



UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES

**Estudios y diseños preliminares de ingeniería aplicada al puente sobre el
río Norcay de 25m de luz en la parroquia Molleturo.**

Trabajo de grado previo a la obtención del título de:
INGENIERO CIVIL CON ÉNFASIS EN GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

Autor:

JUAN PABLO DURÁN ALMEIDA

Director:

ROBERTO GAMÓN TORRES

CUENCA - ECUADOR

2015

DEDICATORIA

A mis padres Pablo y Fanny, quienes durante toda mi vida han sido pilar fundamental para alcanzar todas las metas que me he propuesto entre ellas culminar mi carrera universitaria, es por eso que este trabajo de grado está especialmente dedicado a ellos. A mi hermana Katherine, por brindarme su apoyo durante toda mi carrera. A mi esposa Lizeth y a mi hija Danahe.

AGRADECIMIENTOS

Agradecer a Dios por darme la oportunidad de culminar mi estudios universitarios, a mi familia por el apoyo que he recibido, a todos los profesores que de una u otra forma fueron parte de este trabajo, a la Prefectura del Azuay por permitirme participar en proyectos que beneficiaran a la población y principalmente quiero agradecer a mi director de tesis al Ingeniero Roberto Gamón Torres, PhD. M. Sc. quien gracias a sus conocimientos y capacidades de enseñanza supieron guiarme para culminar con éxito este trabajo de grado.

TABLA DE CONTENIDO

DEDICATORIA	i
AGRADECIMIENTOS	ii
ÍNDICE DE TABLAS	viii
ÍNDICE DE FIGURAS	ix
RESUMEN	xi
ABSTRACT	xii
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO I: MARCO REFERENCIAL	3
1.1 Planteamiento del problema.....	3
1.2 Objetivos.....	4
1.2.1 General.....	4
1.2.2 Específicos.....	4
1.3 Justificación.....	4
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	5
2.1 Fundamentación teórica.....	5
2.1.1 Puentes.....	5
2.1.2 Tipos de puentes.....	5
2.1.2.1 Puentes de madera.....	6

2.1.2.2 Puentes de mampostería de piedra.	6
2.1.2.3 Puentes de hormigón armado.	7
2.1.2.4 Puentes de acero y estructura mixta.	8
2.1.3 Componentes estructurales básicos de los puentes.	8
2.1.3.1 Superestructura.	8
2.1.3.2 Infraestructura.	9
2.1.4 Tipos de cargas para puentes.	9
2.1.5 Diseño LRFD AASHTO.	11
CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO.....	12
3.1 Antecedentes.....	12
3.2 Diseño de la investigación.	12
3.2.1 Técnicas e instrumentos para la recolección de datos.....	13
3.3 De la ingeniería básica.	13
3.3.1 Estudios topográficos.	13
3.3.1.1 Ubicación.....	13
3.3.1.2 Aspectos topográficos.	14
3.3.2 Estudios hidrológicos.	14
3.3.2.1 Determinación de la cuenca hidrográfica.	14
3.3.2.2 Periodo de retorno	16
3.3.2.3 Cálculo del caudal máximo de diseño.	17
3.3.2.4 Conclusión estudio hidrológico.	21
3.3.4 Estudios hidráulicos.	21
3.3.4.1 Conclusión estudio hidráulico.	24
3.3.2 Estudios geológicos y geotécnicos.....	25
3.3.2.1 Modelo geotécnico del sitio de estudio.	25

3.3.2.2	Determinación de la capacidad soportante y de servicio.	26
3.3.2.3	Cálculo de la tensión admisible.	27
3.3.2.4	Conclusiones del estudio geológico y geotécnico.	28
3.3.4	Estudios de tráfico.	28
3.3.4.1	Cálculo del tráfico promedio diario anual.	29
3.3.4.2	Conclusiones estudio de tráfico.	30
3.4	Diseño estructural.	31
3.4.1	Consideraciones de diseño.	31
3.4.1.1	Ancho sección transversal.	31
3.4.1.2	Longitud.	32
3.4.1.3	Altura.	33
3.4.1.4	Sistema de drenaje.	33
3.4.1.5	Sistema de seguridad.	33
3.4.2	Datos generales.	33
3.4.2.1	Geometría.	33
3.4.2.2	Materiales.	34
3.4.2.3	Cargas.	34
3.4.3	Diseño de la superestructura.	35
3.4.3.1	Pre dimensionamiento de la viga de acero.	35
3.4.3.2	Número de vigas.	35
3.4.3.3	Diseño estructural de la losa.	36
3.4.3.4	Diseño estructural de la viga.	42
3.4.3.5	Diseño de conectores losa-viga.	51
3.4.4	Diseño de apoyos.	52
3.4.4.1	Consideraciones previas.	53
3.4.4.2	Diseño apoyo fijo.	53
3.4.4.3	Diseño apoyo expansivo.	55

3.4.4.4	Diseño final de los apoyos.....	57
3.4.5	Diseño subestructura.	57
3.4.5.1	Consideraciones previas.	57
3.4.5.2	Cálculo del ancho de apoyo.....	58
3.4.5.3	Dimensiones del estribo.	59
3.4.5.4	Cargas consideradas.	59
3.4.5.5	Cargas factoradas para chequeo estados límites.....	61
3.4.5.6	Chequeo de estabilidad y esfuerzos.....	62
3.4.5.7	Revisión de las presiones actuantes en la base del estribo.	64
3.4.5.8	Cálculo del acero de la pantalla.....	65
3.4.5.9	Cálculo del acero de la zapata.	68
CAPÍTULO IV: RESULTADOS		72
4.1	Validación de resultados.....	72
4.2	Memoria técnica.	75
4.2.1	Infraestructura.	75
4.2.1.1	Apoyos.....	75
4.2.1.2	Estribos.....	75
4.2.2	Superestructura.....	75
4.2.2.1	Losa	75
4.2.2.2	Baranda.....	75
4.2.2.3	Veredas.....	75
4.2.2.4	Tipo de conectores.....	76
4.2.2.5	Perfil escogido.....	76
4.3	Presupuesto referencial.....	77
4.4	Proceso de construcción.....	78

CONCLUSIONES:..... 80

RECOMENDACIONES:..... 81

BIBLIOGRAFIA 82

ANEXOS CD

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Características físicas de la cuenca del río Norcay.....	16
Tabla 2: Periodos de retorno de diseño recomendados.....	16
Tabla 3: Valores de caudales máximos estación H472 Cañar en Pto. Inca.	19
Tabla 4: Valores de n de la fórmula de Manning.....	22
Tabla 5: Determinación del caudal mediante la fórmula de Manning.....	24
Tabla 6: Cuadro de caudales esperados vs caudales proyectados.....	24
Tabla 7: Coordenadas de las perforaciones.....	25
Tabla 8: Características granulares de los pozos.....	26
Tabla 9: Datos para el cálculo de la tensión admisible.....	27
Tabla 10: Tráfico actual supuesto de la zona.....	29
Tabla 11: Clasificación de carreteras según el MOP.....	31
Tabla 12: Cargas muertas para el cálculo del acero en la losa.....	37
Tabla 13: Momento de inercia de la sección compuesta.....	50
Tabla 14: Valores de diseño para los apoyo.....	57
Tabla 15: Cargas verticales consideradas.....	59
Tabla 16: Cargas horizontales consideradas.....	61
Tabla 17: Sumatoria de cargas factoradas para cada estado límite.....	62
Tabla 18: Comprobación de excentricidades en el estribo.....	63
Tabla 19: Comprobación de deslizamiento del estribo.....	64
Tabla 20: Comprobación de las presiones generadas en la base del estribo.....	65
Tabla 21: Tabla comparativa validación de resultados.....	74
Tabla 22: Dimensiones del perfil W1000x371.....	76
Tabla 23: Presupuesto referencial.....	77

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Puente con celosía de madera.	6
Figura 2: Puente con mampostería de piedra, Cuenca-Ecuador.	7
Figura 3: Puente sobre el río Chiche, Quito.	7
Figura 4: Puente celosía metálica sobre el río San Pablo – Guayas.	8
Figura 5: Superestructura de un puente en AutoCAD.	9
Figura 6: Tipos de infraestructura.	9
Figura 7: Cuenca del río Cañar.	15
Figura 8: Cuenca del río Norcay.	15
Figura 9: Ubicación del punto de control y ubicación del puente.	20
Figura 10: Hidrograma río Norcay.	20
Figura 11: Perfil B-B'.	23
Figura 12: Áreas para cálculo del caudal que pasa en una altura de cinco metros. ...	23
Figura 13: Vista de la orilla perteneciente a la vía de acceso.	32
Figura 14: Vista de la orilla de la vía que lleva a La Esperanza.	32
Figura 15: Camión HS-MOP.	34
Figura 16: Perfil laminado W1000x371.	35
Figura 17: Determinación de la longitud efectiva (S).	36
Figura 18: Espesor de losa.	36
Figura 19: Posiciones consideradas del camión de diseño.	37
Figura 20: Distribución del acero en la losa.	41
Figura 21: Longitud efectiva del patín.	42
Figura 22: Detalle geométrico del volado.	43
Figura 23: Ubicación del camión HS-MOP donde genera mayor momento.	46

Figura 24: Ubicación del camión HS-MOP donde genera mayor cortante.	46
Figura 25: Esquema de distribución de pernos conectores.	52
Figura 26: Esquema modelo de los apoyos.	57
Figura 27: Dimensiones del estribo.	59
Figura 28: Diseño final del estribo.	71
Figura 29: Modelo del puente en CSI Bridge.	72
Figura 30: Cargas muertas consideradas en CSI Bridge.	72
Figura 31: Distribución de carga muerta vereda en CSI Bridge.	73
Figura 32: Datos del camión HS-MOP introducidos para carga viva.	73
Figura 33: Momentos generados por las cargas en la viga interior.	74

**ESTUDIOS Y DISEÑOS PRELIMINARES DE INGENIERÍA APLICADA AL
PUENTE SOBRE EL RÍO NORCAY DE 25M DE LUZ EN LA PARROQUIA
MOLLETURO.**

RESUMEN

En el sector La Esperanza de la parroquia Molleturo sus habitantes trabajan en su gran mayoría en la agricultura debido a sus fértiles tierras. Ellos actualmente ponen en riesgo sus vidas ya que deben cruzar el río Norcay con sus productos sobre un paso peatonal compuesto por tablas de madera y tubos metálicos para llegar a la vía principal. La Prefectura del Azuay determinó que la solución más factible es la construcción de un puente vehicular para así beneficiar la comercialización de los productos de la zona.

En este proyecto se presenta la modelación y diseño del puente que servirá para mejorar la calidad de vida de este sector de la provincia, también un presupuesto referencial y sus especificaciones técnicas.

Palabras Clave: Diseño, Preliminar, Puente, Superestructura Mixta, Hormigón, Acero, Estribo, CSI BRIDGE, Presupuesto.



Paul Cornelio Cordero Díaz
Director de Escuela.



Roberto Gamón Torres
Director de Tesis.



Juan Pablo Durán A.
Autor.

**PRELIMINARY STUDIES AND DESIGNS OF APPLIED ENGINEERING TO THE
25 METERS SPAN BRIDGE OVER THE *NORCAY* RIVER IN THE PARISH OF
*MOLLETURO***

ABSTRACT

The inhabitants in the zone *La Esperanza* in Molleturo parish work mostly in agriculture because of its fertile lands. Currently, these people put their lives at risk because they have to cross the *Norcay* River to reach the main road, carrying their products on a walkway made up of wooden planks and metal tubes. The Prefecture of Azuay determined that the most feasible solution is the construction of a vehicular bridge in order to facilitate the marketing of local produce.

Therefore, this project presents the modeling and design of the bridge that will contribute to improving the quality of life of this sector of the province. This paper also includes a reference budget and technical specifications.

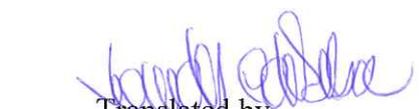
Keywords: Design, Preliminary, Bridge, Mixed Superstructure, Concrete, Steel, Abutments, CSI BRIDGE, Budget.


Paul Cornelio Cordero Díaz
School Director


Roberto Gamón Torres
Thesis Director


UNIVERSIDAD TÉCNICA PARTICULAR
AZUAY
Dpto. Idiomas


Juan Pablo Durán A.
Author


Translated by,
Lic. Lourdes Crespo

Juan Pablo Durán Almeida

Trabajo de Graduación

Ing. Roberto Gamón Torres, PhD.

Noviembre, 2015

**ESTUDIOS Y DISEÑOS PRELIMINARES DE INGENIERÍA
APLICADA AL PUENTE SOBRE EL RÍO NORCAY DE 25m DE
LUZ EN LA PARROQUIA MOLLETURO.**

INTRODUCCIÓN

La Prefectura del Azuay pensando en la rápida atención a las necesidades de la población, ha brindado a estudiantes universitarios la posibilidad de participar en varios proyectos de infraestructura vial en fase de diseño, esto con el fin de ayudar de manera rápida y eficiente a los sectores más vulnerables de la provincia. Dentro de estos proyectos de infraestructura vial tenemos como pieza fundamental a los puentes, mismos que sirven para la interconexión de los pueblos y para mejorar sus condiciones de vida.

En el sector La Esperanza ubicado en la parroquia Molleturo sus habitantes trabajan únicamente en la agricultura y ganadería debido a la gran fertilidad de las tierras y su clima tropical; ellos para llegar a sus lugares de trabajo deben cruzar todos los días el río Norcay sobre un paso elevado peatonal compuesto por tubos metálicos y tablas de madera que aproximadamente salvan una luz de 25 m; ponen en riesgo su vida por la necesidad de comercializar sus productos y así poder obtener ingresos económicos para mantener a sus familias.

En este documento, se presentan los diseños y estudios preliminares que se espera sirvan para el posterior diseño final y construcción del puente carrozable sobre el río

Norcay en el sector de La Esperanza. También se entrega el presupuesto referencial y algunas recomendaciones constructivas.

CAPÍTULO I

MARCO REFERENCIAL

1.1 Planteamiento del problema.

El rápido crecimiento del sector de La Esperanza, se debe principalmente al potencial de sus tierras que sirven como fuente para la cultivación y cosecha de varias frutas y vegetales; lo que ha generado que varias familias decidan trabajar y vivir en este sector. Como consecuencia se ha generado un considerable aumento de la población del sector, al punto en el que actualmente tenemos aproximadamente treinta y cinco familias distribuidas en varios poblados tales como: La Esperanza, Chilcaplaya de Macas, Piedra Azul, Santa Cruz, Libertad entre otros.

Estas familias tienen como único sustento de vida la agricultura y la ganadería de las cuales han hecho su vida, pero el desarrollo normal de esta vida se ha visto muchas veces afectado debido a que para poder llevar sus productos para su distribución o venta deben cruzar el río Norcay. Este río es considerablemente grande y más aún en época de invierno.

Las personas que a diario deben cruzar este puente no han visto soluciones reales para su situación, ellos han desarrollado métodos para poder salvar este río tales como una tarabita y un paso elevado de madera que con el pasar del tiempo han fracasado. Actualmente, los moradores de La Esperanza cuentan con un paso peatonal elevado compuesto por tubos metálicos y tablas de madera que limitan la venta de sus productos en otras ciudades por sus deterioradas condiciones.

El Presidente de la Junta del sector de La Esperanza y Vicepresidente del Gobierno Parroquial de Molleturo, Sr. José Gutama, intentó en varias ocasiones solicitar ayuda a instituciones públicas en el año 2013 sin obtener respuesta. El 2 de enero de 2014 el Ingeniero José Arévalo Sanmartín actual director del Departamento de Infraestructura Vial dirigió un oficio con número DIV-2014-006 al Prefecto de la Provincia

informando sobre la necesidad de la construcción del puente en este sector. En octubre del año 2014, el proyecto se pone a disposición del programa “Voluntarios del Azuay” en forma de trabajo de grado.

1.2 Objetivos.

1.2.1 General.

Realizar los estudios y diseños de ingeniería aplicada para la posterior construcción de un puente sobre el río Norcay.

1.2.2 Específicos.

- Elaborar los diseños preliminares, memoria de cálculo, cantidades de obra y presupuesto referencial para la construcción del puente sobre el río Norcay.
- Realizar un informe sobre las etapas definitivas para la construcción, especificaciones y recomendaciones para la construcción efectiva del puente.
- Diseñar el puente de manera que sea sustentable financieramente y eficiente técnicamente.

1.3 Justificación.

La necesidad de la construcción de un puente para el sector de La Esperanza es evidente por lo que día a día tienen que vivir sus moradores; y su potencial agrícola hace que sea necesario no solo la construcción de un puente peatonal, sino que este debe ser carrozable para brindar la oportunidad de abrir una vía al otro lado del río para el acceso de vehículos y camiones de carga que faciliten el acceso y la comercialización de productos a sus residentes. Por todo esto, es de suma importancia contar con este diseño para comenzar con la construcción del puente y brindar este servicio en el menor tiempo posible.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Fundamentación teórica.

2.1.1 Puentes.

Los puentes sirven principalmente para dar continuidad a una carretera evadiendo obstáculos que los proyectos viales presentan, tales como: ríos, abismos, mares o simplemente para mejorar el tránsito dentro de una ciudad como lo hacen los pasos elevados. Pero su función va más allá de la función estructural, estos también mejoran la economía de las naciones; abaratando costos de infraestructura vial, reduciendo tiempos de viaje y logrando la interconexión de los pueblos y ciudades.

Las condiciones del lugar en donde se emplazará la obra marcan pautas a tomar en cuenta para el diseño del puente. Factores como el tipo de suelo, el clima del lugar, función a desempeñar, longitud y profundidad a salvar llevarán a determinar el tipo de puente que mejor se adapte al lugar y a la situación económica del lugar en estudio.

2.1.2 Tipos de puentes.

Para Joaquín Gómez Díaz (Gómez Díaz, 2012) los tipos de puentes se pueden clasificar según su longitud, su utilización, su material, su nivel de circulación, sus condiciones estáticas y su estructura longitudinal y transversal. Pero la forma más fácil de apreciarlos y distinguirlos es por su material.

En Ecuador, debido a su diversidad geográfica se pueden observar varios tipos de puentes; dentro de los más comunes que podemos observar están los compuestos de mampostería de piedra, madera, acero, hormigón armado y estructura mixta. Cada uno de estos materiales tienen comportamientos y limitaciones que lo hacen único y su

utilización dependerá, como se explicó anteriormente, de las necesidades y de las condiciones de la zona.

A continuación se explicara un poco acerca de estos materiales basados en el libro de Marcelo Romo “PUENTES Y VIADUCTOS” (Romo Proaño, 2009).

2.1.2.1 Puentes de madera.

Estos han sido utilizados desde siempre por la facilidad de conseguir la materia prima y por su peso. Una de las ventajas que presentan los puentes de madera es la economía al momento de su construcción. Pueden salvar luces de hasta 20 m donde existe poco tráfico y donde solo circulan vehículos livianos generalmente.



Figura 1: Puente con celosía de madera.

Fuente: (www.mobiliariosurbanos.com)

2.1.2.2 Puentes de mampostería de piedra.

Estos tipos de puentes datan desde el tiempo de los romanos y generalmente eran construidos en forma de arco. Pueden ser utilizados para salvar luces de hasta 10 m.

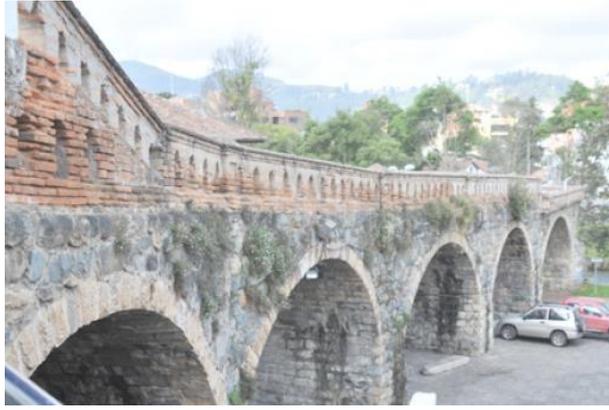


Figura 2: Puente con mampostería de piedra, Cuenca-Ecuador.

Fuente: (www.elmercurio.com.ec)

2.1.2.3 Puentes de hormigón armado.

Estos puentes son ideales para salvar luces de hasta 25 m, mayores a esta el puente se vuelve ineficiente por su gran peso y su costo. La experiencia que ha ganado el país en cuanto a manejo del hormigón armado y la facilidad para poder confeccionarlo lo ha convertido en el material más utilizado para la construcción de puentes a nivel país.



Figura 3: Puente sobre el rio Chiche, Quito.

Fuente: (www.elcomercio.com.ec)

2.1.2.4 Puentes de acero y estructura mixta.

Los puentes de acero han permitido alcanzar grandes luces; puentes con vigas metálicas permiten alcanzar luces de hasta 60 m, puentes con celosía metálica permiten alcanzar los 80 m y con los puentes metálicos en arco se han alcanzado los 100 m. Los problemas que se presentan en puentes de estas características son su mantenimiento constante y su elevado costo.



Figura 4: Puente celosía metálica sobre el río San Pablo – Guayas.

Fuente: (www.metaes.com)

2.1.3 Componentes estructurales básicos de los puentes.

A un puente se lo puede analizar en dos partes bastante diferenciadas, su superestructura y su infraestructura.

2.1.3.1 Superestructura.

Sirve para dar la continuidad adecuada a la carretera y transmitir las cargas; está compuesta básicamente por: la losa, vigas, veredas, pasamanos, la capa de rodadura y otras instalaciones tales como luminaria.

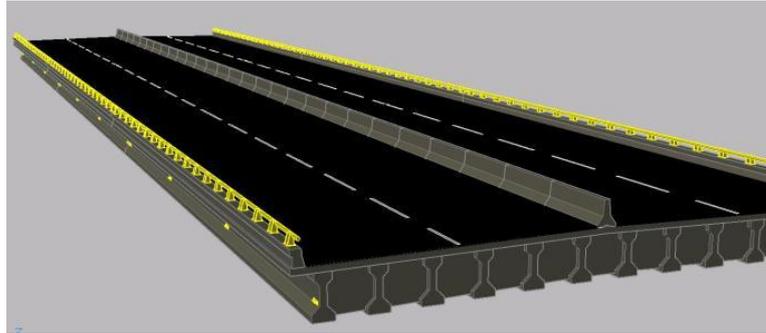


Figura 5: Superestructura de un puente en AutoCAD.

Fuente: (www.bibliocad.com)

2.1.3.2 Infraestructura.

Es la encargada de transmitir las solicitaciones al suelo y está compuesta por las pilas, estribos, muros de ala y cimientos; estos elementos constituyen la base del puente.

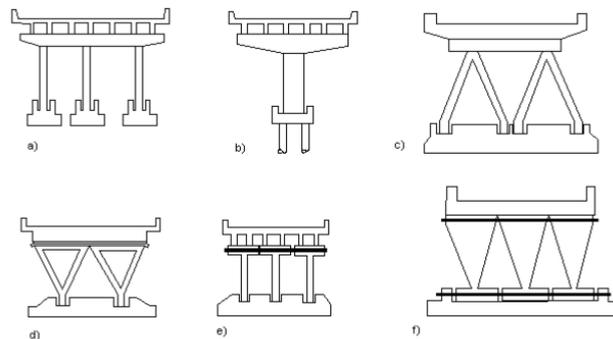


Figura 6: Tipos de infraestructura.

Fuente: (Gómez Díaz, 2012)

2.1.4 Tipos de cargas para puentes.

Los puentes deben ser diseñados para soportar una diversidad de cargas a las que estarán expuestos durante toda su vida útil. Estas cargas estarán presentes y variaran en magnitud dependiendo del tipo de puente, de las condiciones donde se ubicara el puente y del tipo de tráfico al cual se verá sometido.

Dentro de las cargas a tomar en cuenta tenemos:

- Carga permanente: Que está constituida por el peso propio del puente y sus componentes, es decir los pesos que siempre estarán presentes en la estructura.
- Carga viva móvil: El peso de los vehículos para los cuales ha sido proyectado el puente y también el peso de los peatones. Durante el proceso de construcción también existen cargas vivas que deben ser tomadas en cuenta.
- Carga sísmica: Determinando la magnitud del efecto dinámico y estático que un sismo pueda producir sobre este.
- Carga de viento: Principalmente tomada en cuenta en lugares a grandes alturas y cerca del mar. Modelado con su equivalente estático y dinámico.
- Empuje de tierras: En el caso de los estribos debe ser tomado en cuenta como sollicitaciones estáticas pero que pueden llegar a convertirse en sollicitaciones dinámicas por efecto de un sismo.
- Empuje hidrodinámico del agua: Su acción se produce en los elementos estructurales que están sumergidos en la línea del flujo del agua y proviene de la velocidad con la que circula el río o golpea el mar.
- Flotación: Fuerza generada en los elementos estructurales que están sumergidos en el río.
- Cambios de temperatura: Principalmente proviene de los cambios de temperatura entre el día y la noche. Dependerá de lo extremos que puedan llegar a ser estos cambios (expansión y retracción).
- Impacto de las cargas móviles: Producidas por la velocidad con la que los vehículos ingresan al puente, muchas veces generan efectos dinámicos.
- Fuerzas de frenado: Fuerzas longitudinales al puente, generadas cuando los vehículos se detienen bruscamente sobre el mismo.
- Palizadas: Restos vegetales (palos, troncos, arboles, etc.) que generan presión en los estribos y pilas del puente debido a su acumulación.
- Fuerza centrífuga: Presente en puentes ubicados en curvas, la acción de los vehículos generan fuerzas laterales.

Ecuador al momento no cuenta con un código o norma propio para el diseño de sus puentes, pero el MTOP (Ministerio de Transporte y Obras Públicas) se basa en el

código norteamericano de diseño de puentes AASHTO LRFD Bridge Design Specifications.

2.1.5 Diseño LRFD AASHTO.

Se ha optado por este método para el diseño del puente ya que es el método más actual y utilizado en el mundo. Las especificaciones LRFD (Load and Resistance Factor Design) basan su método de diseño en el criterio de los estados límite, esto significa que la condición de un elemento estructural al cual se le ha aplicado una carga ha llegado a ser afectado al punto en el que deja de cumplir la función para la cual fue diseñado.

Según las especificaciones existen cuatro estados límite que deben ser tomados en cuenta.

- 1.- Estado límite de servicio: Se refiere al control de los valores de las deformaciones, desplazamientos, ancho de fisuras entre otros. Esto servirá para garantizar el adecuado funcionamiento del puente durante su vida útil.
- 2.- Estado límite de fatiga: Este estado limita el crecimiento de las fisuras con el fin de evitar la falla total o parcial del puente debido a los esfuerzos a los que estará sometido.
- 3.- Estado límite de resistencia: Sirve para asegurar la resistencia y estabilidad del puente cuando este sea sometido a grandes cargas. Podrán existir fallos estructurales pero lo que se espera es que la integridad general del puente no se afecte.
- 4.- Estado límite correspondiente a eventos extremos: Eventos como inundaciones, accidentes o concentración vehicular sobre el puente pueden ocurrir al menos una vez durante el periodo de diseño. Es por eso que la estructura debe ser capaz de resistir estos acontecimientos.

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1 Antecedentes.

En el sector de La Esperanza en la parroquia Molleturo es la primera vez que se hace una petición tan exhaustiva como la realizada en 2014 para la construcción de un puente de hormigón armado carrozable que ayude y brinde mayor comodidad a sus usuarios.

En un estudio de pre factibilidad para el proyecto realizado por el Ing. José Arévalo responsable de “Construcción Vial y Puentes” de la Prefectura del Azuay se estimó que el puente debía cumplir con las siguientes características mismas que serán corroboradas o modificadas mediante la realización de los respectivos estudios y diseño.

Longitud del puente : 25 m

Ancho del tablero : 4.2 m

Nº de vías : 1

Nº de veredas : 2

Material : Hormigón

3.2 Diseño de la investigación.

Para la realización de los estudios se utilizara el método analítico con un nivel de investigación descriptivo-evaluativo mismo que se basa en la recolección de datos con un análisis de los hechos y fenómenos que los producen. Los tipos de estudios a emplear serán básicamente dos: los bibliográficos y los de campo. Al final los datos

tabulados serán interpretados y evaluados para el correcto dimensionamiento de la estructura.

3.2.1 Técnicas e instrumentos para la recolección de datos.

En la primera salida de campo utilizamos el método de la entrevista que fue realizada a un morador del sector para conocer datos reales que nos puedan servir como referencia de la zona, del comportamiento del río y de la situación actual del sector. Luego para los estudios de campo partiremos con los estudios topográficos y continuaremos con los estudios hidrológicos, hidráulicos, geológicos, geotécnicos y de tráfico.

También se utilizarán textos, folletos, publicaciones y memorias técnicas de otros proyectos acerca de diseño y construcción de puentes a fin de comparar y evaluar todos los datos obtenidos.

3.3 De la ingeniería básica.

3.3.1 Estudios topográficos.

3.3.1.1 Ubicación.

En el sector de la Esperanza a la altura de del Km. 2+700 desde de la comunidad de Cacao Loma parroquia Molleturo provincia del Azuay.

El proyecto estará ubicado en las siguientes coordenadas:

E= 674872 m

N= 9710350 m

Z= 328 m

3.3.1.2 Aspectos topográficos.

El estudio topográfico se lo realizo con la ayuda del equipo topográfico de la Prefectura del Azuay que constaba de una cuadrilla topográfica que mediante el uso de la estación total se pudo levantar el cauce a poco más de 60 m a cada lado del puente actual de madera.

Luego determinamos el lugar donde posiblemente podría estar ubicado el puente tratando de que se encuentre perpendicular a la dirección del flujo del río y continuando con la vía actual. A partir de los datos obtenidos en campo se dibujó en AutoCAD el plano topográfico proyectando un perfil de cauce probable y de elevación, todo esto en planta.

Para el posterior análisis hidráulico se realizó la batimetría de 3 secciones de río para obtener tres perfiles topográficos transversales del cauce del río. El primero 50 m antes del puente de madera, otro sobre el puente de madera y por ultimo 50 m después del puente. Aquí se trató de levantar una cantidad adecuada de puntos para tener una apreciación correcta del perfil transversal del río. (ANEXO 4 CD)

3.3.2 Estudios hidrológicos.

Sirven para determinar el caudal más desfavorable al que podría estar enfrentada la estructura y su probabilidad de ocurrencia en un determinado periodo de tiempo. Pero para obtener este caudal es necesario determinar algunas características del lugar y de la cuenca del río.

3.3.2.1 Determinación de la cuenca hidrográfica.

Ecuador se encuentra dividido en varias cuencas hidrográficas que contienen a los principales ríos del país. El río para el cual se deben desarrollar los estudios es el Norcay; este nace en la provincia del Azuay de la unión del río Miguir con la quebrada Juntas y desemboca en el río Cañar en la provincia del Guayas, pertenece a la cuenca

Tabla 1: Características físicas de la cuenca del río Norcay.

Parámetro	Valor	Unidad
Perímetro	117	km
Área	385.9	km ²
Longitud cauce principal	40.87	km
Altura máxima del cauce	3270	m
Altura mínima del cauce	20	m
Pendiente	7.95	%

Fuente: (El autor, ArcGis 10.1)

El cauce principal está compuesto por los dos ríos más grandes de la cuenca el Norcay y el Miguir.

3.3.2.2 Periodo de retorno

El periodo de retorno afectará en la economía de la estructura ya que en un mayor número de años existen más posibilidades de que un caudal máximo ocurra, así que este periodo se lo ha elegido siguiendo este criterio.

Tabla 2: Periodos de retorno de diseño recomendados.

Tipo de estructura	Periodo de Retorno (años)
Puente sobre carretera importante	50 - 100
Puente sobre carretera menos importante o alcantarillas sobre carretera importante	25
Alcantarillas sobre camino secundario	5 - 10
Drenaje lateral de los pavimentos, donde puede tolerarse encharcamiento con lluvia de corta duración	1 - 2
Drenaje de aeropuertos	5
Drenaje urbano	2 - 10
Drenaje agrícola	5 - 10
Muros de encauzamiento	2 - 50

Fuente: (Villón Béjar, 2002)

Donde se ha decidido trabajar con un periodo de retorno de 50 años por la ruralidad de la zona.

3.3.2.3 Cálculo del caudal máximo de diseño.

Se utilizara el método empírico de la fórmula de Kresnik y el método estadístico de Gumbel. Adicionalmente el caudal obtenido será comparado con los datos obtenidos en el estudio realizado por el equipo consultor “ACSAM” en el año 2011 encargado de los estudios denominados “Estudios hidrológicos, climatológicos y modelos hidráulicos, en el marco del proyecto de control de Inundaciones Bulubulu- Cañar – Naranjal”, donde podemos encontrar estudios sobre el río Norcay.

Fórmula de Kresnik

$$Q = \alpha * \frac{32 * A}{0.5 + \sqrt{A}} \quad (3.1)$$

Donde:

Q= Caudal máximo en m³/seg.

α = Coeficiente variable entre 0.03 y 1.61.

A= área de drenaje en Km².

Se utilizara un valor de 1.1 como coeficiente α recomendación del autor de la fórmula.

$$Q \text{ máx.} = 1.1 * \frac{32 * 385.9}{0.5 + \sqrt{385.9}}$$

$$Q \text{ máx.} = 674.32 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Método estadístico de Gumbel.

$$Q_{\text{máx.}} = Q_m - \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} * (\bar{Y}_N - \ln T) \quad (3.2)$$

Donde:

$Q_{\text{máx.}}$ = caudal máximo para un periodo de retorno determinado, en m³/seg.

N = número de años de registro.

$$Q_m = \frac{\sum_{i=1}^N Q_i}{N}, \text{ caudal promedio, en m}^3/\text{seg.} \quad (3.3)$$

Q_i = caudales máximos anuales registrados, en m³/seg.

T = periodo de retorno.

σ_N, \bar{Y}_N = constantes función de N .

$$\sigma_Q = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N Q_i^2 - N * Q_m^2}{N-1}}, \text{ desviación estándar de los caudales.} \quad (3.4)$$

Para definir los intervalos de confianza existe una fórmula que determina como puede variar Q y así determinar su $Q_{\text{máx.}}$ que principalmente está en función de T .

Existen dos casos.

1.- Si $\phi = 1 - \frac{1}{T}$ varía entre 0.20 y 0.80, el intervalo de confianza se calcula con la fórmula:

$$\Delta Q = \pm \sqrt{N * \alpha * \sigma_m} * \frac{\sigma_Q}{\sigma_N * \sqrt{N}} \quad (3.5)$$

Donde:

$N * \alpha * \sigma_m$ = constante en función de ϕ

2.- Si $\phi > 0.90$, el intervalo se calcula como:

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14 * \sigma_Q}{\sigma_N} \quad (3.6)$$

Se tiene el registro de 11 años de caudales en la estación H472 Cañar en Pto. Inca que se presentan a continuación.

Tabla 3: Valores de caudales máximos estación H472 Cañar en Pto. Inca.

Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Qmax	Qmax ²
1991	11.732	156.549	205.508	93.018	66.927	-	-	27.488	18.353	15.612	17.677	27.223	205.508	42233.5381
1992	28.737	-	-	508.132	404.425	119.722	69.859	37.569	13.674	17.254	-	12.638	508.132	258198.129
1993	102.704	326.817	351.35	275.139	341.855	18.106	-	-	-	13.863	16.014	47.164	351.35	123446.823
1994	162.951	303.65	390.288	314.334	115.326	57.734	53.95	91.701	33.935	-	27.798	62.446	390.288	152324.723
1995	35.319	135.309	122.641	83.265	-	-	18.953	29.65	8.449	8.886	13.488	15.309	135.309	18308.5255
2007	145.327	66.964	289.495	157.472	141.86	212.081	39.453	62.936	19.288	12.628	29.305	41.101	289.495	83807.355
2008	407.945	478.772	378.012	349.24	226.465	113.1	66.964	38.786	45.643	48.5	62.142	10.512	478.772	229222.628
2009	429.971	290.303	254.622	169.851	134.524	71.904	24.674	13.978	7.809	7.094	6.744	11.355	429.971	184875.061
2010	43.896	427.592	182.285	326.248	191.761	49.278	35.226	20.79	8.642	3.722	1.338	45.581	427.592	182834.918
2011	62.309	296.909	158.833	311.653	113.783	75.506	80.235	29.57	38.833	22.429	20.553	24.377	311.653	97127.5924
2012	202.806	337.808	331.18	229.111	192.264	70.16	41.327	-	18.552	12.698	30.172	19.655	337.808	114114.245
													3865.878	1486493.54

Fuente: (El autor)

Por lo tanto los datos a ser utilizados son:

$$N = 11$$

$$T = 50 \text{ años}$$

$$\bar{Y}_N = 0.4996 \quad \text{Tabla 6.13, (Villón Béjar, 2002)}$$

$$\sigma_N = 0.9676 \quad \text{Tabla 6.13, (Villón Béjar, 2002)}$$

$$\Sigma Q = 3865.878$$

$$\Sigma Q^2 = 1486493.54$$

$$\phi = 0.98$$

Con estos datos se obtuvieron los siguientes resultados.

$$Q_{\text{diseño}} = Q_{\text{máx.}} \pm \Delta Q$$

$$Q_{\text{diseño 1}} = 750.2525 + 133.234 = 883.4861 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{diseño 2}} = 750.2525 - 133.234 = 617.0189 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Lo que quiere decir que nuestro caudal deberá variar entre estos valores.

Datos obtenidos por el grupo consultor ACSAM.

Para la realización del estudio denominado “Estudios hidrológicos, climatológicos y modelos hidráulicos, en el marco del proyecto de control de Inundaciones Bulubulu-Cañar – Naranjal”, los consultores ubicaron un punto de control en las coordenadas X=672291; Y=9712965 aproximadamente 4 Km aguas abajo del sitio donde se construirá el puente.

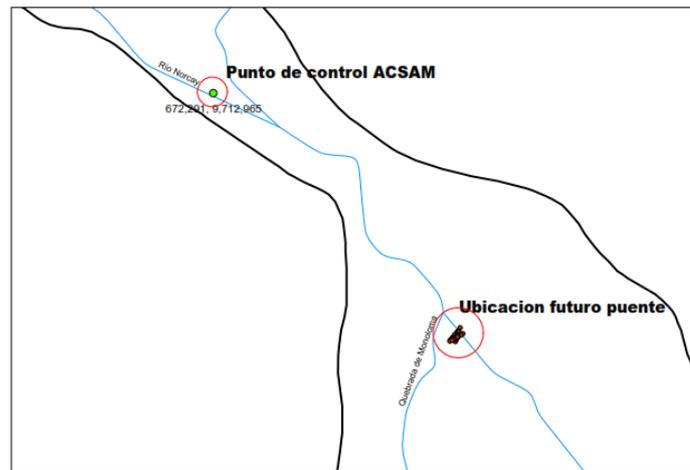


Figura 9: Ubicación del punto de control y ubicación del puente.

Fuente: (El autor)

Ellos en este sitio obtuvieron los siguientes datos acerca del río Norcay.

Caudal máximo: 660 m³/seg.

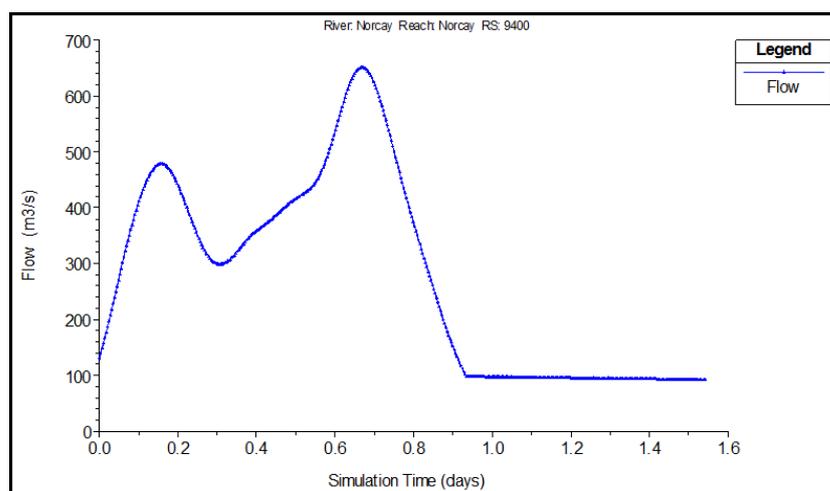


Figura 10: Hidrograma río Norcay.

Fuente: (Estudios hidrológicos, climatológicos y modelos hidráulicos, en el marco del proyecto de control de Inundaciones Bulubulu- Cañar – Naranjal, 2011)

3.3.2.4 Conclusión estudio hidrológico.

Podemos obtener como resultado del estudio tres caudales máximos:

Superior: 884 m³/seg

Medio: 660 m³/seg

Inferior: 617 m³/seg

Debido a la incertidumbre se realizarán los estudios hidráulicos con el caudal superior e inferior para evaluar como varia el nivel de crecida que es el que determina la altura a la que se debe encontrar la estructura. Si la variación no es muy grande se diseñara con el caudal superior.

3.3.4 Estudios hidráulicos.

Con los caudales de diseño obtenidos se procederá a determinar la altura máxima que podrán alcanzar en la sección transversal más pequeña de los perfiles transversales obtenidos en el estudio topográfico.

Con el nivel de crecida determinado para los dos caudales evaluaremos la mejor opción tanto en el aspecto técnico como en el económico.

Mediante la fórmula de Manning determinaremos el nivel de agua en función de nuestros caudales.

$$Q = \frac{1}{n} * a * r^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} \quad (3.7)$$

Donde:

Q= caudal de diseño, en m³/seg.

S= Pendiente del lecho del cauce, en m/m.

r= radio hidráulico viene expresado por $\frac{a}{p}$, en m.

p= perímetro mojado, en m.

a = área de la sección del agua, en m².

n = coeficiente de rugosidad.

La pendiente media del río fue obtenida mediante el promedio de las pendientes de los 2 tramos comprendidos entre los tres perfiles topográficos la cual es 0.043. Para la determinación del coeficiente de rugosidad nos basamos en la siguiente tabla.

Tabla 4: Valores de n de la fórmula de Manning.

Valores de (n) de la fórmula de Manning.				
Superficies de canales de corrientes naturales	Óptimo	Bueno	Regular	Malo
(1) limpias, de riberas rectas, a plena altura, sin hendiduras ni rebalsas profundas.	0.025	0.0275	0.030	0.033
(2) Lo mismo que en (1) pero con algo de maleza y piedras.	0.030	0.033	0.035	0.040
(3) Sinuosas, algunos bancos y rebalsas, limpias.	0.030	0.035	0.040	0.045
(4) Lo mismo que en (3), alturas más bajas, pendientes y secciones más inefectivas.	0.040	0.045	0.050	0.055
(5) Lo mismo que en (3), con algunas malezas y piedras.	0.035	0.040	0.045	0.050
(6) El mismo (4) pero de secciones pedregosas.	0.045	0.050	0.055	0.060
(7) Tramos lentos del río, con malezas o con rebalsas muy profundas.	0.050	0.060	0.070	0.080
(8) Tramos con mucha maleza.	0.075	0.100	0.125	0.150

Fuente: (Gómez Díaz, 2012)

El valor de n escogido para la sección es el de 0.04 en la fila número cinco debido a que el río en el fondo tiene muchas piedras y esta característica se ha visto reflejada en todo el perfil.

Lo primero que hacemos es determinar el perfil más desfavorable es decir, el más pequeño ya que por aquí el agua alcanzara su mayor altura, en este caso es el que se encuentra debajo del paso de madera (Perfil B-B').

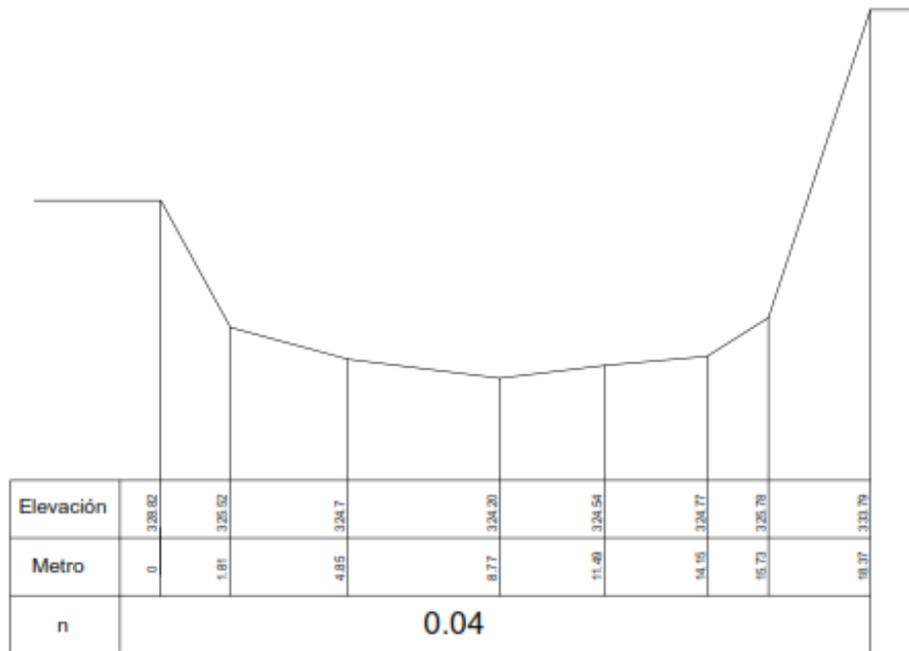


Figura 11: Perfil B-B'.

Fuente: (El autor, AutoCAD)

Empezamos la iteración con el dato de la máxima altura registrada en nuestra estación de referencia H0472 Cañar en Pto. Inca que fue de 5 m. Mediante el software de diseño asistido AutoCAD ubicamos la lámina de agua a 5m desde el nivel más bajo del perfil para obtener el perímetro mojado y sus áreas.

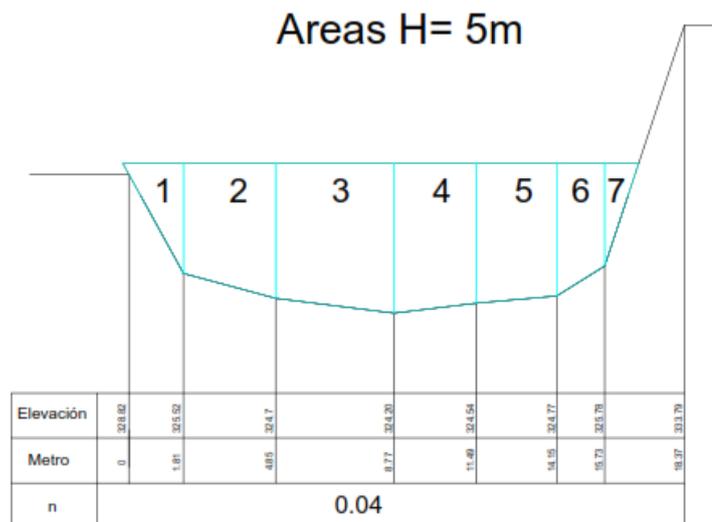


Figura 12: Áreas para cálculo del caudal que pasa en una altura de cinco metros.

Fuente: (El autor, AutoCAD)

Para esta altura se ha obtenido la siguiente tabla:

Tabla 5: Determinación del caudal mediante la fórmula de Manning.

Seccion	Area	p	r	r ^{2/3}	1/n	s ^(1/2)	Q
1	3.7021	4.19	0.88355609	0.92078043	25	0.20736441	17.67170544
2	12.4335	3.15	3.94714286	2.49759431	25	0.20736441	160.9865272
3	18.6194	3.95	4.71377215	2.81133365	25	0.20736441	271.3640481
4	13.1201	2.74	4.78835766	2.84091161	25	0.20736441	193.2275749
5	12.1031	2.67	4.53299625	2.7389887	25	0.20736441	171.854575
6	6.2161	1.87	3.32411765	2.22732841	25	0.20736441	71.77554291
7	1.928	3.61	0.53407202	0.65826367	25	0.20736441	6.579322141
							893.4592957

Fuente: (El autor)

Como se observa el caudal obtenido es superior al nuestro por lo cual es necesario comenzar de nuevo la iteración. Mediante este proceso se obtuvieron diferentes caudales a diferentes alturas. En la siguiente tabla comparativa observamos el caudal proyectado mediante el estudio hidrológico contra los caudales esperados obtenidos con Manning y en que rango de altura se producen.

Tabla 6: Cuadro de caudales esperados vs caudales proyectados.

Caudal proyectado (m ³ /seg)	H (m)	Caudal esperado (m ³ /seg)
	3.9	555.1
617.02	4.1	611.4
	4.2	640.5
	4.3	670.1
	4.5	731.1
	4.8	826.8
883.49	4.9	859.9
	5	893.5

Fuente: (El autor)

3.3.4.1 Conclusión estudio hidráulico.

Como se observa aproximadamente existe una diferencia de 0.8 m entre el caudal inferior y el superior, que no representa mayor diferencia económica si esto garantiza la seguridad de la estructura. Por esto se considera 5.00 m como una altura segura para el nivel de la superestructura sin tener en cuenta la altura adicional del galibo.

3.3.2 Estudios geológicos y geotécnicos.

Estos estudios fueron realizados en “SUELOTEC” un laboratorio de suelos ubicado en la ciudad de Cuenca que se encuentra a cargo del ingeniero Rodrigo Pesantez (El estudio completo se encuentra disponible en el ANEXO 2 del CD). Para poder determinar las características que presenta el suelo, se consideraron los siguientes aspectos:

- Ejecución de dos perforaciones de exploración, en cada uno de los estribos del puente.
- Caracterización geotécnica del sitio de estudio, evaluando la historia de esfuerzos en el subsuelo.

La ubicación geo-referenciada (UTM Datum WGS84), de las perforaciones realizadas se muestra a continuación:

Tabla 7: Coordenadas de las perforaciones.

COORDENADAS DE LAS PERFORACIONES		
POZO	COORDENADA E	COORDENADA N
P1	674881	9710358
P2	674850	9710348

Fuente: (Informe SUELOTEC)

3.3.2.1 Modelo geotécnico del sitio de estudio.

La caracterización geotécnica de las series estratigráficas del subsuelo se las describe a continuación, desde la superficie hacia estratos profundos, para el sitio del proyecto los 2 pozos mostraron la misma clasificación de suelo y la descripción que se muestra a continuación:

Pozos.

La perforación llegó hasta una profundidad de 2.00 m, no se profundizó más debido a que a esa profundidad se encontró un estrato muy firme que presentó rechazo a la perforación por percusión. Geotécnicamente los suelos encontrados son materiales

granulares de coloraciones café oscura, son arenas y gravas con presencia de boleos cementados por una matriz limo-arcillosa, este material en conjunto ha sido catalogado por la SUCS como SM y por la ASHTO como A-4. En el pozo N°1 se determinó la presencia del nivel freático a una profundidad de 1.50 m, tomando como referencia el nivel actual del terreno. (Junio 2015). Mientras que en el pozo N°2 no se determinó la presencia del nivel freático, sin embargo se presume que el nivel freático coincide con el espejo de agua del río.

Tabla 8: Características granulares de los pozos.

Pozo N°1 PROF: 0,00 - 2,00 mts				Pozo N°2 PROF: 0,00 - 2,00 mts			
GRAVAG =	12%	Humedad Natural	HN = 47%	GRAVAG =	28%	Humedad Natural	HN = 25%
ARENAS =	62%	Limite Liquido	LL = NP	ARENAS =	38%	Limite Liquido	LL = 28%
FINOS F =	26%	Limite Plastico	LP = NP	FINOS F =	34%	Limite Plastico	LP = 23%
		Indice de Plasticidad	IP = NP			Indice de Plasticidad	IP = 5%
		Indice de Grupo	IG= NP			Indice de Grupo	IG= 0%
CLASIFICACION				CLASIFICACION			
SUCS	GM			SUCS	SM		
AASHO	A-1			AASHO	A-1		

Fuente: (Informe SUELOTEC)

3.3.2.2 Determinación de la capacidad soportante y de servicio.

Antes de proceder al cálculo de la capacidad soportante o capacidad de carga de un suelo para una cimentación, se debe tener presente de que la presión admisible, no solo depende de las características del suelo en que se apoye la cimentación, por tanto la presión admisible calculada con esta ideología suele dar lugar a dimensionamientos conservadores de la estructura. Se utilizara la ecuación de Terzaghi para su cálculo, donde la capacidad de carga viene expresada de la siguiente manera:

$$q_u = c \cdot N_c \cdot s_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot b \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \quad (3.8)$$

Donde:

qu: capacidad de carga.

c: cohesión

γ : peso específico del suelo.

D_f = Profundidad de la cimentación.

$$q = \gamma * D_f$$

b : ancho de la zapata

N_c, N_q, N_γ : Factores dependen del ángulo de fricción del suelo.

$s_c, s_\gamma = 1$ Factor para el cimiento corrido.

Se ha asumido un factor de seguridad que se incrementa en 2 unidades por cada 1.0 metro de profundidad, con el objeto de contemplar la mayor influencia que las cargas transmitidas al suelo por las zapatas a diseñar.

3.3.2.3 Cálculo de la tensión admisible.

Para condiciones drenadas o sin drenar.

Tabla 9: Datos para el cálculo de la tensión admisible.

Ángulo rozamiento interno ϕ :	32°	32°
Peso específico suelo, γ :	1,85 gr/cm ³	0,0019 kg/cm ³
Profundidad cimentación, D :	3,00 m	300 cm
Tensión vertical, q :		0,56 kg/cm ³
Cohesión, c :	0,00 t/m ²	0,00 kg/cm ²
Factor de seguridad, F :	6	6
Ancho cimentación, B :	2,00 m	200 cm
Factores capacidad carga	N_c :	34,04
	N_q :	21,86
	N_γ :	25,57

Fuente: (Informe SUELOTEC)

Aplicando la fórmula de Terzaghi y ya incluido el factor de seguridad se ha obtenido el siguiente valor de capacidad admisible.

$$q_{adm} = 2.81 \text{ kg/cm}^2$$

3.3.2.4 Conclusiones del estudio geológico y geotécnico.

Básicamente el suelo del proyecto en el área estudiada está constituido por un estrato de suelos granulares, con boleos de variada dimensión cementados con una matriz limo-arcillosa. Desde el punto de vista geotécnico la subrasante natural del proyecto está constituido por suelos que constituyen una subrasante muy compacta y de muy buenas características. Al tener una subrasante con buenas características geomecánicas la profundidad adecuada para la cimentación de los estribos vendrá definida por la valoración hidrológica del río.

Desde el punto de vista geotécnico, se recomendaría adecuado cimentar a una profundidad de 3.00 m tomando como referencia el nivel actual del terreno, sin embargo, esto se comparara con el correspondiente estudio hidrológico para el cálculo estructural, comprobando que la socavación no afectara las condiciones de capacidad admisible del suelo bajo los estribos.

3.3.4 Estudios de tráfico.

Este estudio es necesario para la determinación del tráfico al que estará sometido nuestro puente durante su periodo de vida útil. En el sector La Esperanza debido a su lejana ubicación y las malas condiciones de la vía no es posible obtener un TPDA (Tráfico Promedio Diario Anual) mediante un conteo vehicular tradicional. Es por esto que obtendremos un TPDA en base a las siguientes estadísticas:

- Existen 5 vehículos por habitante. (Fundación Natura-Cuencaire-CGA, 2007)
- Según el MOP la tasa de crecimiento vehicular para diseños viales varía entre el 5% y 7% por año.

En la entrevista realizada al Sr. José Gutama, morador del sector de La Esperanza nos informó que este puente sería la única forma de ingresar a todos los poblados del sector y que aproximadamente son 35 familias las beneficiadas del puente. Con estos datos y las estadísticas generadas por “Fundación Natura” realizamos el siguiente supuesto.

Tabla 10: Tráfico actual supuesto de la zona.

Familias	# Personas/familia	Total personas	Habitantes/vehículo	#Vehículos
35	4	140	5	28

Fuente: (El autor)

Un total de 28 vehículos que salen a la ciudad al menos 2 veces por semana. Este cálculo nos da 56 vehículos en 7 días. Por lo tanto tendremos que el tráfico actual es:

$$T_A = \frac{\text{Vehículos}}{\text{Días}} \quad (3.9)$$

$$T_A = 8 \text{ Vehículos/día}$$

3.3.4.1 Cálculo del tráfico promedio diario anual.

El TPDA será calculado en base a la siguiente ecuación (Mayor Reyes Spíndola & Cárdenas Grisales, 1994):

$$\mathbf{TPDA} = T_P + T_D + T_d + T_G \quad (3.10)$$

Donde:

Trafico proyectado (T_P): Es el tráfico futuro a que estará expuesto el puente durante toda su vida útil es decir, durante el periodo de diseño del puente.

$$T_P = T_A * (1+i)^n \quad (3.11)$$

Donde:

T_A = Trafico actual

i = tasa de crecimiento (5% por las condiciones de la zona)

n = periodo de proyección, años.

$$T_P = 92 \text{ vehículos}$$

Traffic desarrollado (T_D): Tráfico generado por la explotación de nuevas áreas de producción y las actuales que se encuentran dentro del área de influencia del puente. Este aumentara con el pasar de los años.

$$T_D = T_A * (1 + i)^{n-3} \quad (3.12)$$

$$T_D = 79 \text{ vehículos}$$

Traffic desviado (T_d): Es aquel que será atraído desde otras carreteras ya sea por mejores condiciones viales o por ahorro de tiempo en llegar a algún destino. Lo consideramos cero porque este puente conduce a una zona específica que no tiene conexión con otros lugares.

$$T_d = 0$$

Tráfico generado (T_G): Es el tráfico generado por el número de viajes que se efectuarían gracias al nuevo puente. Este generalmente se lo debe tener en cuenta solo para los primeros 2 años.

$$T_G = 0.25 * (T_P + T_D) \quad (3.13)$$

$$T_G = 43 \text{ vehículos}$$

Por lo tanto nuestro TPDA al final del periodo de diseño será:

$$TPDA = 214 \text{ vehículos}$$

3.3.4.2 Conclusiones estudio de tráfico.

El MTOP es el encargado de clasificar las vías en el país y lo hace en dependencia del volumen de tráfico y el número de calzadas. Para este caso la vía se encontrara dentro de una función colectora de cuarto orden.

Tabla 11: Clasificación de carreteras según el MOP.

FUNCION	CATEGORÍA DE LA VÍA		TPDA Esperado
	R - I o R - II	(Tipo)	
Corredor Arterial	I	todos	3000 - 8000
	II	todos	1000 - 3000
	III	todos	300 - 1000
Colectora	IV	5,5E,6 y 7	100 - 300
	V	4 y 4E	<100

Fuente: (Ministerio de Transporte y Obras Publicas, 2003)

3.4 Diseño estructural.

Aquí se detalla el proceso de análisis estructural el cual sirve para obtener las dimensiones adecuadas que deberá tener el puente para su correcto funcionamiento y que está basado en las normas AASHTO LRFD 2012. El diseño se lo realizara por partes; primero se diseñara la superestructura para luego continuar con la subestructura.

3.4.1 Consideraciones de diseño.

Los estudios previamente realizados han determinado algunas condiciones que nuestra estructura debe cumplir para funcionar de manera adecuada durante su periodo de vida útil.

3.4.1.1 Ancho sección transversal.

La geometría del puente siempre considera la seguridad tanto vehicular como peatonal por lo cual el ancho de la calzada será de 3.6 m ya que el puente será unidireccional por la poca afluencia de vehículos a la zona. Se han considerado aceras de 0.75 m de ancho a cada lado de la calzada como recomendación del MTOP (Ministerio de Transporte y Obras Publicas, 2003).

3.4.1.2 Longitud.

Estará constituido por un tramo sencillo de un solo carril, de 28 m de largo. El ancho transversal del perfil B-B' es de 18 m, los estribos se encontraran a 5 m cada uno de su respectiva orilla para evitar el efecto de la socavación y para aprovechar las rocas existentes como protección.



Figura 13: Vista de la orilla perteneciente a la vía de acceso.

Fuente: (El Autor)



Figura 14: Vista de la orilla de la vía que lleva a La Esperanza.

Fuente: (El autor)

3.4.1.3 Altura.

Se ha considerado que se debe realizar un corte de la orilla de aproximadamente 3.79 m, es decir desde la cota actual de 333.79 hasta los 330 m para así evitar construir un estribo demasiado alto al otro lado del río. El corte de este material podrá servir como material de relleno al otro lado hasta que se construya la vía definitiva.

3.4.1.4 Sistema de drenaje.

Aspecto muy importante para evitar una sobrecarga por la acumulación de agua sobre el tablero del puente. Se debe garantizar que el agua sea desalojada en el menor tiempo posible para lo cual se considera un bombeo mínimo del 1% en una sola dirección.

3.4.1.5 Sistema de seguridad.

Contará con protecciones laterales compuestas por postes de hormigón armado y tubos metálicos sobre las veredas para brindar seguridad a los peatones y a los vehículos en caso de accidentes.

3.4.2 Datos generales.

3.4.2.1 Geometría.

Longitud:	28 m
Ancho calzada:	3.6 m
Ancho veredas:	0.75 m
Ancho total:	5.1 m

3.4.2.2 Materiales.

Se ha optado por diseñar el puente en 2 materiales: Las vigas de acero y la losa de hormigón. Esto con el fin de brindar una mayor facilidad constructiva y así brindar el servicio de la manera más rápida.

Hormigón del tablero: $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

Acero de refuerzo: $Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Acero estructural ASTM-A-36: $Fy = 250 \text{ MPa}$

Acero estructural protecciones ASTM-A-36

Hormigón del estribo: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

3.4.2.3 Cargas

Peso específico concreto: 2400 kg/m^3

Peso específico acero: 7850 kg/m^3

Peso específico asfalto: 2250 kg/m^3

Cargas vivas:

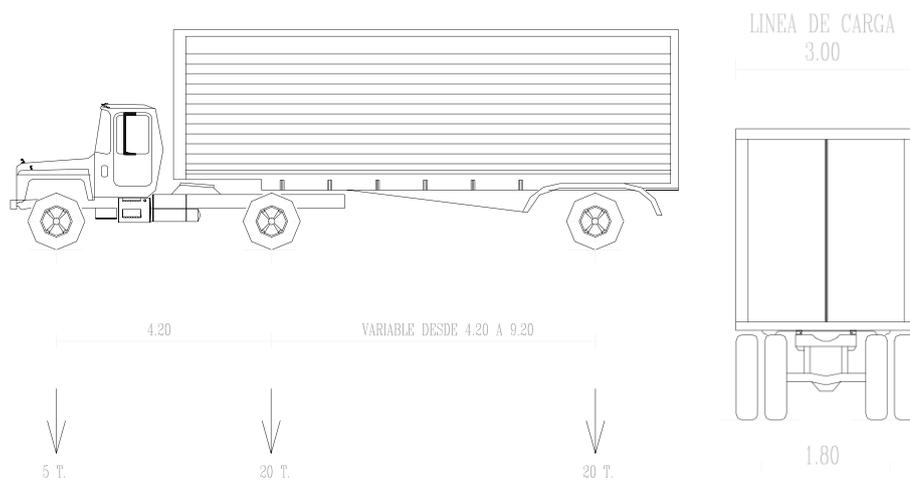


Figura 15: Camión HS-MOP.

Fuente: (Ministerio de Transporte y Obras Públicas, 2003)

3.4.3 Diseño de la superestructura.

3.4.3.1 Pre dimensionamiento de la viga de acero.

Comenzamos con la imposición de un tamaño adecuado de perfil estructural para comenzar el cálculo. Para tener una idea del peralte que debería tener el perfil comenzamos con un valor promedio entre $1/27$ y $1/20$ de la longitud del claro.

$$\text{Peralte} = \text{Longitud claro} * \frac{\left(\frac{1}{27} + \frac{1}{20}\right)}{2} \quad (3.14)$$

$$\text{Peralte} = 1.22 \text{ m}$$

En catálogos ecuatorianos no existen perfiles con peraltes superiores a los 1000 mm, por esta razón utilizamos un perfil extraído del manual del AISC (American Institute of Steel Construction, 2013) que es el W1000x371.

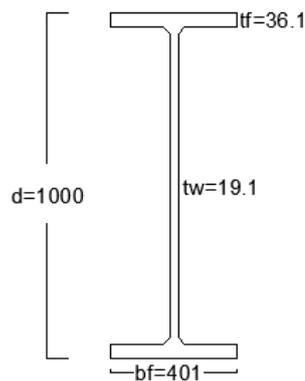


Figura 16: Perfil laminado W1000x371.

Fuente: (American Institute of Steel Construction, 2013)

3.4.3.2 Número de vigas.

La separación tomará en cuenta la longitud del tramo efectivo (S) del factor de distribución donde S debe ser menor o igual a 4.1 m. Por lo que se utilizarán 3 vigas con una separación a ejes de 2 m lo que da como resultado un volado de 0.55 m a cada lado.

Cálculo de la longitud efectiva (S).

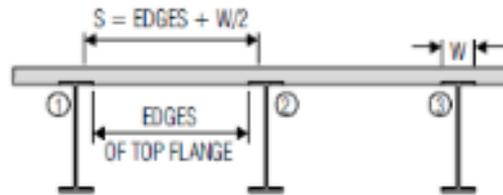


Figura 17: Determinación de la longitud efectiva (S).

Fuente: (AASHTO, 2012)

$$S \leq 4.1 \text{ m} \quad (\text{AASHTO, 9.7.2.3})$$

$$S = 1.798 \text{ m} \quad \text{CUMPLE}$$

3.4.3.3 Diseño estructural de la losa.

Espesor de la losa.

Por recomendación de los art. 9.7.2.4 y 13.7.3.1.2 de la AASHTO se ha optado por una altura de losa de 200 mm, de igual manera los recubrimientos superior e inferior han sido elegidos según la tabla 5.12.3-1. Sobre las vigas metálicas existirá un espesor adicional de 0.05 m del ancho de las mismas para evitar efectos de punzonamiento.

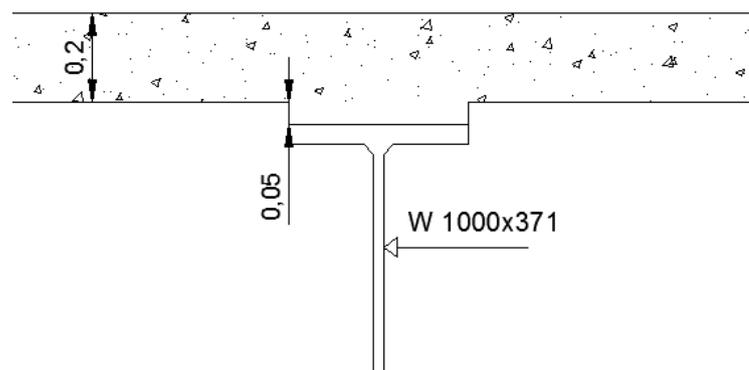


Figura 18: Espesor de losa.

Fuente: (El autor, AutoCAD)

Comprobación de la relación longitud de tramo efectivo / espesor losa.

$$6 \leq \text{relación} \leq 18 \quad (\text{AASHTO, 9.7.2.4}) \quad (3.15)$$

Relación = 9 **CUMPLE**

Momentos considerados para el cálculo del acero.

Tabla 12: Cargas muertas para el cálculo del acero en la losa.

Losa en volado				
Elemento	Consideración	Valor	Brazo (m)	Momento (T.m/m)
Losa	2.4*0.2*0.55	0.26 T/m	0.28	0.07
Vereda	2.4*0.15*0.55	0.2 T/m	0.28	0.056
Baranda	2.4*0.2*1	0.48 T/m	0.45	0.22
TOTAL=				0.34

Losa interior			
Elemento	Consideración	Valor	Momento (T.m/m)
Losa	2.4*0.2*1	0.48 T/m	0.24
Asfalto	2.3*0.05*1	0.12 T/m	0.06
TOTAL=			0.3

Fuente: (El autor)

Momento producido por la carga viva en el volado.

Se realizaron 2 tipos de análisis, con la rueda en posición normal y con la rueda en posición accidental con lo especifica la AASHTO.

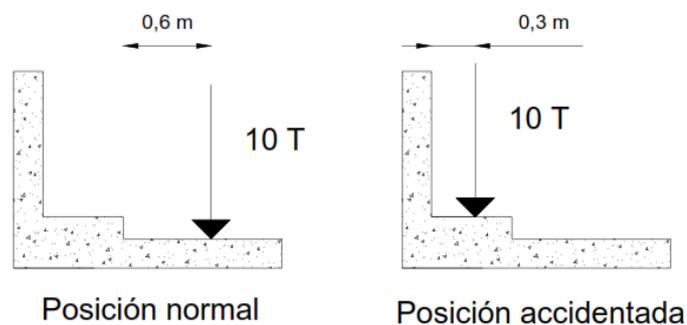


Figura 19: Posiciones consideradas del camión de diseño.

Fuente: (El autor, AutoCAD)

La que genero mayores solicitaciones fue la rueda en posición normal. Para este caso se realizó el cálculo del ancho de faja primaria con $X = 0.8$, $P = 10$ T y luego se obtuvo el valor del momento.

$$E = 0.833 * X + 1140 \quad (\text{AASHTO, tabla 4.6.2.1.3-1}) \quad (3.16)$$

$$E = 1.81 \text{ m}$$

$$M_{CV+IM} = 1.33 * \left(\frac{P}{E}\right) * X \quad (3.17)$$

$$M_{CV+IM} = 5.88 \text{ T.m/m}$$

Momento producido por la carga viva en la losa interior.

Para el cálculo del momento ya consideramos el factor de impacto igual al 33%.

(AASHTO, tabla 3.6.2.1-1)

$$M_{CV+IM} = \left(\frac{SL+0.61}{9.75}\right) * P \quad (3.18)$$

$$M_{CV+IM} = 3.56 \text{ T.m/m}$$

Armadura para el volado.

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 170 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0.85 \quad (\text{ACI 318, 10.2.7.3})$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.75 * 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{F_y} * \frac{6300}{6300 + F_y} \quad (3.19)$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.022$$

$$A_s \text{ max} = \rho * b * d \quad (3.20)$$

$$A_s \text{ max} = 3901.5 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_{s \max} \cdot F_y}{f_c \cdot \beta_1 \cdot b} \quad (3.21)$$

$$a = 68.85 \text{ mm}$$

$$M_n \max = A_{s \max} \cdot F_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (3.22)$$

$$M_n \max = 24.34 \text{ T.m} > M_u$$

Por lo tanto la losa solo necesita armadura a tracción y el área de acero que se debe proporcionar viene dada por:

$$a = 29.55 \text{ mm}$$

$$A_s \text{ obtenido} = 1674.24 \text{ mm}^2$$

“Se colocara 1 ϕ 16 mm @ 10 cm”

Armado principal losa interior.

Sera colocado perpendicular al tráfico.

$$k = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2 \cdot f_c} \quad (3.23)$$

$$k = 0.105$$

$$\rho = \frac{f_c}{F_y} * \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 \cdot k}}{1.18} \quad (3.24)$$

$$\rho = 0.0075$$

$$\rho \text{ min} = 0.0033$$

$$\rho \text{ max} = 0.022$$

Aplicando ecuación (3.20),

$$A_s \max = 1313 \text{ mm}^2$$

“Se colocara 1 ϕ 16 mm @ 15 cm”

Armadura de distribución.

$$A_s = \frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\% A_s \quad (\text{AASHTO, 9.7.3.2}) \quad (3.25)$$

$$A_s = 90.5\% > 67\%$$

Por lo tanto:

$$A_s = 0.67 * 14.07 = 9.43 \text{ cm}^2$$

“Se colocara 1 ϕ 12 mm @ 10 cm y el 50%* A_s para lo demás es decir 1 ϕ 12 mm @ 20 cm”

Cálculo refuerzo vereda.

Con una carga peatonal de 0.36 T/m^2 se escogió el acero mínimo para el momento producido, para evitar fisuras longitudinalmente y transversalmente, es decir: $\phi 12 \text{ mm@ } 20 \text{ cm}$.

3.4.3.4 Diseño estructural de la viga.

1.- Cálculo de la longitud de patín efectiva (b_{eff}).

La longitud de tramo efectivo está definido como el valor mínimo obtenido de las siguientes expresiones:

$$-b_{eff} = \frac{1}{4} * \text{Longitud viga} \quad b_{eff} = 7 \text{ m} \quad (3.26)$$

$$- \text{Distancia centro a centro entre vigas} \quad b_{eff} = 2 \text{ m}$$

$$- b_{eff} = 12 * \text{Espesor losa} + \frac{1}{2} * \text{patin de la viga} \quad b_{eff} = 2.602 \text{ m} \quad (3.27)$$

Por lo tanto $b_{eff} = 2 \text{ m}$

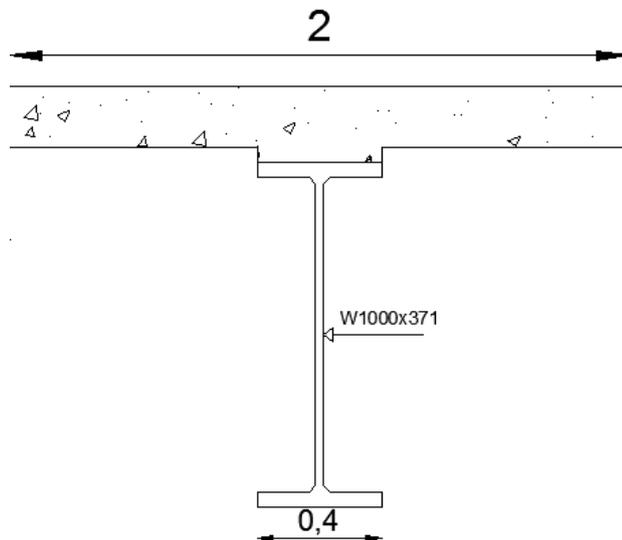


Figura 21: Longitud efectiva del patín.

Fuente: (El autor, AutoCAD)

2.- Cálculo de la carga muerta para la sección no compuesta.

La carga muerta consta de los siguientes elementos.

$$CM_{\text{Losas}} = b_{\text{eff}} * \text{espesor de losa} * \text{peso concreto}$$

$$CM_{\text{Losas}} = 0.96 \text{ T/m}$$

$$CM_{\text{Acero}} = \text{peso del larguero} + 5\% \text{ del peso del larguero (Accesorios)}$$

$$CM_{\text{Acero}} = 0.371 + 0.185$$

$$CM_{\text{Acero}} = 0.39 \text{ T/m}$$

$$CM_{\text{TOTAL}} = 1.35 \text{ T/m}$$

Momento y cortante generado por carga muerta.

$$M_{\text{CM}} = \frac{W * L^2}{8} = \frac{1.35 * 28^2}{8} = 132.26 \text{ T. m} \quad (3.28)$$

$$V_{\text{CM}} = \frac{W * L}{2} = \frac{1.35 * 28}{2} = 18.89 \text{ T} \quad (3.29)$$

3.- Cálculo de la carga muerta para la sección compuesta.

La carga muerta estará compuesta por el peso propio de la acera y la barrera de seguridad que estará compuesto por pilares de hormigón de 20 cm x 20 cm y tubo HG con un $\varnothing = 10$ cm. Este análisis para mayor facilidad se lo realizara como un conjunto ya que el peso de los tubos es prácticamente despreciable.

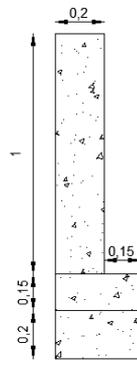


Figura 22: Detalle geométrico del volado.

Fuente: (El autor, AutoCAD)

$$CM_{\text{volado}} = [(0.2*1.35) + (0.15*0.35)]* 2.4$$

$$CM_{\text{volado}} = 0.772 \text{ T/m}$$

Distribuimos proporcionalmente al número de vigas ya que se trata de 2 elementos en el puente, uno en cada extremo.

$$W = 2 * \frac{\text{carga muerta}}{\text{Numero vigas}} \quad (3.30)$$

$$W = 0.52 \text{ T/m}$$

Momento y cortante generado por el volado, aplicando ecuaciones (3.28) y (3.29).

$$M_{CM} = 50.96 \text{ T. m}$$

$$V_{CM} = 7.28 \text{ T}$$

4.- Cálculo de la carga muerta para la sección compuesta producida por la superficie de rodadura.

Se considera que en el futuro podrá existir una capa de asfalto de 5 cm.

$$CM_{\text{capa}} = \frac{\text{Ancho de calzada*espesor capa asfalto*peso de capa asfalto}}{\text{Numero vigas}} \quad (3.31)$$

$$CM_{\text{capa}} = \frac{3.6*0.05*2250}{3} = 0.135 \text{ T/m}$$

Momento y cortante generado, aplicando ecuaciones (3.28) y (3.29).

$$M_{CM} = 13.23 \text{ T. m}$$

$$V_{CM} = 1.89 \text{ T}$$

5.- Cálculo de factor de distribución de carga viva.

Datos principales del perfil W1000x371

$$A = 47400 \text{ mm}^2 \quad I_x/10^6 = 8160 \text{ mm}^4 \quad d = 1000 \text{ mm}$$

La distancia entre el centro de gravedad de la losa y la viga es:

$$Eg = \frac{E_{\text{losa}}}{2} + \frac{d}{2} = \frac{0.2}{2} + 0.05 + \frac{1}{2} = 0.65 \text{ m} \quad (3.32)$$

$$n = \frac{E_{\text{acero}}}{E_{\text{hormigon}}} = 7.97 = 8 \quad (3.33)$$

$$Kg = n * (I_x + A * eg^2) \quad (3.34)$$

$$Kg = 8 * (12900 \times 10^6 + 63500 * 710^2) = 225492 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

6.- Factor de distribución para momento por carga viva.

Estado límite de resistencia (AASHTO, tabla 4.6.2.2.2b-1 un carril de diseño cargado).

$$DFm = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{Kg}{L * ts^3}\right)^{0.1} \quad (3.35)$$

$$DFm = 0.06 + \left(\frac{1800}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{1800}{28000}\right)^{0.3} \left(\frac{225492 \times 10^6}{28000 * 200^3}\right)^{0.1}$$

$$Dfm = 0.37$$

7.- Factor de distribución para cortante por carga viva.

Estado límite de resistencia (AASHTO, tabla 4.6.2.2.3a-1 un carril de diseño cargado).

$$DFv = 0.36 + \frac{S}{7600} \quad (3.36)$$

$$DFv = 0.60$$

8.- Cálculo de momento y cortante por carga viva.

El camión que genera las mayores solicitaciones es el HS-MOP. Realizando sumatoria de momentos en el extremo izquierdo se pudo determinar las reacciones en los apoyos; el mayor momento se da en la posición de cargas que se muestra en la figura.

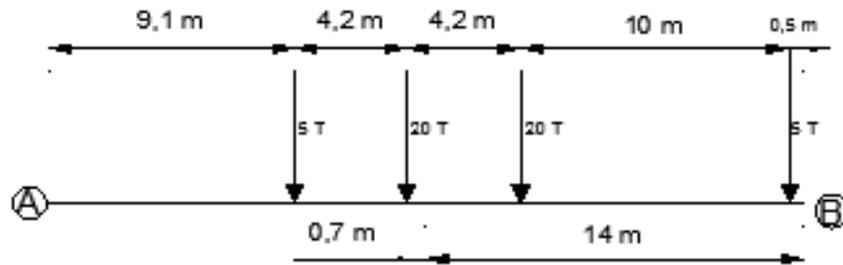


Figura 23: Ubicación del camión HS-MOP donde genera mayor momento.

Fuente: (El autor, AutoCAD)

Aquí se obtuvieron los siguientes resultados.

$$R_B = 28.54 \text{ T}$$

$$R_A = 21.46 \text{ T}$$

$$M_{cv} = 264.42 \text{ T.m}$$

Realizando sumatoria de momentos en el extremo izquierdo se pudo determinar las reacciones en los apoyos; el mayor cortante se da cuando la última carga del camión este sobre el apoyo como muestra la figura.

$$V_{cv} = 51.43 \text{ T}$$

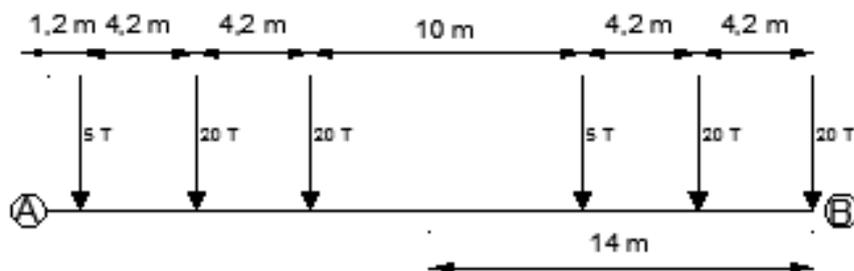


Figura 24: Ubicación del camión HS-MOP donde genera mayor cortante.

Fuente: (El autor, AutoCAD)

Para la carga de carril (0.95 T/m), aplicando (3.28) y (3.29).

$$M_{cc} = 93 \text{ T.m}$$

$$V_{cc} = 13.29 \text{ T}$$

9.- Cálculo del momento máximo para carga viva.

Al igual que el caso anterior para el cálculo del momento de la carga viva se considera un 33% al factor de impacto (AASHTO, tabla 3.6.2.1-1).

$$M_{cv \max} = DF_m * [(IM * M_{cv}) + M_{cv \text{ carril}}] \quad (3.37)$$

$$M_{cv \max} = 164.53 \text{ T.m}$$

$$V_{cv \max} = FD * [(IM * V_{cv}) + V_{cv \text{ carril}}] \quad (3.38)$$

$$V_{cv \max} = 48.75 \text{ T}$$

10.- Cálculo de momento y cortante factorizado.

Se aplica la combinación de carga (AASHTO, tabla 3.4.1-1) y se obtienen los siguientes valores:

$$\text{Resistencia I} = 1.25 * DC + 1.5 * DW + 1.75 * (LL + IM) \quad (3.39)$$

$$M_u = 536.79 \text{ T.mx}$$

$$V_u = 119.04 \text{ T}$$

11.- Revisión de la viga escogida.

La revisión será realizada siguiendo la metodología del AISC (2010).

-Chequeo de la esbeltez del patín.

$$\lambda_{ala} < \lambda_p \quad (3.40)$$

$$\frac{bf}{2 * t_f} < 0.38 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$5.55 < 10.75 \quad \text{CUMPLE}$$

-Chequeo de la esbeltez del alma.

$$\lambda_{alma} < \lambda_p \quad (3.41)$$

$$\frac{T}{tw} < 3.76 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$45.20 < 106.35 \quad \underline{\text{CUMPLE}}$$

El alma y el patín son compactos. Se puede concluir que toda la sección es compacta.

2.- Determinación del momento resistente basado en un análisis plástico.

Para determinar el momento que resiste el perfil se aplicara la metodología del análisis plástico. Donde el M_n es obtenido a partir de la distribución plástica de esfuerzos de la sección compuesta para el estado límite de fluencia.

Se cumple la ecuación (3.41) por lo tanto es correcto determinar el M_n a partir de la distribución plástica:

-Determinación de la posición del eje neutro plástico.

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = 24.89 \text{ cm} \quad (3.42)$$

Por lo tanto el eje neutro plástico está localizado en la parte inferior de la sección de acero

-Determinación de la fuerzas de tracción y compresión.

$$C = 0.85 * f'_c * b_e * t + F_f * b_f * t_f \quad (3.43)$$

Donde:

t = espesor losa

F_f = F_y acero estructural

$$C = 1321.04 \text{ T}$$

$$T = F_y * (A_s - b_f * t_f) \quad (3.44)$$

$$T = 839.33 \text{ T}$$

Como $C > T$ el eje neutro plástico se encuentra en el patín de acero y lo localizamos de la siguiente manera.

$$\bar{y} = \frac{F_y * A_s - 0.85 * f'c * b_e * t}{2 * F_y * b_f} \quad (3.45)$$

$$\bar{y} = 1.25 \text{ cm}$$

$$M_p = M_n = 0.85 * f'c * b_e * t * \left(\frac{t}{2} + \bar{y}\right) + 2 * F_y * b_f * \bar{y} * \left(\frac{\bar{y}}{2}\right) + F_y * A_s * \left(\frac{d}{2} - \bar{y}\right) \quad (3.46)$$

$$M_n = 697.77 \text{ T.m}$$

Según AASHTO art 6.5.4.2, $\phi = 0.9$

$$536.79 \text{ T.m} \leq 628 \text{ T.m} \quad \underline{\text{CUMPLE}}$$

13.- Cálculo de la resistencia a cortante.

Basados en el AISC (2010),

$$V_n = 0.6 * F_y * A_w * C_v \quad (3.47)$$

$$\text{Si } \lambda_{alma} \leq 2.24 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.48)$$

$$45.20 \leq 63.4 \quad \underline{\text{CUMPLE}}$$

Por lo tanto:

$$A_w = d * T_w = 191 \text{ cm}^2 \quad (3.49)$$

$$C_v = 1$$

Aplicando ecuación (3.47):

$$V_n = 286.5 \text{ T}$$

Según AASHTO art 6.5.4.2, $\phi = 1$

$$119.04 \text{ T} \leq 286.5 \text{ T} \quad \underline{\text{CUMPLE}}$$

13.- Chequeo de desplazamientos.

Según AASHTO 2.5.2.6.2 para cargas vehiculares y/o peatonales la deflexión máxima permitida es de $L/1000$ y las deflexiones a largo plazo debidas al flujo plástico se hace con un valor de $3n$.

$$\Delta = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_x} \leq \frac{L}{1000} \quad (3.50)$$

Donde:

$$q = 0.20 \text{ Kn/cm}$$

Cálculo de la inercia compuesta.

$$bf = \frac{b_{eff}}{3 \cdot n} = \frac{200}{3 \cdot 8} = 8.33 \text{ cm} \quad (3.51)$$

$$\text{Inercia de la losa} = \frac{bf \cdot E_{Losa}^3}{12} = \frac{66.67 \cdot 200^3}{12} = 5555.56 \text{ cm}^4 \quad (3.52)$$

Tabla 13: Momento de inercia de la sección compuesta.

Elemento	A(cm ²)	Y(cm)	AY(cm ³)	AY ² (cm ⁴)	I _o (cm ⁴)
W1000x371	474	50	23700	1185000	816000
Losa (3n)	166.67	115.00	19166.67	2204166.67	5555.56
Suma	640.67		42866.67	3389166.67	821555.56

Fuente: (El autor)

$$I_z = \Sigma I_o + \Sigma AY^2 = 4210722.22 \text{ cm}^4 \quad (3.53)$$

$$Y' = \frac{\Sigma AY}{\Sigma A} = 66.91 \text{ cm} \quad (3.54)$$

$$I = I_z - \Sigma A + (Y')^2 = 4214558.43 \text{ cm}^4 \quad (3.55)$$

$$1.9 \text{ cm} \leq 2.8 \text{ cm} \quad \text{CUMPLE}$$

Por lo tanto se concluye que la sección que se ha escogido cumple con los requisitos de resistencia.

3.4.3.5 Diseño de conectores losa-viga.

La metodología usada para el cálculo es la del AISC 2010. Se consideran pernos A325, con diámetro igual a 20 mm y $L > 50 \text{ mm}$ ($A_{sc} = 3.14 \text{ cm}^2$)

1.- Cortante por aplastamiento del hormigón.

$$V' = 0.85 * f'_c * b_e * E_{Losa} = 9520 \text{ Kn} \quad (3.56)$$

2.- Cortante por fluencia del perfil.

$$V' = A_s * F_y = 15875 \text{ Kn} \quad (3.57)$$

Se escoge el menor valor, es decir, en este caso el de cortante por aplastamiento.

3.- Resistencia a cortante de un conector tipo perno.

$$E_c = 0.043 * w^{1.5} * \sqrt{f'_c} = 2675.25 \text{ Kn/cm}^2 \quad (3.58)$$

$$Q_n = 0.5 * A_{sc} * \sqrt{f'_c * E_c} = 135.95 \text{ Kn} \quad (3.59)$$

4.- Número de pernos necesarios.

$$\# \text{ pernos} = \frac{V'}{Q_n} = 70 \quad (3.60)$$

5.- Espaciamiento.

-Lateralmente.

$$S_{\text{lateral}} = \frac{L}{\# \text{ pernos}} = 0.40 \text{ m} \quad (3.61)$$

$$S_{\min} = 6 * d (\text{conector}) = 0.12 \text{ m} \quad (3.62)$$

$$S_{\max} = 8 * E_{\text{Losas}} = 1.6 \text{ m} \quad (3.63)$$

$$0.12 < 0.40 < 1.6 \quad \textbf{CUMPLE}$$

-Transversalmente.

$$S_{\min} = 4 * d (\text{conector}) = 0.08 \text{ m} \quad (3.64)$$

El mínimo espacio que debe existir sobre el patín es igual a 0.17 m. Como $b_f = 0.401$ m, cumple el mínimo espacio.

Por lo tanto se puede concluir que se utilizarán un total de 140 pernos conectores de dos en dos sobre todo el largo de la viga, distribuidos en 2 filas espaciadas a 40 cm.

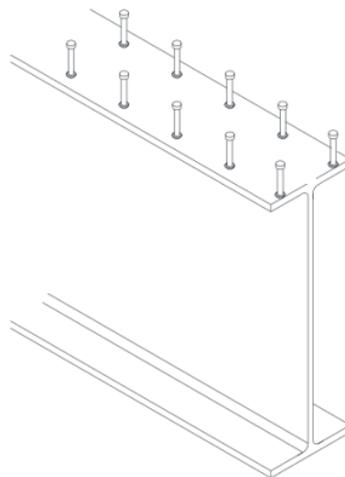


Figura 25: Esquema de distribución de pernos conectores.

Fuente: (El autor).

3.4.4 Diseño de apoyos.

Los apoyos son los encargados de transmitir las cargas de la superestructura a los cimientos y también de facilitar desplazamientos y rotaciones. Se los clasifica como fijos y de expansión.

Los apoyos de elastómero son los más utilizados en la actualidad y están elaborados de neopreno que es un caucho sintético. Para este caso se han diseñado apoyos de elastómero reforzado con láminas de acero alternadas adheridas al caucho por vulcanización.

3.4.4.1 Consideraciones previas.

Carga muerta = 59 T

Carga viva = 52 T

Ancho viga = 40 cm

$\Theta_s = 0.005$ (AASHTO, 14.4.2.1)

$G = 12 \text{ kg/cm}^2$ (AASHTO, 14.7.6.2)

$F_y \text{ placas} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$\Delta F_{TH} = 1683 \text{ kg/cm}^2$ (AASHTO, 6.6.1.2.5)

3.4.4.2 Diseño apoyo fijo.

Esfuerzo de compresión por carga total (AASHTO, 14.7.5.3.2-3)

$$\sigma_s \leq 2. G. S \leq 122 \text{ kg/cm}^2 \quad (3.65)$$

Para obtener valores constructivos $L = 25 \text{ cm}$ y $W = 40 \text{ cm}$, esto da un área de 1000 cm^2 .

-Factor de forma mínimo (S).

Para carga total.

$$S \geq \frac{\sigma_s}{2 * G} = 4.63 \quad (3.66)$$

Para carga viva

$$S \geq \frac{\sigma_L}{G} = 4.33 \quad (3.67)$$

-Grosor de capa interior del elastómero (hn).

$$hn = \frac{L*W}{2*S*(L+W)} = 1.66 - 1.78 \text{ cm} \quad (3.68)$$

Se escoge un valor constructivo de 1.5 cm, y se comprueba que el factor de forma obtenido con este hn sea mayor al obtenido con cualquiera de las cargas.

$$S = \frac{L*W}{2*hn*(L+W)} = 5.13 \quad \underline{\underline{\text{CUMPLE}}} \quad (3.69)$$

-Número de capas interiores.

Sera el mayor valor de:

$$n = \frac{G*S*\theta_s}{\sigma_s} * \left(\frac{B}{hn}\right)^2 = 0.77 \quad (3.70)$$

$$n = -0.167 * \theta_s \frac{\left(\frac{B}{hn}\right)^2}{\frac{\sigma_s}{2.25*G*S} - 1} = 1.17 \quad (3.71)$$

Se escoge el valor de 2 capas interior de 1.5 cm, y también 2 capas exteriores que se consideran como el 70% del alto de las capas interiores (AASHTO, 14.7.5.1), es decir, 1 cm.

-Comprobación de la estabilidad del elastómero.

$$htotal = 5 \text{ cm}$$

$$A = \frac{1.92 * \frac{htotal}{L}}{\sqrt{1 + \frac{2*L}{W}}} = 0.26 \text{ cm} \quad (3.72)$$

$$B = \frac{2.67}{(S+2) + \left(1 + \frac{L}{4W}\right)} = 0.32 \text{ cm} \quad (3.73)$$

Como $A-B \leq 0$ el apoyo es estable y no depende de σ_s .

-Cálculo de las placas de refuerzo (zunchos) en el elastómero.

En el estado límite de servicio.

$$h_s \geq \frac{3 \cdot h_n \cdot \sigma_s}{F_y} = 0.12 \text{ cm} \quad (3.74)$$

En el estado límite de fatiga.

$$h_s \geq \frac{2 \cdot h_n \cdot \sigma_L}{\Delta F_{TH}} = 0.093 \text{ cm} \quad (3.75)$$

Se colocaran 3 placas y se asume un valor 2 mm para cada una.

3.4.4.3 Diseño apoyo expansivo.

Se realiza el mismo procedimiento anterior con la excepción de que aquí se debe comprobar la capacidad rotacional del apoyo

- Esfuerzo de compresión por carga total (AASHTO, 14.7.5.3.2-1)

$$\sigma_s \leq 1.66 * G * S \leq 112 \text{ kg/cm}^2 \quad (3.76)$$

Para obtener valores constructivos $L = 25 \text{ cm}$ y $W = 40 \text{ cm}$, esto da un área de 1000 cm^2 .

-Grosor de capa interior del elastómero (h_n).

Aplicando la ecuación (3.68). Se escoge un valor constructivo de 1.3 cm , y se comprueba que el factor de forma obtenido con este h_n sea mayor al obtenido con cualquiera de las cargas.

-Número de capas interiores.

Sera el mayor valor de:

Aplicando ecuación (3.70), $n = 1.18$

$$n = -0.20 * \theta_s \frac{\left(\frac{B}{h_n}\right)^2}{\frac{\sigma_s}{1.875 * G * S} - 1} = 2.22 \quad (3.77)$$

Se escoge el valor de 3 capas interior de 1.3 cm, y también 2 capas exteriores que se consideran como el 70% del alto de las capas interiores (AASHTO, 14.7.5.1), es decir, 0.6 cm.

-Comprobación del grosor total del elastómero.

$$h_{\text{total}} = 5.1 \text{ cm}$$

$$\gamma = 1.2 \quad (\text{AASHTO, tabla. 3.4.4-1})$$

$$\alpha = 1.2 \times 10^{-5}$$

$$\Delta T = 20 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Dilatación total de la viga (Δs) = 0.81 cm

$$h_{\text{total}} \geq 2 * \Delta s \quad (3.78)$$

$$5.1 \text{ cm} \geq 1.62 \quad \textbf{CUMPLE}$$

- Capacidad rotacional del apoyo

$$\epsilon_1 = 0.009 \quad (\text{AASHTO, 14.7.6.3.3-1})$$

$$\delta = \Sigma(\epsilon_1 * h_{\text{total}}) = 0.065 \quad (3.79)$$

$$\theta = \frac{2*\delta}{L} = 0.0052 \quad (3.80)$$

$$\theta \text{ obtenido} > \theta \text{ impuesto} \quad \textbf{CUMPLE}$$

-Comprobación de la estabilidad del elastómero.

$$h_{\text{total}} = 5 \text{ cm}$$

Aplicando ecuaciones (3.72) y (3.73) se demuestra que. Como $A-B \leq 0$ el apoyo es estable y no depende de σ_s .

-Cálculo de las placas de refuerzo (zunchos) en el elastómero.

En el estado límite de servicio con ecuación (3.74) $h_s \geq 0.12 \text{ cm}$. En el estado límite de fatiga con ecuación (3.75) $h_s \geq 0.093 \text{ cm}$.

Se colocaran 3 placas y se asume un valor 2 mm para cada una.

3.4.4.4 Diseño final de los apoyos.

Tabla 14: Valores de diseño para los apoyos.

	Apoyo fijo	Apoyo expansivo
Área	1000 cm ²	1000 cm ²
Capas interiores	2 de 15 mm	3 de 13 mm
Capas exteriores	2 de 10 mm	2 de 6 mm
Placas de acero	3 de 2 mm	4 de 2 mm
Altura total	56 mm	59 mm

Fuente: (El autor)

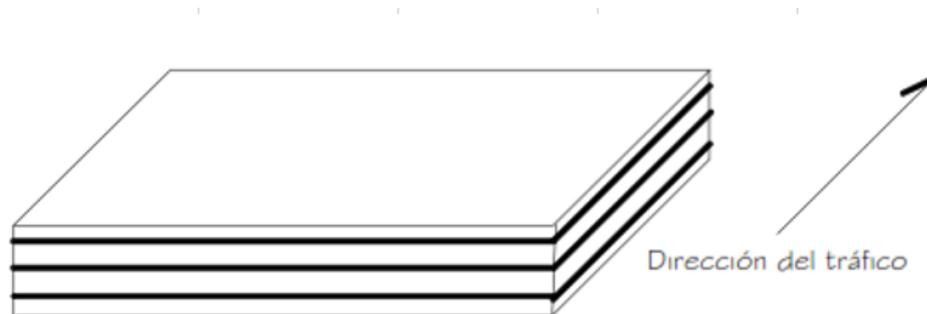


Figura 26: Esquema modelo de los apoyos.

Fuente: (Rodríguez Serquén, 2012).

3.4.5 Diseño subestructura.

Con los datos obtenidos en el estudio de suelos y algunas consideraciones previas que se especifican en la norma AASHTO se procede al diseño.

3.4.5.1 Consideraciones previas.

-Coeficiente de aceleración (A).

Basados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2011) en su capítulo de Riesgo Sísmico indica que el valor del coeficiente de aceleración para el lugar donde estará ubicado el puente es de 0.4.

-Del estudio de suelos.

El suelo está constituido por un estrato de suelos granulares, con boleos de variada dimensión cementados con una matriz limo-arcillosa. La AASHTO en el artículo 3.10.5.1 destaca que si no se tiene una certeza exacta del tipo de perfil de suelo se deberá usar el perfil de suelo tipo II con un valor $S = 1.2$.

-Del estudio topográfico.

Se determinó que para no construir estribos demasiado grandes se cortara la vía realizando esto se necesitaran construir estribos de 7 m de alto a cada lado del rio para aproximarnos a la cota del perfil del rio.

-Categoría del puente.

En el artículo 3.10.3 se definen 3 categorías de puentes donde el nuestro entra en la de “Otros puentes”, ya que la carretera es rural o colectora como se determinó en el estudio de tránsito.

-Zona sísmica según AASHTO.

En el art. 3.10.4 se especifica la zona sísmica en base al coeficiente de aceleración. La zona para nuestro coeficiente corresponde a la 4.

3.4.5.2 Cálculo del ancho de apoyo.

$$N = (200 + 0.0017 * L + 0.0067 * H)(1 + 0.000125 * S^2) \quad (\text{AASHTO, 4.7.4.4})$$

$$(3.81)$$

$$N = 294.5 \text{ mm}$$

Según este artículo este valor debe sufrir un incremento que está en función de la zona sísmica, en este caso es 150%.

$$N_{\text{total}} = 294.5 * 150\%$$

$$N_{\text{total}} = 0.44 \text{ m} \approx 0.70 \text{ m}$$

3.4.5.3 Dimensiones del estribo.

Se ha escogido un estribo en voladizo de concreto armado debido a la economía que podría presentar por su eficiencia en sección. Se han escogido los siguientes valores.

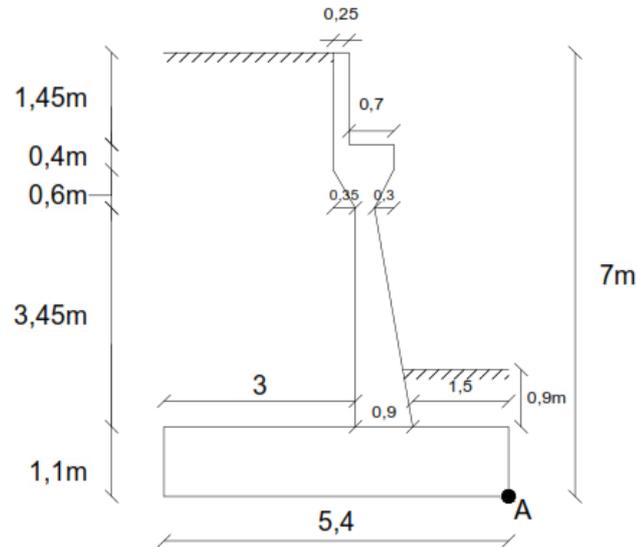


Figura 27: Dimensiones del estribo.

Fuente: (El autor, AutoCAD).

3.4.5.4 Cargas consideradas.

-Cargas verticales.

Tabla 15: Cargas verticales consideradas.

Carga	Tipo	Valor (T/m)	X_a (m)
Peso muro	DC	2.52	2.52
Peso terreno	EV	34.87	3.72
Peso superestructura	DC	11.02	2.15
Peso asfalto	DW	0.48	2.15
Peso carga viva	LL+IM	25.72	2.15
Sobrecarga (carga viva)	LS	3.02	4.08

Fuente: (El autor)

-Cargas horizontales.

Datos

$$\phi = 32^\circ, \delta = 0, i = 0, \beta = 0.$$

-Empuje activo.

$$K_A = \frac{1 - \text{Sen } \phi}{1 + \text{Sen } \phi} \quad (3.82)$$

$$E_A = 0.5 * \gamma * K_A * H^2 \quad (3.83)$$

-Empuje activo dinámico.

Se determinara utilizando la formulación de Mononobe y Okabe Extraide (Terzariol, Aiassa, & Arrúa, 2004)

$$K_H = \frac{A}{2} \quad (3.84)$$

$$K_V = 0$$

$$\theta = \frac{K_H}{1 - K_V} \quad (3.85)$$

$$\psi = \left(1 + \frac{\sqrt{\text{Sen}(\phi + \delta) * \text{Sen}(\phi - \theta - i)}}{\text{Cos}(\delta + \beta + \theta) * \text{Cos}(i - \beta)}\right)^2 \quad (3.86)$$

$$K_{AE} = \frac{\text{Cos}^2(\phi - \theta - \beta)}{\psi * \text{Cos}(\theta) * \text{Cos}^2(\beta) * \text{Cos}(\delta + \beta + \theta)} \quad (3.87)$$

$$E_{AE} = 0.5 * \gamma * K_{AE} * H^2 \quad (3.88)$$

-Determinación de la fuerza de frenado (Br).

En AASHTO, 3.6.4 especifica que la fuerza será la mayor de las condiciones que se presentan. En este caso se comprobó y la fuerza de frenado se debe tomar como el 5% del camión de diseño más la carga de carril y estará aplicada a 1.8 m desde la parte superior del estribo.

$$\text{Fuerza de frenado} = 5\%(25 + 0.95 * 28)$$

$$\text{Fuerza de frenado} = 2.58 \text{ T/m}$$

-Determinación de la fuerza sísmica.

En AASHTO, 4.7.4.2 establece que para puentes de un solo tramo no se requiere análisis sísmico pero si debe cumplir las condiciones mínimas requeridas en el art. 3.10.9 que dice:

F sísmica \geq coeficiente sitio * coeficiente aceleración * carga permanente
(3.89)

$$F \text{ sísmica} \geq \frac{28.16}{5.1} = 5.52 \text{ T/m}$$

Tabla 16: Cargas horizontales consideradas.

Carga	Tipo	Valor (T/m)	Y _a (m)
Empuje activo	EH	14.30	2.33
Empuje dinámico	EQ	6.22	3.50
Carga sísmica	EQ	5.52	6.25
Fuerza de frenado	BR	2.58	8.8
Fuerza inercial del estribo	EQ	11.35	2.93
Sobrecarga (carga viva)	LS	2.45	3.50

Fuente: (El autor)

3.4.5.5 Cargas factoradas para chequeo estados límites.

Se han considerado 3 estados límite, resistencia I, evento extremo I y de servicio I. Para los dos primeros casos se han considerado dos situaciones; la primera servirá para analizar vuelco y desplazamiento (I_A), la segunda nos servirá para el análisis de presiones (I_B). Con el de servicio I se chequeara el agrietamiento.

Para cargas verticales.

$$\text{Resistencia I}_A = 0.9*(DC_{\text{muro}} + DC_{\text{superestructura}}) + (0.65*DW) + (1*EV) + (1.75*LS) \quad (3.90)$$

$$\text{Resistencia I}_B = 1.25*(DC_{\text{muro}} + DC_{\text{superestructura}}) + (1.5*DW) + (1.35*EV) + (1.75*LL+IM) + (1.75*LS) \quad (3.91)$$

$$\text{Evento extremo I}_A = 0.9*(DC_{\text{muro}} + DC_{\text{superestructura}}) + (0.65*DW) + (1*EV) + (0.5*LS) \quad (3.92)$$

$$\text{Evento extremo I}_B = 1.25*(DC_{\text{muro}} + DC_{\text{superestructura}}) + (1.5*DW) + (1.35*EV) + (0.5*LL+IM) + (0.5*LS) \quad (3.93)$$

$$\text{Servicio I} = 1*(DC_{\text{muro}} + DC_{\text{superestructura}}) + (1*DW) + (1*EV) + (1*LL+IM) + (1*LS) \quad (3.94)$$

-Para cargas horizontales

$$\text{Resistencia I}_A = \text{Resistencia I}_B = (1.5*EH) + (1.75*BR) + (1.75*LS) \quad (3.95)$$

$$\text{Evento extremo I}_A = \text{Evento extremo I}_B = 1.5*(EH) + 1*(\sum EQ) + (0.5*BR) + (0.5*LS) \quad (3.96)$$

$$\text{Servicio I} = (1*EH) + (1*BR) + (1*LS) \quad (3.97)$$

Tabla 17: Sumatoria de cargas factoradas para cada estado límite.

	Verticales		Horizontales	
	Vu (T)	Mu (T/m)	Vu (T)	Mu (T/m)
Resistencia I _A	70.07	222.69	30.26	104.81
Resistencia I _B	139.19	393.25	30.26	104.81
Ev. extremo I _A	66.29	207.31	47.05	155.19
Ev. extremo I _B	103.27	308.75	47.05	155.19
Servicio I	96.97	276.99	19.33	64.66

Fuente: (El autor)

3.4.5.6 Chequeo de estabilidad y esfuerzos.

- Vuelco alrededor del punto A.

Para estado límite de resistencia I, según AASHTO, 11.6.3.3.

$$e_{\max} = \frac{B}{4} \quad (3.98)$$

Para estado límite de eventos extremos I, según AASHTO, 11.6.5.

$$e_{\max} = \frac{11}{30} * B \quad (3.99)$$

$$X_0 = \frac{M_{vu} - M_{hu}}{V_u} \quad (3.100)$$

Tabla 18: Comprobación de excentricidades en el estribo.

Estado	Vu(T/m)	Mvu(T.m/m)	Mhu(T.m/m)	Xo (m)	e (m)	e max
Resistencia IA	70.07	222.69	104.81	1.68	1.02	1.35
Resistencia IB	139.19	393.25	104.81	2.07	0.63	1.35
Even. Extremo IA	66.29	207.31	155.19	0.79	1.91	1.98
Even. Extremo IB	103.27	308.75	155.19	1.49	1.21	1.98

Fuente: (El autor)

Se puede concluir que el estribo es satisfactorio ante una falla por vuelco.

- Deslizamiento en la base del estribo.

$$u = \tan(\phi) \quad (\text{AASHTO, 10.6.3.3}) \quad (3.101)$$

$$\phi_T = 0.80 \text{ estado límite de resistencia} \quad (\text{AASHTO, 10.5.5.2.2-1})$$

$$1.00 \text{ estado límite de evento extremo} \quad (\text{AASHTO, 11.6.5})$$

$$\text{Resistente} = u * \phi_T * V_u \quad (3.102)$$

En una primera iteración se comprobó que el estado límite evento extremo IA no cumplía y se decidió aumentar un dentellón de 0.70mx0.70m en la parte inferior para que la estructura no sufra deslizamientos. Se genera un empuje pasivo que se ha sumado ya a la fuerza resistente y así cumplen todos los estados.

-Empuje pasivo.

$$K_p = 6.3 \quad (\text{AASHTO, 3.11.5.4-1})$$

$$R = 0.467 \quad (\text{AASHTO, 3.11.5.4-1})$$

$$E_p = 9.20 \text{ T/m}$$

Tabla 19: Comprobación de deslizamiento del estribo.

Estado	Vu(T/m)	Resistente (T/m)	Actuante (T/m)
Resistencia I _A	70.07	35.03	30.26
Resistencia I _B	139.19	69.58	30.26
Even. Extremo I _A	66.29	50.62	47.05
Even. Extremo I _B	103.27	64.53	47.05

Fuente: (El autor)

3.4.5.7 Revisión de las presiones actuantes en la base del estribo.

Esfuerzo admisible del suelo.

$$q_{adm} = 2.81 \text{ kg/cm}^2$$

Factor seguridad = 3

-Resistencia I.

$$\phi = 0.45 \quad (\text{AASHTO, 10.5.5.2.2-1})$$

$$q_r = 3.79 \quad (\text{AASHTO, 10.6.3.1.1-1})$$

-Estado limite evento extremo I

$$\phi = 1 \quad (\text{AASHTO, 11.6.5})$$

$$q_r = 8.43$$

-Servicio I

$$q_{adm} = 2.81 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla 20: Comprobación de las presiones generadas en la base del estribo.

Estado	Vu(T/m)	Mvu(T.m/m)	Mhu(T.m/m)	Xo (m)	e (m)	q(kg/cm2)
Resistencia I _A	70.07	222.69	104.81	1.68	1.02	2.08
Resistencia I _B	139.19	393.25	104.81	2.07	0.63	3.36
Even. Extremo I _A	66.29	207.31	155.19	0.79	1.91	4.22
Even. Extremo I _B	103.27	308.75	155.19	1.49	1.21	3.47
Servicio I	96.97	276.99	64.66	2.19	0.51	2.21

Fuente: (El autor)

3.4.5.8 Cálculo del acero de la pantalla.

Se han tomado en cuenta todas las cargas horizontales, y se tomaron momentos respecto a la base de la pantalla. Se considera el diseño como una losa en volado y con un recubrimiento de 7.5 cm según la AASHTO, tabla 5.12.3-1.

1.- Acero por flexión.

Estado límite de resistencia I. $M_u = 75.41 \text{ T. m}$

Estado límite de evento extremo I. $M_u = 106.62 \text{ T.m}$

Con ecuación (3.21),

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi_f \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad (3.103)$$

Donde:

$$A_s = 32.82 \text{ cm}^2$$

$$a = 7.72 \text{ cm}$$

$$d = 81.2 \text{ cm}$$

Lo que nos da como resultado $\phi = 26 \text{ mm}$ espaciado a 160 mm.

-Comprobación de acero máximo.

Una sección no sobre reforzada cumple con:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42 \quad (\text{AASHTO, 5.7.3.3.1}) \quad (3.104)$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad (3.105)$$

$$0.11 \leq 0.42 \quad \text{CUMPLE}$$

-Comprobación de acero mínimo.

La cantidad de acero proporcionado será capaz de resistir el menor valor de:

$$M_{cr} = 1.2 * 0.63 * \sqrt{f'_c} * \frac{b * h^2}{6} = 47.19 \text{ T.m} \quad (3.106)$$

$$1.33 * M_u = 141.8 \text{ T. m}$$

$$47.19 < 106.62 \quad \text{CUMPLE}$$

2.- Acero por temperatura.

$$A_{stemp} = 0.756 \frac{A_g}{F_y} \quad (\text{AASHTO, 5.10.8.2-1}) \quad (3.107)$$

$$A_{stemp} \text{ por capa} = 8.1 \text{ cm}$$

Lo que nos da como resultado $\emptyset = 16 \text{ mm}$ espaciado a 250 mm.

-Revisión de fisuración por distribución de armadura.

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c * A)^{\frac{1}{3}}} \leq 0.6 * F_y \quad (\text{AASHTO, 5.7.3.4}) \quad (3.108)$$

Donde:

$$Z = 30600 \text{ kg/m}$$

$$d_c = 6.3 \text{ cm}$$

$$A = 201.60 \text{ cm}^2$$

$$f_{sa} \text{ sección} = 2826 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{sa} \text{ máximo} = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

-Esfuerzo bajo cargas de servicio.

$$f_s = \frac{M_s * C}{I} * n \quad (3.109)$$

Donde:

$$M_s = 45.95 \text{ T.m/m}$$

$$n = 8$$

$$I = 221428 \text{ cm}^4$$

$$f_s = 1851.4 \leq 2520 \quad \underline{\text{CUMPLE}}$$

3.- Revisión por corte.

Se lo realiza para comprobar que no se requiere armadura transversal.

$$\text{Estado límite de resistencia I} \quad V_u = 23.37 \text{ T}$$

$$\text{Estado límite evento extremo I} \quad V_u = 35.46 \text{ T}$$

La resistencia al corte del concreto viene dado por el menor valor de:

$$V_n = (0.53 * \sqrt{f'c} * b_v * d_v) + V_s + V_p \quad (\text{AASHTO, 5.8.3.3-1}) \quad (3.110)$$

$$V_n = (0.25 * f'c * b_v * d_v) + V_p \quad (\text{AASHTO, 5.8.3.3-2}) \quad (3.111)$$

Donde:

$$b_v = 100 \text{ cm}$$

$$d_v = 77.34 \text{ cm}$$

$$V_s = 0$$

$$V_p = 0$$

$$V_n = 59.40 > 35.46 \quad \underline{\text{CUMPLE}}$$

3.4.5.9 Cálculo del acero de la zapata.

Para considerar la acción más desfavorable no se considera la reacción del suelo.

1.- Acero parte superior de zapata.

Estado límite de resistencia I $M_u = 91.48 \text{ T.m}$

Aplicando ecuaciones (3.21) y (3.103) se obtiene que:

Donde:

$$A_s = 24.62 \text{ cm}^2$$

$$a = 5.79 \text{ cm}$$

$$d = 101.2 \text{ cm}$$

Lo que nos da como resultado $\emptyset = 26 \text{ mm}$ espaciado a 220 mm.

-Comprobación de acero máximo.

Una sección no sobre reforzada cumple con ecuación (3.104):

$$0.07 \leq 0.42 \quad \underline{\text{CUMPLE}}$$

-Comprobación de acero mínimo.

La cantidad de acero proporcionado será capaz de resistir el menor valor de:

$$M_{cr} = 70.49 \text{ T.m}$$

$$1.33 * M_u = 121.66 \text{ T. m}$$

$$70.49 < 91.48 \quad \underline{\text{CUMPLE}}$$

2.- Acero por temperatura.

$$A_{\text{stemp}} = 0.0015 * A_g \quad (\text{AASHTO, 5.8.10.2-2}) \quad (3.112)$$

$$A_{\text{stemp}} \text{ por capa} = 8.25 \text{ cm}$$

Lo que nos da como resultado $\emptyset = 16 \text{ mm}$ espaciado a 250 mm.

3.- Revisión del talón por corte.

$$\text{Estado límite de resistencia I} \quad V_u = 58.61 \text{ T}$$

Aplicando las ecuaciones (3.110) y (3.111).

Donde:

$$b_v = 100 \text{ cm}$$

$$d_v = 98.3 \text{ cm}$$

$$V_s = 0$$

$$V_p = 0$$

$$V_n = 67.95 > 58.61 \quad \underline{\text{CUMPLE}}$$

4.- Acero en fondo de zapata.

$$q_u = 4.22 \text{ kg /cm}^2$$

$$\text{Evento extremo I}_A \quad M_u = 25.5 \text{ T/m}$$

Aplicando ecuaciones (3.21) y (3.103) se obtiene que:

Donde:

$$A_s = 8.70 \text{ cm}^2$$

$$a = 2.05 \text{ cm}$$

$$d = 101.7 \text{ cm}$$

Lo que nos da como resultado $\emptyset = 16 \text{ mm}$ espaciado a 230 mm.

$$M_u = \phi * F_y * A_s * \left(d - \frac{a}{2}\right) = 36.79 \text{ T.m} \quad (3.113)$$

-Comprobación de acero máximo.

Una sección no sobre reforzada cumple con ecuación (3.104):

$$0.02 \leq 0.42 \quad \textbf{CUMPLE}$$

-Comprobación de acero mínimo.

La cantidad de acero proporcionado será capaz de resistir el menor valor de:

$$M_{cr} = 70.49 \text{ T.m}$$

$$1.33 * M_u = 33.92 \text{ T. m}$$

$$33.92 < 36.79 \quad \textbf{CUMPLE}$$

5.- Revisión de la punta por corte.

$$\text{Evento extremo } I_A \quad V_u = 80.38 \text{ T/m}$$

Aplicando las ecuaciones (3.110) y (3.111).

Donde:

$$b_v = 100 \text{ cm}$$

$$d_v = 100.68 \text{ cm}$$

$$V_s = 0$$

$$V_p = 0$$

$$V_n = 77.32 > 3.93 \quad \text{CUMPLE}$$

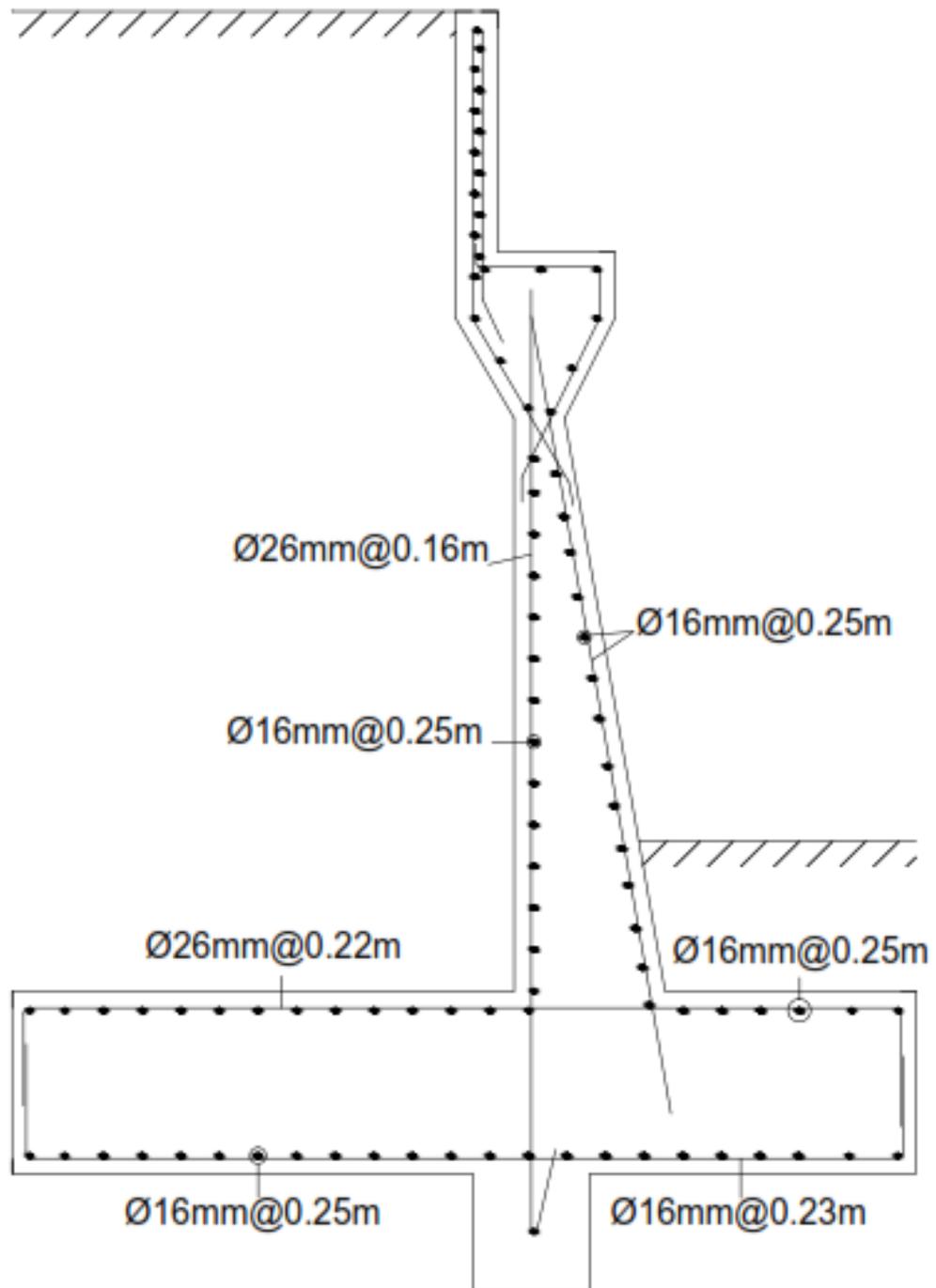


Figura 28: Diseño final del estribo.

Fuente: (El autor, AutoCAD)

CAPÍTULO IV

RESULTADOS

4.1 Validación de resultados.

Mediante el software de diseño CSI Bridge se pudo diseñar la superestructura obteniendo resultados bastante similares a los obtenidos manualmente.

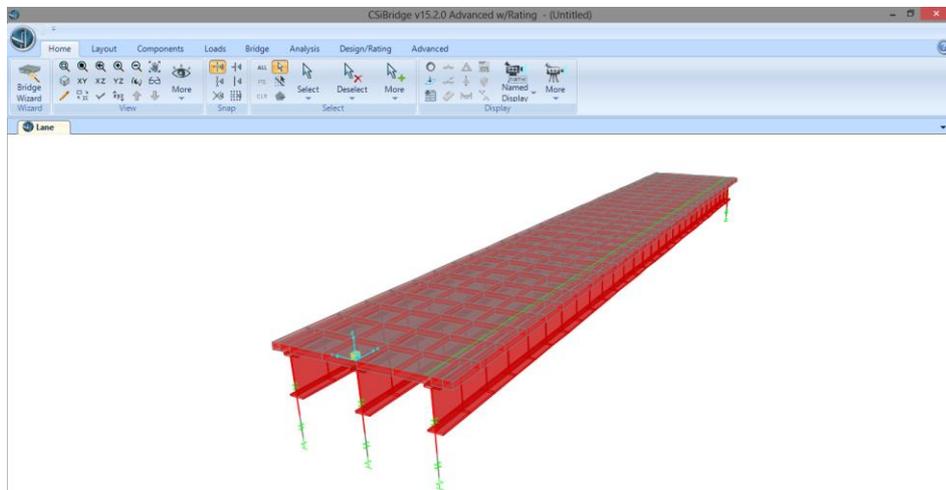


Figura 29: Modelo del puente en CSI Bridge.

Fuente: (El autor, CSI Bridge V15)

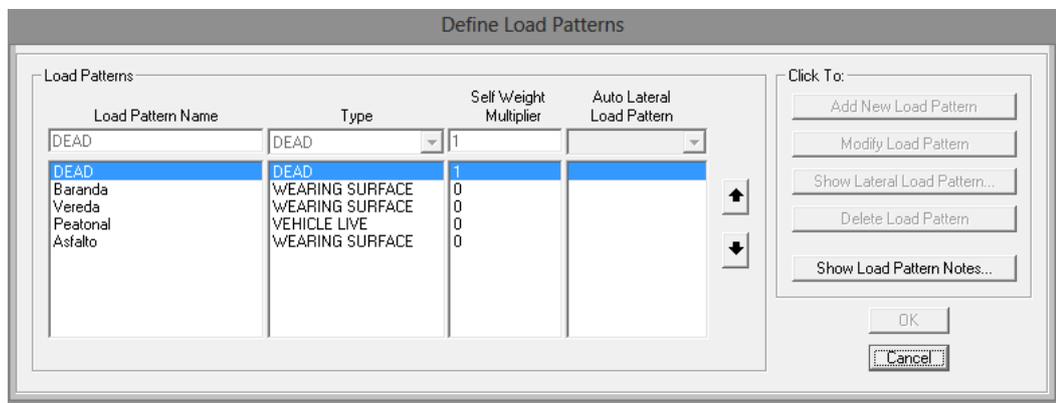


Figura 30: Cargas muertas consideradas en CSI Bridge.

Fuente: (El autor, CSI Bridge V15)

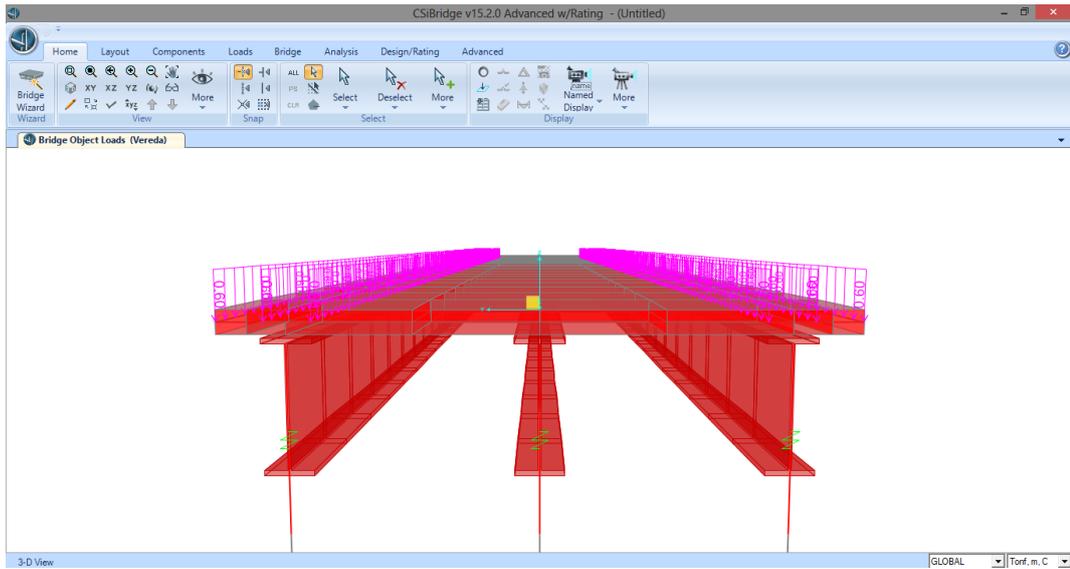


Figura 31: Distribución de carga muerta vereda en CSI Bridge.

Fuente: (El autor, CSI Bridge V15)

General Vehicle Data

Vehicle name: HS-MOP Units: Tonf, m, C

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage

Lane Negative Moments at Supports

Interior Vertical Support Forces

All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0.3048

Lane Interior Edge: 0.6096

Length Effects

Axle: None

Uniform: None

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.	Fixed Width	3.	5.	Two Points	1.8
Leading Load	Infinite		0.	Fixed Width	3.	5.	Two Points	1.8
Fixed Length	4.2		0.	Fixed Width	3.	20.	Two Points	1.8
Variable Length	4.2	9.2	0.	Fixed Width	3.	20.	Two Points	1.8
Trailing Load	Infinite		0.	Fixed Width	3.		Two Points	1.8

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor: []

Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete, OK, Cancel

Figura 32: Datos del camión HS-MOP introducidos para carga viva.

Fuente: (El autor, CSI Bridge V15)

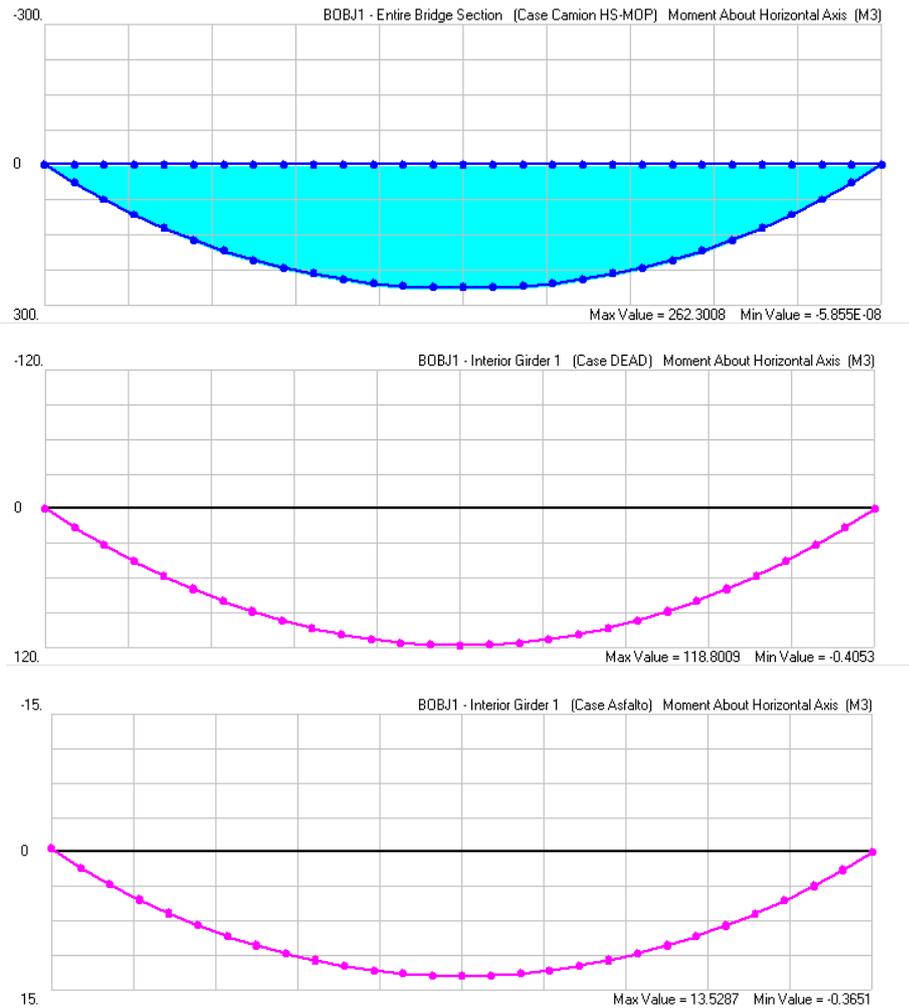


Figura 33: Momentos generados por las cargas en la viga interior.

Fuente: (El autor, CSI Bridge V15)

Tabla 21: Tabla comparativa validación de resultados.

Caso de carga		Diseño tradicional	Diseño con CSI Bridge
Peso propio	Momento	132.26	118.8
	Cortante	18.89	16.58
Baranda	Momento	6.27	4.85
	Cortante	0.90	0.57
Asfalto	Momento	13.23	13.53
	Cortante	1.89	1.93
Carga viva	Momento	264.42	262.3
	Cortante	51.43	38.77
Vereda	Momento	17.64	13.18
	Cortante	2.52	1.58

Fuente: (El autor)

Como se observa existen variaciones mínimas entre los resultados obtenidos por los dos métodos. Por lo que se podría considerar el diseño como satisfactorio.

4.2 Memoria técnica.

A continuación se presenta un resumen general de los principales materiales que deben ser utilizados al momento de la construcción del puente, para mayor referirse al contenido del trabajo.

4.2.1 Infraestructura.

4.2.1.1 Apoyos.

Las placas metálicas tendrán un $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ mientras que el neopreno deberá contar un $G = 12 \text{ kg/cm}^2$ y estarán ubicados uno debajo de cada viga.

4.2.1.2 Estribos.

Contaran un hormigón $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$ y el refuerzo de acero $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ distribuido como se indica en los planos.

4.2.2 Superestructura.

4.2.2.1 Losa

Contará con un hormigón estructural de $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ y refuerzo de acero $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ distribuido como se indica en los planos.

4.2.2.2 Baranda.

La baranda de seguridad constara de columnas constituidas por materiales de las mismas características que la losa y tubos HG con $\emptyset 10 \text{ cm}$ que unirán transversalmente las columnas.

4.2.2.3 Veredas.

Las veredas al igual que la losa tendrán estarán constituidas con los mismos materiales.

4.2.2.4 Tipo de conectores.

Conectores tipo ASTM A325 con \varnothing 20 mm de largo 10 cm, estos serán soldados a la viga.

4.2.2.5 Perfil escogido.

Tres vigas de acero tipo ASTM A36 con las siguientes características.

Tabla 22: Dimensiones del perfil W1000x371.

W1000X371		
W	371	kg/m
A	47400	mm ²
d	1000	mm
d _{det}	1000	mm
b _f	401	mm
b _{f det}	400	mm
t _w	19.1	mm
t _{w det}	19.0	mm
t _{w det} /2	9.52	mm
t _f	36.1	mm
t _{f det}	36.5	mm
k _{des}	66.0	mm
k _{det}	68.3	mm
k ₁	39.7	mm
b _f /2t _f	5.55	
h/t _w	45.6	
I _x / 10 ⁶	8160	mm ⁴
Z _x / 10 ³	18400	mm ³
S _x / 10 ³	16300	mm ³
r _x	414	mm
I _y / 10 ⁶	385	mm ⁴
Z _y / 10 ³	2980	mm ³
S _y / 10 ³	1930	mm ³
r _y	90.2	mm
J / 10 ³	15900	mm ⁴
C _w / 10 ⁹	89700	mm ⁶
W _{no}	96800	mm ²
S _{w1} / 10 ⁶	350	mm ⁴
Q _f / 10 ³	3330	mm ³
Q _w / 10 ³	9030	mm ³
r _{ts}	107	mm
h _o	965	mm
T	863.4	mm

Fuente: (American Institute of Steel Construction, 2013)

4.3 Presupuesto referencial.

Los precios unitarios están detallados en el ANEXO 3 del CD.

Tabla 23: Presupuesto referencial.

RUBRO	DESCRIPCION	UNI.	CANT.	PRECIO UNIT.	PRECIO TOTAL
OBRAS PRELIMINARES Y ACCESOS					
302-1	DESBROCE, DESBOSQUE Y LIMPIEZA	m2	1300.00	1.47	1,911.00
001-E	REPLANTEO Y NIVELACION	Ha	0.05	764.02	38.20
301-4.02(5)	REMOCION DE ESTRUCTURAS EXISTENTES	U	1.00	2444.84	2,444.84
303-2(1)	EXCAVACION SIN CLASIFICAR	m3	413.10	1.56	644.44
309-2(2)	TRANSPORTE DE MATERIAL DE EXCAVACION	m3-km	5163.75	0.37	1,910.59
INFRAESTRUCTURA					
504-(1)	ACERO DE REFUERZO EN BARRAS	kg	1921.19	1.53	2,939.42
503(1)	HORMIGON ESTRUCTURAL f'c=240kg/cm2	m3	18.22	131.86	2,402.49
403-1-E	SUBBASE GRANULAR CLASE III	m3	190.74	19.09	3,641.23
503(7)E	PLACA DE NEOPRENO DUREZA SHORE 60 400x250x20mm	U	10.00	444.15	4,441.50
SUPERESTRUCTURA					
505(1)	SUMINISTRO DE ACERO ESTRUCTURAL ASTM A 38	kg	31165.57	2.23	69,499.22
505(1)	FABRICACION ESTRUCTURA DE ACERO EST. ASTM A 38	kg	31165.57	0.96	29,918.95
505(1)	MONTAJE ESTRUCTURA DE ACERO EST. ASTM A 38	kg	31165.57	1.09	33,970.47
505(1)c	PERNOS DE ACERO ASTM A 325	kg	96.26	18.88	1,817.46
504-(1)	ACERO DE REFUERZO EN BARRAS	kg	3960.09	1.53	6,058.94
507(1)	LIMPIEZA Y PINTURA DE ACERO ESTRUCTURAL	kg	31165.57	0.19	5,921.46
503(1)	HORMIGON ESTRUCTURAL f'c=280kg/cm2	m3	155.26	226.86	35,222.28
704-1(7)	BARANDALES METALICOS DE HIERRO GALVANIZADO	m	53.20	23.13	1,230.52
605-2(1)a	DRENES DE PVC D=110mm	m	3.50	0.80	2.80

NOTA: ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

SUMA TOTAL	204,015.81
-------------------	-------------------

Fuente: (El autor)

SON: DOSCIENTOS CUATRO MIL CON QUINCE US DOLARES 81/100

4.4 Proceso de construcción.

1.- Desbroce de vegetación.

Para iniciar las actividades de construcción se realizara el retiro de la vegetación existente.

2.- Replanteo y nivelación.

Se delimitara el proyecto en la realidad es decir pasar las medidas del plano al terreno.

3.- Excavación.

Se efectuara para llegar a la cota donde se ubicaran las zapatas de los estribos, para esta acción se utilizara maquinaria pesada ya que aproximadamente el volumen a excavar será de 470 m³.

4.- Transporte de materiales.

Mientras se realizan las excavaciones los materiales tales como herramientas, cemento, maquinaria menor pueden seguir ingresando a la zona de construcción. Se puede realizar una concesión para obtener los materiales pétreos del mismo río.

5.- Construcción del estribo.

Con la excavación finalizada se procede a la construcción de los estribos, que serán de hormigón armado. Es necesario tener en cuenta el correcto apuntalamiento de los taludes y un replantillo de 10 cm.

6.- Relleno sobre la cimentación.

Cuando los estribos sean desencofrados se procede al relleno con el material que fue extraído este deberá ser compactado por los menos al 90% del proctor.

7.- Construcción de la superestructura.

Comenzará con el tendido de las vigas de acero para la posterior fundición de la losa, empernado y luego se construirán las veredas y barandas.

8.- Señalética.

Una vez concluidos todos los trabajos de construcción y limpieza se colocaran las respectivas señales de tránsito tanto vertical como horizontal.

9.- Prueba de carga y funcionamiento.

Se deberá realizar la prueba de carga del puente. Después de esto el puente estará listo para empezar su funcionamiento.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones:

- Mediante los estudios básicos de ingeniería, diseño estructural y planos se provee el diseño preliminar del puente sobre el río Norcay con su correspondiente presupuesto referencial.
- Los resultados obtenidos servirán de base para el posterior diseño final y construcción del puente sobre el río Norcay.
- El puente ha sido diseñado de manera que cumpla con todas las especificaciones que garantizan la seguridad de la estructura y la de sus usuarios pero sin incurrir en un sobre dimensionamiento.
- El proceso constructivo y las especificaciones aquí expuestas garantizaran la construcción efectiva del puente.

Recomendaciones:

- Dar un adecuado mantenimiento a los perfiles metálicos cada cierto tiempo ya que el puente estará ubicado en una zona tropical.
- Realizar un mantenimiento preventivo de las vías que llegan al sector de La Esperanza debido a que existen constantes derrumbes y pueden retrasar la obra.
- Crear un “Manual Técnico de Diseño de Puentes del Ecuador” en donde se vean reflejadas las características del país con el fin de estandarizar su diseño para no seguir utilizando normas internacionales.
- Los resultados que brindan los programas especializados en diseño de puentes deben ser corroborados mediante el proceso de diseño manual ya que estas son solo herramientas informáticas y el diseñador debe interpretar los resultados.
- La construcción del puente deberá empezar entre los meses de julio y noviembre ya que es la época de verano en el sector de La Esperanza y el caudal del río es menor comparado con los otros meses.

BIBLIOGRAFIA

- ACI, C. (2008). *Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-08) y comentario*. American Concrete Institute.
- ACSAM. (2011). Estudios hidrológicos, climatológicos y modelos hidráulicos, en el marco del proyecto de control de Inundaciones Bulubulu- Cañar – Naranjal. Cuenca, Azuay, Ecuador.
- AMERICAN Institute of Steel Construction. (2013). *Steel construction manual*. Chicago: Amer Inst of Steel Construction.
- FUNDACIÓN Natura-Cuencaire-CGA. (2007). *Resumen del inventario de emisiones atmosféricas del canton Cuenca*. Cuenca.
- GOMÉZ Díaz, J. (2012). *PUENTES*. La Habana.
- MAYOR Reyes Spíndola, R. C., & Cárdenas Grisales, J. (1994). *Ingeniería de Tránsito Fundamentos y Aplicaciones* (Septima ed.). Mexico D.F: Alfaomega.
- MCCORMAC, J. C., & Csernak, S. F. (2013). *Diseño de estructuras de acero* (Quinta ed.). Mexico: Alfaomega .
- MINISTERIO de Transporte y Obras Publicas. (2003). Normas de diseño geométrico de carreteras. *Puentes*. Quito, Pichincha, Ecuador.
- NEC. (6 de Abril de 2011). Norma Ecuatoriana de la Construcción. *Riesgo Sísmico*. Quito.

OFFICIALS, A. A. (2012). *AASHTO LRFD Bridge Desing Specifications*. Washington, Dc.

PESANTEZ L., R. (2015). *Estudio geotecnico para la construccion de un puente en el sector de Tamarindo, para la parroquia Molleturo, canton Cuenca, provincia del Azuay*. Cuenca.

RODRÍGUEZ Serquén, A. (2012). *PUENTES con AASHTO-LRFD 2010*. Peru.

ROMO Proaño, M. (2009). *PUENTES Y VIADUCTOS*. Quito.

TERZARIOL, R., Aiassa, G., & Arrúa, P. (2004). Diseño sísmico de estructuras de contención en suelos granulares. *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, 153-166.

VILLÓN Béjar, M. (2002). *Hidrología*. Lima: Peru.