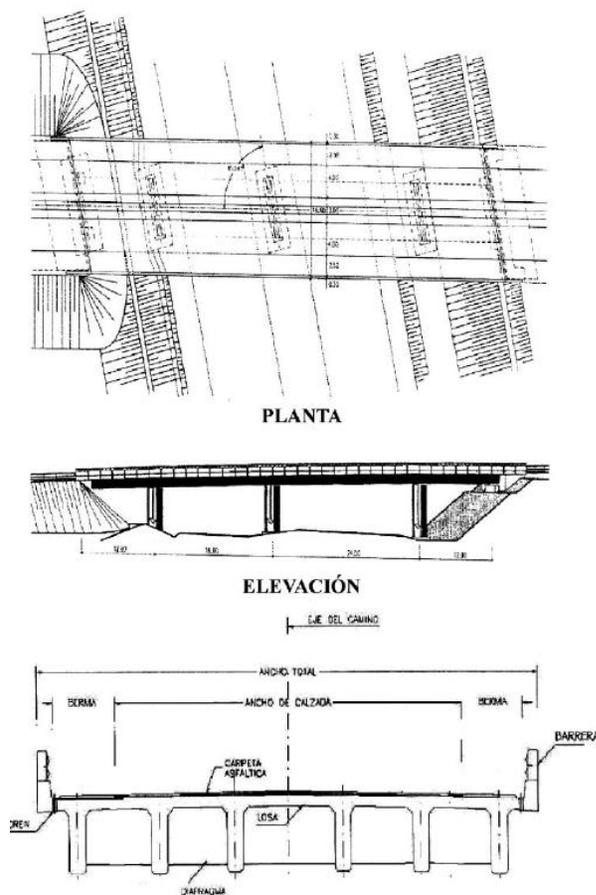
### 2.1. Definición

Partiendo de referencia a Rodríguez, dentro su trabajo de en el diseño se puentes, los define como una construcción que se hace para superar un obstáculo y permitir que una vía continúe; sirve de apoyo para caminos o carreteras, pero también puede ser utilizado para transportar tuberías y líneas de energía. En cas o de estar diseñado para llevar canales o conductos de agua, se los denominan acueducto. Cuando se construye sobre terreno seco o en un valle, se conoce como viaducto; y si cruza autopistas o vías de tren, son pasos elevados (Rodríguez, 2022).

Por otro lado, una concepción más antigua define a los puentes como construcciones pensadas para sobrepasar arroyos, áreas más bajas del terreno y cruces elevados que aseguren un flujo constante y sin obstáculos para peatones, agua, tuberías de servicios varios, vehículos y todo lo necesario para mejorar la calidad de vida en la sociedad. (Officials American Association of State Highway and Transportation, 2014)

En este trabajo se toma de referencia las normas AASHTO 9th Edition (“American Association of State Highway and Transportation Officials”) como parámetros guías para todo el tema técnico del diseño del puente; y, por otro lado, el cumplimiento de disposiciones y regulaciones existen a nivel del territorio de aplicación.

Figura 2 Esquema integral de puente. Fuente: (Rodríguez, 2022)



## 2.2. Tipos de puentes

Los puentes cuentan con una amplia variedad de funcionalidades y características, por tal motivo se detallan los existentes según la categorización realizada por Torres:

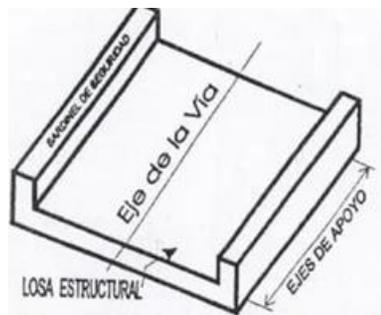
### 2.2.1. Puentes Convencionales

Se refieren a todos los puentes que simplifican en el cálculo y diseño, y se adhieren a las regulaciones de AASHTO y LRFD, como sucede con: Puente de losa, Puentes de viga losa, Puentes que utilizan vigas pretensadas, Puentes con vigas cajón pretensadas, Puentes con tableros mixtos, Puentes reticulados de acero (Torres, 2013).

### 2.2.1.1. Puente losa

Son puentes de hormigón armado, de un solo tramo y con longitudes que varían entre 6 a 20 metros, son estructuras comunes en la ingeniería de puentes. Estos puentes se construyen utilizando concreto reforzado con barras de acero para proporcionar resistencia y estabilidad. La elección del tipo de losa ya sea maciza, nervada o alivianada, depende de las necesidades y características específicas del proyecto (Zecchin, 2015).

Figura 3 Puente losa. Fuente: UAP.



### 2.2.1.2. Puente viga-losa

Son estructuras de concreto armado o acero estructural que pueden ser de modo isostático o continuas, separadas por tramos, y que incorporan vigas longitudinales y transversales. Estos puentes tienen una longitud que oscila entre aproximadamente 15 a 60 metros.

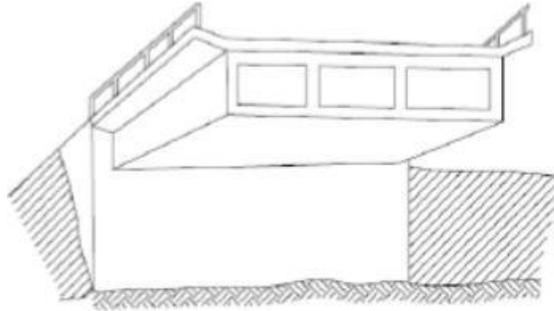
Figura 4 Puente viga-losa. Fuente: UAP.



### 2.2.1.3. Puente viga- cajón pretensadas

Puentes de concreto armado y acero estructural que utilizan una sección cajón como tablero que puede ser de inercia constante o variable pueden tener una longitud que oscila entre aproximadamente 50 a 200 metros.

*Figura 5 Puente viga cajón. Fuente: Aranís.*



### 2.2.1.4. Puentes pretensados

Se caracterizan por tener hormigón pretensado en sus elementos como vigas, podrían diseñarse en sección doble y por distintos tramos con distancias que rondan los 20 a 85 metros.

*Figura 6 Puente pretensado. Fuente: Copresa.*



### 2.2.1.5. Puentes reticulados de acero

Estos pueden ser de varios tipos e incluso de materiales como la madera, sin embargo, es común el uso de acero. Normalmente su altura de barras es de 0.1 la longitud, son considerados estáticamente determinados y trabajables debido a la distribución de fuerzas

internas hasta los arriostramientos. Podrían ser también isostáticos, continuos, de altura variable; con longitudes que varían desde los 30 a los 450 metros.

*Figura 7 : Puente reticulado de acero. Fuente: PFM.*



### **2.2.2. Puentes no convencionales**

Son puentes los cuales presentan mayor dificultad o complicaciones al momento de realizar cálculos y diseños, estos pueden ser:

#### **2.2.2.1. Puente en arco**

Pueden ser de hormigón o de acero estructural, estos se subdividen en: puentes de arco con tablero superior, puente en arco con tablero intermedio y puente en arco con tablero inferior; la longitud de diseño suele ser de 1.2 a 6.5 metros.

*Figura 8 Puente en arco con tablero superior. Fuente: Pedelta.*



### 2.2.2.2. Puentes atirantados

Estos puentes se caracterizan por conectar cables rectos hasta el tablero y la torre central o extremos, oscila entre 200 a 800 metros de longitud.

*Figura 9 Puente atirantado. Fuente: Wikipedia.*



### 2.2.2.3. Puente pórtico

Este puente a diferencia de los demás no se lo considera como un tipo de estructura como tal, sino que este sería una estructura intermedia entre el arco y la viga por lo que presenta características de ambos tipos. Se produce un efecto de pórtico ya que aparecen reacciones horizontales en sus apoyos.

*Figura 10 Puente pórtico. Fuente: CFCSL.*



#### **2.2.2.4. Puentes colgantes**

Son puentes que son capaces de alcanzar largas longitudes, estos pueden ser simples o múltiples, están sujetos por cables principales y secundarios conectados a una base llamado cimiento de anclaje, su longitud varía entre los 800 a 1900 metros.

*Figura 11 Puente colgante Golden Gate. Fuente: Wikipedia.*

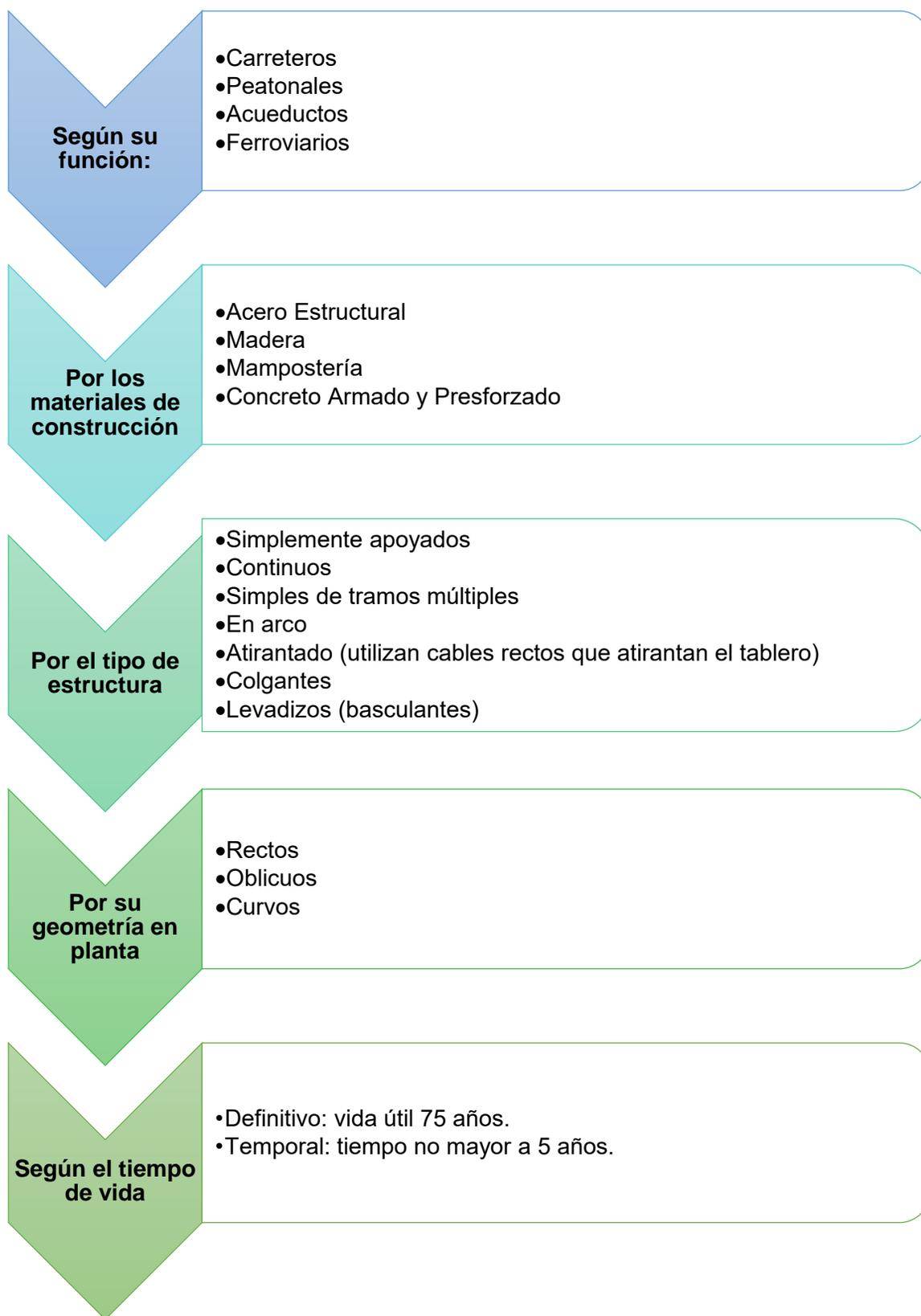


### **2.3. Clases de puentes**

Existe un abanico de agrupaciones que se le puede asignar a estas estructuras de obras civiles, que va a depender de factores y variables de agrupación. Según la norma AASHTO, hay diversas maneras de clasificar los puentes, considerando distintos aspectos, uno de ellos es su función, dividiéndolos en puentes para peatones, vehículos, ferrocarriles o acueductos; otra clasificación se realiza según los materiales de construcción, siendo el acero y el hormigón los más importantes.

Se toma la clasificación de puentes realizada por (Rodríguez, 2022) que se basa en lo establecido en la norma AASHTO 2020:

Figura 12 Tipo de puentes. Fuente: (Torres, 2013)



Adicional a la clasificación presentada, se recoge criterios adicionales de otros autores para tener un contexto más amplio de las clases de puente.

### **2.3.1. Por los mecanismos de transmisión de cargas a la infraestructura**

- **Puentes de vigas:** son aquellos donde la distancia entre los apoyos se sostiene mediante vigas. Pueden estar hechos de diferentes materiales, como madera, acero o hormigón, dependiendo de las necesidades y condiciones específicas del lugar.
- **Puentes a porticados:** El puente pórtico es una estructura intermedia que tiene características del arco y la viga. Está constituido por pilas y tablero igual que en los puentes viga sin embargo es un mecanismo complejo debido a que en él intervine la resistencia a flexión de sus elementos.
- **Puentes de arco:** es una estructura caracterizada por tener su arco ubicado encima del tablero. Este tipo de puente, que puede estar construido mayormente con acero o con hormigón armado o pretensado, presenta la particularidad de que la parte más alta del arco está por encima del tablero; como resultado, el tablero se suspende directamente del arco a lo largo de su extensión, sin la capacidad de manejar fuerzas de tracción (Torres, 2013).

### **2.3.2. Por sus condiciones estáticas**

- Isostáticos
- Hiperestáticos
- Isotrópicos o espaciales.

## **2.4. Partes del puente**

Los elementos que conforman los puentes se agrupan en dos grandes grupos, estos cumplan cada uno funcionalidades para el correcto funcionamiento dinámico del elemento.

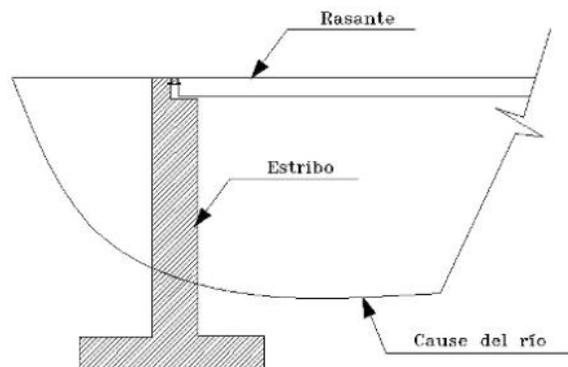
### 2.4.1. Infraestructura

Engloba los elementos fundamentales que proporcionan el soporte necesario para resistir las cargas y fuerzas aplicadas sobre el elemento (Cevallos, 2019).

#### 2.4.1.1. Estribos

Estos son los elementos que le dan soporte al puente, soportan las cargas de la superestructura, para soportar el empuje del suelo. Los estribos que sirven como muros de contención pueden estar hechos de hormigón simple, hormigón armado y, en la mayoría de los casos, hormigón prefabricado (Cabrera & Ramón, 2023).

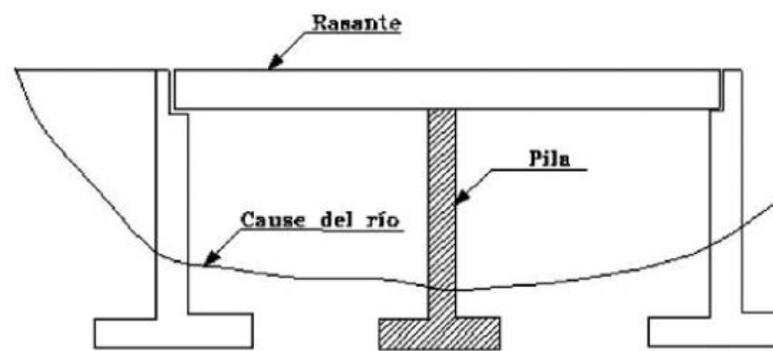
Figura 13 Estribo. Fuente: (Torres, 2013)



#### 2.4.1.2. Pilas

Son cuerpos que intermedios que transmite cargas a la cimentación para que todo el elemento en conjunto no se vea afectado por empujes de los rellenos de acceso. Si bien suman como refuerzo a la estructura, su utilización debe ser bajo un exhaustivo análisis, puesto implica complicaciones constructivas si no se tienen una adecuada planificación.

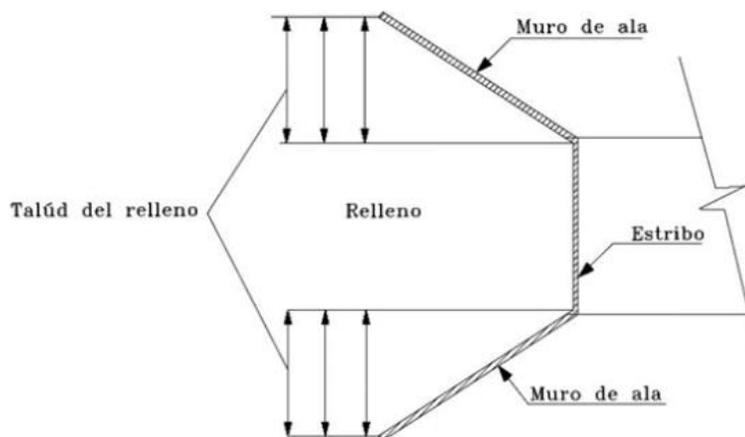
Figura 14 Esquema pila. Fuente: (Torres, 2013)



#### 2.4.1.3. Muro de ala

Su función principal es confinar los taludes de los rellenos de acceso, formando de esta manera un elemento estratégico de defensa ante el accionar del agua en los ríos cuando existe creciente de caudales; para su diseño se contempla la transmisión de cargas no recaigan directamente de la superestructura y se enfoque en las provenientes ejercidos por los taludes de relleno.

Figura 15 Muro de ala. Fuente: (Torres, 2013)



#### 2.4.1.4. Sistema de apoyo

Se trata de dispositivos situados entre infraestructura y la superestructura, centrándose en transferir las cargas posibilitando el movimiento y la rotación del tablero. En un puente simplemente apoyado, es crucial que estos soportes permitan el giro libre, la deformación sin

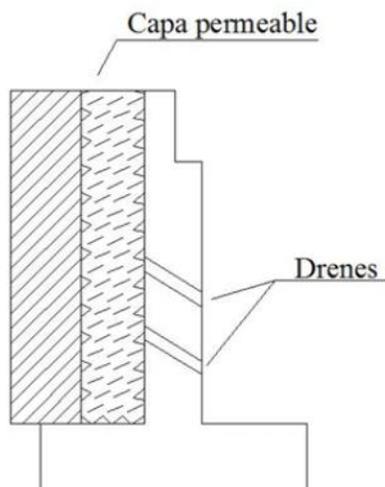
restricciones y que centren la carga para no afectar la longitud calculada. (Cabrera & Ramón, 2023)

Existen diversas formas de soportes, que incluyen placas de plomo, juntas de metal u hormigón, rodillos metálicos, y, de manera más frecuente, placas de un material sintético como el neopreno.

#### 2.4.1.5. Sistema de drenaje

Son complementos importantes para la funcionalidad de los estribos, ya que al trabajar como muros de contención la eliminación o corrida del agua garantiza una operatividad adecuada.

Figura 16 Drenes en estribos. Fuente: (Torres, 2013)

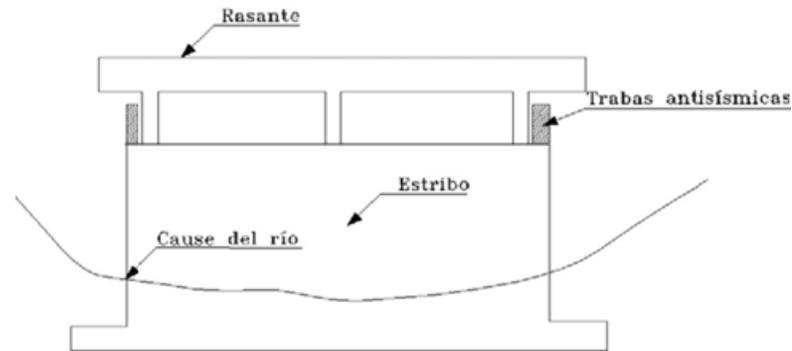


#### 2.4.1.6. Trabas antisísmicas

Son elementos específicos diseñados e instalados con el propósito de ofrecer resistencia y protección frente a los impactos sísmicos; estos dispositivos son integrados en la estructura del puente con la intención de absorber, disipar o redirigir las fuerzas originadas por un movimiento sísmico, con el fin de reducir al mínimo los posibles daños en la infraestructura.

Se emplean diversos tipos de trabas antisísmicas en puentes, y la elección de estas depende de factores como el diseño específico del puente, la ubicación en una región sísmica determinada y la adherencia a las normativas de construcción sísmica.

Figura 17 Esquema trabas antisísmicas. Fuente: (Torres, 2013)



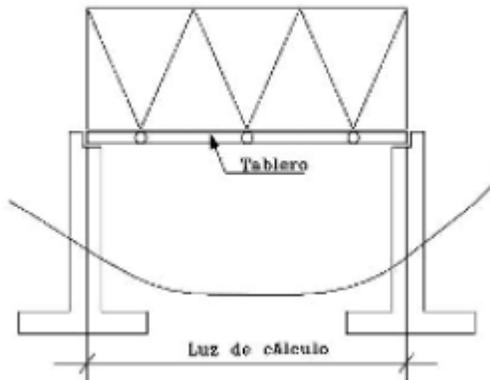
## 2.4.2. Superestructura

Constituye la parte visible del puente, desempeña un papel crucial en la interacción directa con el tráfico y las fuerzas externas, todas las características que este dispone establecen la longitud del elemento en conjunto.

### 2.4.2.1. Tablero

En definición de Cabrera y Ramón (2023) el tablero se extiende físicamente desde la calzada para superar el obstáculo en el puente; el objetivo principal de este elemento es distribuir cargas laterales a lo largo de la sección transversal del puente. El equipo se coloca sobre un pórtico o se integra en otro sistema estructural diseñado específicamente para distribuir cargas longitudinales a lo largo del puente.

Figura 18 Esquema table de puente. Fuente: (Torres, 2013)



### **Peraltes mínimo losa**

Según las especificaciones de la normativa AASHTO, para los tableros de hormigón en voladizo los espesores mínimos son de 0,2 metros sosteniendo un sistema de postes montados en el tablero; además, para sistemas de postes montados lateralmente es 0,3 m, y 0.2 m cuando sostienen barreras de hormigón. El tablero de hormigón debe tener un espesor ser de al menos 17x5 cm. A continuación, se desglosa los parámetros establecidos para cumplimiento de losas según corresponde.

Tabla 1 Dimensión losas. Fuente: (Rodríguez, 2022)

Superestructura		Fondo mínimo (incluye losa)	
Material	Tipo	Intervalos simples	Intervalos continuos
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1.2 (S + 3)}{30}$	$\frac{(S + 3)}{30} \geq 0.165m$
	Vigas T	0.070 L	0.065 L
	Vigas cajón	0.060 L	0.055 L
	Vigas de estructuras peatonales	0.035 L	0.033 L
Hormigón Pretensado	Losas	$0.03L \geq 0.165m$	$0.027L \geq 0.165m$
	Vigas cajón coladas in situ	0.045 L	0.040 L
	Vigas doble T prefabricadas	0.045 L	0.040 L
	Vigas de estructuras peatonales	0.033 L	0.030 L
	Vigas cajón adyacentes	0.030 L	0.025 L
Acero	Profundidad total de una viga doble T compuesta	0.040 L	0.032 L
	Profundidad de la porción de sección doble T de una viga doble T compuesta	0.033 L	0.027 L
	Cerchas	0.100 L	0.100 L

$S$  = Luz del tramo de losa

$L$  = Luz del tramo de puente

### Acero principal

- **Coefficiente para cálculo de refuerzo**

Ecuación 1 Coeficiente de refuerzo.

$$k = \frac{M_u}{\phi f'_c * b * d^2}$$

$d$  = Altura efectiva

$b$  = Por cada metro (es igual a 1m)

$M_u$  = Momento último

- **Índice de refuerzo**

*Ecuación 2 Índice de refuerzo.*

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2,36k}}{1,18}$$

- **Cuantía**

*Ecuación 3 Cuantía losa.*

$$\rho = q * \frac{f'c}{f_y}$$

### **Acero Transversal**

El refuerzo transversal se calcula con respecto al refuerzo longitudinal principal; por otro lado, cuando el acero principal es perpendicular al flujo de tráfico, el acero transversal se determina de acuerdo con la metodología que se presenta a continuación según lo especificado por la normativa AASHTO.

*Ecuación 4 Acero transversal losa.*

$$A_{st} = \frac{121}{\sqrt{S}} < 67\%$$

### **Acero por contracción y temperatura**

Es la cantidad de acero necesaria para combatir efectos de retracción o expansión debido a factores climáticos.

*Ecuación 5 Acero para contracción y temperatura.*

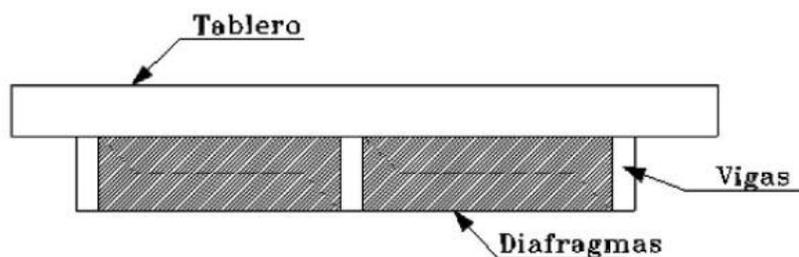
$$A_{stemperatura} = 0,0018 * b * t$$

### 2.4.2.2. Diafragma

Los diafragmas son componentes secundarios situados entre las vigas en una disposición vertical, desempeñando el papel de fortalecer el elemento primario y contribuyendo a la distribución eficaz de las cargas verticales. Estas estructuras son cruciales para resistir fuerzas laterales como sismos, viento y deformaciones que afectan la superestructura.

La importancia de estos diafragmas radica en su capacidad para conectar los elementos principales, como las vigas, en diversos puntos, lo que facilita el trabajo integrado de todos los elementos.

*Figura 19 Esquema integrado superestructura: Fuente: (Torres, 2013)*



### 2.4.2.3. Vigas

Las vigas en los puentes desempeñan un papel fundamental como elementos estructurales clave encargados de sostener el tramo del puente. En el caso de puentes de vigas, estas estructuras se disponen en paralelo con ciertos espacios entre ellas y tienen la responsabilidad de soportar y distribuir la carga a lo largo de la extensión del puente. La construcción de estos puentes puede llevarse a cabo utilizando materiales como acero, hormigón o madera, y pudiendo adaptarse a diferentes requisitos. (Cabrera & Ramón, 2023)

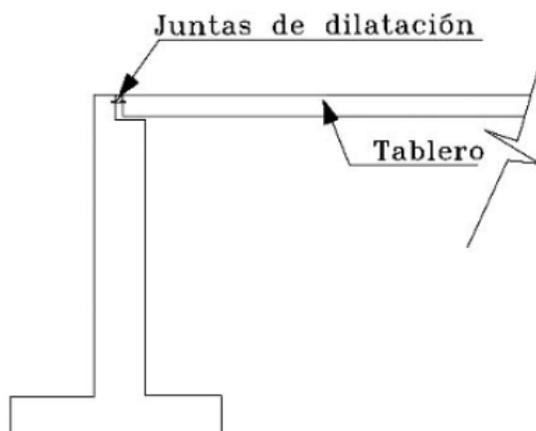
### 2.4.2.4. Juntas de dilatación

Las juntas de dilatación tienen por finalidad servir de colchón o contrarrestar a ciertas fuerzas que se generan en el normal uso de los puentes, dichas fuerzas como el frenado de los

vehículos, cambios longitudinales por cambios en el clima, presencia de cargas vivas en el momento de la construcción de lo elemento son los más relevantes.

Se establece por normativa que estas juntas deberán integrarse al extremo del puente, en elementos extensos deberán ser colocados de manera intermedia. Como materiales más comunes se tiene las bandas de PVC, caucho sintético y acero. (Torres, 2013)

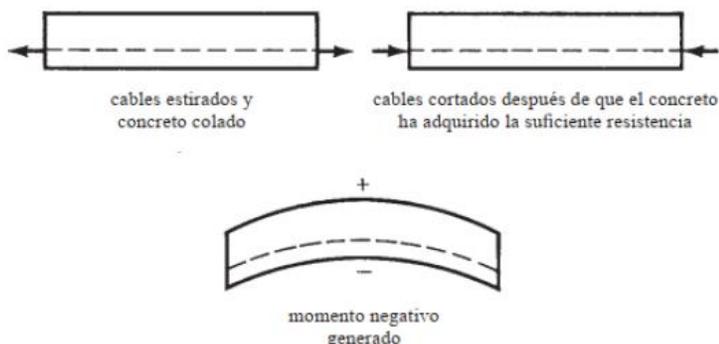
*Figura 20 Ubicación juntas de dilatación. Fuente: (Torres, 2013)*



## **2.5. Hormigón pretensado**

El concepto de hormigón pretensado implica la aplicación de tensiones internas en una estructura en dirección contraria a las fuerzas de servicio que actúan sobre ella. (McCormac & Brown, 2018). Los cables de acero se sitúan en el inferior del molde para aplicar tensión, luego se vierte el hormigón y se espera a que alcance su resistencia máxima a la compresión, y posteriormente, se realizan cortes en los cables en exceso.

Figura 21 Elemento pretensado. Fuente: (McCormac & Brown, 2018)



En el pretensado y postensado, las tensiones en el hormigón son creadas por el peso de los miembros y las fuerzas en el acero pretensado. Después de la etapa de fluencia, estos esfuerzos se ven disminuidos debido a las pérdidas causadas por el asentamiento del anclaje y el acortamiento elástico del hormigón. Cuando el acero se adhiere al hormigón durante el proceso de fraguado y alcanza la resistencia necesaria, la tensión aplicada a los cables se retira y se transfiere al hormigón en forma de compresión. (Cevallos, 2019)

En el pretensado, la armadura es activa ya que se tensiona antes de que actúen las cargas en la estructura, lo cual comprime el hormigón para reducir las tracciones.

Los elementos de hormigón pretensado deben cumplir ciertos estándares en cuanto a resistencia máxima y tensiones permitidas. El proceso de diseño se basa en la resistencia última y el comportamiento de la estructura en condiciones de servicio, que pueden ser críticos durante toda la vida útil de la estructura.

## 2.6. Acero

El acero tiene una resistencia significativa frente a las cargas estructurales, caracterizándose por su uniformidad ya que sus propiedades permanecen constantes; debido a su elasticidad, su comportamiento se aproxima al diseño elaborado, y posee una durabilidad notable. Su capacidad para soportar deformaciones importantes se debe a su naturaleza dúctil y, además, las estructuras de acero ofrecen la posibilidad de expansiones, y la conexión de sus

componentes mediante soldadura o pernos es sencilla, permitiendo un montaje rápido (Cevallos, 2019).

Una limitación importante en el uso de aceros es la posibilidad de corrosión cuando están expuestos al aire y al agua, lo que hace necesario aplicar regularmente pintura a los elementos. Este tipo de materia es susceptible al pandeo, siendo más probable en secciones largas y esbeltas sometidas a compresión. La fatiga también puede representar un inconveniente en estructuras de acero, ya que puede debilitar su resistencia debido a los cambios repetidos en las dimensiones y tensiones. Se debe tener en cuenta la posibilidad de pérdida de ductilidad, lo que podría llevar a la fractura frágil, especialmente en áreas con concentración de esfuerzos. (McCormac & Brown, 2018)

El acero estructural debe satisfacer al menos una de las condiciones mencionadas a continuación.

- ASTM A572/A572M Grado 50
- ASTM A36/A36M
- ASTM A709
- ASTM A588/A588M
- ASTM A852/A852M
- ASTM A514/A514M

### **2.6.1. Acero en puentes**

El acero utilizado en puentes juega un papel versátil al momento de prestar funcionalidades para un correcto funcionamiento de la estructura. Rodríguez (2022), establece algunas recomendaciones de luz según el acero que se utiliza en este tipo de construcciones.

Figura 22 Puentes de acero simplemente apoyado y luz. Fuente: (Rodríguez, 2022)

CON DOS APOYOS	LUZ (m)
Vigas laminadas, no compuestos	12 a 25
Vigas laminadas, compuestos	15 a 25
Vigas armadas, no compuestos	30 a 45
Vigas armadas, compuestos	30 a 55
Vigas cajón	30 a 55
Armaduras sobre y bajo la calzada	90 a 120
Armaduras bajo la calzada	60 a 120
Armaduras no conectadas sobre la calzada	45
Arco	90 a 150
Arcos enlazados	90 a 180

### 2.6.2. Diseño viga de acero

Para el diseño de las vigas de acero, se emplea la teoría plástica, que se basa en la ubicación del eje neutro, por lo que es necesario identificar las partes de la viga que están sometidas a compresión y aquellas en tracción, de modo que se pueda establecer un equilibrio de fuerzas (Vélez & Vintimilla, 2016).

*Ecuación 6 Equilibrio fuerzas en acero.*

$$\frac{h_1}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$h_1$  = Altura del alma

$t_w$  = Espesor del alma

$E$  = Módulo de elasticidad del acero

$f_y$  = Límite de fluencia del acero

$b$  = Ancho de ala

$r_y$  = Radio de giro

$f'_c$  = Resistencia del hormigón

$L_b$  = Longitud entre puntos que están arriostrados contra desplazamientos laterales de compresión de ala o contra giro de la sección

$t_f$  = Espesor del ala

$M_n$  = Resistencia nominal.

$\phi$  = Factor de resistencia igual a 0.9

$A_w$  = Altura total multiplicada por el espesor del alma

$C_v = 1$

$\phi_V = 1$

$A_c$  = Área del concreto

$A_s$  = Área del acero

$l_a$  = Longitud del canal

$t_{fc}$  = Espesor del ala del canal

$t_{wc}$  = Espesor del alma del canal

### 2.6.2.1. Esbeltez de la viga de acero

Para comprobar la esbeltez en el alma y el ala se validan las ecuaciones siguientes según corresponde.

*Ecuación 7 Esbeltez alma.*

$$\frac{h_1}{t_w} \leq 2,45 * \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

*Ecuación 8 Esbeltez ala.*

$$\frac{h_1}{t_f} \leq 0,3 * \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

### 2.6.2.2. Comportamiento plástico

Para que el acero llegue a un estado de plastificación se debe cumplir la siguiente ecuación.

*Ecuación 9 Plastificación acero.*

$$L_b \leq L_p$$

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

### 2.6.2.3. Ancho efectivo de patín

Hace referencia al ancho real de las losas de hormigón a ambos lados del eje central de la viga, el cual tendrá en cuenta el menor de los siguientes factores:

- La distancia entre el eje central de la viga y el borde de la losa.
- La mitad de la distancia entre ejes centrales de 2 vigas continuas.
- Un octavo de la luz de la viga (Cevallos, 2019).

### 2.6.2.4. Capacidad por momento de una sección compuesta

La capacidad nominal de una viga compuesta para soportar la deformación en la zona de momento positivo puede verse afectada por la resistencia plástica de la sección, losa de concreto o conexión a cortante (McCormac & Brown, 2018).

### 2.6.2.5. Posición del eje neutro

*“El eje neutro plástico (PNA) puede recaer en la losa, en el patín de la viga de acero o en su alma. Para determinar si se encuentra en la sección de acero o en la de hormigón se empieza por determinar un área de profundidad  $a$  y un ancho igual a  $B$ , en el cual se compara el valor de la profundidad con el espesor de la losa, si  $a > t$ , entonces el PNA se encuentra en la sección de acero. Y para determinar si el PNA se encuentra en el alma o el ala es necesario calcular el esfuerzo de compresión y el total de tensión”* (Cevallos, 2019, pág. 43).

*Ecuación 10 Posición eje neutro.*

$$L_p = \frac{f_y * A_s - 0,85 * f'_c * b_e * t}{2 * f_y * b_f}$$

### 2.6.2.6. Resistencia de momento nominal a flexión

La capacidad de momento plástico se establece mediante el análisis de la distribución de tensiones plásticas en la sección compuesta, considerando el estado límite de fluencia, y luego se procede con el diseño (Cevallos, 2019).

*Ecuación 11 Momento nominal a flexión.*

$$M_p = \phi M_n$$

### 2.6.2.7. Resistencia de corte nominal

Se toma en consideración la ecuación siguiente para elementos de simetría doble o simple de secciones transversales sometidas a cortante (Official American Association of State Highway and Transportation, 2014).

*Ecuación 12 Corte nominal.*

$$V_n = 0,6 * f_y * A_w * C_v$$

### 2.6.2.8. Transmisión de la fuerza cortante

“Para acción colaborante con hormigón solicitado en compresión por flexión, el corte nominal entre la viga de acero y la losa de hormigón, transferido por anclajes de acero,  $V'$ , entre el punto de máximo momento positivo y el punto de momento cero debe ser determinado como el menor valor de acuerdo con los estados límites de aplastamiento del hormigón, fluencia en tracción de la sección de acero o la resistencia al corte de los anclajes de acero” (Cevallos, 2019, pág. 44).

- Estado límite de aplastamiento del hormigón.

*Ecuación 13 Aplastamiento acero.*

$$V' = 0,85 * f'c * A_c$$

- Fluencia en tracción de la sección de acero.

*Ecuación 14 Tracción acero.*

$$V' = f_y * A_s$$

### **2.6.2.9. Resistencia de conectores de corte tipo canal**

. La resistencia nominal de las juntas de corte tipo canal empotradas o embebidas en una losa sólida de concreto está determinada por la ecuación; el número de conectores necesarios se determina dividiendo la fuerza de corte horizontal por la resistencia nominal.

*Ecuación 15 Corte tipo canal.*

$$Q_n = 0,3 * (t_{fc} + 0,5t_{wc}) * l_a * \sqrt{f'_c * E_c}$$

### **2.6.2.10. Deflexión**

La deflexión máxima se estimada dividiendo la luz del puente para 800 según la normativa AASHTO (Cevallos, 2019).

## **2.7. Cargas**

Al diseñar un puente es necesario definir las posibles cargas y combinaciones que debe soportar la estructura en función de su aporte. Estas cargas están categorizadas en función de su naturaleza y duración, abarcando aspectos como cargas muertas, vivas, ambientales, y otras que el puente pueda enfrentar.

- Carga Muerta
- Carga Viva
- Impacto o efecto dinámico de la carga vivade vehículos
- Carga de Viento
- Otras Fuerzas o Acciones, cuentos como: Frenado, Fuerza Centrífuga, Esfuerzos Térmicos, Presión de Tierras, Presión de Aguas, Sismo, etc.

### 2.7.1. Carga Muerta

La carga muerta consiste en el peso propio de la superestructura completa. Incluye el tablero, pasillos, carpeta de rodado, y accesorios cuentos como tuberías, cables. También es importante considerar todas las combinaciones de cargas, ya que incluyen no sólo el peso propio de la estructura, sino también la instalación y el acabado (Cabrera & Ramón, 2023).

Como lineamiento general se debe contemplar los siguientes pesos unitarios:

*Ecuación 16 Peso unitario de carga muerta.*

$$2,5 \frac{T}{m^3} \text{ para vigas, losas y pasillos}$$

$$2,4 \frac{T}{m^3} \text{ para pavimentos}$$

### 2.7.2. Carga Viva

Estas cargas tienen la capacidad de cambiar de posición y tamaño; esta categoría incluye las llamadas cargas móviles que se mueven por sus propios medios, como vehículos, camiones, personas. Los puentes pueden estar sometidos a una serie de cargas concentradas de magnitud variable, generadas por enjambres de vehículos. Los puentes pueden experimentar una serie de cargas concentradas de magnitud variable, generadas por grupos de carros. También puede presentarse carga de impacto debido a la vibración de las cargas móviles, siendo esta la diferencia entre la magnitud real de las cargas generadas y la magnitud considerada como carga muerta (Cevallos, 2019).

#### 2.7.2.1. Carga vehicular

La carga de diseño vehicular que se sugiere es la HL-93, según la norma AASHTO, y que considera dos parámetros importantes:

- **Cargas vehicular**

Las situaciones más críticas, se manifiestan en función de las distancias entre los ejes traseros del camión, siendo estas determinantes para el momento máximo. En cuanto al cortante máximo, este se presentará cuando el eje trasero esté posicionado sobre el apoyo (Vélez & Vintimilla, 2016); todo estos basándose en el teorema de Barré.

La separación entre puede variar entre 4300 y 9000 mm con una estimación de peso los ejes de 145000 N, se detalla a continuación el esquema:

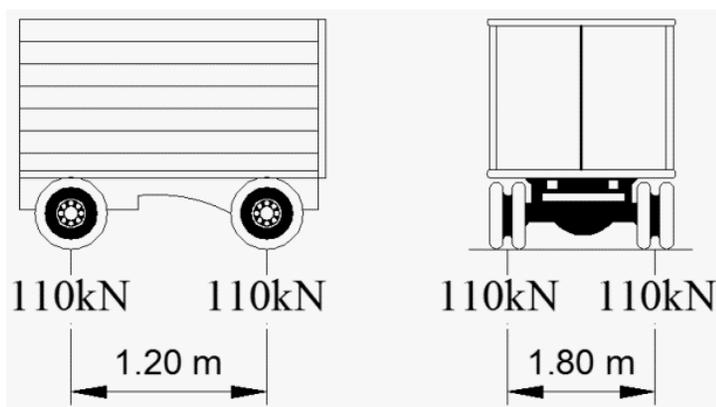
Figura 23 Esquema vehículo. Fuente: (AASHTO, 2014).



- **Tándem**

Se compone de dos separados por 1,2 m, y una separación transversal de 1,8 m, los dos ejes con un estimado de 110000N como se muestra en la imagen.

Figura 24 Tándem vehicular. Fuente: (AASHTO, 2014).



Con los parámetros establecidos para las consideraciones vehiculares en el diseño, se debe considerar las siguientes proyecciones.

- **Carga de carril**

Para este apartado de toma en cuenta una carga de 9,3 N/mm distribuido uniformemente y esta no se considera en el incremento de cargas dinámicas (Cevallos, 2019).

- **Incremento carga dinámica**

Estas cargas antes mencionadas, deberán considerar un factor de mayoración según la tabla descrita por Rodríguez.

Tabla 2 Incremento carga dinámica. Fuente: (Rodríguez, 2022)

Componente	IM
Juntas del tablero - Todos los Estados Límites	75%
Todos los demás componentes	
Estado Límite de fatiga y fractura	15%
Todos los demás Estados Límites	33%

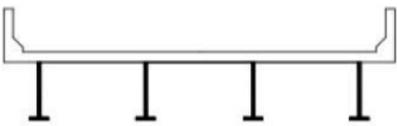
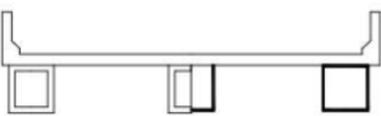
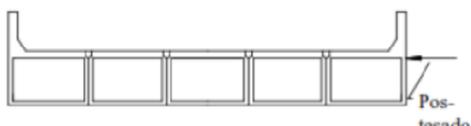
- **Factores de distribución de momento y corte en Viga**

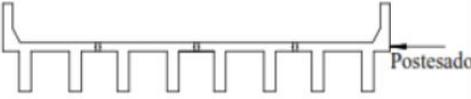
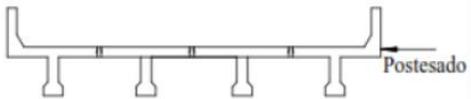
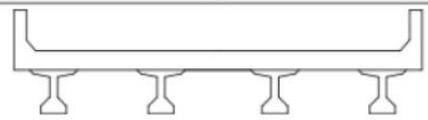
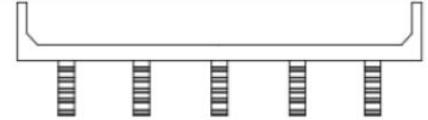
Según se especifica se debe considerar las cargas que actúan sobre losas deben ser distribuidas en todas las vigas; además, a manera de simplificación, se puede utilizar las tablas 2 según corresponda la sección transversal de la tabla 3.

Tabla 3 Valor de constantes. Fuente: (Rodríguez, 2022).

Parámetros de la ecuación	Valor Simplificado			
	a	e	k	f, g, i, j
$\left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$	1.02	1.05	1.09	-
$\left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.25}$	1.03	1.07	1.15	-
$\left(\frac{Lt_s^3}{K_g}\right)^{0.3}$	0.97	0.93	0.85	-
$\frac{I}{J}$	-	-	-	$0.54\left(\frac{d}{b}\right) + 0.16$

Tabla 4 Superestructuras existentes. Fuente: (Rodríguez, 2022).

ELEMENTOS DE APOYO	TIPO DE TABLERO	SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA
Viga de acero	Losa de hormigón colada in situ, losa de hormigón prefabricada, emparrillado de acero, paneles encolados/clavados, madera tesada	 <p>(a)</p>
Vigas cajón cerradas de acero u hormigón prefabricado	Losa de hormigón colada in situ	 <p>(b)</p>
Vigas cajón abiertas de acero u hormigón prefabricado	Losa de hormigón colada in situ, losa de tablero de hormigón prefabricado	 <p>(c)</p>
Viga cajón de múltiples células de hormigón colado in situ	Hormigón monolítico	 <p>(d)</p>
Viga Te de hormigón colado in situ	Hormigón monolítico	 <p>(e)</p>
Vigas cajón prefabricadas de hormigón macizas, alivianadas o celulares con conectores de corte	Sobrecapa de hormigón colado in situ	 <p>(f)</p>
Vigas cajón prefabricadas de hormigón macizas, alivianadas o celulares con conectores de corte y con o sin postesado transversal	Hormigón integral	 <p>(g)</p>

ELEMENTOS DE APOYO	TIPO DE TABLERO	SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA
Secciones tipo canal de hormigón prefabricado con conectores de corte	Sobrecapa de hormigón colado in situ	 (h)
Sección doble Te de hormigón prefabricado con conectores de corte y con o sin postesado transversal	Hormigón integral	 (i)
Sección Te de hormigón prefabricado con conectores de corte y con o sin postesado transversal	Hormigón integral	 (j)
Secciones doble Te o Te con nervio de hormigón prefabricado	Hormigón colado in situ, hormigón prefabricado	 (k)
Vigas de madera	Hormigón colado in situ o tableros, paneles encolados / clavados o madera tensada	 (l)

Se detalla simbología para una mejor comprensión;

$L$  = Longitud de tramo de la viga (mm).

$S$  = Separación entre vigas o almas (mm).

$K_g = n * (I_{\text{viga}} + Ae_g^2) =$  Parámetro de rigidez longitudinal ( $\text{mm}^4$ ).

$$n = \frac{E_{\text{viga}}}{E_{\text{tablero}}}$$

$E_c = 0,053 * E_I * \gamma_c^{1.5} * \sqrt{f'c}$  (MPa).

$E_c = 15.300 * \sqrt{f'c}$  ( $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ ), para hormigón person normas  $\gamma_c = 2.320 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$  y  $K_I = 1$ .

$I$  = Momento de inercia de la viga ( $\text{mm}^4$ ).

$A$  = Superficie de la viga ( $\text{mm}^2$ ).

$d_e$  = Longitud entre el alma exterior de una viga y barrera para el tráfico (mm).

$t_s$  = Espesor de la losa de hormigón (mm).

$e_g$  = Longitud entre los centros de gravedad de la viga de base y el tablero (mm).

$N_c$  = Número de células de una viga cajón de hormigón.

$b$  = Ancho de la viga (mm).

$d$  = Profundidad de la viga o larguero (mm).

$e$  = Factor de corrección.

$N_b$  = Número de vigas.

$W_e$  = Un medio de la separación entre almas, más el vuelo total (mm).

$g$  = Factor de distribución.

$K$  = Constante para diferentes tipos de construcción.

$J$  = Constante torsional de St. Venant (mm<sup>4</sup>).

$NL$  = Número de carriles de diseño.

$\mu$  = Coeficiente de Poisson.

$t_g$  = Profundidad de un emparrillado de acero corrugado.

$N_b$  = Número de vigas o largueros.

$D$  = Ancho de distribución por carril (mm).

$C$  = Parámetro de rigidez.

De igual manera, para la consideración de la distribución de momentos en vigas y sobrecargas exteriores e interiores se ha concentrado en el modelo aplicable al trabajo en desarrollo.

Tabla 5 Sobrecarga carril para momentos en vigas interiores. Fuente: (Rodríguez, 2022)

Tipo de vigas	Sección transversal aplicable de la Tabla 2.3	Factores de Distribución	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado:	$S \leq 1800$ $1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_w \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $N_b \geq 4$ $4 \times 10^9 \leq K_d \leq 3 \times 10^{12}$
		$0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \left(\frac{K_d}{Lt^3}\right)^{0,1}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \left(\frac{K_d}{Lt^3}\right)^{0,1}$	
		Usar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$

Tabla 6 Distribución sobrecarga carril para corte en vigas interiores. Fuente: (Rodríguez, 2022).

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 2.3	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$0,30 + \frac{S}{7600}$	$\frac{S}{3600} \left( \frac{S}{10700} \right)^{2,0}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $110 \leq t_r \leq 300$ $N_b \geq 4$
		Ley de momentos	Ley de momentos	$N_b = 3$

Tabla 7 Sobrecarga carril para momentos en vigas exteriores. Fuente: (Rodríguez, 2022).

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 2.3	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Ley de momentos	$g = e g_{in\ Exterior}$ $e = 0,77 + \frac{d_e}{2800}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
			Utilizar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$

Tabla 8 Distribución sobrecarga carril para corte en vigas exteriores. Fuente: (Rodríguez, 2022)

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 2.3	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Ley de momentos	$g = e g_{interior}$ $e = 0,6 + \frac{d_e}{3000}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
			Ley de momentos	$N_b = 3$

### 2.7.2.2. Carga peatonal

En lo referente a cargas peatonales se debe considerar  $3628 \frac{N}{m^2}$ ; y debe tomarse en cuenta que los pasamanos deban soportar una carga de 890 N en cualquier tramo del puente (Cevallos, 2019).

### **2.7.2.3. Carga de fatiga**

La fatiga hace referencia a las tensiones que varían cíclicamente en una estructura de puente debido a cargas que son variables y repetitivas a lo largo del tiempo. Esta forma de carga está típicamente relacionada con la circulación vehicular, especialmente cuando vehículos pesados como camiones aplican cargas cíclicas en la estructura mientras transitan.

En el diseño del puente se considera las estimaciones vehiculares considerando separaciones de ejes posteriores de 9,14 m (Rodríguez, 2022).

### **2.7.2.4. Cargas ambientales**

Las fuerzas externas que impactan una estructura debido a condiciones atmosféricas o climáticas se conocen como cargas ambientales en diseño estructural. Estas cargas pueden variar según el entorno específico de la estructura e involucran factores como viento, nieve, hielo, sismos, temperaturas extremas, lluvia, entre otros (Delgado & Zuñiga, 2015). En el proceso de diseño de una estructura, es esencial considerar estas cargas ambientales para asegurar que la construcción sea estable y capaz de resistir las diversas condiciones a las que estará expuesta a lo largo de su vida útil. En lo referente al proyecto actual, se tomará en cuenta las cargas de viento, lluvia y sísmicas.

Según la normativa AASHTO, es necesario establecer distintos estados límites para una estructura, asegurando así el cumplimiento de los requisitos relacionados con la construcción, servicialidad y la seguridad, para lo cual se desarrolla a continuación algunos aspectos importantes.

### **2.7.3. Consideraciones de diseño**

La normativa AASHTO con la metodología LRFD implica la utilización de factores de carga y resistencia última, los cuales han sido derivados estadísticamente a partir de un análisis actualizado de cargas y del comportamiento estructural.

El ajuste de las cargas está influenciado por coeficientes, representados por  $\eta_D, \eta_R, \eta_I$ , los cuales están asociados con la ductilidad, redundancia e importancia operacional, respectivamente (Cevallos, 2019). Para cada límite de estado, se requiere que los elementos y conexiones cumplan con:

*Ecuación 17 de combinaciones de carga.*

$$\sum n_i \gamma_i Q_i = Q$$

Para cargas con valor máximo de  $\gamma_i$  es adecuado:

$$n_i = n_D * n_R * n_I * \geq 0,95$$

Para cargas con valor mínimo de  $\gamma_i$  es adecuado:

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D * \eta_R * \eta_I} \leq 1$$

$\eta_i$  = Factor de modificación de cargas

$\gamma_i$  = Factor de carga, multiplicador estadístico que se aplica a las solicitaciones.

$\eta_D$ : Factor relacionado a la ductilidad.

$\eta_R$ : Factor relacionado a la redundancia.

$\eta_I$ : Factor relacionado a la clasificación operacional.

$Q_i$ : Fuerzas actuantes.

$\phi$ : Factor de resistencia.

$R_n$ : Resistencia nominal.

$R_r$ : Resistencia factorizada.

### **2.7.3.1. Ductilidad**

La estructura de un puente debe ser diseñada de manera que permita la aparición de deformaciones inelásticas considerables durante los estados límites de resistencia y eventos

extremos, evitando la ocurrencia de una falla (Rodríguez, 2022). Se debe tomar en cuenta los siguientes valores:

$\eta D \geq 1,05$  Para conexiones y componentes no dúctiles.

$\eta D = 1$  Para diseños y detalles convencionales y demás límites.

$\eta D \geq 0,95$  Para componentes y conexiones en las cuales se han especificado requisitos adicionales para garantizar una mejor ductilidad.

### **2.7.3.2. Redundancia**

Utilizar un sistema continuo con múltiples rutas de carga. Las fallas anticipadas de los elementos primarios que podrían provocar el colapso del puente deben considerarse críticas y los sistemas estructurales asociados deben considerarse no redundantes. Por el contrario, los elementos y componentes cuya falla anticipada no ocasionaría el colapso del puente deberán ser diseñados como elementos no críticos, y el sistema estructural correspondiente se considerará redundante (Rodríguez, 2022).

$\eta R \geq 1,05$  Para miembros no redundantes.

$\eta R = 1$  Para niveles convencionales de redundancia y todos los demás límites.

$\eta R \geq 0,95$  Para niveles extraordinarios de redundancia.

### **2.7.3.3. Importancia operativa**

Se aplica únicamente a estados en los márgenes de resistencia y evento extremo los valores establecidos por (Rodríguez, 2022).

$\eta R \geq 1,05$  Para puentes críticos o esenciales.

$\eta R = 1$  Para puentes típicos y todos los demás límites.

$\eta R \geq 0,95$  Para puentes de menor importancia.

## 2.7.4. Estados límites

### 2.7.4.1. Límite de servicio

Se refieren a limitaciones establecidas para las tensiones, deformaciones y aberturas de fisuras en condiciones normales de servicio. Para esto se establece cuatro lineamientos de servicio según (Cabrera & Ramón, 2023)

- *“Servicio I: Combinación de cargas relacionadas al uso normal del puente con una velocidad del viento de 90 km/h y todas las cargas sin factorizar.*
- *Servicio II: Combinación de cargas con la intención de controlar la fluencia de estructuras de acero y el deslizamiento de conexiones inducidas por cargas vehiculares.*
- *Servicio III: Combinación de cargas para el análisis longitudinal relativo a la tensión en elementos de la superestructura en concreto presforzado, con el objetivo de tener un control de grietas.*
- *Servicio IV: Combinación de cargas relacionada únicamente a la tensión en columnas de concreto presforzado con el objetivo de tener un control de grietas.”* (Cabrera & Ramón, 2023, pág. 57)

### 2.7.4.2. Límite de fatiga y fractura

Deben ser tomadas en cuenta como restricciones aplicadas a un intervalo de tensiones, considerando la presencia de un solo camión de diseño durante el número estimado de ciclos que se produce en dicho rango de tensión. Este límite impone restricciones al crecimiento de las fisuras bajo las cargas correspondientes, con el objetivo de evitar la formación de fisuras durante la fase de diseño del puente (Cevallos, 2019). Estos límites se los categoriza de la siguiente manera:

- *Fatiga I: combinación de cargas de fatiga y fractura relacionadas con la vida de fatiga infinita por la inducción de cargas.*

- Fatiga II: combinación de cargas de fatiga y fractura relacionadas con la vida de fatiga finita por la inducción de cargas (Cabrera & Ramón, 2023).

#### **2.7.4.3. Límite de resistencia**

Este estado asegura la fuerza y solidez, a nivel local y general, permitiendo así resistir las conexiones de cargas significativas que el puente puede enfrentar durante su fase de diseño; pueden existir tensiones elevadas y deterioro estructural, pero se anticipa que la estructura se mantenga estable.

- *“Resistencia I: Combinación de cargas básica relacionada al uso normal vehicular del puente sin acción del viento.*
- *Resistencia II: Combinación de cargas relacionada al uso del puente bajo especificaciones especiales, vehículos de circulación restringida, o ambos; sin acción del viento.*
- *Resistencia III: Combinación de cargas relacionadas a la exposición del puente a velocidades superiores a 90 km/h.*
- *Resistencia IV: Combinación de cargas enfatizando los efectos de la carga muerta en la superestructura del puente.*
- *Resistencia V: Combinación de cargas relacionadas a uso normal vehicular del puente con la presencia de vientos con una velocidad de 90 km/m.” (Cabrera & Ramón, 2023, pág. 58)*

#### **2.7.4.4. Límite de eventos extremos**

Este límite implica evaluar situaciones extremas para asegurar la integridad estructural del puente, como durante terremotos, inundaciones o colisiones de vehículos. Estos son eventos únicos que tienen más probabilidades de repetirse durante el ciclo de diseño del puente.

Figura 25 Factores para eventos extremos. Fuente AASHTO.

Load Combination Limit State	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Use One of These at a Time			
										EQ	IC	CT	CV
STRENGTH I (unless noted)	$\gamma_p$	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—
STRENGTH II	$\gamma_p$	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—
STRENGTH III	$\gamma_p$	—	1.00	1.40	—	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—
STRENGTH IV	$\gamma_p$	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—
STRENGTH V	$\gamma_p$	1.35	1.00	0.40	1.0	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—
EXTREME EVENT I	$\gamma_p$	$\gamma_{EQ}$	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—
EXTREME EVENT II	$\gamma_p$	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00
SERVICE I	1.00	1.00	1.00	0.30	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	0.70	—	1.00	1.00/1.20	—	1.0	—	—	—	—
FATIGUE— LL, IM & CE ONLY	—	0.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Figura 26 Factores de carga permanentes. Fuente: (Rodríguez, 2022)

Tipo de Carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elemento y accesorios	1.25	0.90
DD: Fricción negativa (downdrag)	1.80	0.45
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1.50	0.65
EH: Empuje horizontal del suelo		
Activo	1.50	0.90
En reposo	1.35	0.90
EL: Tensiones residuales de montaje	1.00	1.00
EV: Empuje vertical del suelo		
Estabilidad global	1.00	N/A
Muros de sostenimiento y estribos	1.35	1.00
Estructura rígida enterrada	1.30	0.90
Marcos rígidos	1.35	0.90
Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1.95	0.90
Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1.50	0.90
ES: Sobrecarga de suelo	1.50	0.75

DW= Peso propio de las superficies de rodamiento.

DC= Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales

IM= Incremento por carga vehicular dinámica

PL= Sobrecarga peatonal.

BR= Fuerza de frenado de los vehículos

LL= Sobrecarga vehicular.

LS= Sobrecarga viva.

WS= Viento sobre la estructura.

## **2.8. Estudios previos para diseño de puente**

### **2.8.1. Estudio topográfico (falta levantamiento topográfico)**

En la ubicación donde se llevará a cabo el proyecto, es esencial realizar levantamientos topográficos detallados. Este trabajo es necesario para identificar todas las características del terreno significativas que influirán en la implementación del puente, tanto en términos de distribución planimétrica como altimétrica. También, se debe abarcar la evaluación de las vías de acceso, contemplando la formación de curvas de nivel y los perfiles de la vía a lo largo del eje y en los extremos de la calzada. Se considera el alineamiento del cauce tanto aguas arriba como aguas abajo, teniendo en cuenta los niveles de agua observados en el lugar.

Los estudios deben abarcar al menos los siguientes aspectos: un detallado levantamiento topográfico en la ubicación del proyecto, que incluya el área desde 100 metros aguas arriba y aguas abajo del eje del proyecto, así como 200 metros antes y después del cruce del río, a lo largo del eje de la carretera (Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador, 2013).

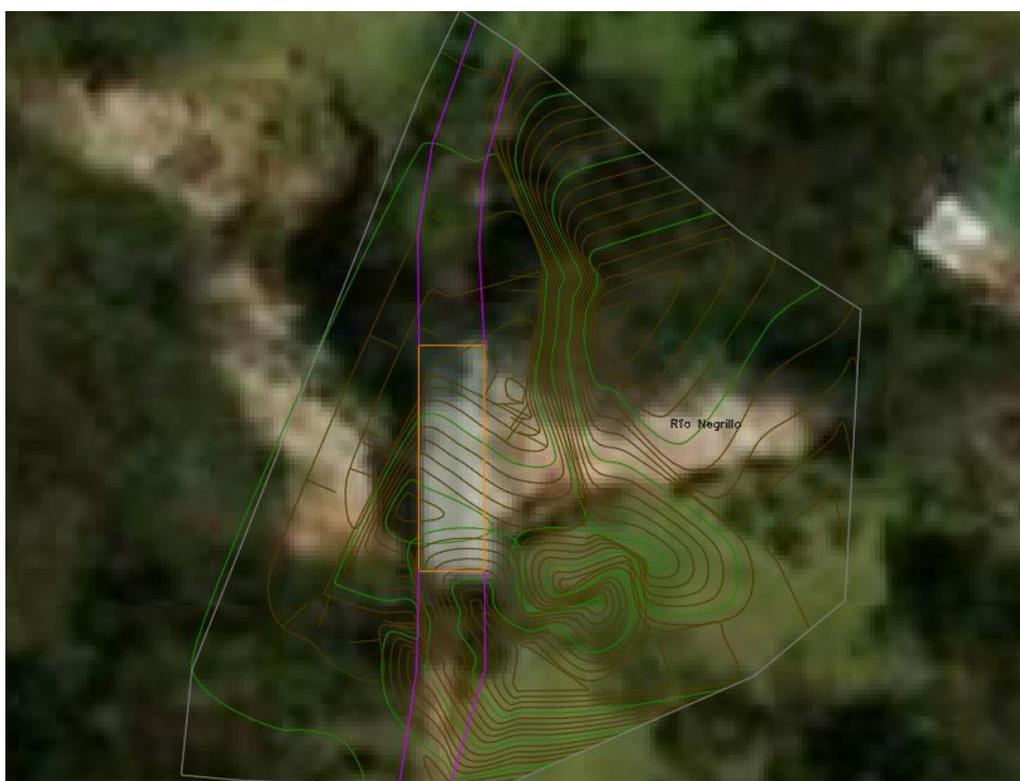
Por otro lado, Torres (2013) establece conceptos para que un experto estructural pueda dar su veredicto respecto al diseño de puente:

- Rasante económica: cuando el proyecto del puente se enlaza a una vía, entonces se intenta compensar el costo de la accesibilidad al puente manteniendo las características de la vía.
- Eje de la vía: en general se recomienda que el eje del proyecto de plantee en los sitios donde del río tenga cruces rectos, y con mayor énfasis en la perpendicularidad; no

obstante, esto no contraindica en casos que se den en curvas o ausencia de sitio perpendiculares.

En el levantamiento topográfico realizado, se puede visualizar que la zona de estudio presenta ciertas ondulaciones que podrían propender a generar socavación en lo largo del tiempo, situación que se debe tener en cuenta en el diseño.

*Figura 27 Topografía del sector. Fuente: Civil 3D.*



### **2.8.2. Estudio hidrológico**

Es un proceso que se lo realiza en el lugar de intervención a construir el puente, y su finalidad es poder identificar y predecir el comportamiento del río en todas sus etapas. Este análisis se centra en la recopilación y evaluación de datos relacionados con el flujo del agua, precipitación, socavación, escorrentía y otros factores hidrológicos que pueden influir en la seguridad y la integridad de la estructura del elemento (Torres, 2013).

Un aspecto importante para tomar en cuenta, y que sin duda determinará aspectos relevantes del cálculo, es la ubicación de las orillas del río y con la mayor exactitud posible referenciarse con el eje de vía para un replanteo adecuado.

En recomendaciones de Torres (2013) la identificación de tres niveles de estiaje ayudará a una claridad relevante como parámetro de diseño, esto se lo deberá hacer en base a datos históricos de la autoridad competente, o en su defecto, por el criterio de los habitantes del sector. Para ello se recomienda obtener los datos en los siguientes parámetros:

- N1: nivel mínimo de estiaje que dispone el río en cualquier época de año, considérese que puede ser nulo.
- N2: nivel normal de estiaje que dispone el río en cualquier época de año
- N3: nivel máximo de estiaje que se produce en las crecientes de río. (Torres, 2013)

Para la obtención de estos datos se mantuvo conversaciones con servidores del GAD de Sinincay, donde nos supieron indicar que lamentablemente no se tiene un registro histórico de los niveles de caudal del río Negrillo que es el lugar de destino de la obra civil tratada en este documento. Se procedió a realizar un trabajo en campo, manteniendo conversaciones con moradores aledaños del sector, para recabar información, bajo el criterio vivencial, de una estimación a la cual ha llegado la altura del río, en algunos casos se pudo realizar la visita instantánea. Con esta recolección de información se determina que la altura máxima que ha llegado el río es de 1,20 metros según el criterio de ciudadanos del sector.

Por otro lado, si bien este documento no se enfoca en los estudios hidrológicos para el diseño del puente, se realizó una visita de campo para tener un dato fehaciente del nivel máximo que ha llegado el caudal del río en el punto de intervención, por lo que mediante mediciones se registró 1,32 metros. Con estos dos datos recabados, se define que la altura de diseño este puente se tomará de 1,50 metros de la orilla del cauce

Es importante que este estudio pueda reflejar las posibles socavaciones que se puede dar en el área de intervención y con estimar las afectaciones futuras.

### 2.8.3. Estudio de geotecnia

Un estudio de geotecnia implica realizar un reconocimiento en el lugar, el subsuelo suelo y luego realizar análisis detallados junto con recomendaciones de ingeniería. Todo esto se hace para diseñar y construir estructuras que se apoyen en el suelo de la mejor manera posible, asegurándonos de que se comporten adecuadamente y sean duraderas (Cabrera & Ramón, 2023).

Para el desarrollo de este estudio es necesario disponer de un anteproyecto en el cual se delimite las características principales del puente, destino, cargas y demás aspectos relevantes, con esto se podrá realizar un informe más exhaustivo y exacto.

La normativa AASHTO (2020) establece cuatro perfiles de clasificación de suelos:

*Figura 28 Perfiles de suelos: Fuente AASHTO 2020.*

#### Perfil De Suelo Tipo I

- Composición consta de cualquier tipo de roca.
- Profundidad menor a 60 metros.

#### Perfil De Suelo Tipo II

- Compuesto por suelos cohesivos rígidos o suelos no cohesivos profundos.
- Profundidad mayor a 60 metros.

#### Perfil De Suelo Tipo III

- Compuesto por arcillas blandas o de rigidez media y arenas.
- Profundidad de arcillas blandas igual o mayor a 9 metros.

#### Perfil De Suelo Tipo IV

- Compuesto por arcillas blandas o limos.
- Profundidad mayor a 12 metros.

Para obtener las características del suelo en el que se desarrolla el proyecto, se realizó una visita en campo para la obtención de diez muestras mediante la aplicación de SPT (prueba

de penetración estándar) que consiste en registrar la cantidad de impactos requeridos para insertar un tubo para muestras acero, utilizando un martillo que cae repetidamente desde una altura de 76,2 centímetros.

*Figura 29 Obtención muestra método SPT. Fuente: propia.*



Con las muestras obtenidas es importante realizar prueba de laboratorio; para este trabajo se ha concentrado en realizar los siguientes para la obtención de parámetros bases para el diseño del puente.

- **Corte directo:** Se refiere al máximo valor de resistencia al corte que experimenta una muestra de suelo antes de experimentar deformación plástica.
- **Triaxial:** utilizado para determinar los parámetros de resistencia al corte de un suelo. En este ensayo, se coloca un espécimen cilíndrico de suelo dentro de una cámara a presión y se recubre con una membrana de látex; aplicar presiones en tres direcciones ortogonales sobre un espécimen de suelo, mientras se realizan mediciones exhaustivas de sus propiedades mecánicas (Salas, 2011).
- **Capacidad portante:** la cimentación que permite la transmisión de las cargas que actual hacia el suelo, por lo que comprimen el terreno en mayor o menor grado, produciendo asentamiento de los elementos de la cimentación por consiguiente de la estructura (Peña & Pérez, 2017).

El desarrollo de estos ensayos es importante para obtención datos de la cohesión (c)  $16,58 \frac{kg}{cm^2}$  y ángulo de fricción interno del suelo( $\phi$ ) de  $57,88^\circ$ .

### 3. Resultados

#### 3.1. Cálculos

Las consideraciones iniciales son ejes fundamentales para el desarrollo de los cálculos futuros, se ha tomado de referencia las recomendaciones establecidas por la norma AASHTO y sus intérpretes, además, por el destino de uso y la ubicación del proyecto, se ha dimensionado con los mínimos establecidos de cada sección y se detalla a continuación;

*Tabla 9 Consideraciones iniciales para diseño. Fuente: propia.*

Consideraciones		
Luz del puente:	21	m
N.º de vías:	2	m
Ancho de calzada:	7,2	m
Ancho de vereda:	1,2	m
Ancho total:	9,9	m
Ancho de asfalto:	0,05	m
Numero de vigas	4	u

#### 3.1.1. Cálculo de cargas

En esta sección, se calcularán los valores correspondientes a las cargas y momentos que se ven implicados en acción del puente.

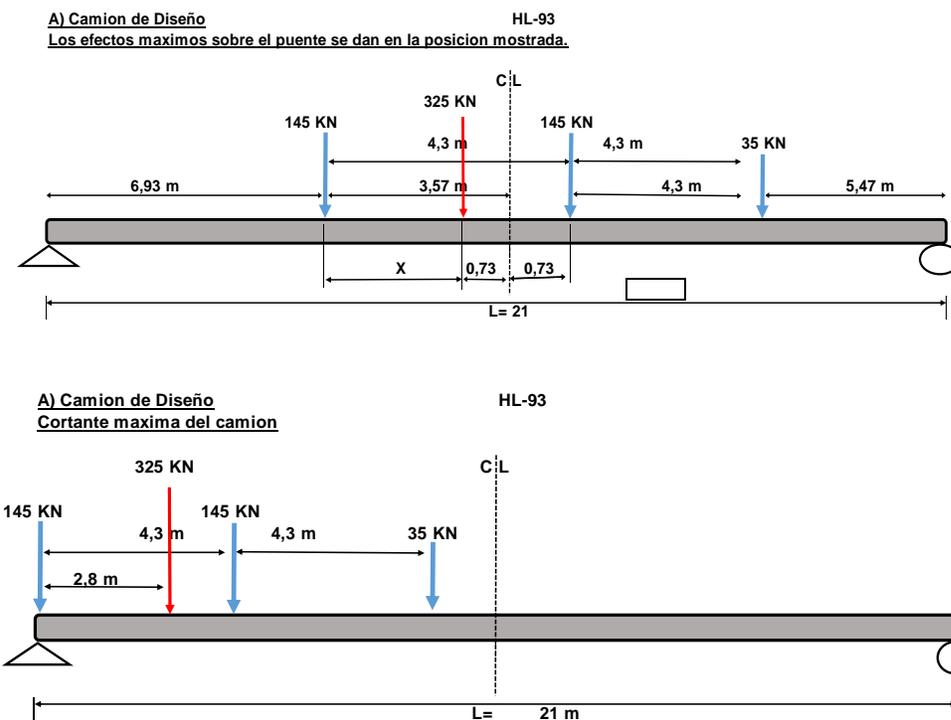
##### 3.1.1.1. Cargas vehiculares

Este tipo de cargas de consideración la posición más desfavorable para forzar a generar los momentos máximos y cortantes actuantes, esto se lo logra colocando el eje trasero del vehículo den el apoyo derecho; las especificaciones de las implicaciones numéricas de este tipo de cargas se detallaron en el capítulo anterior.

##### 3.1.1.2. Cargas de camión HL-93

La implicación de este tipo de camión para generar el momento máximo la separación mínima entre los ejes traseros, así como el cortante máximo generado en el apoyo inicial; en la gráfica se visualiza los esquemas utilizados, los cálculos se describen en los anexos:

Figura 30 Diagrama momento y cortante máximo camión. Fuente: propia.



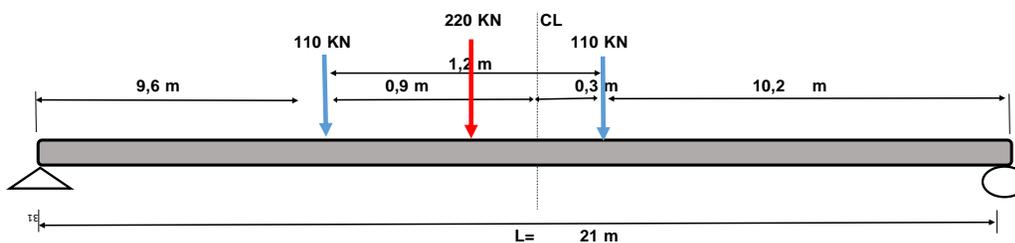
$$M_{max} = 135.315,51 \text{ kg} * m$$

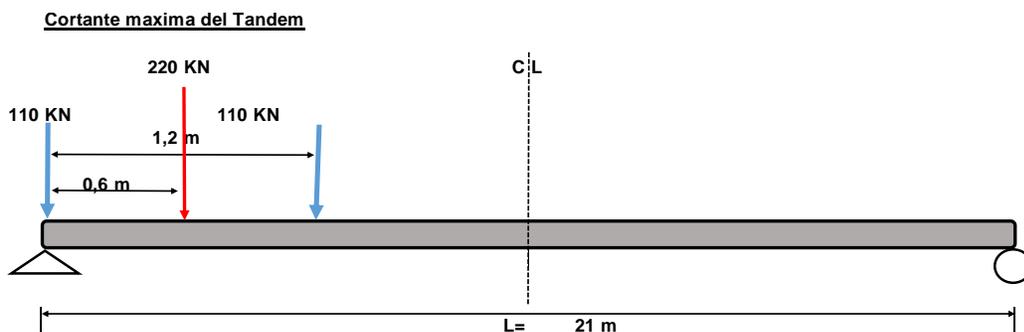
$$V_{max} = 28.641,81 \text{ kg}$$

### 3.1.1.3. Tándem de diseño

Para la generación de momento máximo el camión se simula en la posición en el centro de la luz, mientras que la segunda posición ubica el eje sobre el apoyo inicial para el cortante máximo, se detalla a continuación los cálculos.

Figura 31 Diagrama momento y cortante máximo tándem. Fuente: propia





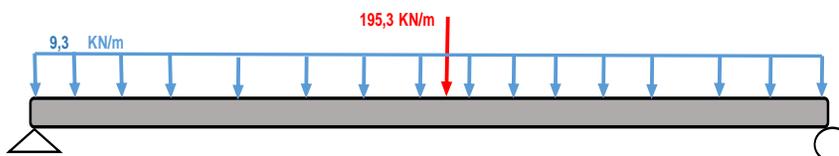
$$M \max = 111.105,29 \text{ kg} * m$$

$$V \max = 21.785,35 \text{ kg}$$

#### 3.1.1.4. Carril de carga

La representación del carril se muestra a continuación.

Figura 32 Estimación carril de carga. Fuente: propia.



Se calcula los valores del factor de distribución de sobrecarga para cada alma de la viga interna, incluidos momentos y fuerzas cortantes. Estos factores se multiplicarán por la mayor combinación entre camiones, tándem y carril de carga (Cevallos, 2019).

Teniendo en consideración las características del puente, existe ciertas condiciones que se aplican para viga metálica en las referencias obtenidas del (Rodríguez, 2022), por ende se obtiene factores de sobrecarga por carril para momentos y cortante en vigas interiores, los detalles del cálculo se encuentran en los anexos.

Tabla 10 Factor sobrecarga momento y cortante. Fuente: propia.

Distribución de Sobrecargas por Carril para Momento en Vigas Interiores		Distribución de Sobrecargas por Carril para Cortante en Vigas Interiores	
Valor de (g)	0,68	Valor de (g)	0,84

Con los factores de carga se aplica para la situación más desfavorable de la carga vehicular, contemplando el incremento por carga dinámica, que para los estados límites se establece el 33% según normativa.

Tabla 11 Solicitación total por carga vehicular. Fuente: propia.

HL-93 y Carril de carga		
Mmax	232228,8092	Kg-m
Vmax	48047,7404	Kg
Tandem y carga de diseño		
Mmax	200029,2049	Kg-m
Vmax	38928,64424	Kg
Momento y cortante en la viga interior		
Mmax	158991,8497	Kg-m
Vmax	40353,11214	Kg

### 3.1.1.5. Carga permanente

Las cargas permanentes que se tendrán en cuenta incluirán principalmente el peso propio de los elementos estructurales, accesorios no estructurales y la carga de la superficie de rodadura (Cevallos, 2019), para la losa del puente de dimensiones de 21x9.90 m se estimó de la siguiente manera.

Tabla 12 Carga permanente. Fuente: propio.

#### CONCRETO ARMADO:

##### Concreto

Resistencia a la compresión :	280	Kg/cm <sup>2</sup>
Modulo de Elasticidad :	250.998,0	Kg/cm <sup>2</sup>

##### Acero de refuerzo

Resistencia a la fluencia :	4.200	Kg/cm <sup>2</sup>
Modulo de Elasticidad :	2.100.000	Kg/cm <sup>2</sup>

#### PESO ESPECÍFICO DE LOS MATERIALES:

Concreto armado :	2.400	Kg/m <sup>3</sup>
Asfalto :	2.200	Kg/m <sup>3</sup>

#### PESOS ADICIONALES:

Baranda :	100	Kg/m
Carga peatonal: (Según AASHTO - LRFD $3.6 \times 10^{-3}$ Mpa) :	360	Kg/m <sup>2</sup>

#### Pesos de las cargas permanentes actuantes:

Peso de la losa:	480 Kg/m
Peso propio del asfalto:	110 Kg/m
Total:	590 Kg/m

Se evalúa el peso de bordillos, barandillas, aceras y momentos de autocarga debido al propio peso de las losas del piso.

Tabla 13 Peso muerto en volados. Fuente: propia.

## F) CALCULO DE LOS EXTREMOS DE LOS VOLADOS

dimension del volado desde el eje de la viga extrema	1,15 m	1,15
--	--------	------

Cargas muertas distribuidas longitudinales en el volado	
w1	Peso de la baranda 10 Kg/m
w2	Peso bordillo 432 Kg/m
w3	Peso acera 624 Kg/m
w4	Peso de la losa en volado 552 Kg/m

Momentos por cargas muertas en el volado	
w1	Peso de la baranda 11 Kg-m
w2	Peso bordillo 475,2 Kg-m
w3	Peso acera 312 Kg-m
w4	Peso de la losa en volado 317,4 Kg-m
$\Sigma M_{CMV} = 1115,6 \text{ Kg-m}$	

Cargas viva en el volados	
$E = 0,8X + 1,143 = 2,03 \text{ m}$	$X = 0,90 \text{ m}$

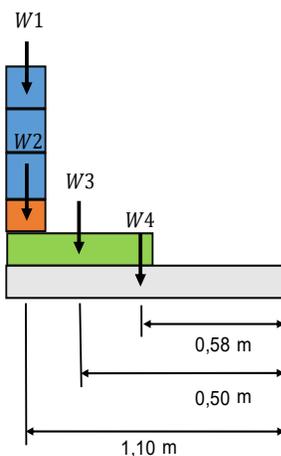
Momento por metro transversal de losa
---------------------------------------

$$M(-LL) = \frac{P}{E} * X = 3222,2 \text{ Kg-m}$$

Momento ultimos para tramos internos y volados de la losa
---

$$Mu = 1,25 * DC + 1,5 * DW + 1,75(LL + IM) =$$

$$\begin{aligned} \text{Tramos internos } Mu &= 5148,4 \\ \text{Tramos en voladizo } Mu &= 7033,39 \end{aligned}$$



DC= Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales  
 DW= Peso propio de las superficies de rodamiento.  
 BR= Fuerza de frenado de los vehiculos  
 IM= Incremento por carga vehicular dinámica  
 LL= Sobrecarga vehicular.  
 PL= Sobrecarga peatonal.  
 LS= Sobrecarga viva.

### 3.1.1.6. Carga viva

El cálculo del momento debido a la carga viva se realiza de la siguiente manera:

$$P = 7250 \text{ kg}$$

$$Se \text{ (separación efectiva entre vigas)} = 2.05 \text{ m}$$

$$M(\pm)_{LL} = \frac{(S_e + 0.61)}{9.74} * P = 2633,37 \text{ kg} * m$$

### 3.1.2. Diseño de superestructura de acero

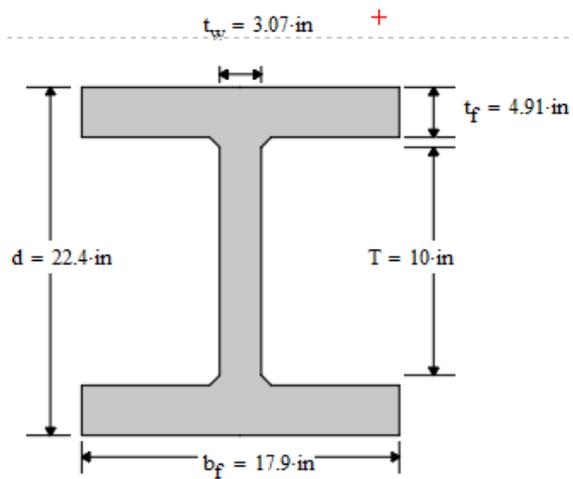
La estimación y cálculo de un perfil de acero que cumpla la servicialidad para la cual está destinado la obra civil es vital en esta etapa del diseño; por ello, se determina que el perfil W14x730 dispone de las características adecuadas, con una ubicación entre ellos de 2,50 m y las vigas exteriores a 1,15 m del borde.

A continuación, se detalla las propiedades del perfil:

Figura 33 Propiedades perfil W14x730. Fuente: propia.

$\text{Perfil}_w = \text{"W14X730"}$	$S_x := (\text{Perfil}_w^{(8)})_{\text{Per}_w} \text{ in}^3$
$A_g := (\text{Perfil}_w^{(1)})_{\text{Per}_w} \text{ in}^2$	$S_x = 1.28 \times 10^3 \cdot \text{in}^3$
$A_g = 215 \cdot \text{in}^2$	$r_x := (\text{Perfil}_w^{(9)})_{\text{Per}_w} \text{ in}$
$d := (\text{Perfil}_w^{(2)})_{\text{Per}_w} \text{ in}$	$r_x = 8.17 \cdot \text{in}$
$d = 22.4 \cdot \text{in}$	$Z_x := (\text{Perfil}_w^{(10)})_{\text{Per}_w} \text{ in}^3$
$t_w := (\text{Perfil}_w^{(3)})_{\text{Per}_w} \text{ in}$	$Z_x = 1.66 \times 10^3 \cdot \text{in}^3$
$t_w = 3.07 \cdot \text{in}$	$I_y := (\text{Perfil}_w^{(11)})_{\text{Per}_w} \text{ in}^4$
$b_f := (\text{Perfil}_w^{(4)})_{\text{Per}_w} \text{ in}$	$I_y = 4.72 \times 10^3 \cdot \text{in}^4$
$b_f = 17.9 \cdot \text{in}$	$r_y := (\text{Perfil}_w^{(12)})_{\text{Per}_w} \text{ in}$
$t_f := (\text{Perfil}_w^{(5)})_{\text{Per}_w} \text{ in}$	$r_y = 4.69 \cdot \text{in}$
$t_f = 4.91 \cdot \text{in}$	$h_o := (\text{Perfil}_w^{(13)})_{\text{Per}_w} \text{ in}$
$T := (\text{Perfil}_w^{(6)})_{\text{Per}_w} \text{ in}$	$h_o = 17.5 \cdot \text{in}$
$T = 10 \cdot \text{in}$	$J := (\text{Perfil}_w^{(14)})_{\text{Per}_w} \text{ in}^4$
$I_x := (\text{Perfil}_w^{(7)})_{\text{Per}_w} \text{ in}^4$	$J = 1.45 \times 10^3 \cdot \text{in}^4$

Figura 34 Perfil W14x730. Fuente: propia.



Con la ayuda de software se realiza la simulación de cargas en el puente con las condiciones establecidas, todo esto servirá para poder datos de momentos y cortante para compararlos y ver que cumplan las solicitaciones de uso.

Figura 35 Carga de asfalto. Fuente: CSI Bridge.

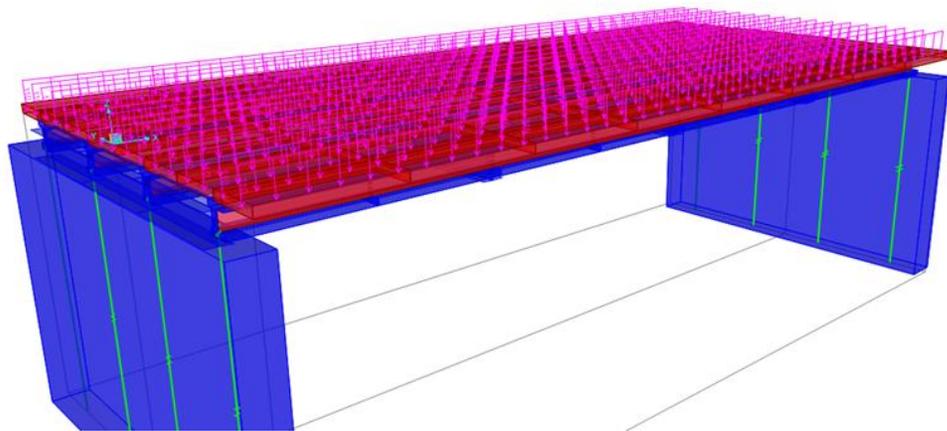


Figura 36 Carga de aceras. Fuente: CSI Bridge.

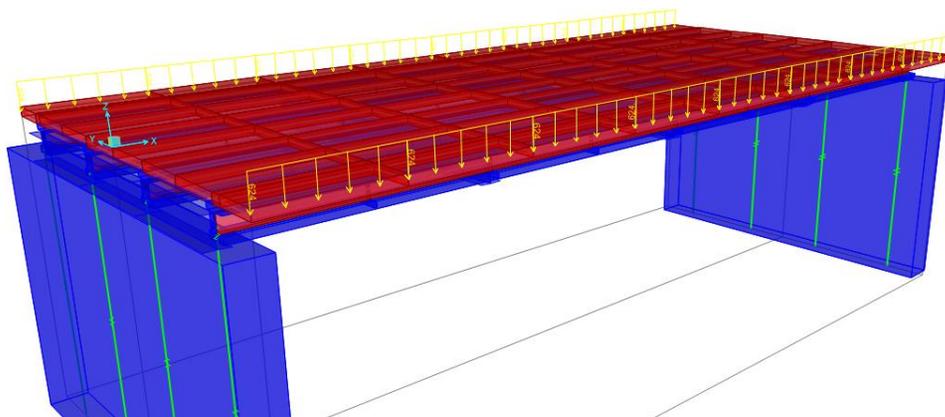


Figura 37 Carga de barandas. Fuente: CSI Bridge.

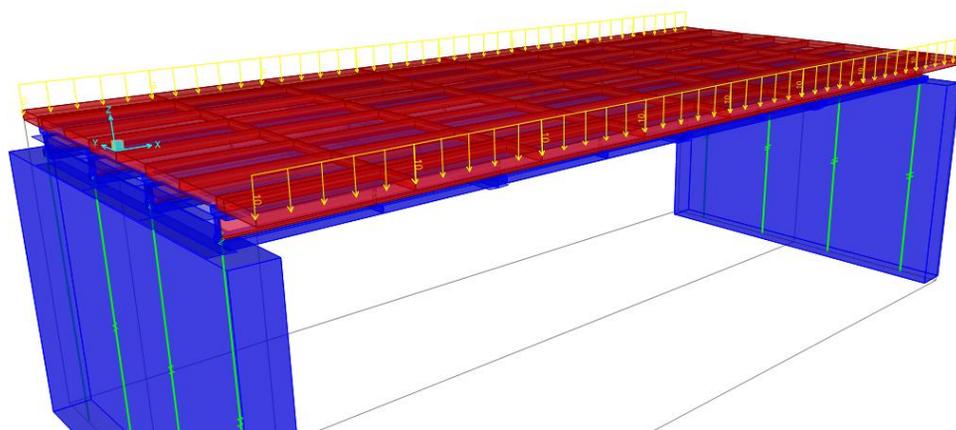
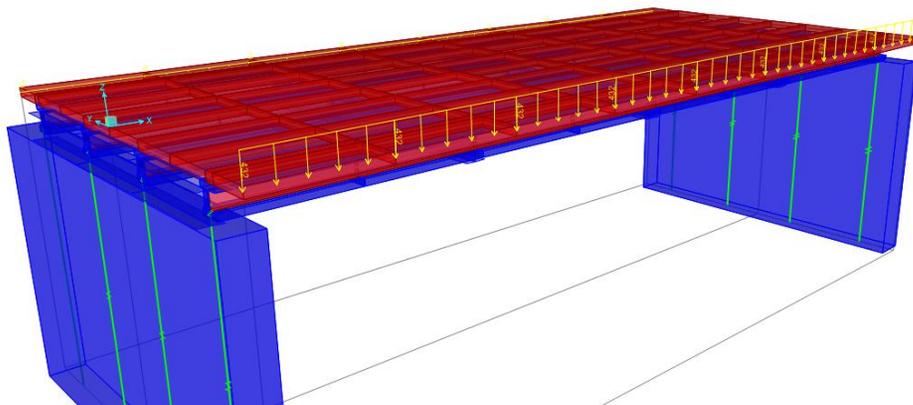


Figura 38 Carga de bordillos. Fuente: CSI Bridge.



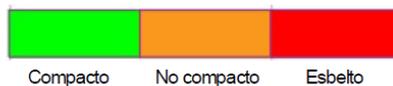
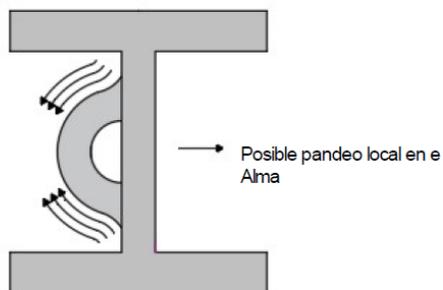
En la selección de perfil en conjunto con la simulación desarrollada es importante poder estimar que se cumpla la esbeltez en el ala y alma.

Figura 39 Cálculo esbeltez alma y ala perfil. Fuente: propia.

ALMA

$$\lambda_{\text{Alma}} := \frac{T}{t_w}$$

$$\lambda_{\text{Alma}} = 3.257$$



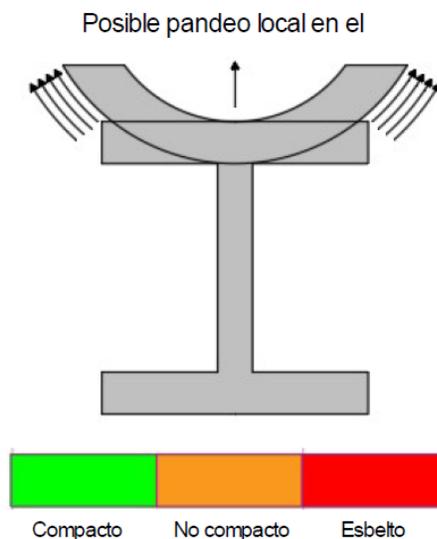
$$\text{TipoAlma} := \begin{cases} \text{"Compacto"} & \text{if } \lambda_{\text{Alma}} < 3.36 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_y}} < 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_y}} \\ \text{"No compacto"} & \text{if } 3.36 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_y}} < \lambda_{\text{Alma}} < 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_y}} \\ \text{"Esbelto"} & \text{if } 3.36 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_y}} < 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_y}} < \lambda_{\text{Alma}} \end{cases}$$

$$\text{TipoAlma} = \text{"Compacto"}$$

**ALA**

$$\lambda_{Ala} := \frac{b_f}{2 \cdot t_f}$$

$$\lambda_{Ala} = 1.823$$



$$\text{Tipo}_{Ala} := \begin{cases} \text{"Compacto"} & \text{if } \lambda_{Ala} < 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_y}} < 1 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_y}} \\ \text{"No compacto"} & \text{if } 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_y}} < \lambda_{Ala} < 1 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_y}} \\ \text{"Esbelto"} & \text{if } 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_y}} < 1 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{\sigma_y}} < \lambda_{Ala} \end{cases}$$

$$\text{Tipo}_{Ala} = \text{"Compacto"}$$

Siguiendo la directriz de comprobación de funcionalidades del perfil, se procede a comparar que la plastificación del acero, para lo cual establece una hoja de cálculo en Mathcad, alojada en los anexos. Bajo las estimaciones realizadas, el perfil podría presentar pandeo lateral, para lo cual se va a colocar diafragmas cada 5,25 metros.

### 3.1.2.1. Resistencia de momento nominal a flexión

Para garantizar que la viga cumpla con los requisitos de flexión, se debe considerar el momento obtenido mediante la modelación en CSI Bridge, que alcanza sus valores más altos en

el centro de la luz, a los 10,5 m. Al comparar estos valores con el momento nominal, se espera que los primeros sean inferiores.

Para poder realizar una comparativa se estima primero el momento nominal, detalles de cálculo en anexos, obteniendo un valor de:

$$\Phi M_n = 1.117.517 \text{ kgf}\cdot\text{m.}$$

Valores obtenidos de momento último en la simulación en CSI Bridge mostrados a continuación denotan que la viga cumple a flexión.

$$\text{Resistencia } \mu = 978.994,6 \text{ kgf}\cdot\text{m.}$$

$$\text{Servicio } \mu = 761.294,5 \text{ kgf}\cdot\text{m.}$$

Figura 40 Momento máximo para el estado de resistencia. Fuente: CSI Bridge.

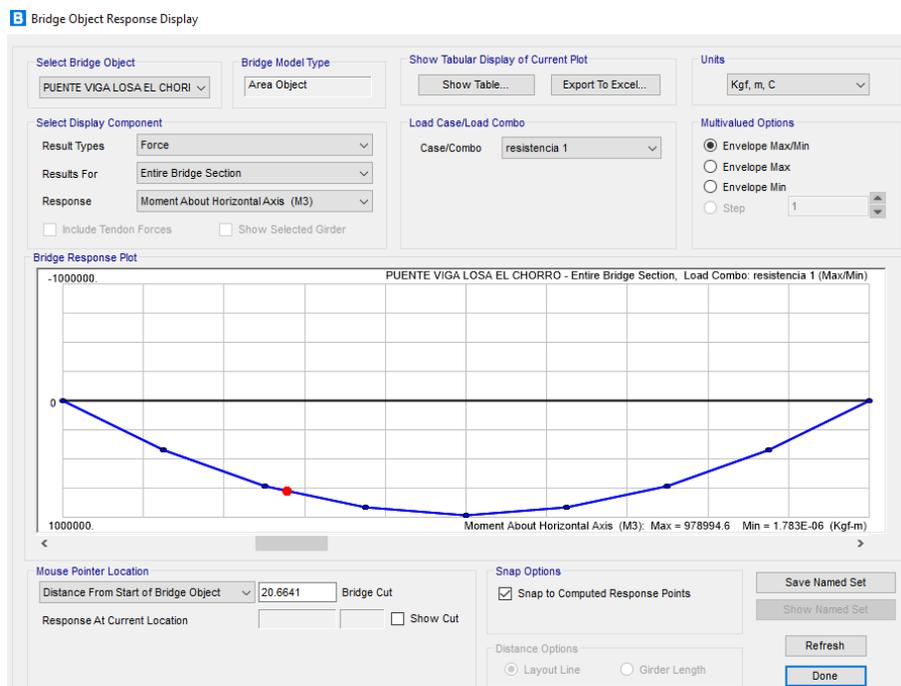
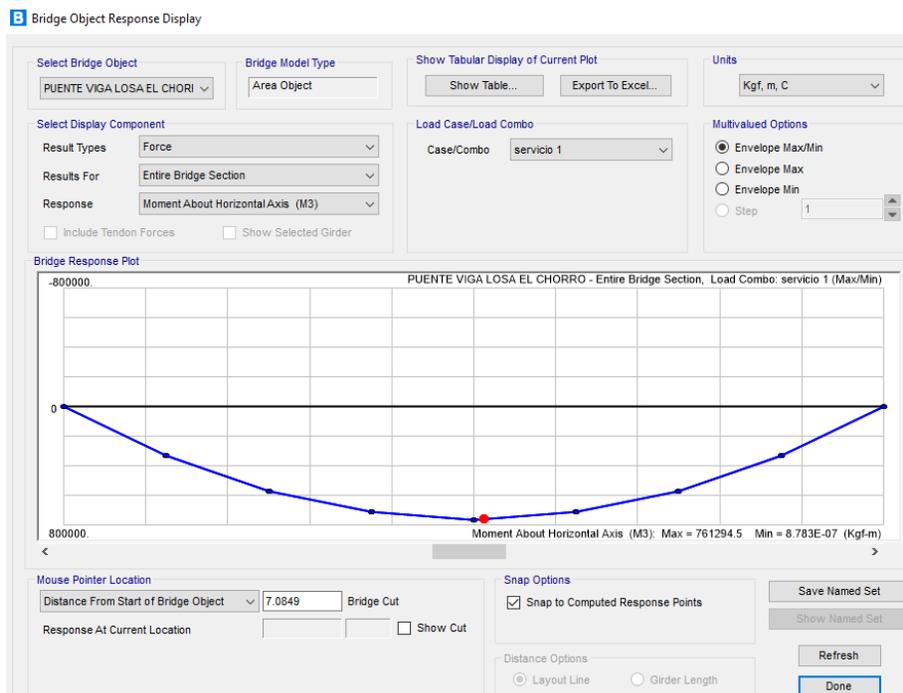


Figura 41 Momento máximo para el estado de servicio. Fuente: CSI Bridge.



Para poder concluir que el perfil utilizado está siendo óptimo, su factor de utilización debe igual o menor a 1, como se puede apreciar el mismo está trabajando al 87.6% siendo un valor adecuado.

$$F_u = \frac{Mu}{\Phi M_n} = \frac{1.117.517 \text{ kgf} * \text{m}}{978.994,6 \text{ kgf} * \text{m}} = 0,8760$$

### 3.1.2.2. Resistencia nominal a cortante

Como se realizó con los momentos, se debe seguir el procedimiento enfocado al corte con las formulas respectivas al caso para obtener el valor nominal, obteniéndose un valor de:

$$\Phi V_n = 375.981 \text{ kgf.}$$

Se realiza la simulación del CSI Bridge para obtener los valores de resistencia y servicio último para compararlos con los calculados en cortante nominal, valiendo de esta manera que cumple con el factor de utilización.

$$V_u \text{ por resistencia: } 179.402,73 \text{ kgf.}$$

Vu por servicio: 139.524,35 kgf.

Figura 42 Cortante para el estado de resistencia. Fuente: CSI Bridge.

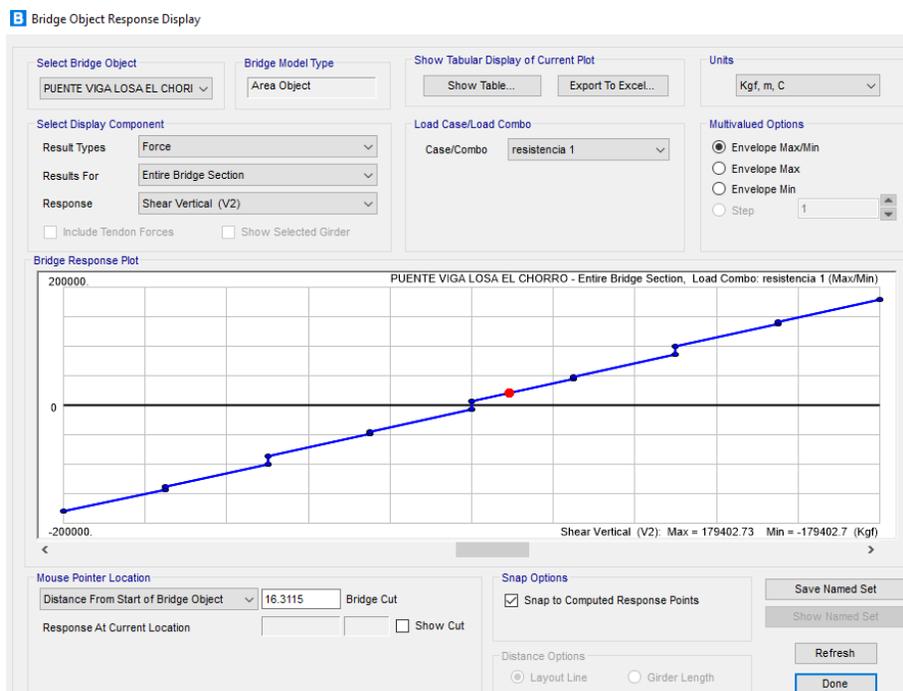
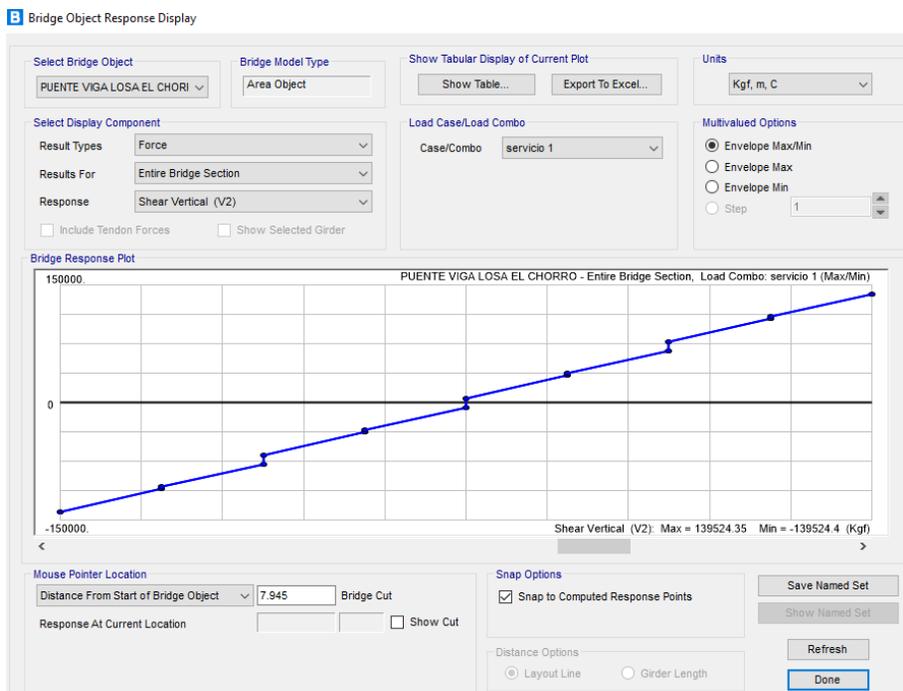


Figura 43 Cortante para el estado de servicio. Fuente: CSI Bridge.



El factor de utilización se encuentra en 47.71% siendo un valor que cumple los parámetros.

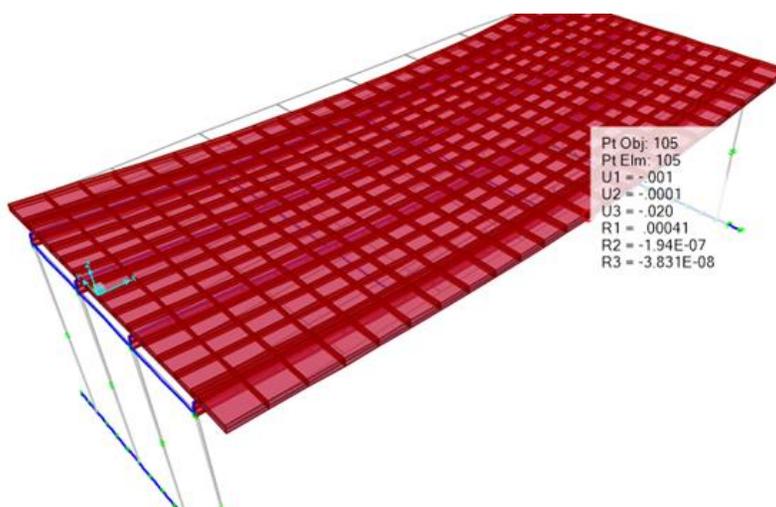
$$F_{uv} = \frac{Vu}{\Phi V_n} = \frac{179.402,73 \text{ kgf}}{375.981 \text{ kgf}} = 0,4771$$

### 3.1.2.3. Deflexión

Para la estimación de la deflexión que la superestructura se debe considerar como límite el siguiente:

$$Deflexión_{max} = \frac{21}{800} = 0,02625 \text{ m} = 2,265 \text{ cm}$$

Figura 44 Deflexión superestructura. Fuente: CSI Bridge.

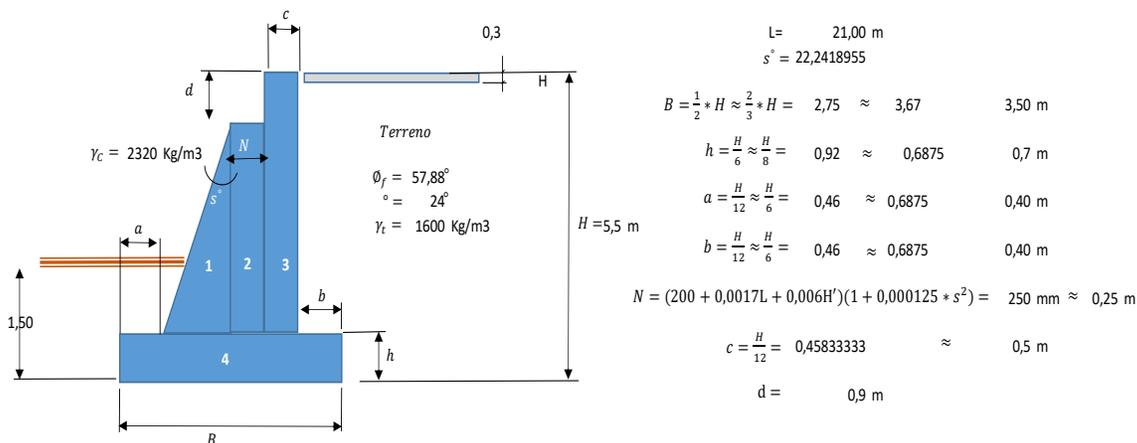


La simulación realizada en CSI Bridge es de 2 cm que es menor a la estimada como límite, por lo tanto, cumple este apartado.

### 3.1.3. Cálculo de la infraestructura

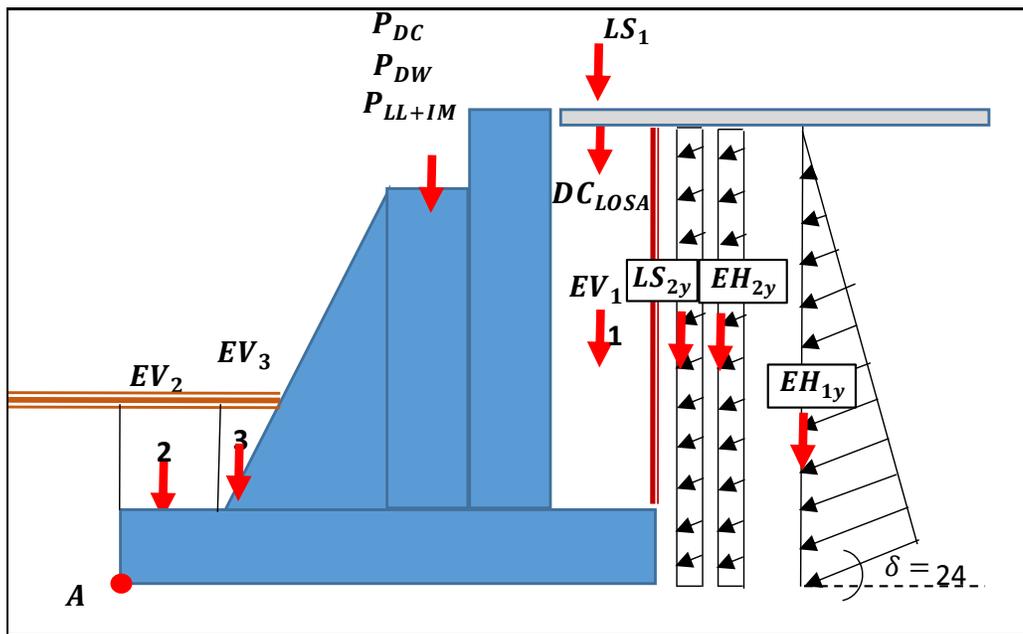
#### 3.1.3.1. Estribos

Para el diseño de este elemento se realiza una estimación inicial de predimensionamiento para poder incluir los demás parámetros que establece la normativa AASHTO.



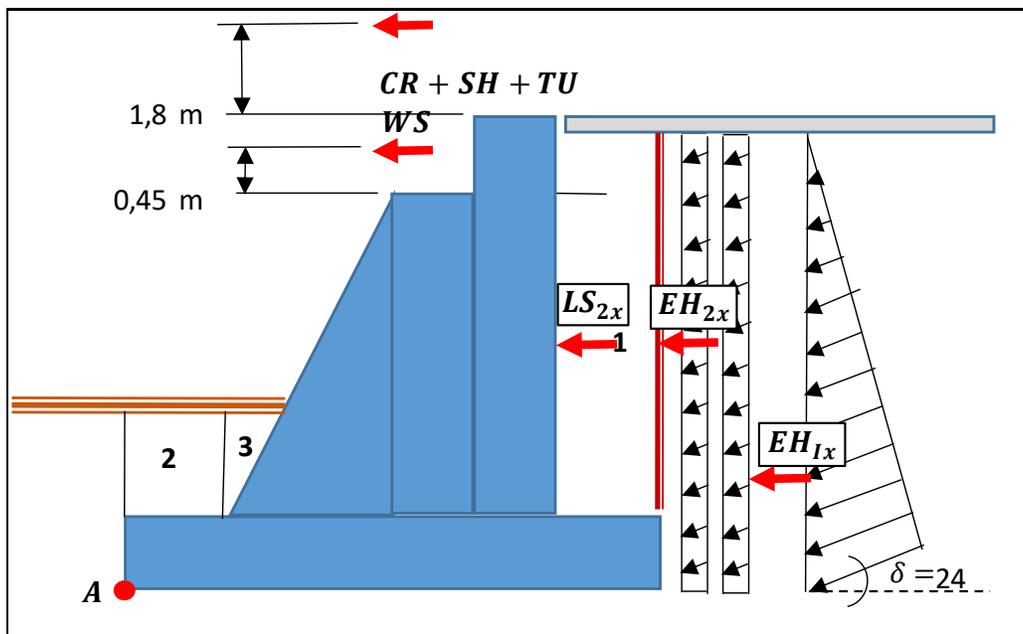
Con estos parámetros iniciales se procede a realizar las estimaciones de las cargas verticales y horizontales con las implicaciones de los empujes activos y pasivos en el estribo.

Figura 45 Cargas verticales estribo. Fuente: propia.



CARGA	TIPO	V(Kg/m)	Xa (m)	Mv (Kg-m/m)
$DC_{ESTR}$	DC	23919	2,05	48918
$DC_{LOSA}$	DC	209	3,3	689
$P_{DC}$	DC	7000	2,30	16100
$P_{DW}$	DW	800	2,3	1840
$EV$	EV	3601	2,70	9713
$EH_{1y}$	EH	710	3,50	2486
$EH_{2y}$	EH	119	3,50	416
$P_L$	LL	7250	2,3	16675
$LS_1$	LS	384	3,3	1267
$LS_{2y}$	LS	219	3,50	765
$\Sigma$		44211		98869

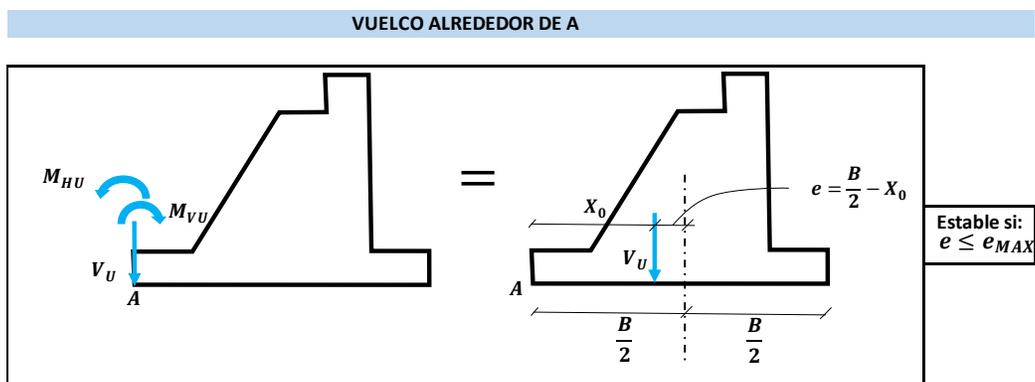
Figura 46 Cargas horizontales estribo. Fuente: propia.



CARGA	TIPO	H(Kg/m)	Ya (m)	Mv (Kg-m/m)
$EH_{1x}$	EH	1595	1,73	2765
$EH_{2x}$	EH	267	2,60	694
$LS_{2x}$	LS	491	2,60	1276
$WS$	WS	150	5,05	758
$BR$	BR	1692,003332	7,30	12352
$CR + SH + TU =$	$CR + SH + TU$	900	5,05	4545
$\sum$		5095		22389

Una vez obtenido las fuerzas y momentos actuantes en este el elemento, la normativa solicita la comprobación de cumplimiento de los siguientes tres parámetros:

Figura 47 Comprobación volcamiento. Fuente: propia.



ESTADO	$V_u$ (Kg/m)	$M_{vu}$ (Kg-m/m)	$M_{hu}$ (Kg-m/m)	$X_o = \frac{M_{vu} - M_{hu}}{V_u}$ (m)	$e = \frac{B}{2} - X_o$ (m)	$e_{max} = \frac{B}{3}$ (m)	$e \leq e_{MAX}$
Resistencia I	59957	135096	31309,06	1,731	0,019	1,167	SI CUMPLE
Resistencia III	46215	102359	8521,07	2,030	-0,280	1,167	SI CUMPLE

Figura 48 Comprobación deslizamiento. Fuente: propia.

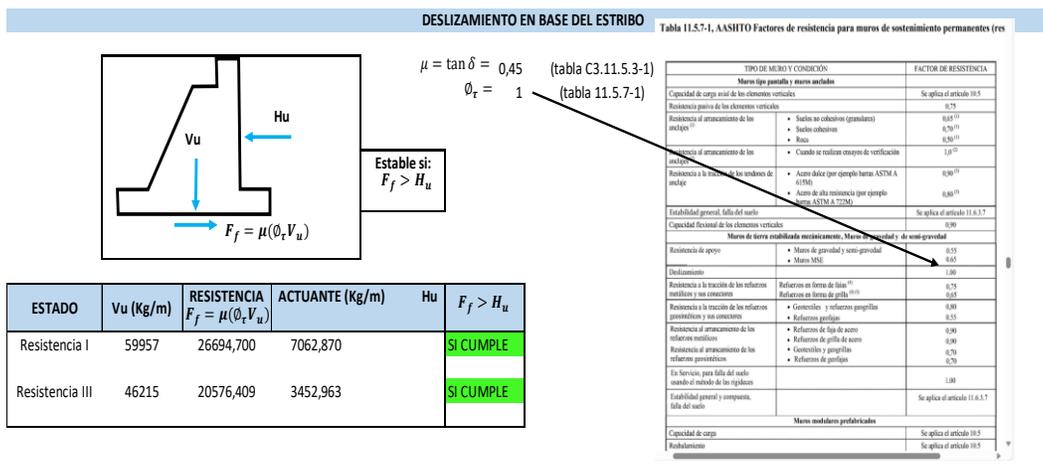
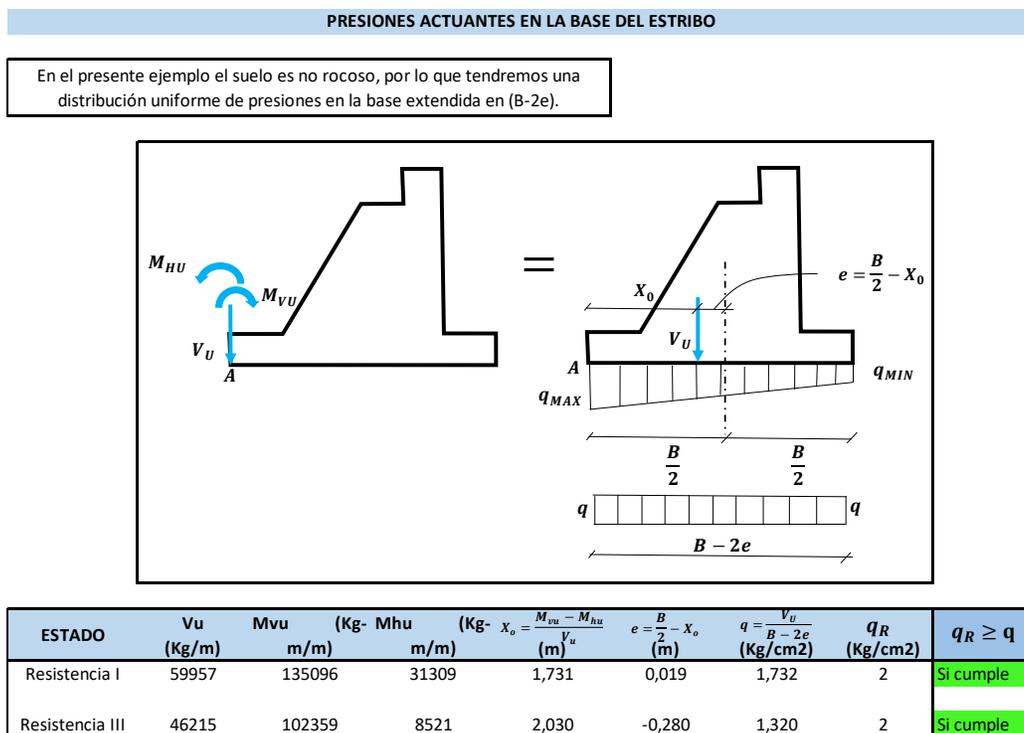


Figura 49 Comprobación presión actuante. Fuente: propia.



### 3.1.4. Diseño de la losa

Con referencia a lo establecido en la AASHTO, siempre que el espesor de la placa pueda soportar el momento de flexión, no es necesario verificar la resistencia al corte, por lo que continuamos evaluando el espesor mínimo de la placa.

Figura 50 Perfil y datos de cálculo. Fuente: propia.

Propiedades de la sección		
h		56,86 cm
b		45,46 cm
tw		7,79 cm
tf		12,47 cm
Ancho veredas		1,20 m
L		21,00 m
de		2,50 m
resistencia del hormigon	f'c	280 kg/cm <sup>2</sup>
fluencia del acero	fy	4200 kg/cm <sup>2</sup>
momento ultimo interno	Mu	5148,4 kg*m
momento ultimo volado	Mu	5279,2 kg*m
luz tramo de losa	L	3 m
luz tramo puente	s	2,05 m

Ecuación 18 Espesor mínimo losa.

$$t_{min} = \frac{1,2 * (s + 300)}{300} = 19.4 \text{ cm}$$

Con este dato mínimo calculado, para el diseño de la losa se opta por un espesor de 20 cm. El refuerzo principal se dispondrá en dirección perpendicular al tráfico; además, se dividirá la losa en franjas de 1 metro, considerando las cargas y momentos calculados, tanto para los volados como para los tramos intermedios ubicados entre los ejes de las vigas (Cevallos, 2019).

#### 3.1.4.1. Acero principal en tramos intermedios

La realización de este acero demanda la cuantificación de coeficientes antes de aplicar las fórmulas antes descritas; se elige varilla de 14 mm para esta sección de la estructura.

Figura 51 Acero principal tramos intermedios. Fuente: propia.

Acero principal en tramos intermedios		
coeficiente de refuerzo	k	0,06671
indice de refuerzo	q	0,06957
cuantía	$\rho$	0,00464
cuantía mínima		0,00330
diametro varilla	$\emptyset$	14 mm
area de la varilla	Av	1,539 cm <sup>2</sup>
# varillas	u	3,752 cm <sup>2</sup>
# varillas asumidas	u.m	4
area de acero total	As	6,158 cm <sup>2</sup>
area de acero minima	Asmin	5,775 cm <sup>2</sup>
separacion	s	25 cm

### 3.1.4.2. Acero principal en volados

Para este acero se realiza cálculo igual al anterior con las variaciones adecuadas según corresponde a la sección del volado; para este caso se establece varilla de 18 mm.

Figura 52 Acero principal volados. Fuente: propia.

Acero principal en volados		
coeficiente de refuerzo	k	0,068405849
indice de refuerzo	q	0,071414901
cuantía	$\rho$	0,00476
diametro varilla	$\emptyset$	18 mm
area de la varilla	Av	2,545 cm <sup>2</sup>
# varillas	u	6,478195647
# varillas asumidas	u.m	7
area de acero total	As	17,813 cm <sup>2</sup>
area de acero minima	Asmin	16,485 cm <sup>2</sup>
separacion	s	14 cm

### 3.1.4.3. Acero transversal

Para este acero se puede visualizar que no cumple con lo que establece la norma, por tanto, se debe asumir una nueva cantidad referente al acero total, quedando así con varilla de 12 mm.

Figura 53 Acero trasversal . Fuente: propia.

Acero transversal					
Acero transversal	Ast	84,60504183	<	67 %	No Cumple
area acero transversal	As	4,126 cm <sup>2</sup>			
diametro varilla	$\emptyset$	12 mm			
area de la varilla	Av	1,131 cm <sup>2</sup>			
# varillas	u	3,648184973			
# varillas asumidas	u.m	4			
separacion	s	25 cm			

### 3.1.4.4. Acero por contracción y temperatura

Se establece varilla de 10 mm para esta sección.

*Figura 54 Acero contracción y temperatura. Fuente: propia.*

Acero por contracción y temperatura		
cuantía	$\rho$	0,0018
area acero cont. y temp.	Atemp	3,15 cm <sup>2</sup>
diametro varilla	$\emptyset$	10 mm
area de la varilla	Av	0,785 cm <sup>2</sup>
# varillas	u	4,010704566
# varillas asumidas	u.m	5
separacion	s	20 cm

### 3.2. Presupuesto

El presupuesto se ha establecido en \$159.002,41 en referencia a proyectos similares y a los precios de materiales y suministros vigentes a la fecha de elaboración del proyecto.

Tabla 14 Presupuesto referencial. Fuente: propia.

ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
<b>1</b>	<b>PRELIMINARES</b>				<b>\$3.049,04</b>
1,1	Replanteo y nivelación	m2	150	\$1,32	\$198,00
1,2	Desbroce y limpieza de terreno	m3	150	\$1,37	\$205,50
1,3	Campamento de Obra	u	1	\$2.305,00	\$2.305,00
1,4	Señalización	u	1	\$340,54	\$340,54
<b>2</b>	<b>SUB-ESTRUCTURA</b>				<b>\$61.303,45</b>
2,1	Excavacion y movimiento de tierra	m3	320	\$22,86	\$7.315,20
2,2	Relleno compactado	m3	120	\$11,09	\$1.330,80
2,3	Hormigón estribos ,f`c=280 kg/cm2	m3	25	\$275,70	\$6.892,50
2,4	Pilotes	m4	14	\$275,70	\$3.859,80
2,5	Acero de refuerzo fy=4,200 kg/cm2	kg	6795	\$2,13	\$14.473,35
2,6	Muro de gaviones f`c=210 kg/cm2	m3	185	\$148,28	\$27.431,80
<b>3</b>	<b>SUPER-ESTRUCTURA</b>				<b>\$73.598,71</b>
3,1	Hormigón de losa, diafragmas f`c=280kg/cm2	m3	101,05	\$299,84	\$30.298,83
3,2	Acero de refuerzo fy=4,200 kg/cm2	kg	19724	\$2,13	\$42.012,12
3,3	Perfiles				
3,4	Almohadillas de Neopreno dureza 60	u	4	\$321,94	\$1.287,76
<b>4</b>	<b>OTROS</b>				<b>\$6.596,44</b>
4,1	Barandas tubo galvanizado	m	42	\$129,13	\$5.423,46
4,2	Pintura y señalización informativa	u	1	\$671,28	\$671,28
4,3	Desalojo de material	m3	145	\$3,46	\$501,70
				<b>TOTAL DIRECTOS</b>	<b>\$144.547,64</b>
				<b>TOTAL INDIRECTOS</b>	<b>\$14.454,76</b>
				<b>TOTAL</b>	<b>\$159.002,41</b>

### 3.3. Cronograma de actividades

El desarrollo de este trabajo de titulación se basó en los planteamientos establecidos inicialmente para el cumplimiento de los objetivos, y se detalla a continuación.

Objetivos	Actividades	Mes 1				Mes 2				Mes 3				Mes 4				Horas
		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	
<b>Establecer los parámetros iniciales del puente a diseñar para la comunidad El Chorro.</b>	Reconocimiento para evaluar la problemática actual de la vía de acceso entre las comunidades	X																8
	Socialización con los dirigentes y convenio con el GAD	X	X															16
	Revisar bibliografía			X	X													16
	Delimitar el proyecto con puntos de control previo al levantamiento topográfico				X	X												16
	Levantamiento Topográfico				X	X												16
	Obtención de normas y precios					X	X											16
	Levantamiento topográfico							X										8
	Redactar documentos								X									8
<b>Proponer el diseño estructural calculado para el puente.</b>	Procesamiento de toda la información recogida							X	X									16
	Determinación del material adecuado para el diseño								X									8
	Obtención de dimensiones del proyecto								X	X								16
	Cálculos para el diseño del puente basado en la norma AASHTO LRFD									X	X	X						24
	Diseño de la estructura tipo puente										X	X	X					24
<b>Desarrollo de presupuesto, planos y documento final</b>	Elaboración de presupuesto											X	X					16
	Elaboración de planos													X	X			16
	Redacción de documento final						X	X	X	X	X	X	X	X	X			50
	Revisión del documento por parte del tutor															X	X	16
	Verificación del diseño estructural																X	4
<b>Total horas</b>																<b>294</b>		

### **3.4. Conclusiones**

- El proyecto se encuentra en una zona geográfica que presenta una topografía ondulada por lo que para la construcción del puente será indispensable realizar trabajos previos de nivelación de terreno.
- El levantamiento vivencial y visual de los niveles máximo de caudal en el río Negrillo, denotó para que se plantee un diseño de puente con una altura 1,50 metros, teniendo un rango de tolerancia aceptable respecto al caudal superior registrado.
- Para el puente que une las comunidades de El Chorro con Playas del Carmen se estableció una luz de diseño de 21 m con un ancho total de 9,90 m, para circulación vehicular de 2 carriles de 3.6 m por cada sentido, y, para el uso peatonal, veredas de 1,20 m de ancho.
- Bajo las consideraciones establecidas en este puente, se ha estimado un costo total de la obra de \$159.002,41 con referencia de precios a la fecha del proyecto.
- Para la superestructura se determinó la utilización de perfiles W14x730 que tiene una utilización de 87.6% frente a aplicación de cargas estimadas sobre la estructura civil, cumpliendo de manera satisfactoria lo establecido por normativa, además, se quedando un rango de tolerancia aceptable frente a cualquier imprevisto que pudiera presentarse en la vida útil de la estructura.

### **3.5. Recomendaciones**

- Para llevar a cabo la ejecución de la obra se sugiere la revalidación de los datos obtenidos en los estudios topográficos y geológicos, con la finalidad de fortalecer lo establecido en este trabajo de titulación.
- La utilización de precios actualizados y la disponibilidad de los materiales a la fecha de ejecución de la obra será un aspecto importante para considerar para la construcción del puente.

- Un análisis comparativo económico y técnico de un proyecto con similares características, pero derivando la utilización de hormigón pretensado podría dar indicadores significativos para una decisión justificada en la utilización de materiales más adecuado en este tipo de obras civiles.
- Estudios hidrológicos, geotécnicos y demás complementarios son esenciales para el que este proyecto presente una integralidad en la propuesta, garantizado el funcionamiento efectivo del puente con la optimización de recursos.

## Bibliografía

- Delgado Bonilla, H. (2012). *Análisis, diseño y proceso constructivo de un puente de hasta 15m*. Costa Rica: INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA.
- Benavides, J., Díaz , J., Hernández , L., & Mora, E. (2022). *EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN PUENTE EN LA RUTA SPONDYLUS DEL ECUADOR*. Quito, Ecuador: Revista Ciencia y Construcción.
- Cabrera, W., & Ramón, R. (2023). *DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE EN VIGAS DE HORMIGÓN PRETENSADO EN EL SECTOR CHIQUIRO DEL CANTÓN SARAGURO*. Cuenca, Ecuador: Universidad Politécnica Salesiana.
- Cevallos, M. (2019). *DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA EN HORMIGÓN PRETENSADO Y ACERO DE UN PUENTE EN LA AV. AURELIO JARAMILLO, CIUDAD AZOGUES*. Azogues, Ecuador: Universidad Católica de Cuenca Sede Azogues.
- Delgado, C., & Zuñiga, B. (2015). *COMPARACIÓN DE COSTOS ENTRE PUENTES CON VIGAS DE ACERO, CONCRETO REFORZADO Y POSTENSADO CONSIDERANDO LA VARIACIÓN DE LA LUZ LIBRE*. Cartagena de Indias, Colombia: Universidad de Cartagena.
- Maya, L. (2015). *ANÁLISIS ESTRUCTURAL COMPARATIVO BASADO EN LOS CÓDIGOS AASHTO STANDARD Y LRFD, CASO DE ESTUDIO PUENTE METÁLICO SOBRE EL RÍO PACHIJAL, UBICADO EN LA PROVINCIA DE PICHINCHA*. Quito, Ecuador: Universidad Central del Ecuador.
- McCormac , J., & Brown, R. (2018). *DISEÑO DE PUENTE REFORZADO*. Alfaomega.
- Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador. (2013). *PROCEDIMIENTO PARA PROYECTOS VIALES* (Vol. Volumen 1).

- Officials American Association of State Highway and Transportation. (2014). *Diseño de puentes*.
- Peña, K., & Pérez, I. (2017). *Comparación de los parámetros de resistencia al corte obtenidos en los ensayos de corte directo y triaxial de una arena arcillosa*. Bucaramanga: Universidad Pontificia Bolivariana.
- Rodríguez, A. (2022). *PUENTES CON AASHTO LRFD 2020*. Perú.
- Salas, O. (2011). *Ensayos triaxiales para suelos*. San Pedro: Universidad de Costa Rica.
- Torres, E. (2013). *DISEÑO DE PUENTES INTERPRETACIÓN DEL CÓDIGO AASHTO*. (U. Abya-Yala, Ed.) Quito, Ecuador: 1ra Edición.
- Vélez, C., & Vintimilla, P. (2016). *Diseño y análisis económico de la superestructura de un puente ubicado en la zona de la universidad del Azuay, utilizando dos variantes de tecnologías constructivas*. Cuenca, Ecuador: Universidad del Azuay.
- Zarate, C. (2019). *ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN PUENTE CARROZABLE SOBRE EL RIO NIJANDARIS, DISTRITO DE CHANCHAMAYO, PROVINCIA DE CHANCHAMAYO – JUNIN*. Lima, Perú: Universidad Privada TELESUP.
- Zecchin, E. (2015). *Proyecto de refuerzo del puente sobre el arroyo Paranay-Guazú*. Cordoba, Argentina.

## **Anexos**