



ESPE
UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y
LA CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**TEMA: ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA RESISTENCIA
ACTUAL DEL PUENTE DE LA BOCATOMA**

AUTOR: FALCONÍ RUEDA, MAURICIO ALEJANDRO

DIRECTORA: ING. ROBALINO BEDÓN, IVETH CAROLINA

SANGOLQUÍ

2016



**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA
CONSTRUCCION**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

CERTIFICACIÓN

Certifico que el trabajo de titulación, “**ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA RESISTENCIA ACTUAL DEL PUENTE DE LA BOCATOMA**” realizado por el señor **FALCONÍ RUEDA MAURICIO ALEJANDRO**, ha sido revisado

en su totalidad y analizado por el software anti-plagio, el mismo cumple con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de Fuerzas Armadas ESPE, por lo tanto, me permito acreditarlo y autorizar al señor **FALCONÍ RUEDA MAURICIO ALEJANDRO** para que lo sustente públicamente.

Sangolquí, 11 de julio del 2016

ING. IVETH CAROLINA ROBALINO BEDÓN
DIRECTORA



**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA
CONSTRUCCION**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD

Yo, **FALCONÍ RUEDA MAURICIO ALEJANDRO**, con cédula de identidad N° 171830544-2, declaro que este trabajo de titulación “**ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA RESISTENCIA ACTUAL DEL PUENTE DE LA BOCATOMA**” ha sido desarrollado considerando los métodos de investigación existentes, así como también se ha respetado los derechos intelectuales de terceros considerándose en las citas bibliográficas.

Consecuentemente declaro que este trabajo es de mi autoría, en virtud de ello me declaro responsable del contenido, veracidad y alcance de la investigación mencionada.

Sangolquí, 11 de julio del 2016

MAURICIO ALEJANDRO FALCONÍ RUEDA

C.C 171830544-2



**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA
CONSTRUCCION**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORIZACIÓN

Yo, **FALCONÍ RUEDA MAURICIO ALEJANDRO**, autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar en la biblioteca Virtual de la institución el presente trabajo de titulación “**ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA RESISTENCIA ACTUAL DEL PUENTE DE LA BOCATOMA**” cuyo contenido, ideas y criterios son de mi autoría y responsabilidad.

Sangolquí, 11 de julio del 2016

MAURICIO ALEJANDRO FALCONÍ RUEDA

C.C 171830544-2

DEDICATORIA

Dedico a Dios por estar a mí lado y bendecirme en cada momento de vida.

A mis padres Carlos y Yolanda quienes siempre me han apoyado y me brindan sus grandes consejos que eternamente me sirven para mejorar como persona.

A mi familia que han estado presente en todo momento de mi vida, que siempre disfrutamos cuando estamos juntos.

AGRADECIMIENTO

A mi linda madre por siempre estar pendiente y ayudarme en todo y siempre darme su amor incondicional.

Un agradecimiento especial a la Ingeniera Carolina Robalino quien me guio en la realización del presente proyecto de investigación y me brindó su apoyo y comprensión constante.

Un especial agradecimiento al Ing. Estuardo Peñaherrera por ayudarme tanto profesional como personalmente y siempre estar disponible para cualquier duda que he tenido y resolverla.

Agradezco a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE y a mis grandes maestros que con sus enseñanzas me encaminaron para tener un gran conocimiento en mi vida profesional.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CERTIFICACIÓN.....	ii
AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD	iii
AUTORIZACIÓN.....	iv
DEDICATORIA	v
AGRADECIMIENTO	vi
RESUMEN.....	xiii
ABSTRACT.....	xiv
1.1 Antecedentes	1
1.2 Planteamiento del Problema	2
1.3 Objetivos	2
1.3.1 Objetivo General.....	2
1.3.2 Objetivos Específicos	2
1.4 Alcance	2
1.5 Limitaciones	3
1.6 Justificación.....	3
2.1 Tipos de Puentes	5
2.1.1 Puentes Según su Material.....	5
2.1.2 Puentes Según su Sistema Estructural	8
2.1.3 Puentes Según su Finalidad.....	9
2.1.4 Puentes Según su Tipo de Anclaje.....	9
2.1.5 Superestructura	9
2.1.5 Subestructura	11
2.2 Características del Puente de la Bocatoma	12
2.3 Tipo de Cargas en Puentes.....	13

2.4 Combinación de Cargas.....	20
2.5 Carga Viva Móvil Vehicular en Puentes	22
2.6 Impacto Dinámico de la Carga Viva Móvil Vehicular	24
RECOPIACIÓN DE DATOS	26
3.1 Métodos de Diagnóstico y Evaluación de Puentes	26
2.1.1 Método para Resistencia.....	28
3.1.2 Ensayo Magnético	31
4.1 Método de Esfuerzos Últimos (LRFD).....	34
4.2 Modelo con CSIBRIDGE	43
4.3 Comprobación de la Armadura Existente del Puente.....	61
4.3.1 Ingreso de Acero en Vigas	61
5.1 Reforzamiento con Fibra de Carbono (FRP).....	69
5.1.1 Descripción del FRP	69
5.1.2 Filosofía de Diseño	69
5.2 Refuerzo a Flexión	70
5.3 Calculo del Momento Inicial	70
5.4 Comprobación si es factible utilizar FRP	71
5.5 Reforzamiento con Encamisamiento Metálico	71
5.5.1 Calculo de la Sección Equivalente de Acero	71
5.5.2 Reforzamiento en el alma.....	75
BIBLIOGRAFÍA.....	82
ANEXOS.....	84

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Combinaciones de Cargas y Factores de Cargas	21
Tabla 2; Factor de Mayoración de Carga Gravitacionales γ_P	22
Tabla 3: Reducción por presencia de múltiples carriles cargados	24
Tabla 4: Porcentajes de Impacto Vehicular	24
Tabla 5: Lectura de Mediciones.....	29
Tabla 6: Valores de resistencia a compresión del hormigón, caso 1	30
Tabla 7: Valores de resistencia a compresión del hormigón, caso 2	30
Tabla 8: Valores de resistencia a compresión del hormigón, caso 3	31
Tabla 9: Resumen de Ensayo Magnético	32
Tabla 10: Resumen de Pesos Propios DC	38
Tabla 11: Resumen de Momentos.....	57
Tabla 12: Dimensiones de la sección en hormigón	72
Tabla 13: Dimensiones de la sección equivalente.....	75
Tabla 14: Dimensiones de la viga con reforzamiento en el alma.....	76
Tabla 15: Resumen de momentos según la resistencia de hormigón	79

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Puente de Hormigón.....	5
Figura 2: Vigas para Puentes Preesforzados.	6
Figura 3: Puentes Estructura de Acero.....	6
Figura 4: Puente de Madera.	7
Figura 5: Gráfico Comparativo de Costos y Luces en Puentes de Distintos Materiales, en Puentes de Luces Pequeñas y Medianas.....	7
Figura 6: Superestructura	10
Figura 7: Carpeta de Rodadura	10
Figura 8: Tablero	11
Figura 9: Ubicación del Proyecto	12
Figura 10: Corte Transversal	13
Figura 11: Fricción negativa	14
Figura 12: Elementos de la Superestructura	14
Figura 13: Carpeta de Rodadura	14
Figura 14: Presión lateral de tierra.....	15
Figura 15: Fuerzas de procesos de construcción.	15
Figura 16: Carga de la estructura sobre suelo.....	16
Figura 17: Fuerza de frenado del 25% de las cargas actuantes.....	16
Figura 18: Fuerza de frenado del 5%	17
Figura 19: Fuerza Centrifuga.....	17
Figura 20: Vigas pretensadas en puentes	17
Figura 21: Acción de las palizadas y de hielo flotante en los cauces de agua sobre los puentes.	18
Figura 22: Camión estándar de 3 ejes.....	19
Figura 23: Puente peatonal y ciclovía.....	19
Figura 24: Juntas de Dilatación para controlar el efecto de la temperatura	20
Figura 25: Acción del Agua sobre las pilas de puente.....	20
Figura 26: Camión HS-MOP	23
Figura 27 Geometría del puente.....	27

Figura 28 Perdida de recubrimiento.....	28
Figura 29: Esquema del Puente en Corte.....	32
Figura 30 : Pared Lateral Izquierda, distribución de acero	33
Figura 31: Corte transversal del puente.....	34
Figura 32: Área transversal del puente.....	35
Figura 33: Ubicación de diafragmas	35
Figura 34: Corte transversal de diafragmas.....	36
Figura 35: Cargas de diafragmas en viga.....	36
Figura 36: Momento ejercido por diafragmas	36
Figura 37: Protecciones del puente	37
Figura: 38 Carga Permanente Dc.....	39
Figura 39: Momento Dc1	40
Figura 40: Momento Dw	40
Figura 41: Momento flector aplicando el teorema de Baret	41
Figura 42: Carga distribuida del camión	42
Figura 43: Ventana de Trabajo	43
Figura 44: Pasos para modelar.....	44
Figura 45: Eje de Puente	44
Figura 46: Material.....	45
Figura 47: Tipo de Puente	46
Figura 48: Valores de la sección transversal	46
Figura 49: Diafragma Exterior.....	47
Figura 50: Diafragma Interior	47
Figura 51: Apoyo Móvil	48
Figura 52: Pilares.....	48
Figura 53: Cargas Barandas Izquierda y Derecha.....	49
Figura 54: Carga Distribuida Barandas.....	49
Figura 55: Cargas Vereda Izquierda y Derecha.....	50
Figura 56: Carga Distribuida Vereda	50
Figura 57: Carga Carpeta de Rodadura	51
Figura 58: Carga Distribuida Carpeta de Rodadura.....	51
Figura 59: Asignación de objetos extras en puente	52

Figura 60: Definición de los diafragmas externos	53
Figura 61: Distribución Diafragmas internos.....	53
Figura 62: Asignación de cargas lineales	54
Figura 63: Colocación de cargas del carpeta de rodadura y veredas.....	54
Figura 64: Colocación de cargas de la carpeta de rodadura y veredas...	55
Figura 65: Colocación de cargas de la carpeta de rodadura y veredas...	55
Figura 66: Ejes de vía.....	56
Figura 67: Camiones	56
Figura 68: Cargas a modelar	57
Figura 69: Momento de Carga Muerta.....	58
Figura 70: Momento Barandas	59
Figura 71: Momento Veredas	59
Figura 72: Momento Carpeta de Rodadura	60
Figura 73: Momento Camión HL-93.....	60
Figura 74: Momento Camión MOP	61
Figura 75: Acero Pared Lateral Exterior	62
Figura 76: Ventana de Ingreso Acero	63
Figura 77: Viga exterior izquierda	64
Figura 78: Viga exterior derecha.....	64
Figura 79 :Viga interior	65
Figura 80: Combinación a diseñar	65
Figura 81: Resultado de acero en vigas con $F'c=215[\text{kg}/\text{cm}^2]$	66
Figura 82: Resultado de acero en vigas con $F'c=250[\text{kg}/\text{cm}^2]$	67
Figura 83: Resultado de acero en vigas con $F'c=270[\text{kg}/\text{cm}^2]$	68
Figura 84: Momento nominal	71
Figura 85: Sección de la viga I.....	72
Figura 86: Dimensiones de la viga I sin transformar.....	74
Figura 87: Sección equivalente.....	75
Figura 88 Refuerzo en el alma.....	76
Figura 89: Viga con carga de peso propio del acero	77
Figura 90: Puente con placas metálicas	78
Figura 91: Puente con reforzamiento metálico	80

RESUMEN

En la presente investigación estuvo enfocada a establecer el estado estructural del puente de la Bocatoma que posee una geometría de vigas tipo cajón en hormigón armado, utilizando las normativas vigentes en el país para el diseño de puentes. Se describen los pasos a seguir en la revisión de puentes según la Norma AASHTO, además los ensayos necesarios para ver las características estructurales del mismo. Para el diseño estructural se manejó el software CSIBRIDGE, es un programa especializado para el diseño de puentes. Se describen los pasos a seguir para el modelamiento, la asignación de solicitaciones y la elección de la norma con la que se desea diseñar. Se analizaron tres tipos de resistencia del hormigón del puente por medio de un ensayo esclerométrico. Luego, se procedió a realizar el reforzamiento en el caso más crítico, en el cual se ve la posibilidad de reforzar utilizando fibra de carbono “FRP”, las limitaciones que este tipo de reforzamiento presenta. Finalmente, se realizó el encamisamiento con placas de acero A572. Además, se presentan conclusiones y recomendaciones basadas en los análisis de los ensayos y resultados obtenidos.

PALABRAS CLAVE

- **ANÁLISIS ESTRUCTURAL**
- **RESISTENCIA**
- **PUENTE**
- **ENSAYO ESCLEROMÉTRICO**
- **REFORZAMIENTO**

ABSTRACT

In the present investigation, it is aimed to determine the structural state of the Bocatoma bridge, which has a geometry type box girder in reinforced concrete by, using the regulations in the country to design bridges. A revision of bridges design was carried out based in the AASHTO Norm. Furthermore, the trials, which are needed to describe the structural characteristics, were presented in the manuscript. CSiBridge structural design software, was specially used for bridge design. The steps for modeling, mapping loads, and the selection of norm according to the parameters designs. Three types of concrete resistance bridge were analyzed by a method for resistance assay and proceeded to the reinforcement in the most critical case. Also the possibility of strengthening using carbon fiber "FRP" and limitations is this type of reinforcement were analyzed, as well as, the encamisamiento with steel plates A572. Moreover, several conclusions and recommendations are drawn based on the experimental results obtained.

KEY WORDS

- **STRUCTURAL STATE**
- **RESISTANCE**
- **BRIDGE**
- **SCLEROMETER TEST**
- **REINFORCEMENT**

CAPÍTULO 1 GENERALIDADES

1.1 Antecedentes

El deterioro en puentes de nuestro país, es un tema de vital importancia que influye en el ámbito social, económico, político, etc. Consecuencia de estos deterioros se produce inseguridad vial que conlleva a un eventual colapso de la estabilidad de las estructuras, comprometiendo seriamente la comunicación para el tránsito vehicular, de personas y mercancías.

Algunas estructuras son antiguas, por tanto, vulnerables a presentar condiciones de deterioro que pueden afectar su operación, razón por la cual es importante indagar y profundizar sobre su estado y comportamiento estructural.

Es sumamente importante verificar la vida residual y confiabilidad operacional de puentes, tomando en cuenta que la evaluación estructural determina el daño, condiciones anormales de operación y deterioro en las estructuras civiles (Aktan & Grimmelsman, 1999).

En el Ecuador existe el “MANUAL DE MANTENIMIENTO VIAL”, en el capítulo 5 “ACTIVIDADES Y NORMAS DE EJECUCION DE MANTENIMIENTO VIAL”, en el inciso 5.1.3 listado de actividades literal a mantenimiento rutinario, menciona que se debe realizar la inspección y mantenimiento de puentes. Actualmente se está actualizando la metodología de evaluación de puentes a fin de optimizar los recursos económicos, técnicos para avalar la vida útil del puente.

Por lo tanto, es sumamente importante el análisis del Puente la Bocatoma.

En lo concerniente a la evaluación de confiabilidad estructural en puentes existen en Ecuador escasos estudios e información al alcance de todos dada a su falta de difusión lo cual conlleva a la poca explotación de esta valiosa herramienta.

1.2 Planteamiento del Problema

El puente de la Bocatoma es uno de los más utilizados ya que une el Triángulo con Conocoto y Capelo, teniendo una gran afluencia de vehículos las 24 horas del día, sabiendo que es sumamente importante realizar mantenimientos constantes del mismo. Además, en la época de construcción del mismo no fueron considerados los diferentes factores de seguridad que actualmente se toman con las variaciones de las normas AASHTO.

Evaluar el comportamiento estructural del puente mencionado, cumpliendo la normativa vigente utilizando el método LRFD, especificado en la norma AASHTO, ya que se desconoce su funcionamiento estructural por falta de documentación de planos y memoria de cálculo de la estructura.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General

Verificar el comportamiento estructural de la superestructura a través del análisis estructural del Puente de la Bocatoma

1.3.2 Objetivos Específicos

- Determinar las características de los materiales que constituyen la superestructura.
- Definir a través de un modelo matemático el comportamiento estructural actual, mediante la aplicación de las normas AASHTO Y NEVI 12.

1.4 Alcance

- Definir las propiedades del hormigón utilizando ensayo esclerométricos, y conocer la distribución de los aceros en la superestructura por medio del ensayo magnético.
- Conocer el correcto comportamiento estructural cumpliendo los requerimientos solicitados por las normas AASHTO y NEVI 12.

- Determinar el tipo de refuerzo necesario para devolver a la superestructura su capacidad de carga inicial o aumentar su capacidad de carga.

1.5 Limitaciones

En el presente trabajo las limitaciones son la falta de información del puente de la Bocatoma como:

- La falta las memorias de cálculo estructural.
- Inconsistencia de planos estructurales y fecha de construcción del mismo.

Esto dificulta la comprobación de las características estructurales del mismo.

1.6 Justificación

El puente de la Bocatoma es una de las principales estructuras en el Valle de los Chillos que comunica el sector del Triángulo, Capelo y Conocoto. Por esta estructura circulan una gran cantidad de vehículos durante la mayor parte de horas del día.

Dado el incremento del parque automotriz posiblemente esté sufriendo daños estructurales ya que la vida útil de una obra civil de este tipo, es de aproximadamente 50 años según varios especialistas en este tema, si fuese mayor la vida útil de este tipo de estructuras el costo sería demasiado alto. En el sector se preguntó a los moradores si sabían el tiempo que se tiene este puente, de lo que mencionaron que este puente tiene más de 50 años por lo cual es necesario realizar ensayos de los materiales de la superestructura que constituye el puente de la Bocatoma.

En la actualidad no hay la información estructural respecto a este puente, además, dado el incremento del parque automotriz, puede estar sufriendo daños estructurales, como fisuración de los elementos de la superestructura. Considerando que las normas AASHTO han cambiado la metodología de diseño y a su vez aumentados las cargas para el mismo, es necesario realizar un análisis estructural para poder determinar la carga admisible del

puente y reforzarlo, de manera que sea capaz de resistir las cargas solicitadas por la norma AASHTO y NEVI 12.

La construcción del nuevo proyecto "LA ARMENIA 1" va a tener impacto sobre la carga que soporta el puente de la Bocatoma, ya que ayudará a disminuir la cantidad de vehículos que circulan por dicho puente.

CAPÍTULO 2 ASPECTOS GENERALES

2.1 Tipos de Puentes

En la actualidad, con el crecimiento tecnológico, existen una gran cantidad de tipos de puentes, clasificándose por su uso, según su material, sistema estructural, etc.

2.1.1 Puentes Según su Material

La clasificación en puentes puede ser según el tipo de material como se indica a continuación:

- **Puente de Hormigón Armado**

Este tipo de puentes son utilizados comúnmente en carreteras de primero y segundo orden, poseen luces hasta de 25m, no es recomendable implementar una mayor luz debido a que representan un aumento en su peso propio el cual aumenta notablemente el momento por peso propio dando así un excesivo costo. (Romo, Apuntes de Puentes y Viaductos, 2014)

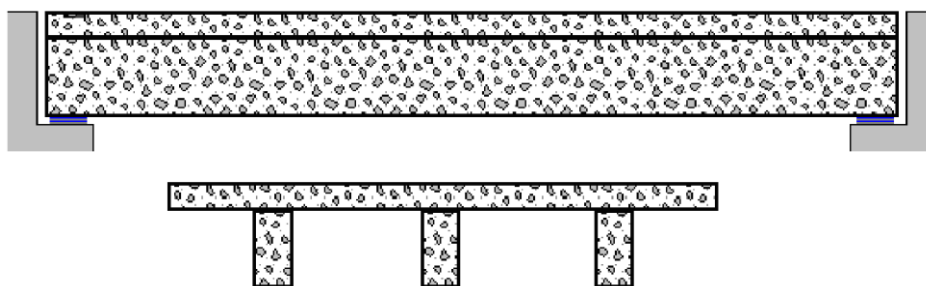


Figura 1: Puente de Hormigón

Fuente: (Romo, Puentes y Viaductos, 2014)

Una clase de puente hormigón armado es de vigas tipo cajón, tomando en cuenta que se utilizan para poder reducir el peso de la estructura. En la actualidad ya no se realizan vigas tipo cajón en hormigón armado si no se usa en puentes pretensados o postensados.

- **Puentes de Hormigón Preesforzado**

Los puentes de hormigón preesforzado (pretensado y postensado) ayudo mucho para poder superar la luz de los puentes en hormigón

armado, llegando a tener una luz hasta 45 m. Lo más importante en los puentes de hormigón preesforzado es la disminución del peso propio de la estructura. (Romo, Apuntes de Puentes y Viaductos, 2014)



Figura 2: Vigas para Puentes Preesforzados.

Fuente: (Romo, Puentes tradicionales de hormigón preesforzado , 2014)

- **Puentes de Acero**

Los puentes de acero tienen la particularidad de vencer luces hasta 70m las cuales son mayores que las luces para puentes preesforzados, cuando los puentes metálicos son en celosía se ha alcanzado los 100m, y puentes metálicos en arco de celosía se ha llegado hasta 150m. (Romo, Apuntes de Puentes y Viaductos, 2014)



Figura 3: Puentes Estructura de Acero.

Fuente: (Romo, Puentes de Acero, 2014)

- **Puentes de Madera**

Este tipo de puente se ha usado con longitudes de hasta 20 m, en caminos de poca circulación, con vehículos livianos. (Romo, Puentes de Madera, 2014)

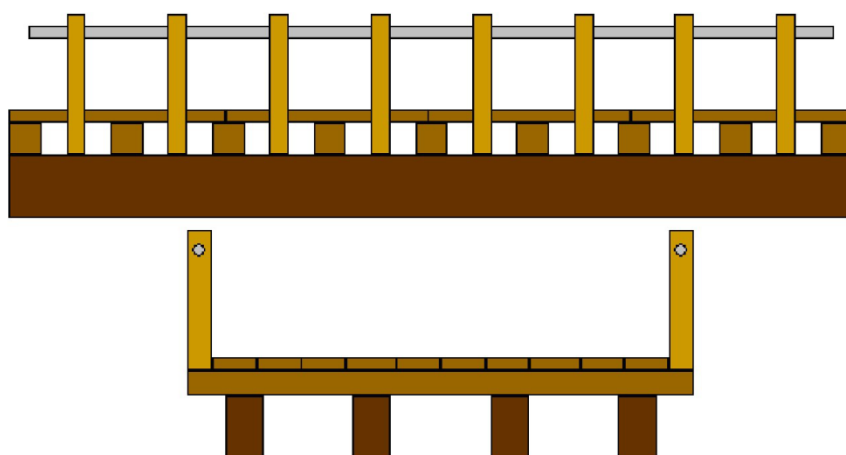


Figura 4: Puente de Madera.

Fuente: (Romo, Puentes de Madera, 2014).

A continuación se muestra un gráfico que compara los costos y luces en puentes de distintos materiales.

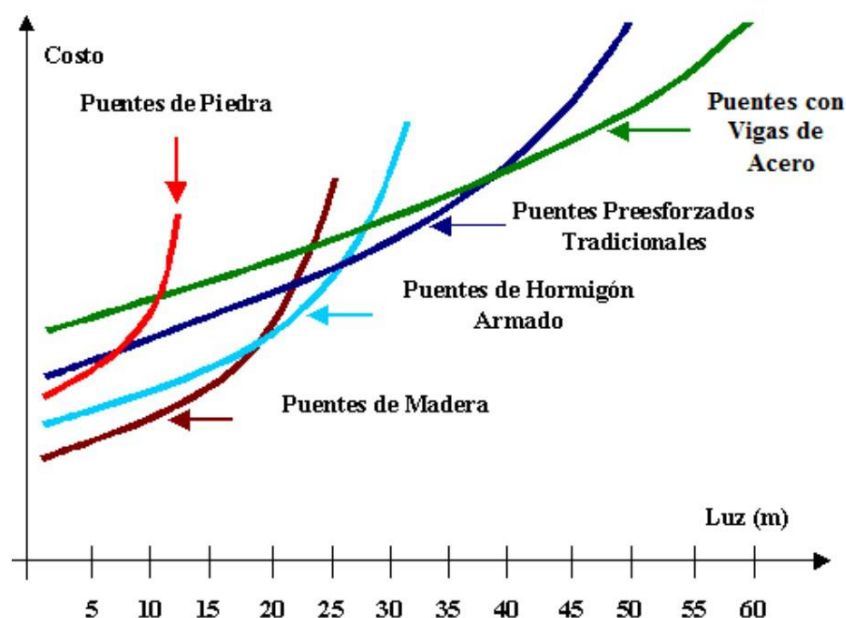


Figura 5: Gráfico Comparativo de Costos y Luces en Puentes de Distintos Materiales, en Puentes de Luces Pequeñas y Medianas.

Fuente: (Romo, Puentes de Madera, 2014).

2.1.2 Puentes Según su Sistema Estructural

- **Isostático**

Un puente isostático es aquel que desde el punto de vista estático y de flexión poseen tableros que son independientes los unos de los otros, y de los apoyos que los sostienen. (Abascal, 2013)

- **Hiperestático**

Un puente hiperestático es aquel que desde el punto de vista estático poseen tablero que son dependientes los unos de los otros. (Abascal, 2013)

- **Puentes de Arco**

Los puentes de arco se pueden clasificar de la siguiente manera

- Tablero superior.
- Acero con tímpano de celosía.
- Puentes con tímpano abierto o macizo.
- Tablero inferior, discurriendo la calzada entre arcos.
- Arcadas y de hormigón.

Son aquellos los cuales poseen como su elemento estructural predominante el arco.

- **Puentes colgantes**

Poseen un tablero suspendido en el aire por dos cables los cuales se encuentran apoyados apoyadas en torres construidas sobre pilas (Abascal, 2013).

- Atirantados.
- Móviles.
- Losa maciza.
- Puentes con vigas simplemente apoyadas.
- Pórticos.
- De armadura metálica.
- Compuestos.

2.1.3 Puentes Según su Finalidad

Los puentes son clasificados según el uso que se lo vaya a dar (Gonzales, 2000)

- Puentes para viaductos
- Para carretera
- Para ferrocarril
- Puentes compuestos
- Acueducto
- Pasarelas (peatón)

2.1.4 Puentes Según su Tipo de Anclaje

- **Puentes de Potones**

Puentes apoyados comúnmente sobre soportes flotantes.

- **Puentes Móviles**

Puentes que son capaces de desplazarse.

- **Puentes Fijos**

Puentes comúnmente utilizados en la construcción de autopistas, los cuales son anclados de forma permanente en las pilas.

(Miliarium, 2000) Elementos Constitutivos

Los puentes están divididos en dos grandes partes que son la superestructura, elementos secundarios e infraestructura.

2.1.1 Superestructura

Son los elementos estructurales que conforman la parte superior del puente, las partes básicas de la superestructura son las siguientes:

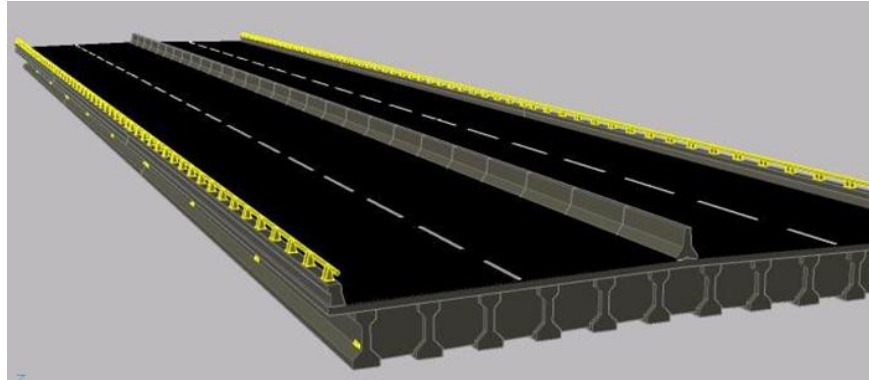


Figura 6: Superestructura

Fuente: (Santibañez, 2008)

- **Superficie de Rodadura**

Es la parte superior de la losa que por lo general se encuentra cubierto con material bituminoso con un espesor típico entre 5.1 a 10.2 cm (Zhao & Tonias, 2012)



Figura 7: Carpeta de Rodadura

Fuente: (The Mastic Asphalt Industry – A Global Perspective, 2008)

- **Tablero**

La función principal es repartir las solicitaciones transversales a lo largo del perfil transversal del puente. El tablero se apoya en un pórtico u otro sistema estructural diseñado para distribuir solicitaciones a lo largo del puente. (Zhao & Tonias, 2012)

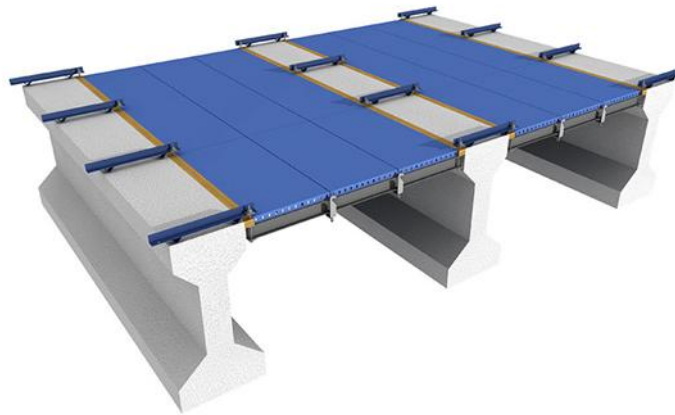


Figura 8: Tablero

Fuente: (Unispan, 2015)

- **Miembros Principales**

Los miembros principales son los encargados de distribuir las solicitaciones longitudinalmente y soportan flexión y corte. (Zhao & Tonias, 2012)

- **Miembros Secundarios**

Los miembros secundarios son riostras entre los miembros principales diseñados para resistir deformaciones en la sección transversal del marco de la superestructura y ayuda a distribuir parte de la carga vertical entre las vigas longitudinales. (Zhao & Tonias, 2012)

2.1.5 Subestructura

Es la parte inferior del puente donde se apoya la superestructura las partes básicas son las siguientes:

- **Apoyos**

Los apoyos facilitan la transmisión de la carga vehicular y de la superestructura a la subestructura, dando las restricciones necesarias para su comportamiento estructural. (Wai-Fah & Lian, Superstructure Design, 2014)

- **Estribos**

Son estructuras de retención de suelo que se apoya la superestructura y la calzada de principio a fin en un puente. Los

estribos resisten la fuerza longitudinal del suelo debajo de la calzada.

- **Pilares**

Los pilares son estructuras que resisten la superestructura en puntos intermedios.

2.2 Características del Puente de la Bocatoma

El puente de la Bocatoma está situado en la provincia de Pichincha, cantón Rumiñahui, Av. Ilaló y González Suárez, San Rafael.

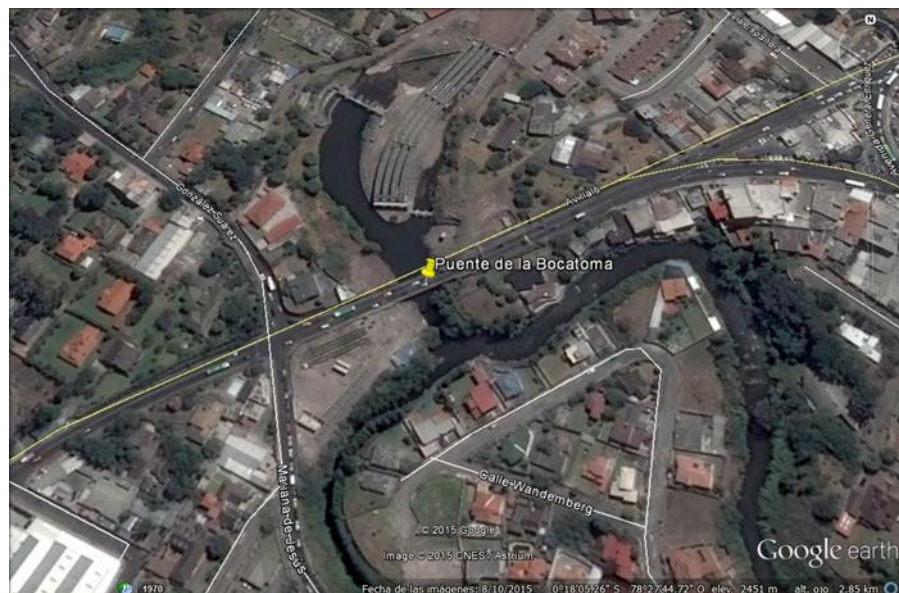


Figura 9: Ubicación del Proyecto

Fuente: (Google, 2015)

Esta constituido de hormigón armado, tiene una carpeta de rodadura de 5cm, posee un tablero (losa) de 20cm de espesor. La geometría del puente se muestra en la siguiente figura

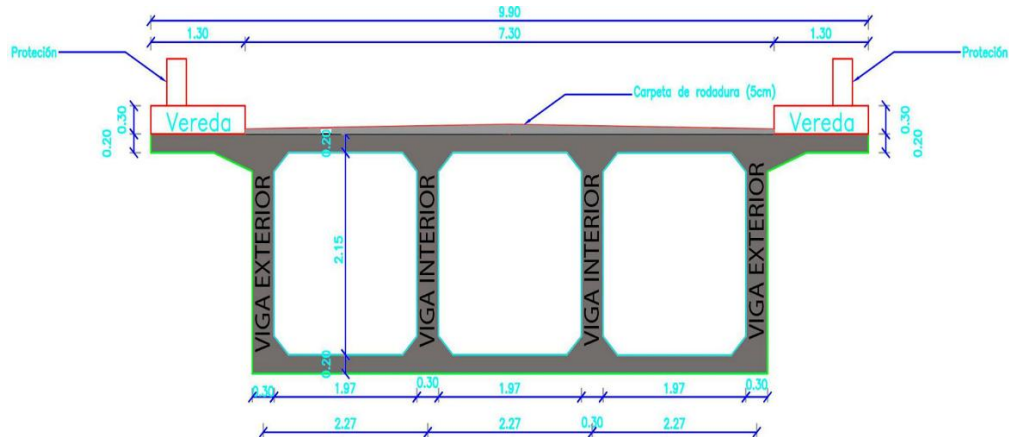


Figura 10: Corte Transversal

se puede observar en la Figura 10 se tiene vigas tipo cajón con 3 celdas las cuales tienen un espesor de 30 cm en la parte del alma.

El puente posee apoyos móviles los cuales se apoyan en los estribos.

2.3 Tipo de Cargas en Puentes

Para el diseño de los puentes hay una gran cantidad de sollicitaciones que se debe tomar en cuenta al momento de diseñar. En el Ecuador para el diseño de puentes se referencia al manual del MTOP el cual es un complemento del Código AASHTO.

- **Carga Muerta o Permanente**

Es la sollicitación que genera el peso propio de los elementos estructurales y no estructurales, dentro de esto tenemos las siguientes sollicitaciones que proporciona la norma AASHTO

- **DD:** fricción negativa (downdrag)

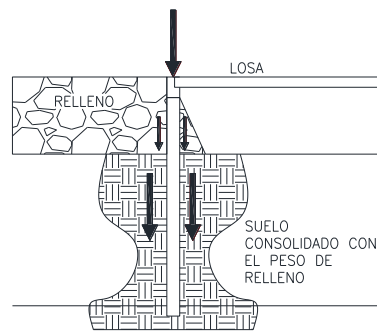


Figura 11: Fricción negativa

- **DL:** carga muerta de los componentes estructurales y los elementos no estructurales sujetos a la estructura.

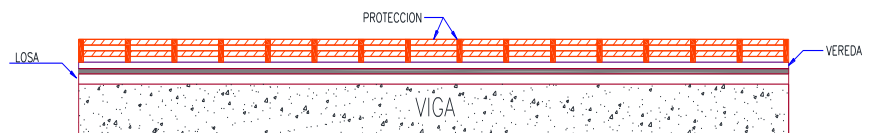


Figura 12: Elementos de la Superestructura

- **DW:** carga muerta de la capa de rodadura y servicios públicos.



Figura 13: Carpeta de Rodadura

Fuente: (Composanpuentes, 2014)

- **EH:** presión lateral de tierra

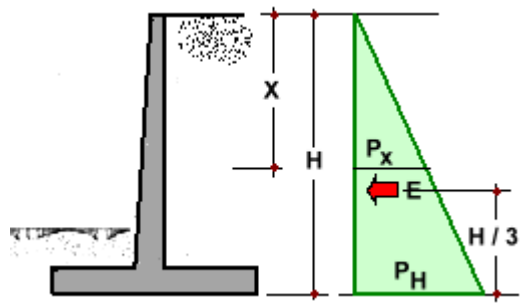


Figura 14: Presión lateral de tierra.

FUENTE: (Martinez, 2004)

- **EL:** efecto acumulado de fuerzas ancladas resultantes de los procesos de construcción, incluyendo fuerzas secundarias de postensado.



Figura 15: Fuerzas de procesos de construcción.

Fuente: (Störfix, 2005)

- **ES:** Carga sobre la tierra que es contenida por elementos estructurales.

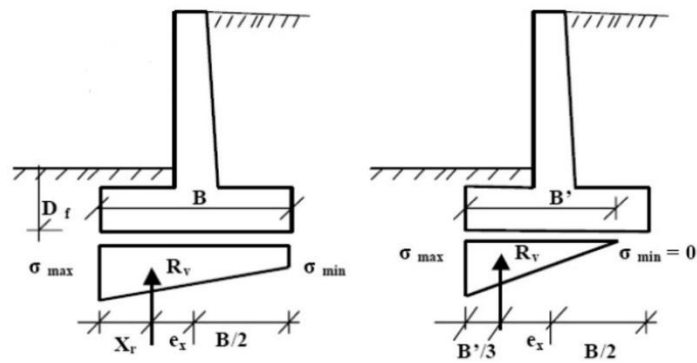


Figura 16: Carga de la estructura sobre suelo.

- **EV:** presión vertical de carga muerta correspondiente.
- **Carga Viva o Transitoria**
Es la sollicitación generada por la acción de agentes externos que no permanece por mucho tiempo en la estructura del puente tomando en cuenta las siguientes cargas:
 - **BR:** fuerza vehicular de frenado.
En la norma AASHTO sección 3.6.4 especifica que se debe considerar el efecto de dos tipos de fuerzas longitudinales sobre los carriles cargados, a una altura de 1.80 m sobre el nivel de piso del puente:
 - Una fuerza longitudinal equivalente al 25% de las cargas que actúan sobre los ejes de los camiones de 2 o 3 ejes utilizados en diseño.

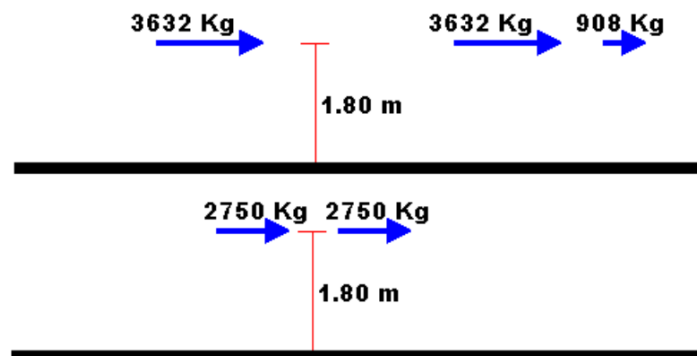


Figura 17: Fuerza de frenado del 25% de las cargas actuantes

Fuente: (Romo, Fuerzas Longitudinales de Frenado Vehicular , 2014)

- Una fuerza longitudinal equivalente al 5% de las cargas de los camiones más el 5% de la carga distribuida de cada carril.

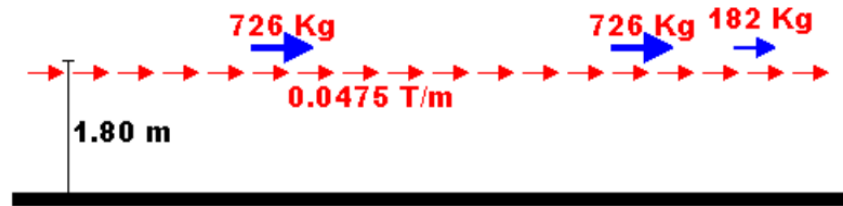


Figura 18: Fuerza de frenado del 5%

Fuente: (Romo, Fuerzas Longitudinales de Frenado Vehicular , 2014)

- **EV:** fuerza vehicular centrífuga.

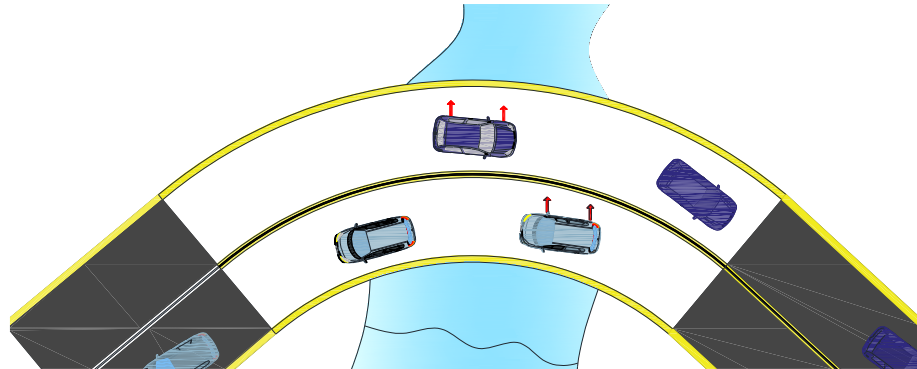


Figura 19: Fuerza Centrífuga

- **CR:** flujo plástico de los materiales.
Propiedades que cambian en el tiempo de los materiales



Figura 20: Vigas pretensadas en puentes

Fuente: (Romo, Flujo Plástico de los Materiales, 2014)

- **CT:** fuerza de colisión vehicular.
- **CV:** fuerza de colisión de embarcaciones.
- **EQ:** sismo.

- **FR:** fricción.
- **IC:** carga de hielo o de palizadas.



Figura 21: Acción de las palizadas y de hielo flotante en los cauces de agua sobre los puentes.

Fuente: (Romo, Palizada, 2014)

- **IM:** carga dinámica vehicular (impacto vehicular).
- **LL:** carga viva vehicular.

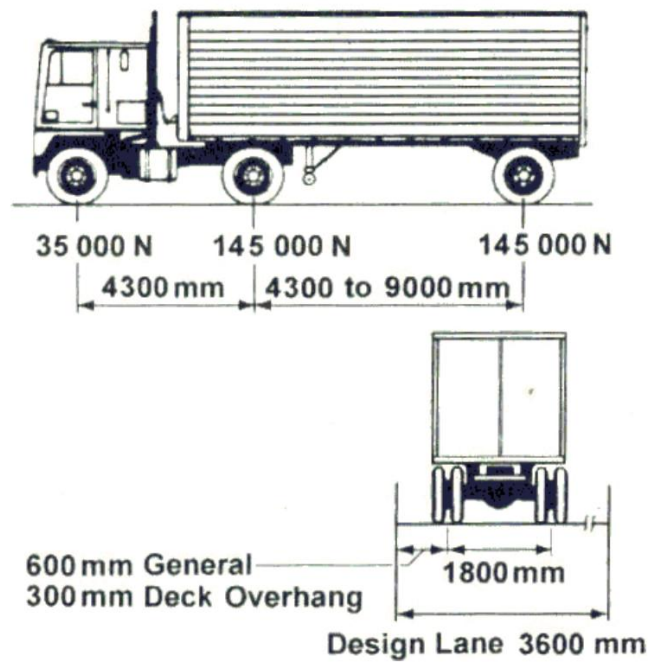


Figura 22: Camión estándar de 3 ejes

Fuente: (Romo, Camion de tres ejes, 2014)

- **LS:** sobrecarga viva.
- **PL:** cargas vivas peatonales.



Figura 23: Puente peatonal y ciclovía

Fuente: (Romo, Carga viva peatonal, 2014)

- **SE:** asentamiento.
- **SH:** retracción de fraguado.
- **TG:** gradiente de temperatura.



Figura 24: Juntas de Dilatación para controlar el efecto de la temperatura

Fuente: (Romo, Cambios de Temperatura, 2014)

- **TU:** temperatura uniforme.
- **WA:** carga de agua y presión de la corriente.



Figura 25: Acción del Agua sobre las pilas de puente

Fuente: (Romo, Empuje Hidrodinámico del Agua, 2014)

- **WL:** viento sobre la carga viva.
- **WS:** viento sobre la estructura.

2.4 Combinación de Cargas

Para el diseño de puentes se debe realizar para soportar diferentes combinaciones de cargas con niveles de seguridad pertinentes a cada caso, las cargas son mayoradas en LRFD (load-and-resistance factor design), las cuales deben ser comparadas con la capacidad última resistencia. Las

cargas factoradas combinadas, y las solicitaciones de diseño último se calculan con la siguiente expresión dado por la norma AASHTO.

$$Q_i = n_i \times \gamma_i \times Q_i \tag{2.1}$$

Las combinaciones de carga y factores de mayoración se define con la siguiente tabla dada por la norma AASHTO.

**Tabla 1:
Combinaciones de Cargas y Factores de Cargas**

Estado Límite de combinación de carga	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	FR	TU CR SH	TG	SE	Use Uno de Estos a la Vez			
									EQ	IC	CT	CV
RESISTENCIA I	γ_p	1,75	1	-	1	0,5/1,2	γ_{TG}	γ_{se}	-	-	-	-
RESISTENCIA II	γ_p	1,35	1	-	1	0,5/1,2	γ_{TG}	γ_{se}	-	-	-	-
RESISTENCIA III	γ_p	-	1	1,4	1	0,5/1,2	γ_{TG}	γ_{se}	-	-	-	-
RESISTENCIA IV	γ_p	-	1	-	1	0,5/1,2	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_p	1,35	1	1,4	1	0,5/1,2	γ_{TG}	γ_{se}	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1	-	1	-	-	-	1	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0,5	1	-	1	-	-	-	-	1	1	1
SERVICIO I	1,0	1	1	0,3	1	1,0/1,2	γ_{TG}	γ_{se}	-	-	-	-
SERVICIO II	1,0	1,3	1	-	1	1,0/1,2	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,0	0,8	1	-	1	1,0/1,2	γ_{TG}	γ_{se}	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,0	-	1	0,7	1	1,0/1,2	-	1	-	-	-	-
FATIGA-SOLO LL, IM, CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: (American Association of State Highway and Transportation officials, 2012)

Se presenta la Tabla 2 que define el factor γ_p que afecta a las cargas permanentes en las combinaciones de carga dado por la AASHTO

Tabla 2:
Factor de Mayoración de Carga Gravitacionales yP

Tipo de Carga, tipo de Cimentación, y Método Usado en el Cálculo del Arrastre hacia Abajo	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Componentes y Elementos Anclados	1,25	0,90
DC: Solamente para Resistencia Iv	1,50	0,90
DD: Pilotes, Métodos α (Alfa) de Tomlinson	1,40	0,25
Arrastre Pilotes, Métodos α (Alfa) de Tomlinson	1,05	0,30
hacia abajo Placas Barrenadas, Método de O' Neil y Reese (1999)	1,25	0,35
DW: Superficie de Rodadura y Servicios	1,50	0,65
EH: Presión horizontal de Suelos		
● Activa	1,50	0,90
● Sin desplazamiento	1,35	0,90
● Presión Activa de Suelos para muros anclados	1,35	N/A
EL: Preesfuerzo y Esfuerzo de Aseguramiento durante Construcción	1,00	1,00
EV: Presión de Suelos Verticales		
● Estabilidad Global	1,00	N/A
● Muro de Contención y Estribos	1,35	1,00
● Estructura Rígida Enterrada	1,30	0,90
● Pórticos Rígidos	1,35	0,90
● Estructuras Flexibles Enterradas y otras, Excepto Alcantarillas Metálicas en Cajón	1,95	0,90
● Alcantarillas Metálicas Flexibles en Cajón	1,50	0,90
ES: Sobrecarga de Suelo	1,50	0,75

Fuente: (American Association of State Highway and Transportation officials, 2012)

2.5 Carga Viva Móvil Vehicular en Puentes

Las cargas móviles definidos por la norma AASHTO LRFD depende de los camiones según el número de ejes, que pueden ser 3 y 2 ejes, así como cargas distribuidas equivalentes al flujo vehicular. El Ministerio de Obras Públicas recomienda añadir un camión propio de 3 ejes (HS-MOP), y una carga distribuida propia (HS25), ambos mayores que AASHTO

- **Camión HS-MOP:**

El Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador (antiguo Ministerio de Obras Públicas – MOP), mediante disposición administrativa de 2002, ha establecido como norma de diseño dentro del país, un camión de 3 ejes que es aproximadamente un 35% mayor que el HS20-44 de AASHTO, denominado HS-MOP, con un peso total de 45 T, cuyas cargas de rueda en los dos ejes posteriores son de 10,000 Kg, y en el eje anterior son de 2,500 Kg.

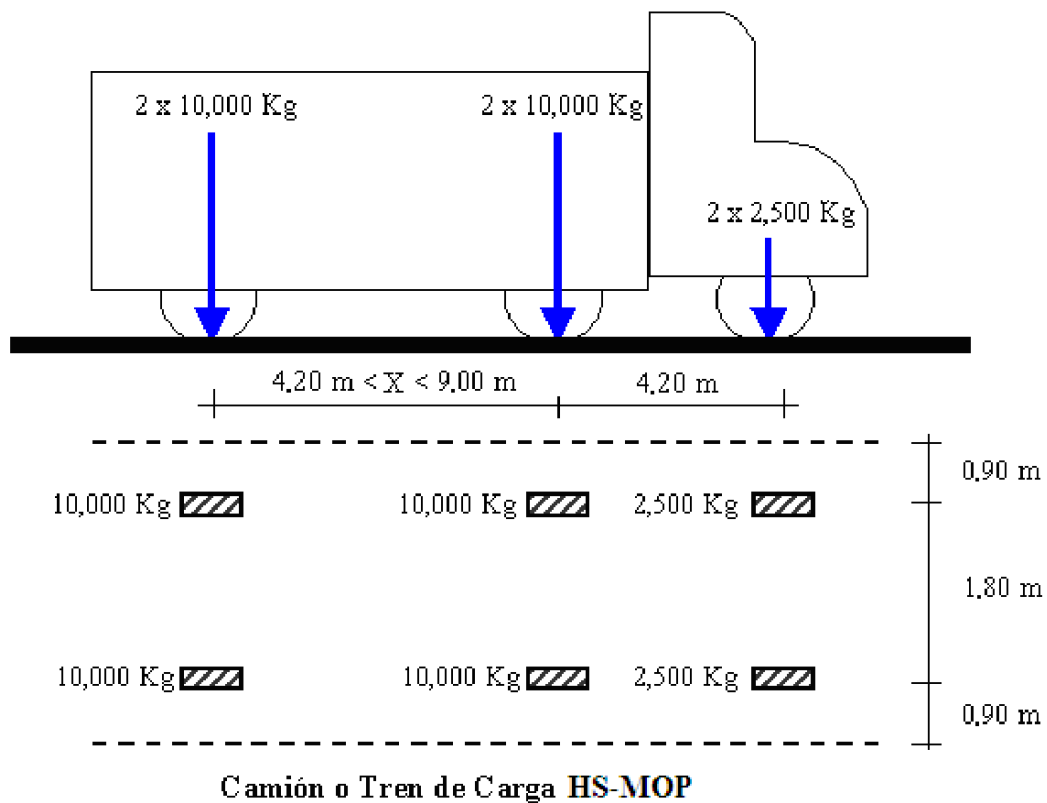


Figura 26: Camión HS-MOP

Fuente: (Romo, Camión HS-MOP, 2014)

- **Carga de Carril MOP (HS25 equivalente):**

De manera similar al camión HS-MOP, el Ministerio de Obras Públicas del Ecuador estableció en 2002 una carga distribuida por carril un 25% superior a la carga del código AASHTO tradicional (HS25 equivalente) de 1.19 T/m ($0.95 \times 1.25 = 1.19$) como carga alternativa al camión HS-MOP, acompañado de una carga concentrada móvil igualmente un 25% superior a la carga concentrada del código AASHTO vigente a fines de los noventa, de 10215 Kg para momentos flectores y 14755 Kg para cortante ($8172 \times 1.25 = 10215$; $11804 \times 1.25 = 14755$).

La tabla de reducción por presencia de múltiples carriles cargados para las cargas MOP es la siguiente:

**Tabla 3:
Reducción por presencia de múltiples carriles cargados**

Número de Carriles Cargados	Factor “m” de Múltiple Presencia
1 o 2	1.00
3	0.90
>3	0.75

Fuente: (American Association of State Highway and Transportation officials, 2012)

2.6 Impacto Dinámico de la Carga Viva Móvil Vehicular

Un efecto dinámico importante, así como lo señala la norma AASHTO LRFD, se produce por la gran concentración de masas que presenta los camiones de 2 y 3 ejes. Este efecto es cuantificado por un determinado porcentaje del peso de los camiones, para más detalles véase la tabla (3.6.2.1-1) detallada por (American Association of State Highway and Transportation officials, 2012), los factores de impacto se encuentran en la Tabla 4.

**Tabla 4:
Porcentajes de Impacto Vehicular**

Componentes	Combinaciones de Carga	IM
Uniones de Tablero	Todos los Estados Límites	75% de LL
Todos los otros componentes	Estado Límite de Fatiga y Fractura Todos los otros Estados Límites	15 % de LL 33% de LL

Fuente: (American Association of State Highway and Transportation officials, 2012)

El código AASHTO LRFD especifica que ese efecto dinámico no requiere ser considerado en la carga distribuida. En el caso de los estados de carga

definidos por el MOP (camión HS-MOP y carga de carril MOP), el impacto en la carga de camión y carga concentrada de carril es función de la longitud del elemento que está afectado por la condición de carga (igual que los códigos AASHTO de fines de los noventas). En este caso el factor de impacto se calcula con la siguiente expresión dado por la norma AASHTO. (Romo, Apuntes de Puentes y Viaductos, 2014)

$$IM = \frac{50}{L + 125} < 0.30 \quad (2.2)$$

Donde:

L= Luz libre medida en pies.

CAPÍTULO 3

RECOPIACIÓN DE DATOS

3.1 Métodos de Diagnóstico y Evaluación de Puentes

Los tipos de inspección varían según la vida útil del puente, con el fin de indicar la intensidad de la inspección necesaria. La evaluación de un puente se divide en 5 tipos según el nivel de detalle necesario de la evaluación, estos son:

- **Inspección inicial**

Es la recopilación de datos como memoria de diseño, planos estructurales, tiempo de construcción, etc.

En el puente de la Bocatoma no se encontró ningún documento de diseño, planos y fecha de construcción. Fueron buscados en el Municipio del Distrito Metropolitano, Ministerio de Obras Publicas y en el Municipio de Rumiñahui. Estas instituciones mencionaron no poseer ninguna documentación referente al puente.

- **Inspección de rutina**

Consiste en observar las medidas necesarias para determinar la geometría y las condiciones de funcionamiento del puente, y si se ha tenido cambios de las condiciones iniciales.

El puente de la Bocatoma por un lado, no ha variado su geometría, por otro lado, ha cambiado la normativa de diseño, el tipo de camión que se utilizaba; este puente fue diseñado con la metodología (ASD).



Figura 27 Geometría del puente

- **Inspección de daños**

Es una inspección no programada para evaluar daños estructurales de factores ambientales y de acciones humanas.

Se vio que no posee daños estructurales por factores ambientales y de acciones humanas.

- **Inspección en profundidad (elementos sobre o bajo el nivel de agua)**

Es el chequeo de primera mano de uno o más miembros por encima o debajo de los niveles de agua. Se realizó la revisión del puente en el cual se pudo observar un importante desgaste de el recubrimiento del acero en la parte inferior del puente, en la parte interna de las vigas se observaron pequeñas fisuras.



Figura 28 Perdida de recubrimiento

Los métodos para la evaluación de la resistencia de puentes de concreto reforzado que se utilizan normalmente son los mismos para evaluar estructuras de concreto. Los métodos de ensayos no destructivos para evaluar la resistencia de puentes de concreto que se mencionan en el Manual para evaluación de condición de puentes de la AASHTO.

Los ensayos realizados en el puente, en particular, son el método para resistencia y el método magnético.

2.1.1 Método para Resistencia

Entre estos métodos está el ensayo con el martillo esclerométrico o martillo Schmidt, regido por la norma ASTM C 805. Es el ensayo más común y simple de este tipo, consiste en un émbolo que por medio de un resorte golpea el concreto midiendo la altura del rebote según la escala del martillo. Esta lectura indica la resistencia del concreto donde se realizó el ensayo.

Los resultados proporcionados por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE del ensayo Esclerométrico se presentan en la Tabla 5

Tabla 5:
Lectura de Mediciones.

ELEMENTO	F^c (kg/cm²)
LOSA	372
	320
	323
VIGA	265
	184
	127
	171
	250
	217
	212
	200
DIAFRAGMAS	329
	227
	337
	304

Con los valores obtenidos se procede a realizar tres casos para determinar la resistencia a compresión del hormigón, se procede a determinar la desviación estándar de la Tabla 5 mediante la ecuación (3.1).

$$\sigma = \frac{\sqrt{\sum_{i=1}^n X_i - X^2}}{N} \quad (3.1)$$

$$\sigma = 72.129$$

- **Caso 1:**

En este caso se escoge los valores menores de la Tabla 5 desde el valor de 184 [kg/cm²] hasta 250 [kg/cm²] como se muestra en la Tabla 6 teniendo el rango \pm la desviación estándar.

Tabla 6:
Valores de resistencia a compresión del hormigón, caso 1.

F'c (kg/cm²)	
250	
227	
217	
212	
200	
184	
Promedio	215

Se obtiene una resistencia a compresión del hormigón de 215 [kg/cm²].

- **Caso 2:**

En este punto se procede a determinar el valor promedio de los datos de la Tabla 5, teniendo un valor de 255.87 [kg/cm²]. Para determinar el rango superior de este caso se suma el valor de la desviación estándar dando un total de 327.99 [kg/cm²]; para el valor menor se resta la desviación estándar del valor promedio, de este modo se obtiene un limite inferior de 183.74 [kg/cm²]. Con los rangos superior e inferior se consiguen valores que se muestran en la Tabla 7.

Tabla 7:
Valores de resistencia a compresión del hormigón, caso 2.

F'c (kg/cm²)	
323	
320	
304	
265	
250	
227	
217	
212	
200	
184	
Promedio	250.2

La resistencia a compresión del hormigón en el caso 2 es de 250 [kg/cm²].

- **Caso 3:**

Se procede a tomar los valores mayores del ensayo Esclerométrico, teniendo el límite superior e inferior de 337 [kg/cm²] y 200 [kg/cm²], respectivamente como se muestra en la Tabla 8

Tabla 8:
Valores de resistencia a compresión del hormigón, caso 3.

<u>F'c</u> <u>(kg/cm²)</u>
337
329
323
320
304
265
250
227
217
212
200
Promedio 271.27

La resistencia a compresión del hormigón en el caso 3 es de 271.27 [kg/cm²].

3.1.2 Ensayo Magnético

En la evaluación de componentes de puentes, éste método se utiliza principalmente para localizar la posición del refuerzo y su recubrimiento. No se utiliza para detectar deterioro o defectos de forma directa, pero al indicar el recubrimiento se asocia comúnmente con el deterioro por corrosión, pudiendo utilizarse para su control. El aparato genera un campo magnético entre dos polos, y su intensidad es proporcional al cubo de la distancia entre los polos. El campo magnético se distorsiona al encontrar una barra de refuerzo y el grado de distorsión es en función del diámetro de la barra y la distancia desde el polo. Este método es confiable para lugares con poco refuerzo y para recubrimientos menores de 3 pulgadas.

Los resultados proporcionados el laboratorio de la Pontificia Universidad Católica del Ecuador de los ensayos magnéticos realizados a las paredes tanto internas como externas y losa tablero del puente de la Bocatoma se indican en la Tabla 9

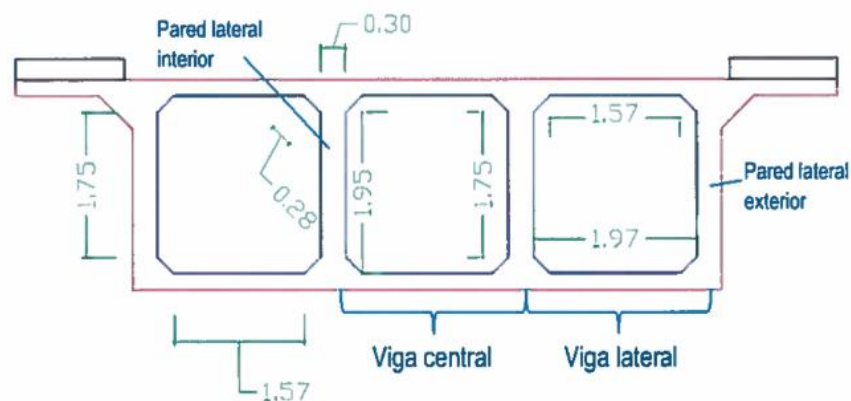


Figura 29: Esquema del Puente en Corte

**Tabla 9:
Resumen de Ensayo Magnético.**

Elemento y Numero de Ensayo (#)	As (cm^2/m)	Diámetro de acero (mm)	# Aceros
Pared lateral izquierda # 1	7.91	12	7
Pared lateral derecha # 2	7.91	12	7
Losa tablero # 3 perpendicular al trafico	7.91	12	7
Losa tablero # 3 paralelo al trafico	12.06	16	6
Losa tablero # 5 perpendicular al trafico	7.91	12	7
Losa tablero # 5 paralelo al trafico	12.06	16	6
Pared lateral exterior central # 7	7.91	12	7

Pared lateral exterior # 9	7.91	12	7
Pared lateral interior # 10	7.91	12	7

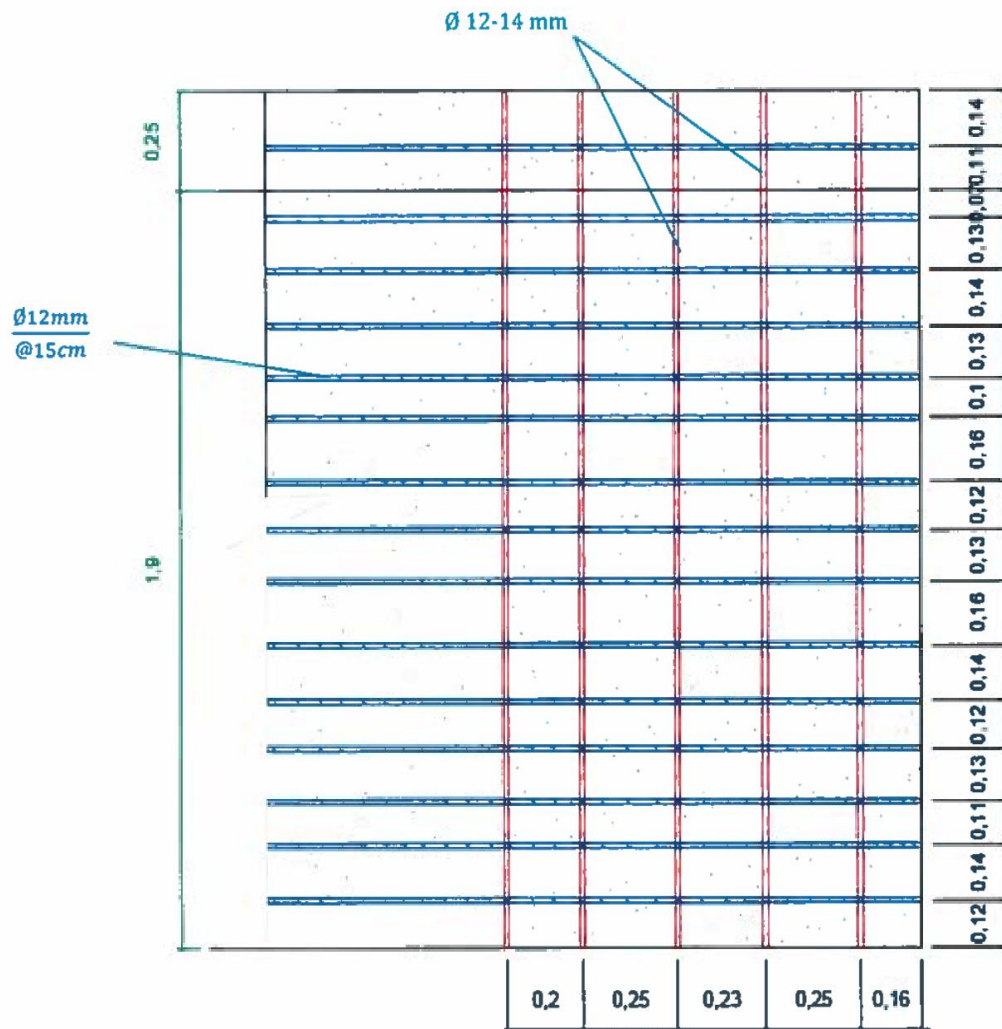


Figura 30 : Pared Lateral Izquierda, distribución de acero

CAPÍTULO 4 ANÁLISIS Y DISEÑO DEL PUENTE

4.1 Método de Esfuerzos Últimos (LRFD)

Es un puente clasificado como viga cajón, cuyas dimensiones se hallan representadas en Figura 31.

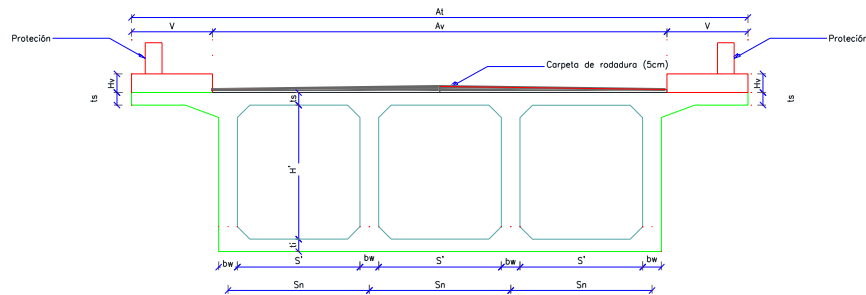


Figura 31: Corte transversal del puente

Con las dimensiones de la sección del puente se procede a calcular las cargas permanentes D_w y D_c .

- **Carga Permanente D_c .**

La carga permanente D_c se subdivide en peso propio del puente, peso de la vereda y de las protecciones se calculan a continuación.

- **Peso Propio del Puente**

El peso propio del puente resulta del producto aritmético entre el peso específico del hormigón medido en $[\text{ton}/\text{m}^3]$ y el área transversal, expresada en $[\text{m}^2]$. El área transversal del puente es de $6.33 [\text{m}^2]$, obtenida mediante Autocad, como muestra la Figura 32. De esta manera, el peso específico se determina mediante la ecuación (4.2).

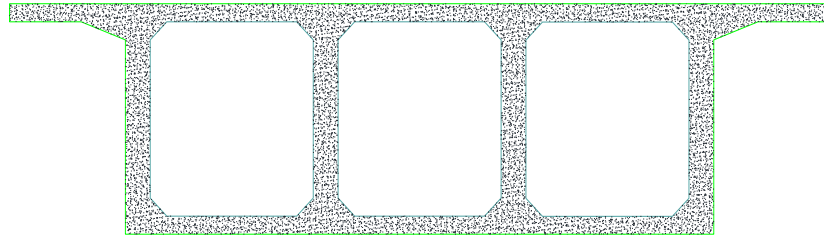


Figura 32: Área transversal del puente

$$P_p = A_{\text{puente}} \times \gamma_{\text{concreto}} \quad (4.2)$$

$$P_p = 6.33 \text{m}^2 * 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = 15.192 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

La carga calcula de la ecuación (4.1) no considera el peso que genera los diafragmas, dado que los momentos de los diafragmas son calculados con solicitaciones puntuales, para el cálculo de las solicitaciones se determinará el volumen de los diafragmas tanto internos como externos y se multiplicará por el peso específico del hormigón como se muestra en la ecuación (4.2).

$$P_{\text{diafragma}} = V_{\text{diafragma}} \times \gamma_{\text{concreto}} \quad (4.3)$$

En el puente de la Bocatoma están colocados los diafragmas como se indica en Figura 33, se tienen dos tipos de diafragmas los externos y los internos un espesor de 35 cm 24 cm, respectivamente como se muestra en la Figura 34.

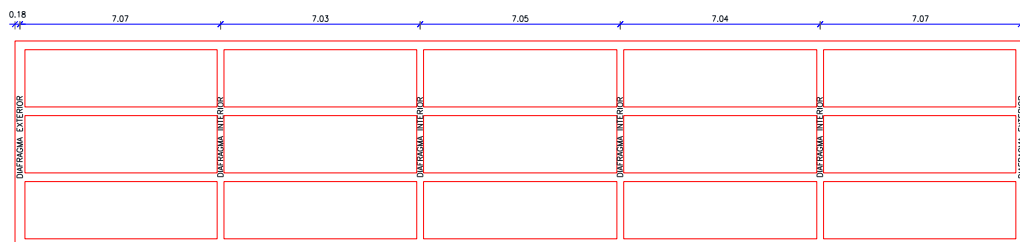


Figura 33: Ubicación de diafragmas

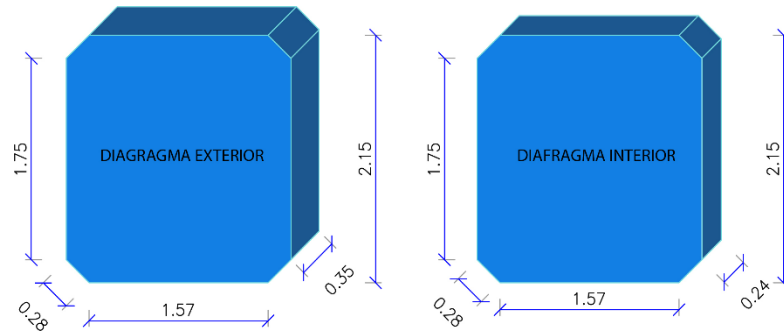


Figura 34: Corte transversal de diafragmas

El diafragma interno tiene un volumen de 0.9984 m^3 y el diafragma externo, 1.46 m^3 . Para determinar las cargas puntuales que ejercen en el puente, se deberá multiplicar el volumen por el peso específico del hormigón armado y por el número de diafragmas, como se indica en la ecuación (4.3).

$$P_{\text{diafragma}} = V_{\text{diafragma}} \times \gamma_{\text{concreto}} \times \#_{\text{diafragmas}} \quad (4.4)$$

La distribución de las cargas de los diafragmas se indica en la Figura 35.

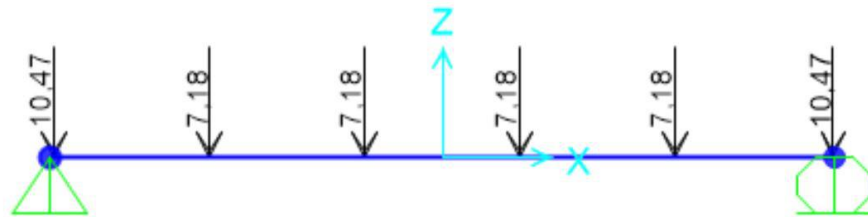


Figura 35: Cargas de diafragmas en viga

Al resolver la viga simplemente apoyada con cargas puntuales por medio del software SAP2000 se tiene un momento $Dc_2 = 155.81 [\text{ton}\cdot\text{m}]$ como se ve en la Figura 36.

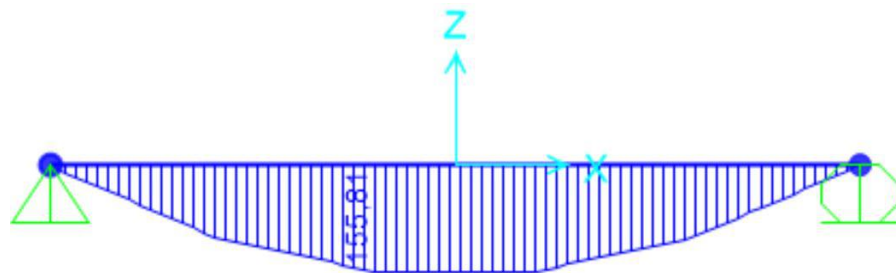


Figura 36: Momento ejercido por diafragmas

- Peso Propio de Vereda

El peso propio de vereda se obtiene multiplicando el área de la vereda por el peso específico del hormigón armado. Para el diseño se toma en cuenta las veredas de cada lado por lo cual se debe multiplicar por un factor de 2 como se presenta en la ecuación (4.4).

$$Pp_v = A_{vereda} \times \gamma_{concreto} \times 2 \quad (4.5)$$

$$Pp_v = 0.39m^2 * 2.4 \frac{ton}{m^3} * 2 = 1.872 \frac{ton}{m}$$

La sollicitación ejercida por las veredas es $1.8724 \frac{ton}{m}$.

- **Peso Propio de Protecciones**

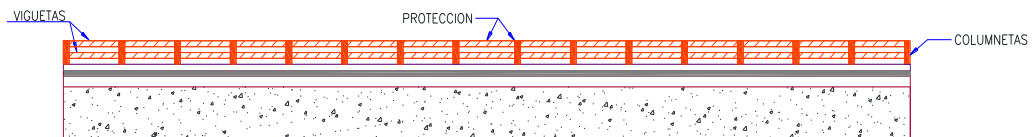


Figura 37: Protecciones del puente

Las cargas de las protecciones se deben calcular mediante los pesos de las viguetas y columnetas, dividido para número de vigas del puentes, mediante la ecuación (4.6).

$$W_{protección} = W_{columnetas} + W_{viguetas} * \#_{protecciones} \quad (4.6)$$

o *Peso Propio Columnetas*

Por medio de la ecuación (4.7) se calcula el peso propio de columnetas.

$$W_{columnetas} = \frac{b_{columneta} \times a_{columneta} \times H_{columneta}}{espaciamiento} * \gamma_{concreto} \quad (4.7)$$

Donde:

$b_{columneta}$ = Base de columnetas

$a_{columneta}$ = Ancho de columnetas

$H_{columneta}$ = Altura de columnetas

$$W_{columneta} = \frac{0.24 * 0.27 * 0.88}{2.54} * 2.4 = 0.539 \frac{ton}{m}$$

- *Peso Propio Viguetas*

Sustituyendo los valores en la ecuación (4.8).

$$W_{viguetas} = \#viguetas \times b_{viguetas} \times a_{viguetas} \times \gamma_{concreto} \times \frac{l_{viguetas}}{esp.} \quad (4.8)$$

$$W_{viguetas} = 2 * 0.22 * 0.17 * 2.4 * \frac{2.30}{2.54} = 0.163 \frac{ton}{m}$$

Reemplazamos (4.6) y (4.7) en la ecuación (4.5).

$$W_{protecciones} = (0.539 + 0.163) * 2 = 1.404 \frac{ton}{m}$$

La carga de las protecciones son 1.404 ton/m.

Con los valores calculados anteriormente se los suma y se determina la carga Dc como se muestra en la Tabla 10

**Tabla 10:
Resumen de Pesos Propios Dc**

Elemento	Cargas ton/m
Peso Propio Puente	15.192
Peso Propio Vereda	1.8724
Peso Propio Protecciones	1.404

Total	18.468
	4

- **Carga Permanente Dw.**

La carga permanente Dw es la sollicitación ejercida por la carpa de rodadura. En el puente se tiene una carpeta de rodadura con un

espesor de 5 cm y el peso específico del asfalto es de $2.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$. La determinación de la carga ejercida por el asfalto se determina mediante la ecuación (4.9).

$$W_{\text{asfalto}} = e_{\text{asfalto}} \times \text{ancho}_{\text{asfalto}} \times \gamma_{\text{asfalto}} \quad (4.9)$$

Reemplazando los valores en la ecuación (4.8).

$$P_{\text{asfalto}} = 0.05 * 7.30 * 2.2 = 0.803 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

A partir de los pesos propios calculados se determinan los momentos que ejercen sobre el puente como se indica en la Figura: 38 en la carga Dc se sumará el momento ejercido en por los diafragmas.

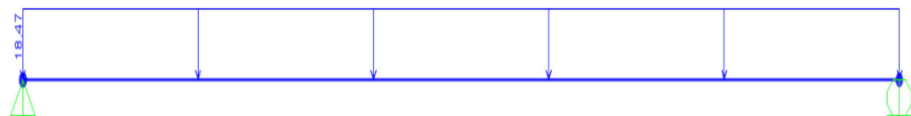


Figura: 38 Carga Permanente Dc

El momento se determina utilizando la ecuación (4.10)

$$M = \frac{W \times L^2}{8} \quad (4.10)$$

Donde:

W= Carga distribuida

L= Longitud del puente

Reemplazando los valores en la ecuación (4.10) para la carga permanente Dc1:

$$M_{Dc1} = \frac{18.4684 * 35.6^2}{8} = 2925.76 \text{ ton} \cdot \text{m}$$



Figura 39: Momento Dc1

El valor final de la carga permanente Dc es la suma entre los momentos Dc1 y Dc2, así: $Dc = 3081.574 \text{ ton} - \text{m}$.

El momento por la carpeta de rodadura se calcula mediante la ecuación (4.10), al sustituir los valores se tiene:

$$M_{Dw} = \frac{0.803 * 35.6^2}{8} = 127.21 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

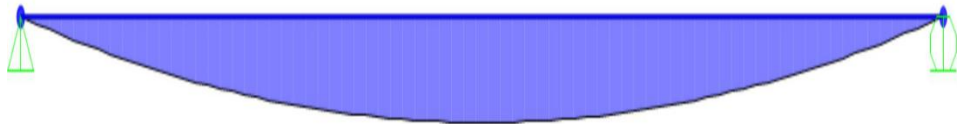


Figura 40: Momento Dw

- *Carga Viva y Efecto de Carga Dinámica (LL+IM)*

Se determina el momento flector producido por la carga viva se emplea el Teorema de Baret.

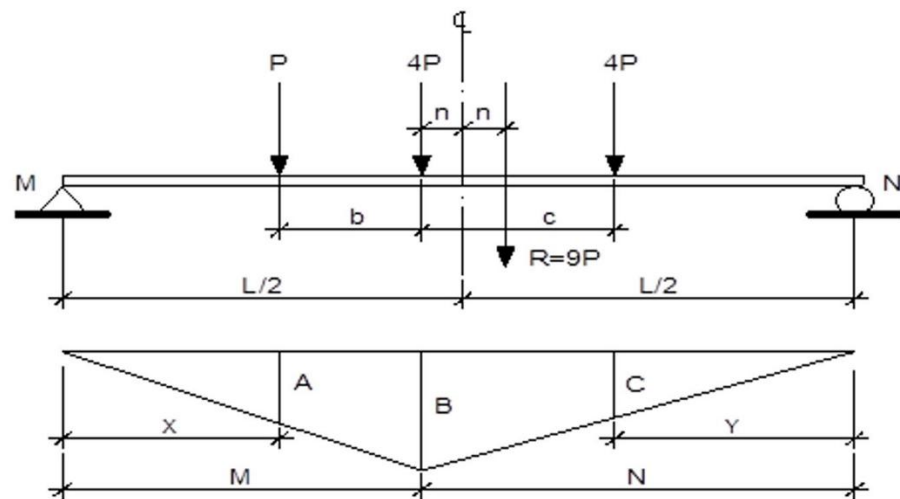


Figura 41: Momento flector aplicando el teorema de Baret

Donde:

- ✓ $P=5$ ton
- ✓ $b=4,27$ m
- ✓ $c = 4,27\text{m a } 9,15\text{m}$

Tomando momento con respecto al punto M se tiene:

$$M = P \times \frac{L}{2} - n + b + 4P \times \frac{L}{2} - n + 4P \frac{L}{2} + c - n \quad (4.11)$$

El momento con respecto al punto M de la resultante es:

$$M = 9P \times \frac{L}{2} + n \quad (4.12)$$

Igualando (4.11) y (4.12), se obtiene:

$$n = \frac{4c - b}{18} \quad (4.13)$$

reemplazando los valores de "c" y "b" en la ecuación (4.13) se tiene **n=0.712 m** La distancia "M" es:

$$M = \frac{L}{2} - n \quad (4.14)$$

Sustituyendo los valores de n y L en la ecuación (4.14):

$$M = \frac{35.6}{2} - 0.712 = 17.088 \text{ m}$$

La distancia N es la diferencia entre L y M , dando como resultado que $N=18,512$ m. La distancia X es la diferencia entre M y b teniendo que $X=12.818$ m.

La longitud Y se obtiene con la diferencia entre N y c , de manera que $Y=14.242$ m.

Para obtener los valores de A , B y C se realiza semejanza de triángulos dando como resultado los siguientes valores 8.886 m, 6.666 m y 6.837 m, respectivamente. El momento M_{LL} se obtiene según la ecuación (4.15).

$$M_{LL} = P A + 4P B + 4P(C) \quad (4.15)$$

$$M_{LL} = 5 * 6.666 + 20 * 8.886 + 20 * 6.837 = 347.79 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Modelación de la carga distribuida del camión

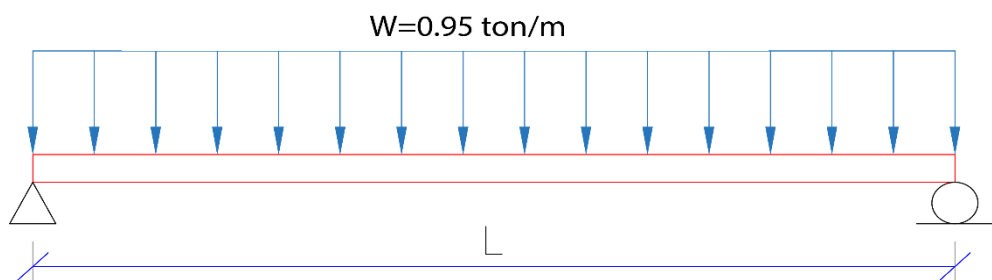


Figura 42: Carga distribuida del camión

Para determinar el momento que genera la carga distribuida de

$0.90 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$ se calcula mediante la ecuación (4.10):

$$M = \frac{09.5 * 35.6^2}{8} = 150.499 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Para determinar el momento de carga viva afectada con cargas dinámicas M_{LL+IM} se usa la ecuación (4.16):

$$M_{LL+IM} = 1.33 \times M_{LL} + M \quad (4.16)$$

donde

$$M_{LL+IM} = 1.33 * 347.79 + 150.499 = 613.0597 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

4.2 Modelo con CSIBRIDGE

El programa CSIBRIDGE sirve para el modelamiento de puentes con sus distintas características. El puente de la Bocatoma presenta sus propios parámetros como son: la sección transversal, tipo de hormigón a utilizarse, y la colocación de los apoyos. Se describirán los pasos a seguir para modelar en el software CSIBRIDGE:

1. Abrir CSIBRIDGE

Seleccionar nuevo y se nos presenta la Figura 43 en la cual se selecciona "blank".

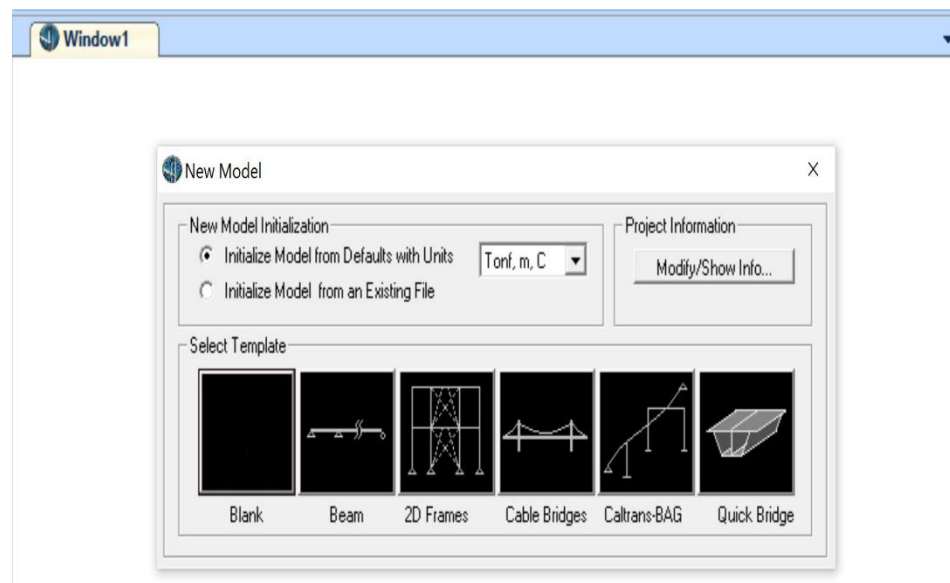


Figura 43: Ventana de Trabajo

- Existen dos formas de generar el modelo, se selecciona la venta BRIDGE WIZARD la cual despliega los pasos que se deben hacer para el modelo como se ve en la Figura 44.

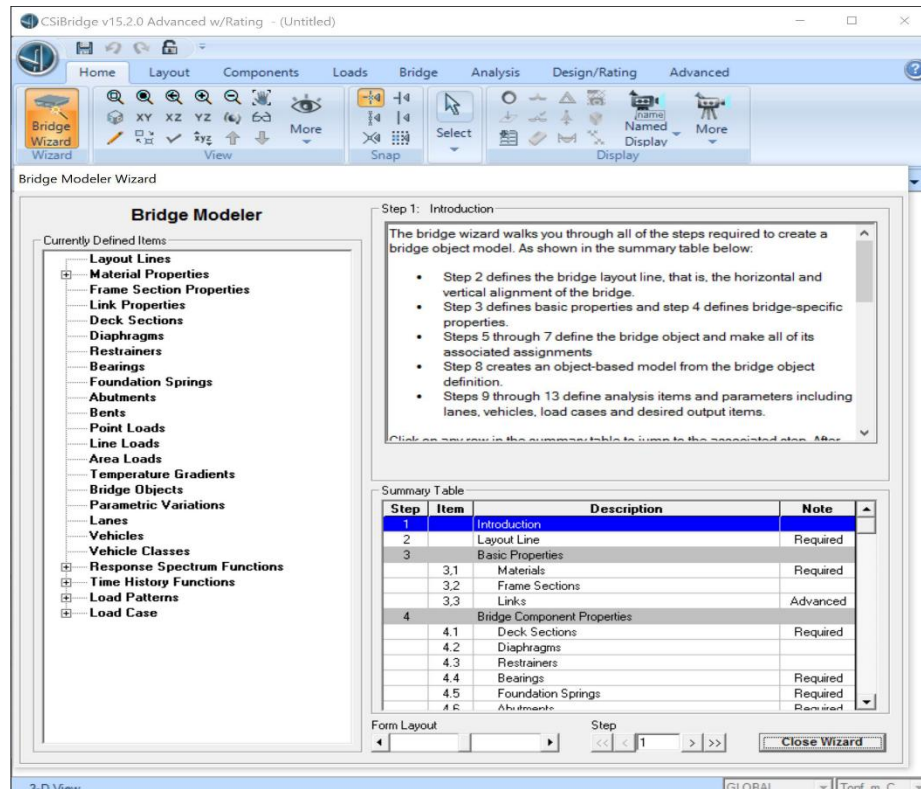


Figura 44: Pasos para modelar

- Se define el eje del puente y la longitud de 35.6 m, como se indica en la Figura 45.

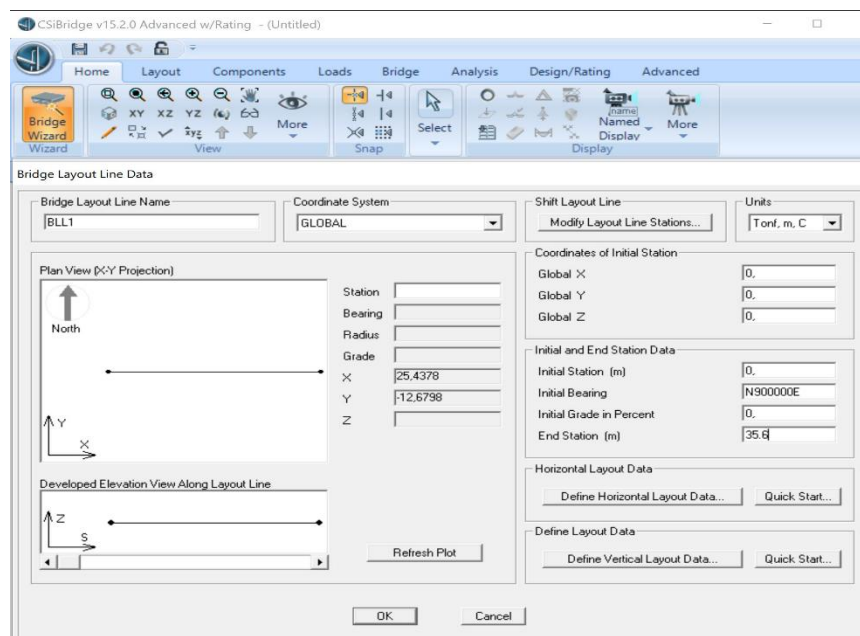


Figura 45: Eje de Puente

- Definir el material como se indica en la Figura 46, tener en cuenta las unidades, el material es hormigón. Se tienen 3 casos de

resistencia a compresión del hormigón. El caso 1 es con un $f'c=215 \frac{kg}{cm^2}$, el caso 2 es de $f'c=250 \frac{kg}{cm^2}$ y el caso 3 es de $f'c=270 \frac{kg}{cm^2}$.

The figure displays three instances of the 'Material Property Data' dialog box, each representing a different concrete material case. The dialog boxes are arranged in a grid: two on top and one centered below them.

CASO 1: Material Name and Display Color: f'c=250. Material Type: Concrete. Weight per Unit Volume: 2,4. Mass per Unit Volume: 0,2447. Modulus of Elasticity, E: 2371708. Poisson, U: 0,2. Coefficient of Thermal Expansion, A: 9,900E-06. Shear Modulus, G: 988211,7. Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 2500. Lightweight Concrete: . Shear Strength Reduction Factor: [empty].

CASO 2: Material Name and Display Color: f'c=215. Material Type: Concrete. Weight per Unit Volume: 2,4. Mass per Unit Volume: 0,2447. Modulus of Elasticity, E: 2199431. Poisson, U: 0,2. Coefficient of Thermal Expansion, A: 9,900E-06. Shear Modulus, G: 916429,6. Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 2150. Lightweight Concrete: . Shear Strength Reduction Factor: [empty].

CASO 3: Material Name and Display Color: f'c=270. Material Type: Concrete. Weight per Unit Volume: 2,4. Mass per Unit Volume: 0,2447. Modulus of Elasticity, E: 2464751. Poisson, U: 0,2. Coefficient of Thermal Expansion, A: 9,900E-06. Shear Modulus, G: 1026979,6. Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 2700. Lightweight Concrete: . Shear Strength Reduction Factor: [empty].

Figura 46: Material

- Ingreso de la sección transversal tipo cajón por lo cual se selecciona la primera ventana Figura 47.

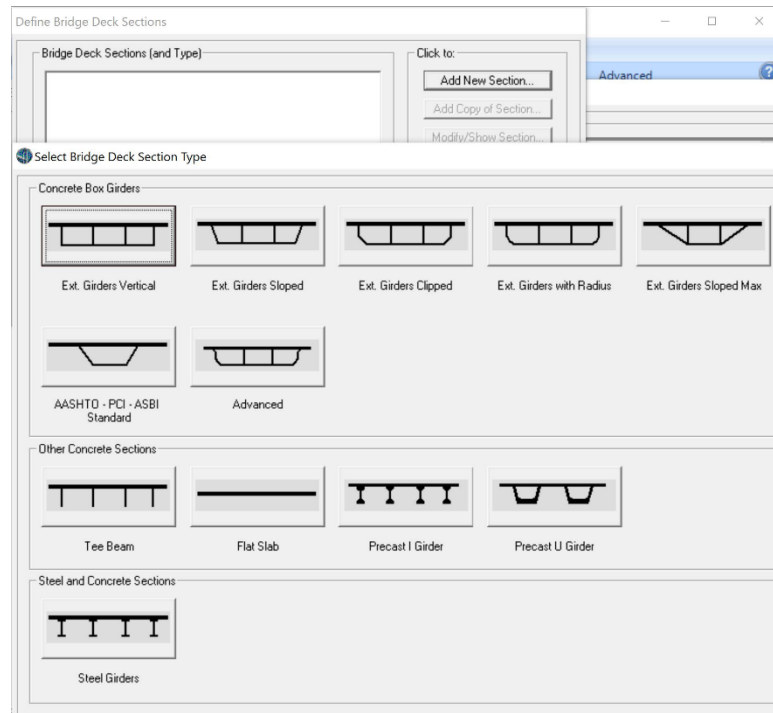


Figura 47: Tipo de Punte

se procede a colocar los parámetros respectivos, ver Figura 48.

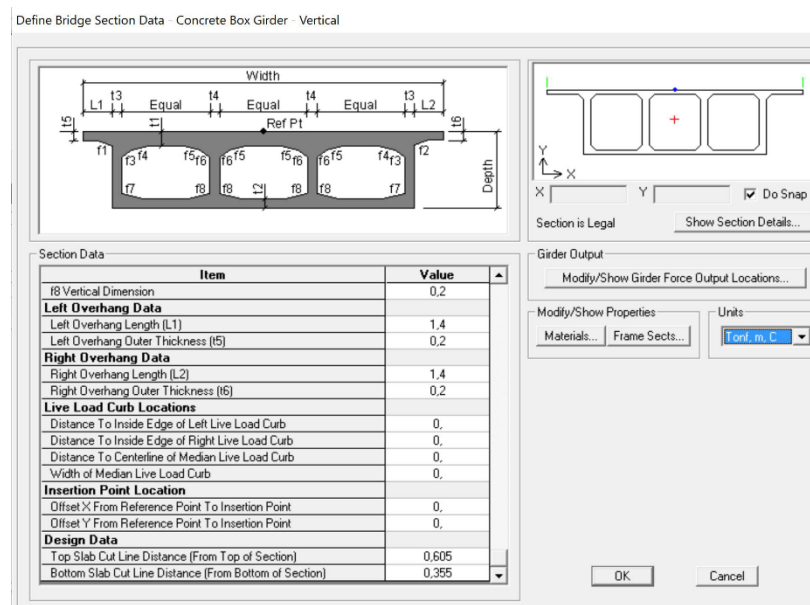


Figura 48: Valores de la sección transversal

- Declaración de los espesores de los diafragmas. Diafragma exterior Figura 49, diafragma interior ver Figura 49 y Figura 50, respectivamente.

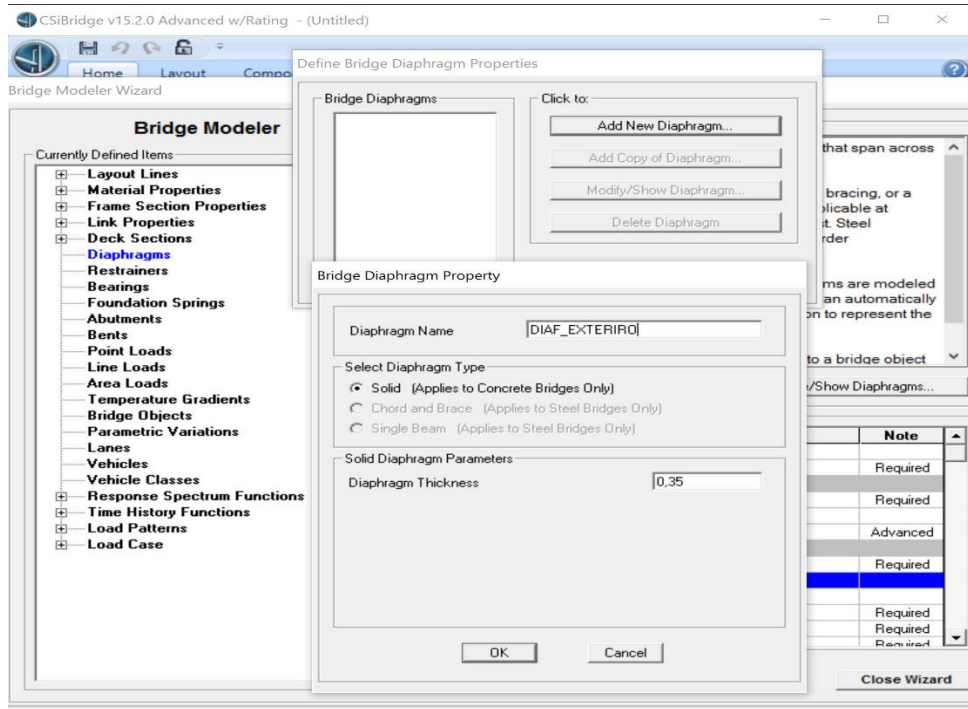


Figura 49: Diafragma Exterior

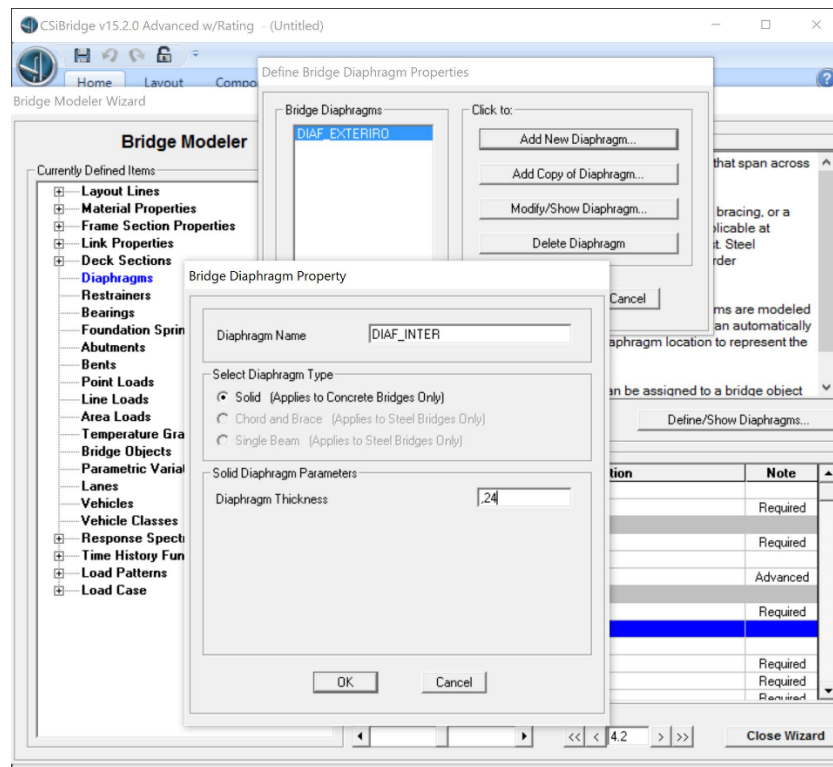


Figura 50: Diafragma Interior

7. Tipos de apoyos en el puente en este caso son apoyos móviles, tal como se indica en la Figura 51.

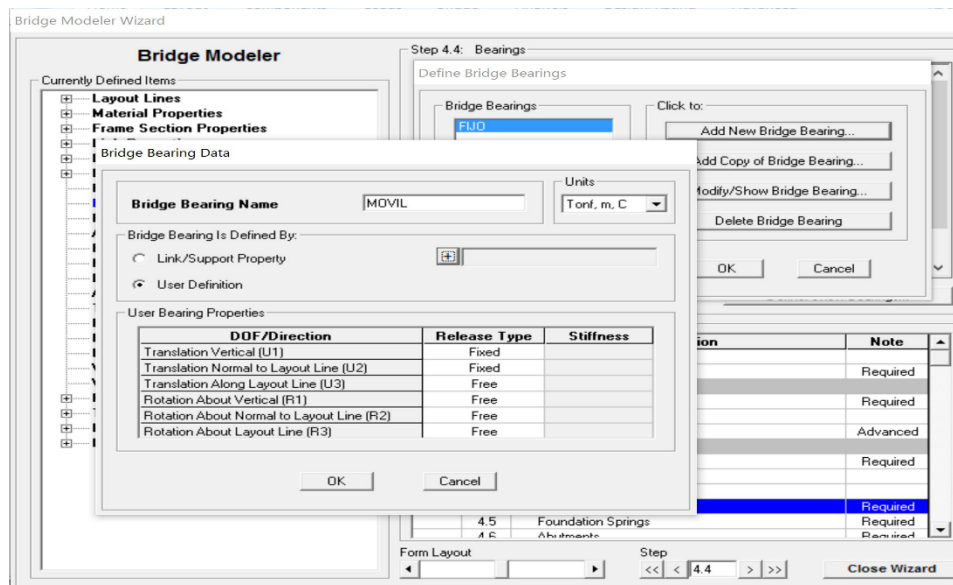


Figura 51: Apoyo Móvil

8. Colocación de pilares del puente, en este caso solo se va a especificar que esta apoyado en suelo rígido.

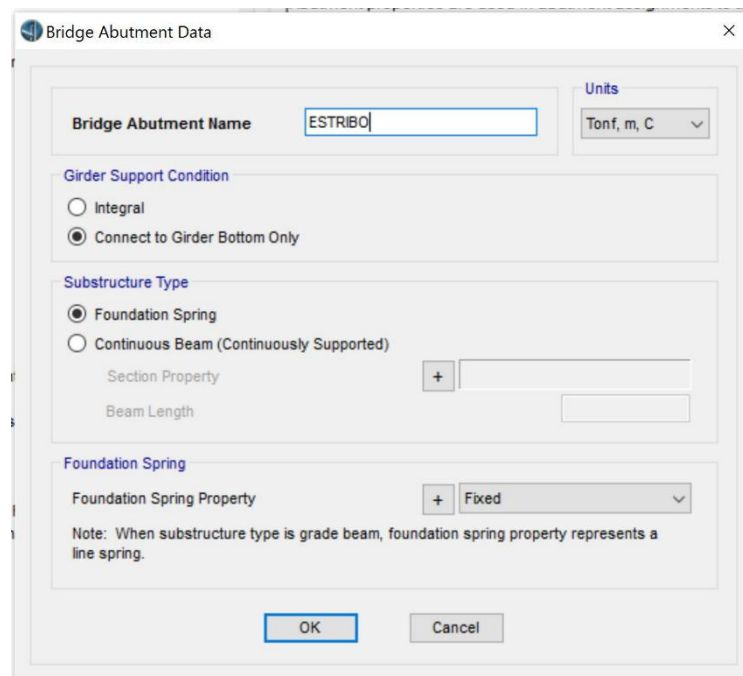


Figura 52: Pilares

Se debe seleccionar como se muestra en la Figura 52.

9. Después de haber declarado las características y geometría del puente, se debe declarar las cargas permanentes que le afectan.

- **Carga de barandas:** Declarar dos cargas distribuidas como se indica en la Figura 53 la cual es ubicada a los extremos del puente Figura 54.

Figura 53: Cargas Barandas Izquierda y Derecha

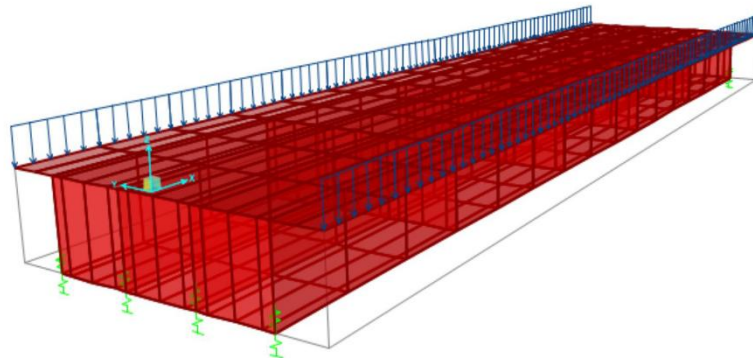


Figura 54: Carga Distribuida Barandas

- **Carga de veredas:** La carga generada por la vereda se toma en ton/m^2 la cual es $0.72 \frac{ton}{m^2}$ como indica en la Figura 55.

Bridge Area Load Distribution Definition Data

Load Name: VEREDA_IZQ Units: Tonf, m, C

Load Direction: Force, GLOBAL, Gravity

Load Value: Left Edge Value: 0,72, Right Edge Value: 0,72

Load Transverse Location: Left Reference Location: Left Edge of Deck, Left Load Distance from Left Ref. Location: 0, Right Reference Location: Left Edge of Deck, Right Load Distance from Right Ref. Location: 1,3

Load Vertical Location: Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

Bridge Area Load Distribution Definition Data

Load Name: VEREDA_DER Units: Tonf, m, C

Load Direction: Force, GLOBAL, Gravity

Load Value: Left Edge Value: 0,72, Right Edge Value: 0,72

Load Transverse Location: Left Reference Location: Right Edge of Deck, Left Load Distance from Left Ref. Location: 1,3, Right Reference Location: Right Edge of Deck, Right Load Distance from Right Ref. Location: 0,

Load Vertical Location: Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

Figura 55: Cargas Vereda Izquierda y Derecha

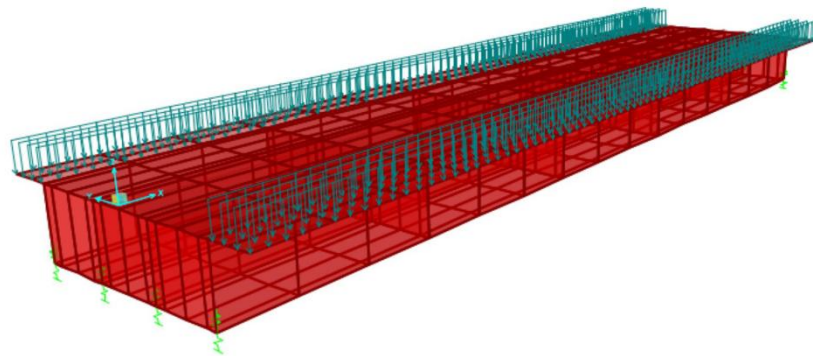


Figura 56: Carga Distribuida Vereda

- **Carga de carpeta de rodadura:** La carpeta de rodadura es $0.11\text{ton}/\text{m}^2$ la cual se muestra en la Figura 57

Bridge Area Load Distribution Definition Data

Load Name: CARPETA Units: Tonf, m, C

Load Direction

Load Type: Force

Coordinate System: GLOBAL

Direction: Gravity

Load Value

Left Edge Value: 0,11

Right Edge Value: 0,11

Load Transverse Location

Left Reference Location: Left Edge of Deck

Left Load Distance from Left Ref. Location: 1,3

Right Reference Location: Right Edge of Deck

Right Load Distance from Right Ref. Location: 1,3

Load Vertical Location

Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

Figura 57: Carga Carpeta de Rodadura

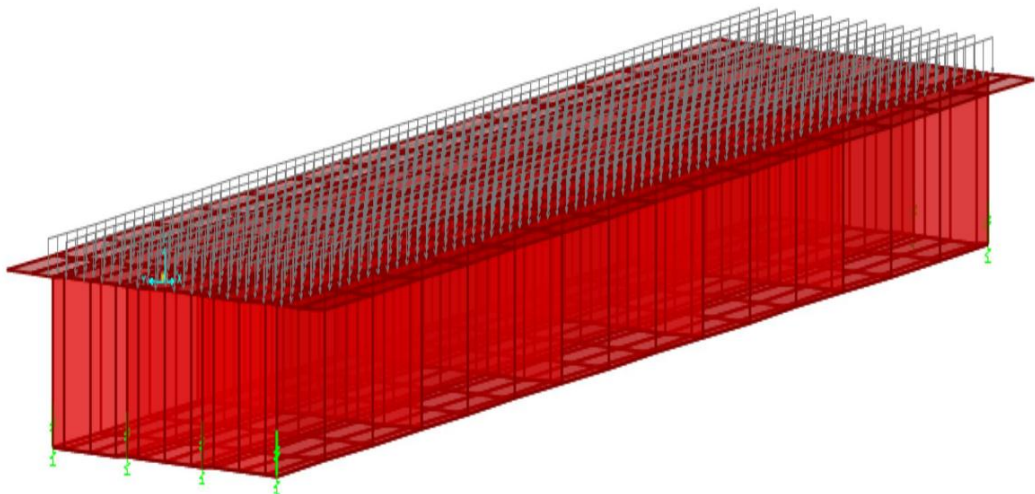


Figura 58: Carga Distribuida Carpeta de Rodadura

10. Definición de los objetos del puente Figura 59; en este paso se colocará los diafragmas tanto internos como externos y la colocación de apoyos en los extremos.

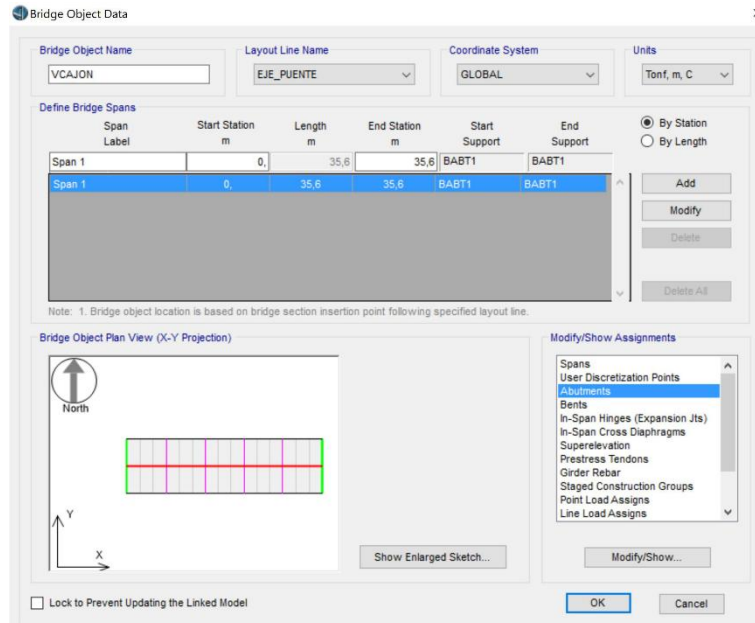


Figura 59: Asignación de objetos extras en puente

- La primera opción a seleccionarse en la ventana "Modify/Show Assignments" es Aboument, la cual abre la ventana "Bridge Object Aboument Assignments ", ver Figura 60.

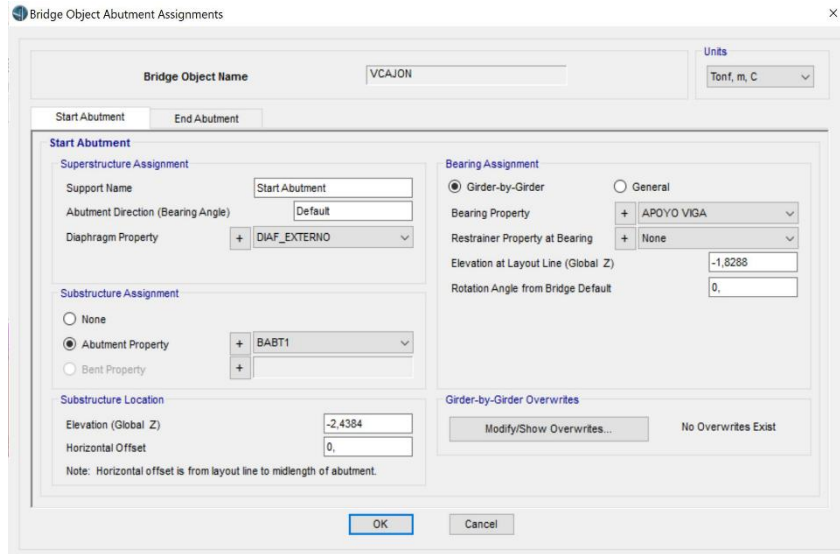


Figura 60: Definición de los diafragmas externos

- La segunda opción a seleccionar en la Figura 59 es "In-Span Cross Diaphragm" para colocar la separación de diafragmas interno, se abre una ventana, como se muestra en la Figura 61, y se coloca las distancia de cada diafragma.

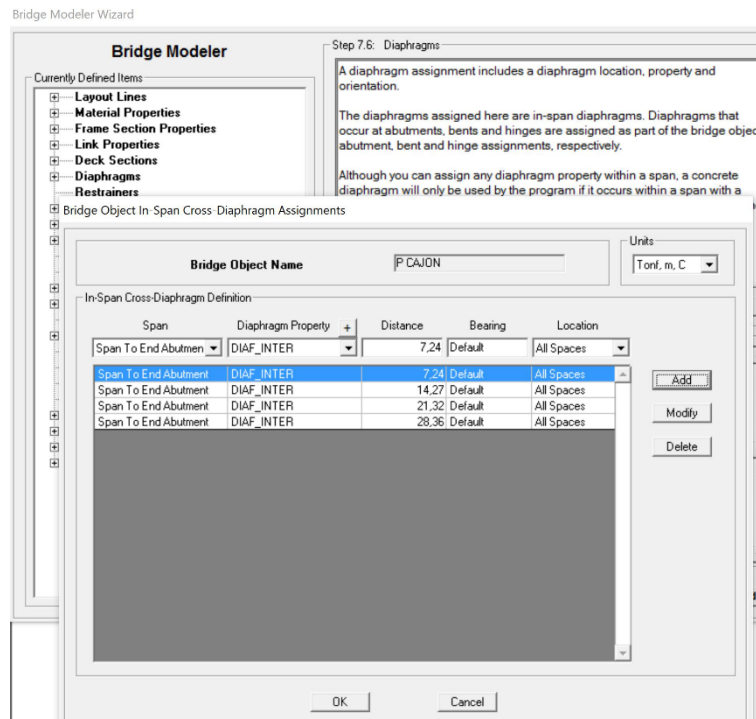


Figura 61: Distribución Diafragmas internos

11. Asignación de cargas distribuidas lineales En el puente se tiene la carga distribuida de las barandas anteriormente se definió la carga

mencionada, ahora se le colocará en el puente como se ve en la Figura 62.

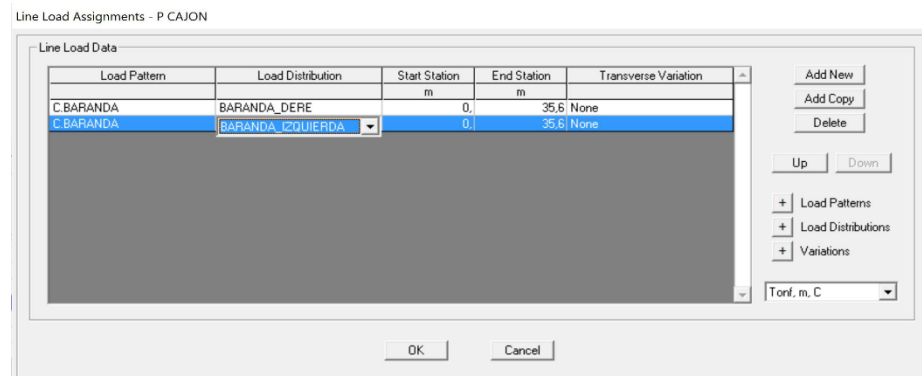


Figura 62: Asignación de cargas lineales

12. Colocación de las cargas de veredas y de carpeta de rodadura en la superestructura como se muestra en la Figura 63.

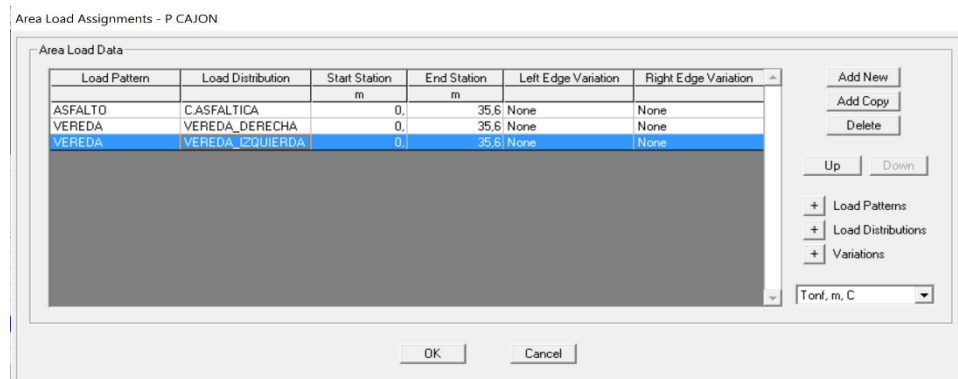


Figura 63: Colocación de cargas del carpeta de rodadura y veredas

13. Para que dibuje el puente con lo declarado anteriormente se ingresa a "Update link model", como se aprecia en la Figura 64.

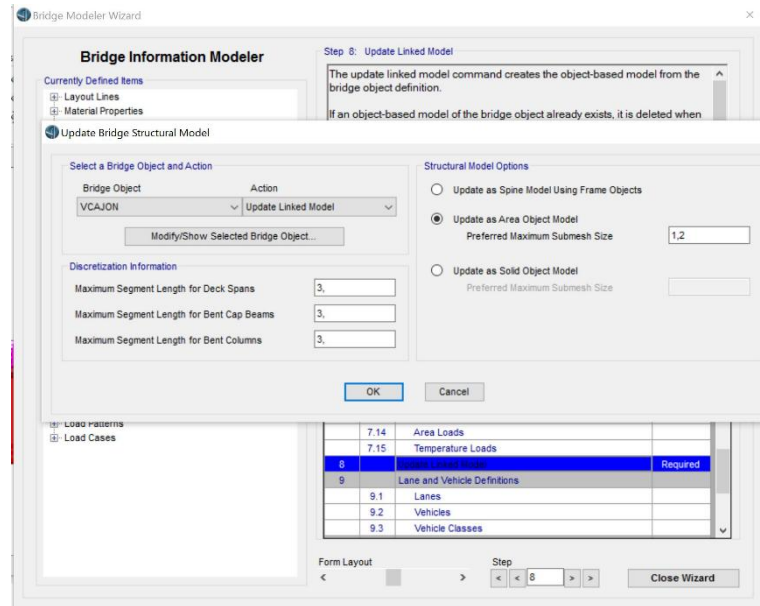


Figura 64: Colocación de cargas de la carpeta de rodadura y veredas

Se puede ver el puente dibujado con sus parámetros y dividirlos en tantos tramos como se desee para su diseño, ver Figura 65.

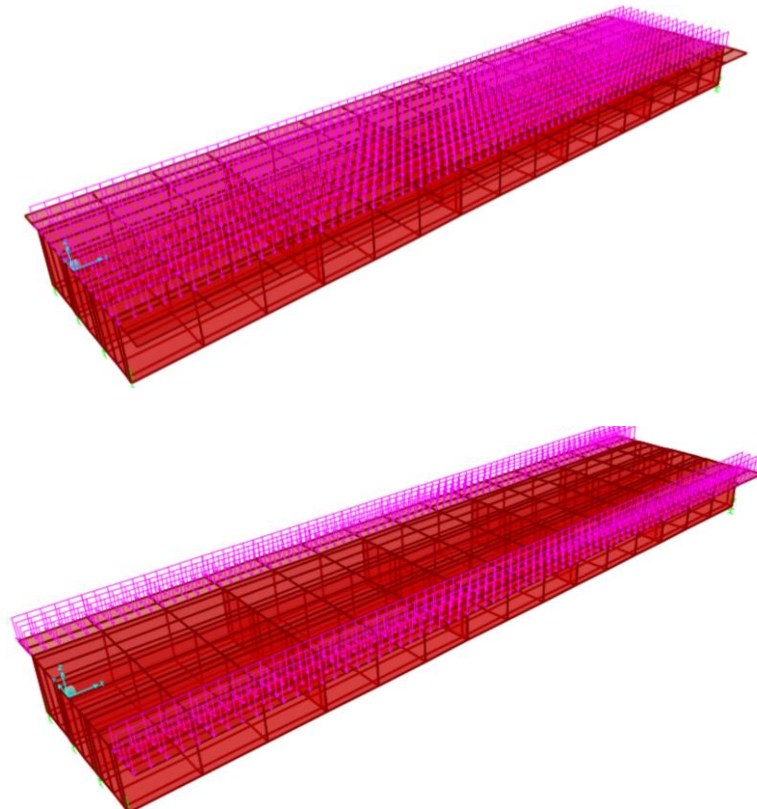


Figura 65: Colocación de cargas de la carpeta de rodadura y veredas

14. En esta parte se declaran las cargas vehiculares, para el modelo se va a utilizar el camión HL-93 dado por la AASHTO y el camión MOP.

- Se coloca los ejes de cada vía como se indica en la Figura 66

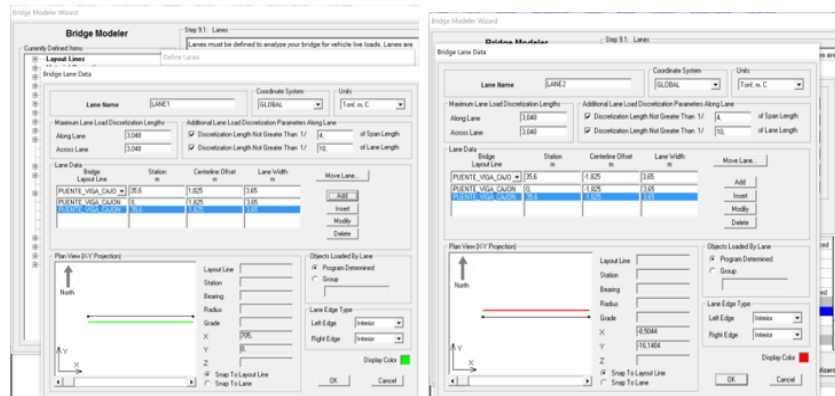


Figura 66: Ejes de vía

- Declaración de los camiones HL-93 y MOP.

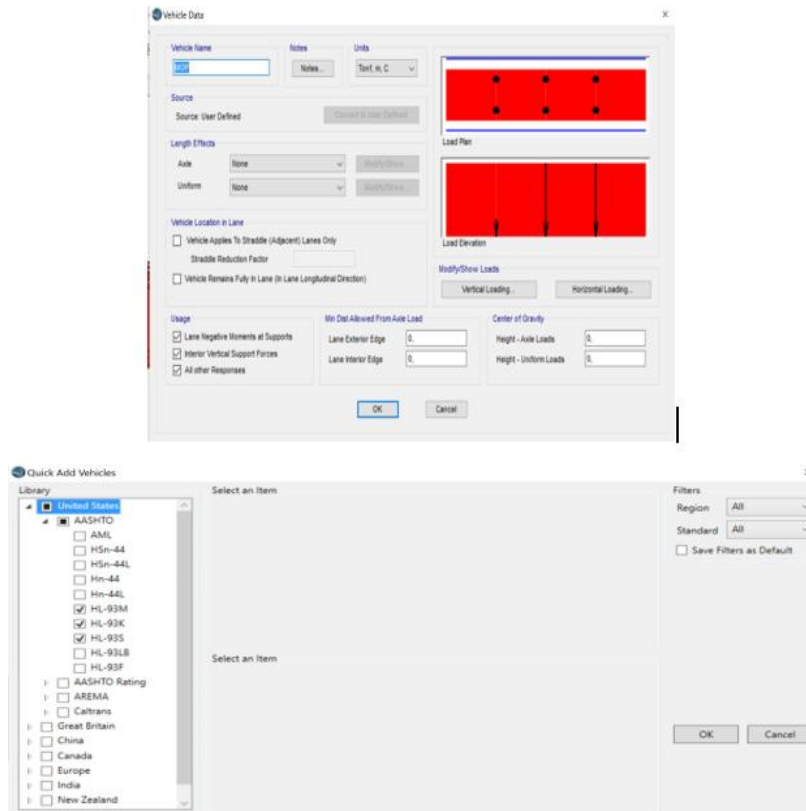


Figura 67: Camiones

15. Definición de casos de cargas

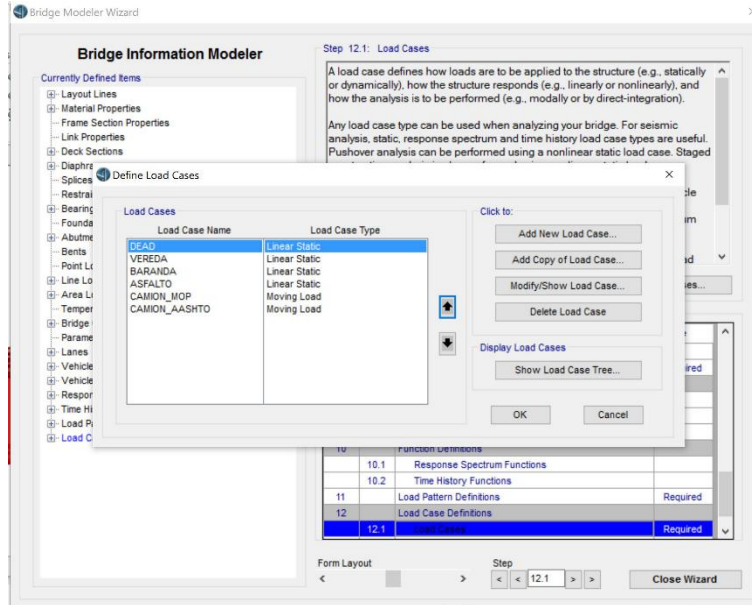


Figura 68: Cargas a modelar

Los resultados obtenidos de momentos de todo el puente son los que se muestran en la Tabla 11.

**Tabla 11:
Resumen de Momentos**

MOMENTOS	
Elemento	Momento <i>ton – m</i>
Peso propio de la estructura	2784.62
Barandas	220.83
Vereda	295.28
Carpeta de rodadura	126.66
Camión HL-93	971.37
Camión MOP	993.98

Los diagramas de momentos están en representados en las Figuras 69, 70, 71, 72, 73 y 74.

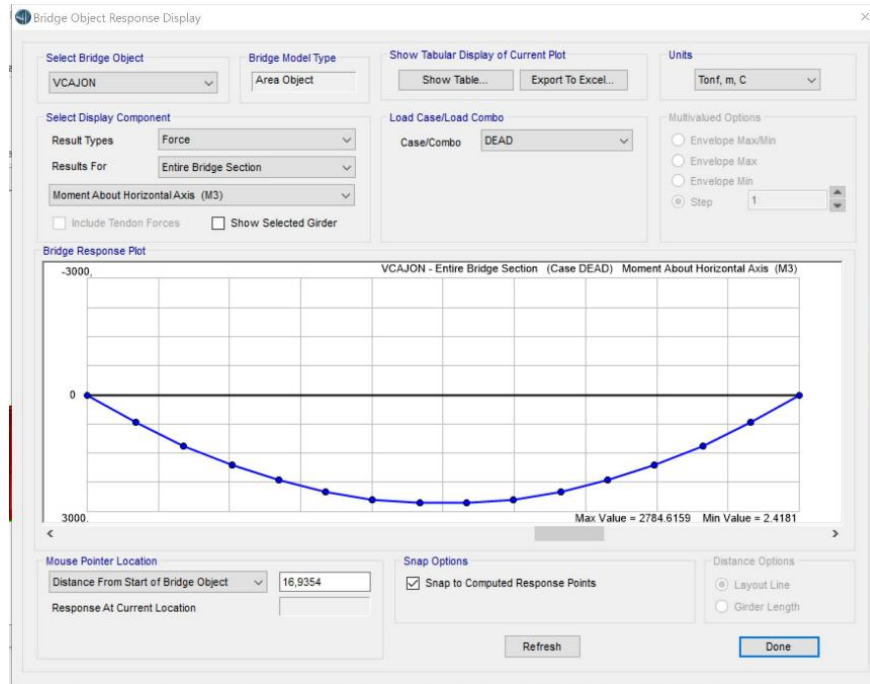


Figura 69: Momento de Carga Muerta

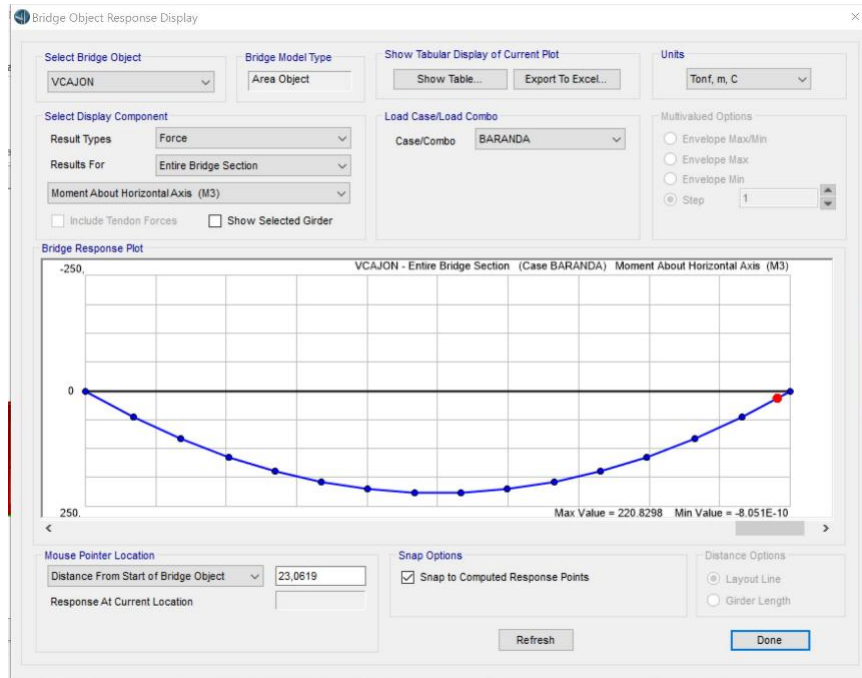


Figura 70: Momento Barandas

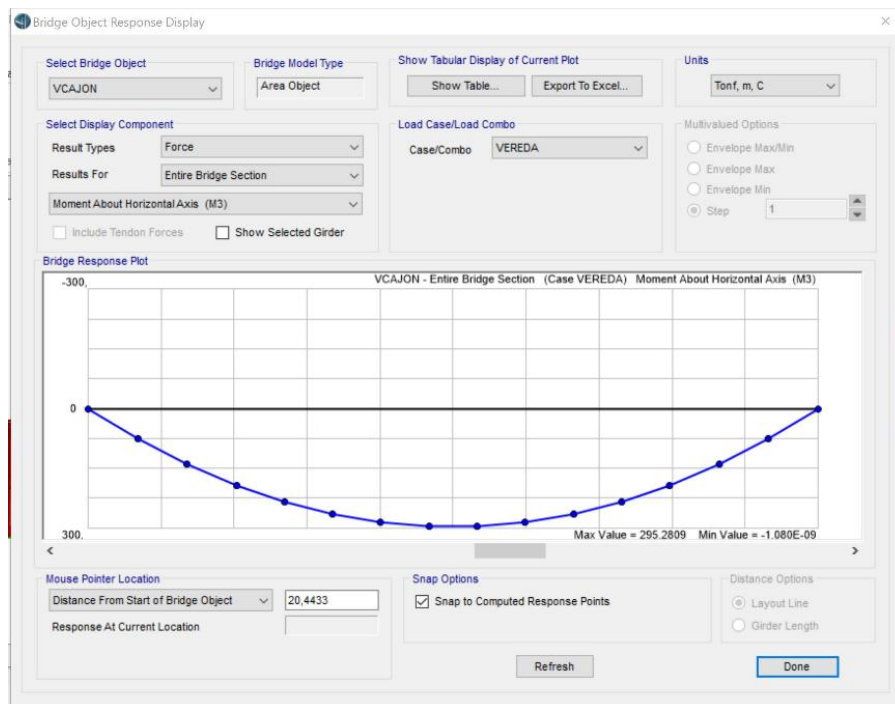


Figura 71: Momento Veredas

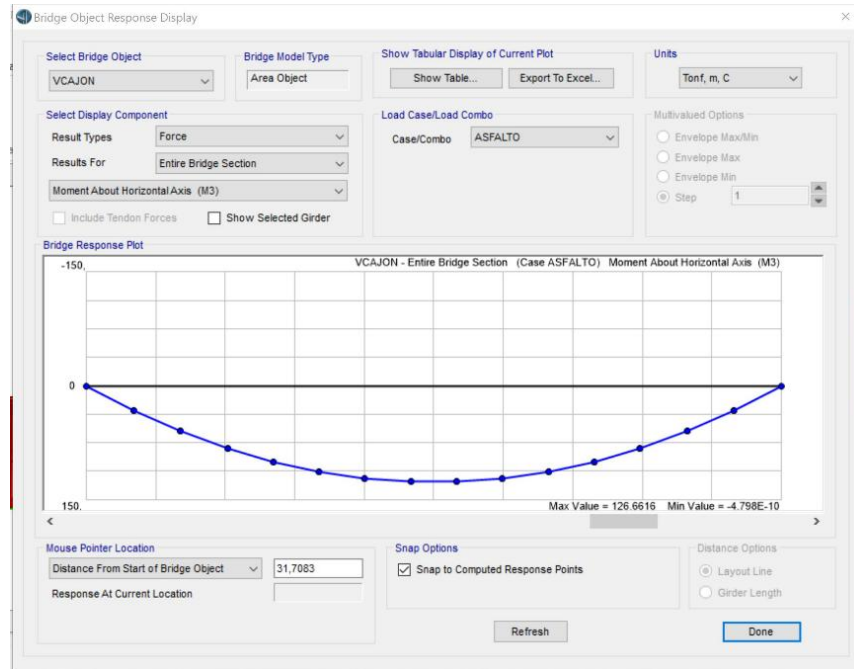


Figura 72: Momento Carpeta de Rodadura

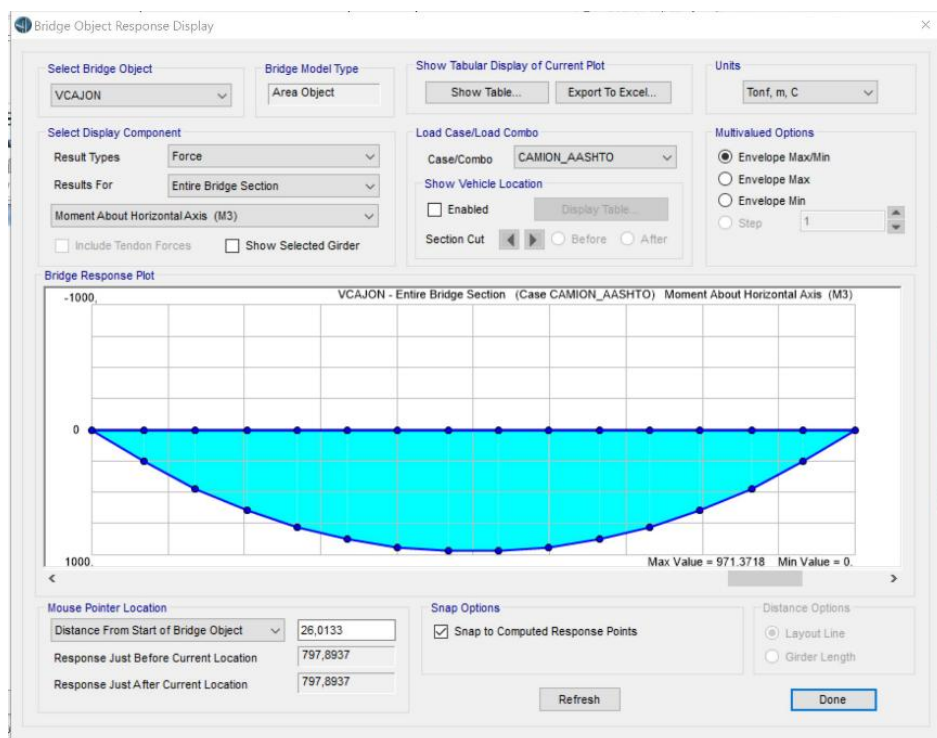


Figura 73: Momento Camión HL-93

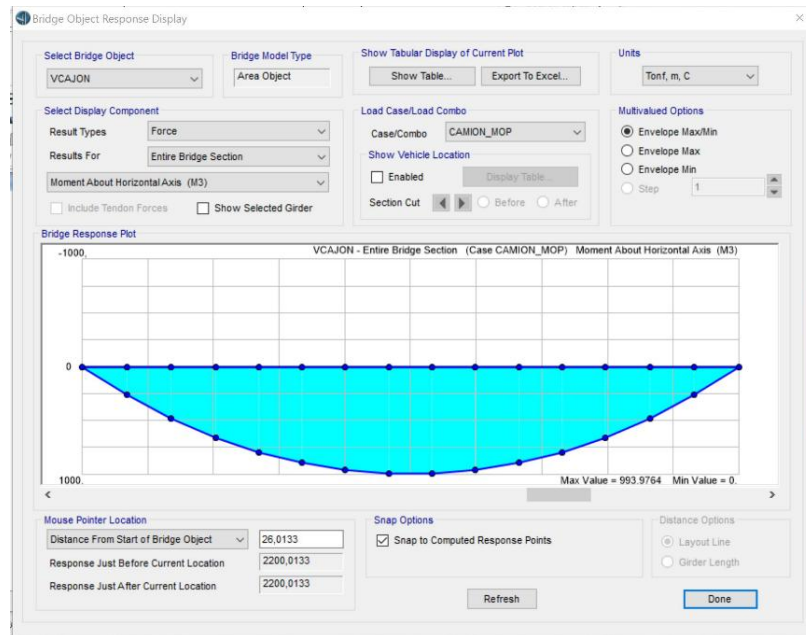


Figura 74: Momento Camión MOP

4.3 Comprobación de la Armadura Existente del Puente

La comprobación de acero en el puente se realiza con los datos del ensayo esclerométrico, para determinar si el puente cuenta con el acero necesario. Esta comprobación se realiza por medio del software CSI BRIDGE el cual nos facilita el cálculo. Se detallará la forma que se realiza el ingreso de los aceros en las vigas tipo cajón en el puente de la Bocatoma.

4.3.1 Ingreso de Acero en Vigas

Viga Lateral Exterior

En la Figura 75 se observa el acero longitudinal y transversal en la viga exterior.

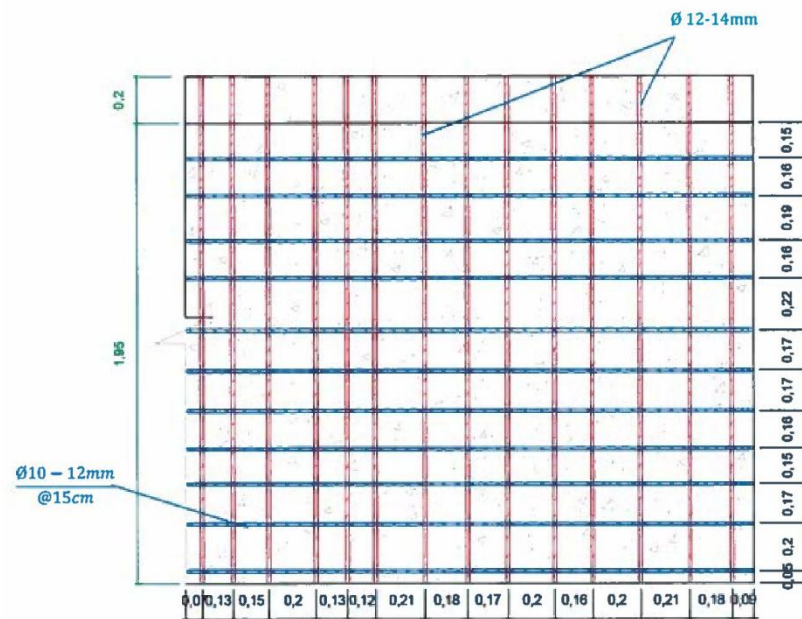


Figura 75: Acero Pared Lateral Exterior

Se visualiza que se tiene acero longitudinal de 12mm y transversal de 14 mm con diferente separación tanto el acero transversal como el longitudinal. Se procede ir a la pestaña "Bridge" y seleccionar "Girder Rabar" la cual desplaza la siguiente ventana, como muestra la Figura 76.

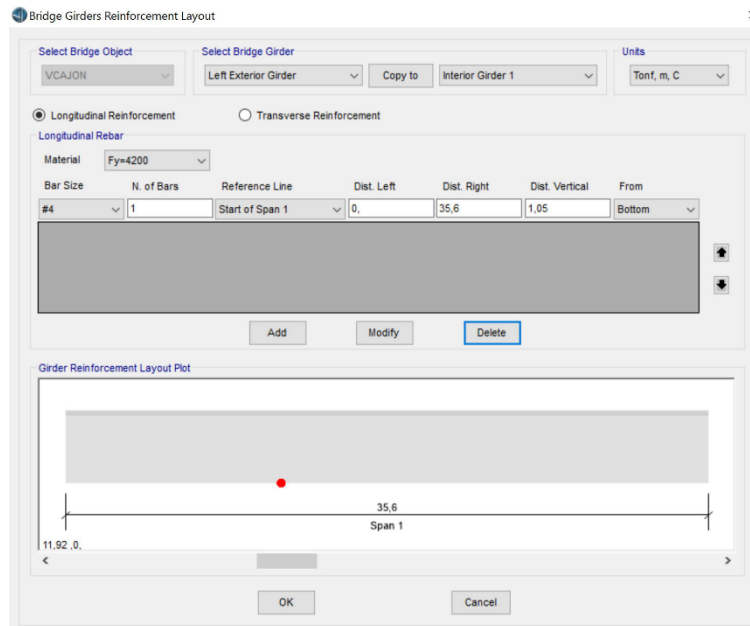


Figura 76: Ventana de Ingreso Acero

El ingreso de los datos se debe primero colocar el diámetro de varilla la cual se debe transformar de números de diámetro a milímetros de diámetro, para lo cual el número se debe dividir para 8 y multiplicar para 25.4 para obtener el diámetro en milímetros. El acero longitudinal se tiene varilla de 12mm la cual es equivalente a #4, al acero la transformación $\frac{4 * 25.4}{8} = 12.7\text{mmm}$. Como es un solo vano la distancia izquierda es cero, la distancia derecha es la longitud del puente, la distancia vertical es la separación desde el borde inferior o superior. El esquema de la viga exterior izquierda es como se indica en la Figura 77.

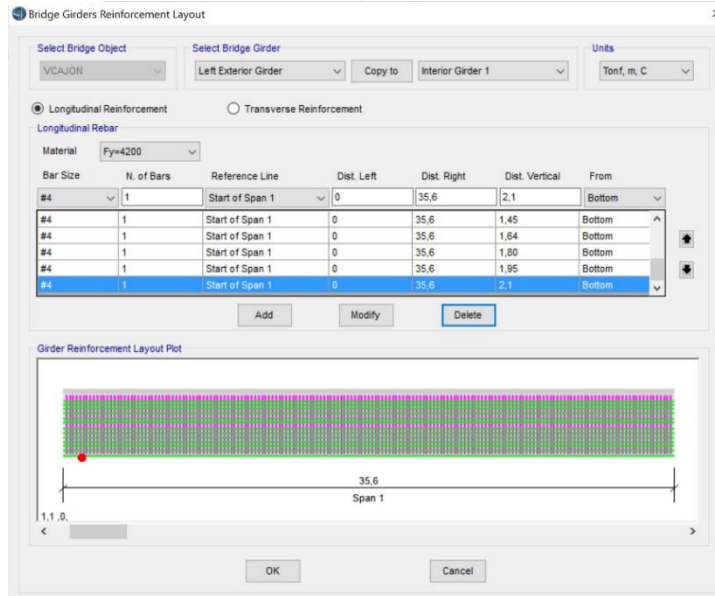


Figura 77: Viga exterior izquierda

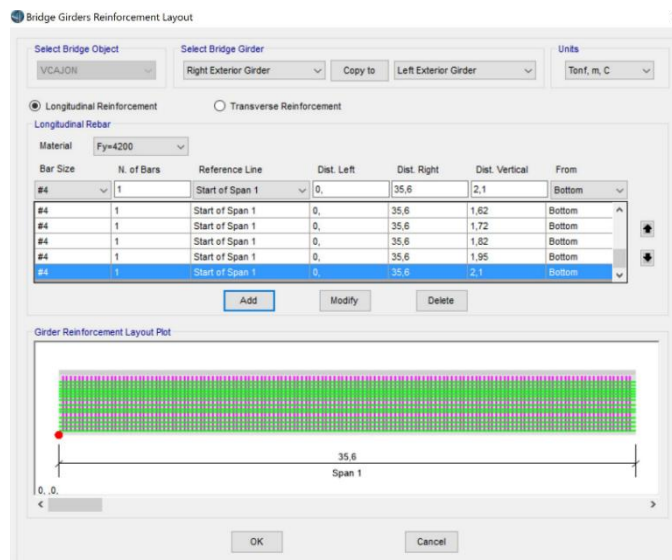


Figura 78: Viga exterior derecha

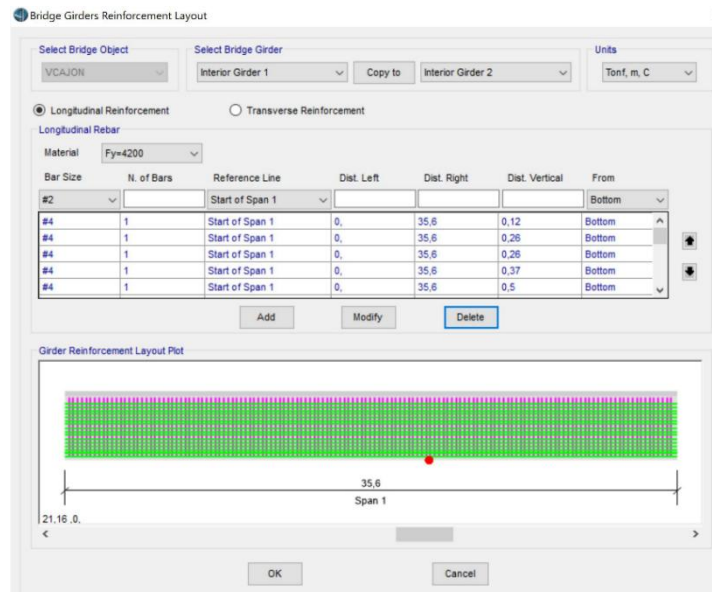


Figura 79 :Viga interior

Para el diseño del puente se analizan los 3 casos con sus diferentes valores de la fuerza de compresión del hormigón.

Después de colocar la armadura de cada viga se procede a la pestaña "Design/Rating" y seleccionar el ícono "Design Requests" y se desplaza la siguiente ventana.

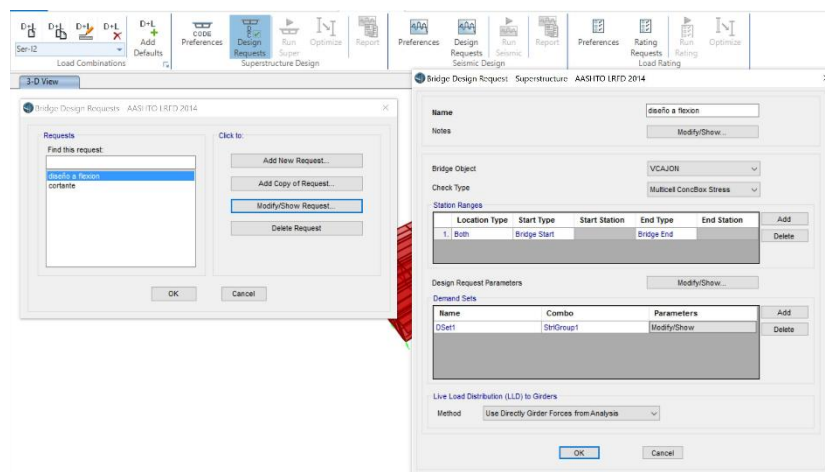


Figura 80: Combinación a diseñar

Este paso se realiza para asignar las combinaciones del diseño.

Como se determinaron 3 casos distintos de resistencias a compresión del hormigón en el capítulo anterior con valores de 215 [kg/cm²], 250 [kg/cm²] y

271.12 [kg/cm²], respectivamente. Se procede a obtener los resultados de los 3 casos distintos como se muestra a continuación.

- *Caso 1*

Se tiene un valor de $f'c=215$ [kg/cm²] teniendo un resultado que se indica en la Figura 81.

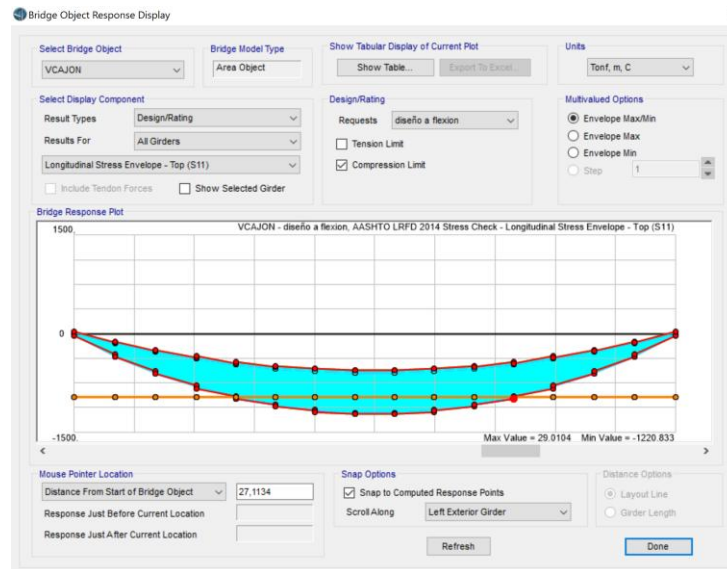


Figura 81: Resultado de acero en vigas con $F'c=215$ [kg/cm²]

Se puede ver claramente que las varillas de acero no son suficientes para esta resistencia del hormigón.

- *Caso 2*

La resistencia del hormigón es de $F'c=250$ [kg/cm²], este valor da un resultado como se indica en Figura 82.

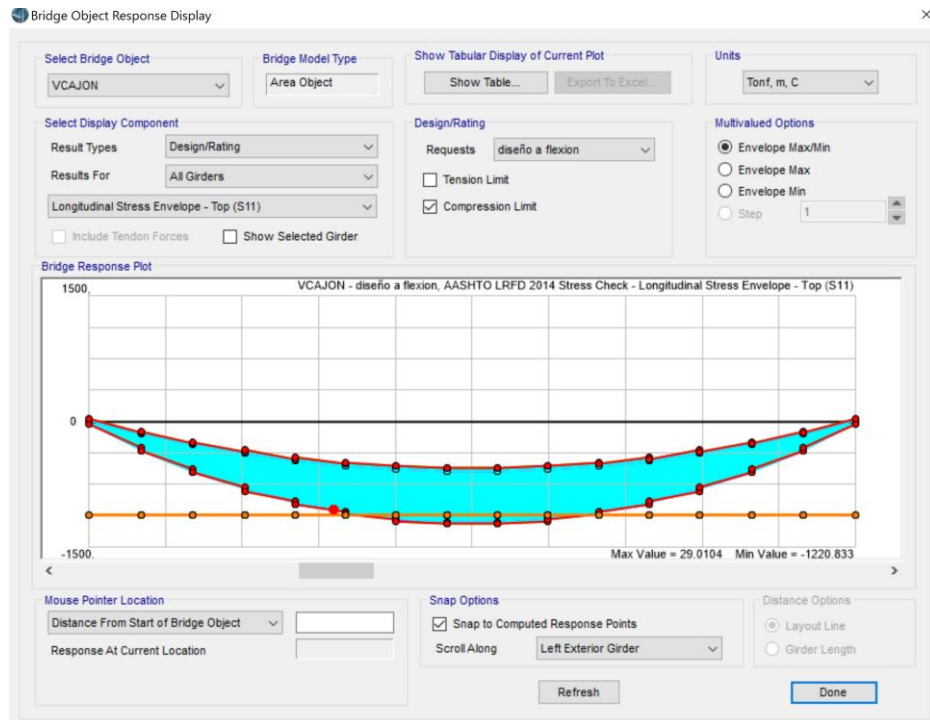


Figura 82: Resultado de acero en vigas con $F'_c=250[\text{kg}/\text{cm}^2]$

La resistencia a compresión del hormigón de $250 [\text{kg}/\text{cm}^2]$ no es suficiente con la cantidad de acero que se tiene actual.

- **Caso 3**

Se tiene un valor de $f'_c=215 [\text{kg}/\text{cm}^2]$ teniendo un resultado que se indica en la Figura 83.

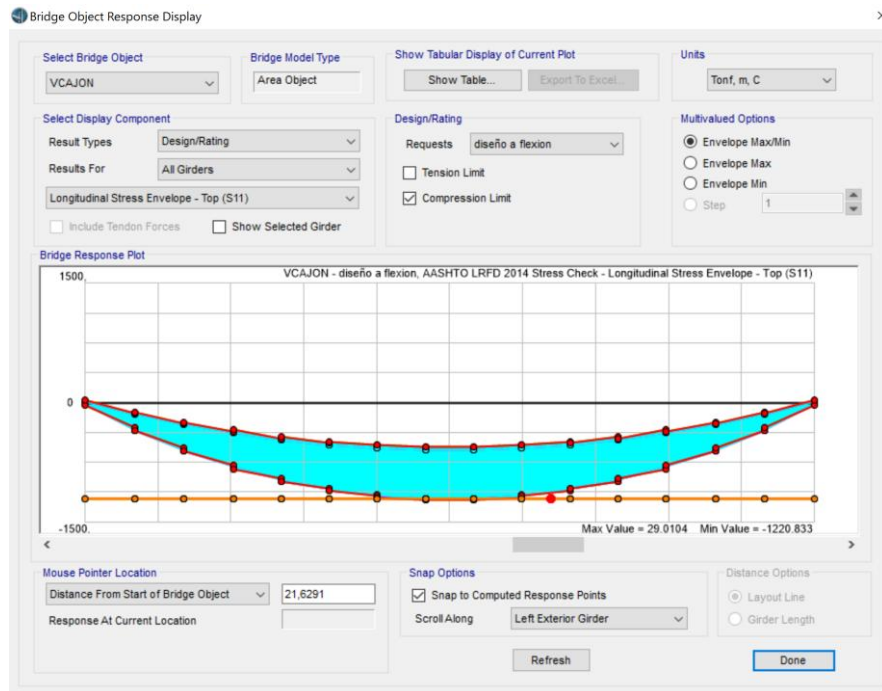


Figura 83: Resultado de acero en vigas con $F'_c=270[\text{kg}/\text{cm}^2]$

Se observa que teniendo una resistencia de compresión del hormigón de $270 [\text{kg}/\text{cm}^2]$ el puente resiste la cargas y combinaciones que solicita la norma AASHTO.

Se observa que el caso 1 con una resistencia a compresión del hormigón de $215 [\text{kg}/\text{cm}^2]$ es la más crítica en los 3 casos mencionados.

La armadura existente en el puente para el caso 1 no es suficiente para las cargas actuantes especificadas en la norma AASHTO. Por lo tanto se opta en realizar un reforzamiento de la superestructura para este caso por ser el más crítico.

CAPÍTULO 5 REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL

Los métodos para reforzar la superestructura son los convencionales que se utilizan para cualquier tipo de estructura de hormigón.

Para este puente se utilizará primero el reforzamiento de fibra de carbono (FRP), en el caso de no satisfacer este tipo de reforzamiento se realizará el reforzamiento de encamisado con placas metálicas.

5.1 Reforzamiento con Fibra de Carbono (FRP)

5.1.1 Descripción del FRP

Fibra de reforzamiento de polímeros (FRP), es usada en la rehabilitación de puentes ya que este no tiene un gran peso sobre la estructura y la larga duración. Los beneficios relacionados del FRP incluyen la rápida construcción y ventajas el ciclo de vida. FRP es un material fuerte, ligero, durable, impermeable. Es un compuesto material que consiste en hilos de alta resistencia como las fibras embebidas en resina epoxi o poliéster. (Khan, 2010).

5.1.2 Filosofía de Diseño

El sistema reforzamiento de FRP debe ser diseñado acorde con el ACI 318-05 utilizando los requerimientos de esfuerzos y factores de cargas de estado en el ACI 318-05. Adicionalmente la aplicación de la reducción de los factores contribuyentes del FRP recomendados en el ACI 440.2R-08.

Límites de Esfuerzos

La estructura no reforzada con FRP, debe tener suficiente resistencia a ciertos niveles de carga descritos en la ecuación (5.17)

$$\phi R_n \text{ existentes} \geq 1.1S_{DL} + 0.75S_{LL \text{ nuevo}} \quad (5.17)$$

Esta condición mínima permitirá al elemento estructural mantener la suficiente capacidad estructural hasta que el refuerzo FRP sea reparado.

5.2 Refuerzo a Flexión

El refuerzo a flexión de FRP se debe adherir en la cara a tensión del elemento estructural de concreto con las fibras orientadas a lo largo del elemento, esto provee un incremento en la resistencia a flexión.

El diseño del refuerzo a flexión requiere que se cumpla la siguiente ecuación $\phi M_n \geq M_U$. Donde ϕM_n es el esfuerzo nominal del elemento multiplicado por un factor de reducción ϕ , y M_U es el momento calculado con las cargas factoradas como momento de carga viva y muerta calculados utilizando factores de reducción de carga del código ACI 318-08. Adicionalmente se utiliza otro factor de reducción Ψ_f , el cual debe ser aplicado al refuerzo FRP para mejorar la confiabilidad de la predicción del refuerzo considerando los diferentes tipos de fallas observados para el refuerzo con FRP.

5.3 Calculo del Momento Inicial

El momento inicial se calcula utilizando el método (ASD).

Método ASD

La aplicación de este método de diseño supone un comportamiento de la estructura dentro de la zona elástica para las cargas de servicio.

En el diseño por ASD se debe cumplir la siguiente expresión

$$Q_i \leq f_{adm} \quad (5.18)$$

Donde:

Q_i = Esfuerzo por efecto de la carga i

F_{adm} = esfuerzos admisibles del material

Para este cálculo se usa el software CSI BRIDGE cambiando el código de diseño y realizando los mismos pasos mencionado en el capítulo anterior, se obtiene:

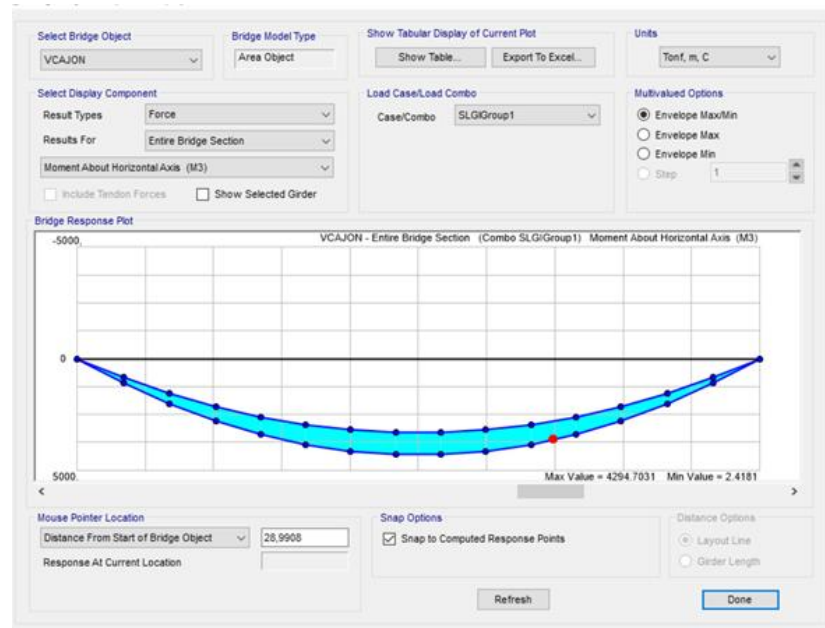


Figura 84: Momento nominal

5.4 Comprobación si es factible utilizar FRP

No se puede pensar que cualquier viga puede ser reforzada con FRP, hay ciertas condiciones que deben cumplirse, una de ellas es la siguiente:

$$\phi M_n \geq 1.1M_D + 0.75M_L \quad (5.19)$$

Reemplazando los datos de la ecuación (5.19) se tiene:

$$0.9 * 4294.7031 \geq 1.1 * 3427.39 + 0.75 * 993.98$$

$$3865.233 \leq 4515.614$$

No se cumple la ecuación (5.19) es preferible buscar otra opción de reforzamiento ya que con FRP no se resuelva el problema de reforzamiento.

5.5 Reforzamiento con Encamisamiento Metálico

5.5.1 Calculo de la Sección Equivalente de Acero

Lo primero a realizarse es transformar toda la sección de la viga tipo cajón en una viga tipo I, para determinar las propiedades y realizar la sección equivalente como se muestra en la Figura 85.

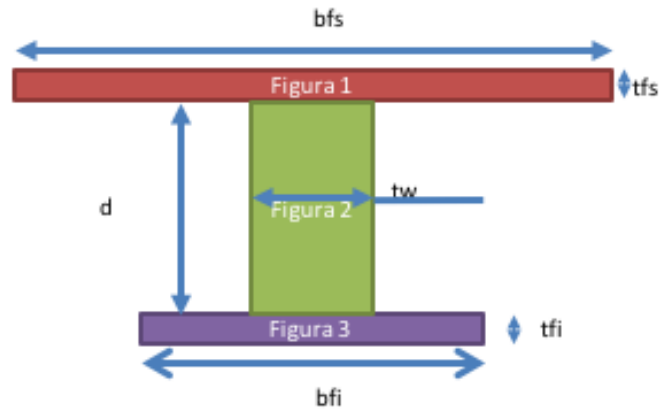


Figura 85: Sección de la viga I

Donde

$$\mathbf{bfs = 9.90m}$$

$$\mathbf{d = 2.15m}$$

$$\mathbf{tfs = 0.20m}$$

$$\mathbf{bfi = 7.11m}$$

$$\mathbf{Htotal = 2.55m}$$

**Tabla 12:
Dimensiones de la sección en hormigón**

FIGURA	BASE cm	H cm	AREA cm ²	Y cm	A*Y cm ³	d cm	INERCIA cm ⁴	INERCIA cm ⁴
1	990	20	19800	2,45	48510	1,065	660000	22457,655
2	120	215	25800	1,275	32895	0,11	99383750	312,18
3	711	20	14220	0,1	1422	1,285	474000	23480,42
SUMATORIA			59820		82827		100517750	46250,255

$$I = I + A * d^2 \quad (5.20)$$

Reemplazando los valores en la ecuación (5.20) se tiene

$$I = 5.630cm^4$$

Determina la ecuación (5.5) el eje neutro de la nueva Figura 86

$$EJE NEUTRO = \frac{(A * Y)}{A_{TOTAL}} \quad (5.5)$$

$$EJE NEUTRO = \frac{82827}{59820}$$

$$EJE NEUTRO = 1.93 \text{ cm}$$

Para determinar la sección equivalente de acero se determina el factor **n**. El cual resulta la relación por cociente entre dos módulos de elasticidad, particularmente entre el acero y el hormigón.

- **Módulo de elasticidad del hormigón**

El módulo de elasticidad del hormigón se determina por medio de la ecuación (5.6).

$$E_{\text{hormigón}} = 15000 \times \overline{f'_c} \quad (5.6)$$

$$E_{\text{hormigón}} = 15000 \times \overline{215} = 219943.17 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El módulo de elasticidad del hormigón es de 219943.17 [kg/cm²].

- **Módulo de elasticidad del acero A-577**

El módulo de elasticidad del acero A-577 es $2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$.

- **Determinación del factor n**

Con los módulos tanto de hormigón como de acero calculados se procede a utilizar la ecuación (5.7).

$$n = \frac{E_{\text{acero}}}{E_{\text{hormigón}}} \quad (5.7)$$

Sustituyendo los valores de los módulos de elasticidad de la ecuación (5.7) se tiene:

$$n = \frac{2100000}{219943.17} = 9.55$$

La sección equivalente se calcula dividiendo los anchos de la viga tipo I para el valor de **n**.

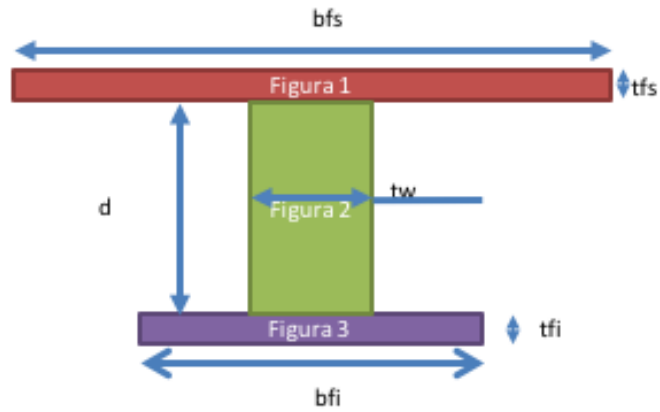


Figura 86: Dimensiones de la viga I sin transformar

$$b_{fs\ eq} = \frac{b_{fs}}{n} \quad (5.8)$$

$$b_{fs\ eq} = \frac{9.9}{9.55} = 1036.65\text{mm}$$

$$t_{w\ eq} = \frac{t_w}{n} \quad (5.9)$$

$$t_{w\ eq} = \frac{1.2}{9.55} = 125.68\text{mm}$$

$$b_{fi\ eq} = \frac{b_{fi}}{n} \quad (5.10)$$

$$b_{fi\ eq} = \frac{7.11}{9.55} = 744.66\text{mm}$$

Teniendo la nueva sección equivalente como se muestra en la Figura 87.

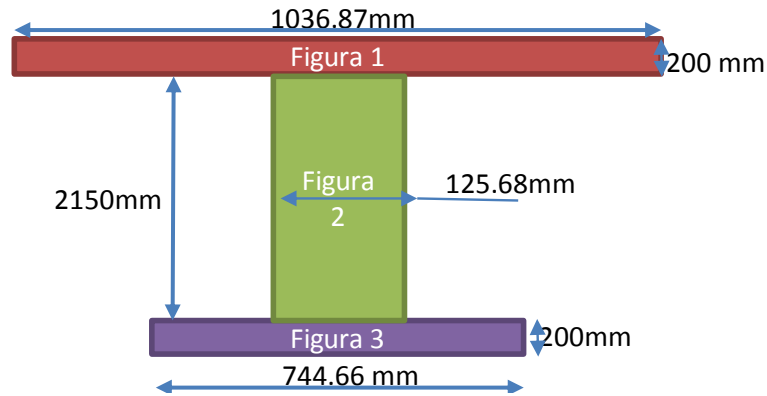


Figura 87: Sección equivalente

Es necesario calcular las nuevas propiedades de la sección equivalente mediante la Tabla 13

**Tabla 13:
Dimensiones de la sección equivalente**

FIGURA	BASE cm	H cm	AREA cm ²	Y cm	A*Y cm ³	d cm	INERCIA cm ⁴	A*d ² cm ⁴
1	103,687	20	2073,75	245	508068,73	106,54	69124,998	23538661,77
2	12,5682	215	2702,16	127,5	344525,27	10,96	10408941,628	324587,662
3	74,4665	20	1489,33	10	14893,29	128,46	49644,316	24576872,99
SUMATORIA			6265,24		867487,30		10527710,94	48440122,42

Reemplazando los valores de la sección equivalente en las ecuaciones (5.3) y (5.4) para determinar la inercia y el eje neutro respectivamente se tiene.

$$I_x = 56302020 \text{ cm}^4$$

$$EJENEUTRO_{equivalente} = 138.46 \text{ cm}$$

$$W = 406630.219 \text{ cm}^3$$

5.5.2 Reforzamiento en el alma

Se procede a colocar las placas de refuerzo en la parte interna del puente es decir en el alma.

Se coloca cuatro placas con un espesor de cada una de 25.40mm en cada lado del alma y en la parte inferior del ala como se muestra en la Figura 88 teniendo un nuevo espesor $t_w = 323 \text{ mm}$ y un $t_{fi} = 225 \text{ mm}$.

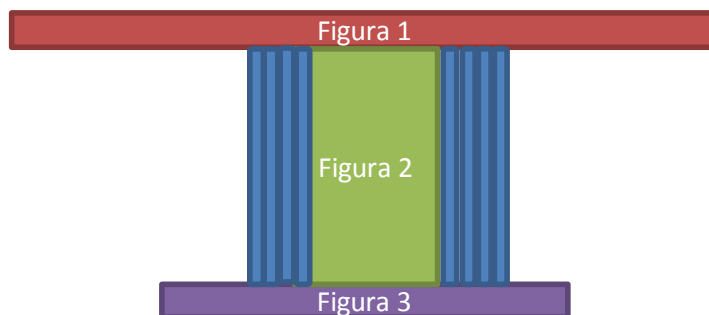


Figura 88 Refuerzo en el alma

Con este nuevo valor se calcula las características de la viga, como se muestra en la Tabla 14.

**Tabla 14:
Dimensiones de la viga con reforzamiento en el alma**

FIGURA	BASE cm	H cm	AREA cm ²	Y cm	A*Y cm ³	d cm	INERCIA cm ⁴	A*d ² cm ⁴
1	103,69	20,00	2073,75	64,47	133687,35	34,74	69125,00	2502817,30
2	20,00	215,00	4300,00	127,50	548250,00	28,29	16563958,33	3442123,55
3	27,81	20,00	556,16	10,00	5561,64	89,21	18538,79	4425888,33
SUMATORIA			6929,91		687498,98		16651622,12	10370829,18

$$EJE NEUTRO = 99.21cm$$

$$I_{xx} = 27022451cm^4$$

La comprobación del funcionamiento de este tipo de reforzamiento se lo realiza mediante el valor del momento último calculado en el capítulo 4. Teniendo un valor de $M_U = 6055.6595ton - m$, se le debe sumar el peso generado por las placas de acero, calculándose como una carga distribuida en todo el puente.

La carga distribuida ejercida por las laminas de acero se determina utilizando la ecuación (5.11).

$$w_{acero} = A_{acero} \times \gamma_{acero} \quad (5.11)$$

El área del acero a utilizarse es de $0.2032m^2$ y el peso específico del acero es $\gamma_{acero} = 7.85 \frac{ton}{m^3}$.

Al reemplazar en la ecuación (5.11) se tiene.

$$W_{acero} = 0.1524 * 7.85 = 1.595 \frac{ton}{m}$$

La viga debe soportar una carga distribuida de $1.595 \frac{ton}{m}$ como se muestra en la Figura 89.

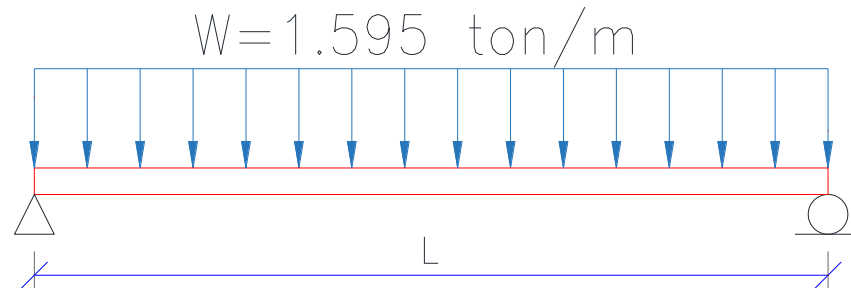


Figura 89: Viga con carga de peso propio del acero

Para determinar el momento actuante del peso propio de las placas de acero se utiliza la expresión.

$$M_{placasacero} = \frac{1.595 * 35.6^2}{8} = 252.681 ton - m$$

Al ser carga muerta se debe multiplicar 1.25 según la norma AASHTO para determinar el momento último, teniendo un resultado de $315.85 ton - m$, sumando los momentos tenemos un momento último de $M_U = 6371.209 ton - m$ Para que sea factible el reforzamiento con placas metálicas debe cumplir la ecuación (5.12).

$$f_b = \frac{M_u}{W} \leq Fy_{acero} \quad (5.21)$$

Reemplazando los valores en la ecuación (5.11) se tiene

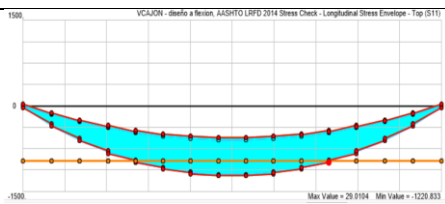
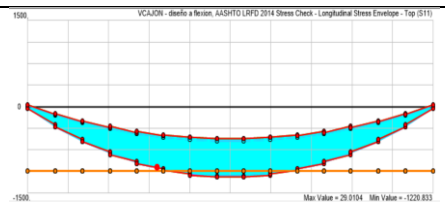
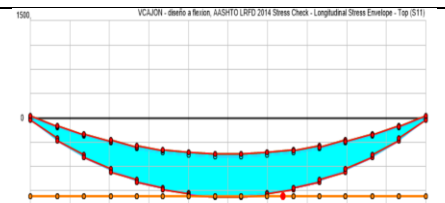
$$f_b = \frac{6371.209}{0.27} = 23390.497 < 35150$$

Como se puede observar el resultado de la relación $\frac{M_U}{W}$ es menor que Fy_{acero} , por lo cual se el puente estaría reforzado.

CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- En el presente trabajo, se ha llevado a cabo el análisis estructural del “Puente de la Bocatoma” mediante la aplicación de la Norma AASHTO LRFD.
- Los resultados fueron obtenidos mediante la aplicación de tres casos: El caso 3 con una resistencia a compresión de 215 [kg/cm²] demuestran que los momentos ejercidos sobre el puente presentan valores por debajo de los normalizados, esto se debe a la capacidad del acero contenido en el puente para soportar las variaciones en las cargas que soporte la estructura.
- Como se determinaron los tres valores diferentes de la resistencia a compresión del hormigón y se observó que presenta una resistencia mayor a 270 [kg/cm²] podrá soportar las cargas y combinaciones que especifica la norma AASTHO, por lo cual se deberá realizar un ensayo de extracción de núcleos para determinar la correcta resistencia del hormigón a compresión, y asegurar la resistencia del concreto.

Tabla 15:
Resumen de momentos según la resistencia de hormigón

Caso	F'c [kg/cm ²]	Momento [ton-m]	Figura de momento
Caso 1	215	1220.833	
Caso 2	250	1220.833	
Caso 3	270	1220.833	

- Además, se ha presentado el análisis y diseño del reforzamiento. El reforzamiento se ha llevado a cabo mediante FRP y la utilización de fibras de carbono.
- Este análisis estableció que, bajo los requerimientos de la Norma ACI-440, el reforzamiento no es viable al no cumplir los mínimos requerimientos establecidos por la mencionada norma. Sin embargo, el reforzamiento se puede realizar mediante la utilización de placas de acero, con lo cual se logra obtener esfuerzos menores al de la fluencia del acero que es de $F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$

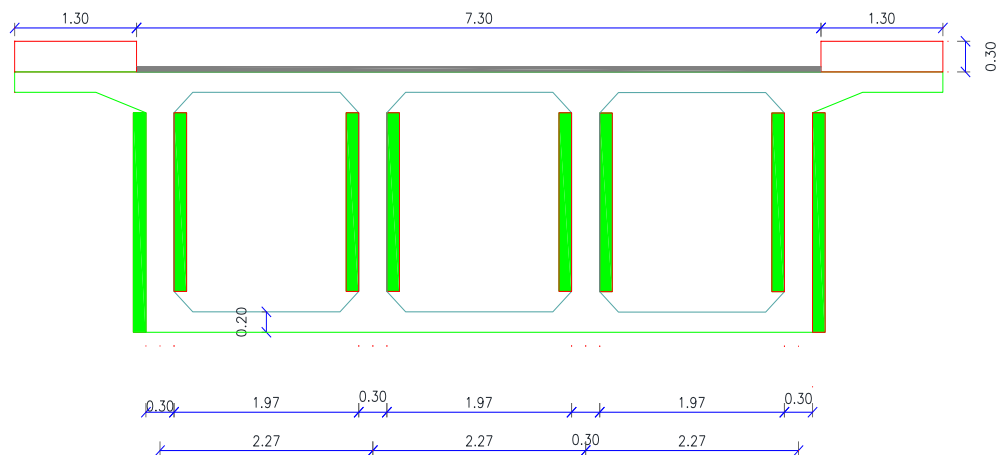


Figura 91: Puente con reforzamiento metálico

- Es recomendable la implementación del reforzamiento del puente, cerrar las fisuras con epóxicos ya que al no ser sellado las fisuras se podría corroer el acero existente por el ingreso de agua.
- Como una alternativa al reforzamiento del puente, se puede considerar la colocación de pilares intermedios para así reducir la luz donde se apoya y a su vez disminuir los momentos.
- Como una medida de prevención, es recomendable la prohibición de circulación de vehículos cuyo peso sea mayor a 45 Ton para evitar futuras fallas estructurales.
- Para el puente estudiado, es necesario revisar la infraestructura, las cargas generadas por el puente son muy altas y los estribos pueden verse comprometidos.

- Para futuras líneas de investigaciones será necesario contar con datos históricos referente a la construcción del puente. Se puede anotar que no existen datos de construcciones de puentes antiguos, en las entidades Públicas correspondientes. Además, se puede apreciar la necesidad de contar con una norma en el país que regule y verifique las construcciones de los puentes, de igual manera, se recomienda analizar el estado actual de otras construcciones antiguas, ya que a cambiado la normativa y sus combinaciones de cargas cuya omisión, podría llevar a daños mayores.

BIBLIOGRAFÍA

- Abascal, J. (2013). *Puentes de Hormigón*. Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones.
- Aktan, A. E., & Grimmelsman, K. A. (1999). Role of NDE in bridge health monitoring. En A. E. Aktan, & K. A. Grimmelsman, *Nondestructive Evaluation Techniques for Aging Infrastructures & Manufacturing* (págs. 2-15).
- American Association of State Highway and Transportation officials. (2012). *AASHTO LRFG BRIDGE DESIGN SPECIFICATION*. Washington, D.C.
- Chen, J., & Liew, R. (2003). *The Civil Engineering Handbook*. New York: CRC PRESS.
- Comosanpuentes. (2014). *Comosanpuentes*. Obtenido de Comosanpuentes: <http://www.comosanpuentes.com/>
- Gonzales, A. (2000). *Los Puentes Clasificación*. Obtenido de Junta de Andalucía: http://thales.cica.es/rd/Recursos/rd99/ed99-0053-02/contenido/9_clasificacion_puentes.htm
- Google. (09 de 10 de 2015). *Google Earth*. Obtenido de Google Earth.
- Ibañez, C. (2013). *Diseño del Reforzamiento para la Reparación o Aumento de Capacidad de Carga en Vigas para Puentes de Concreto Reforzado Utilizando Fibra de Carbono*. Guatemala.
- Kham, M. (2010). *Bridge and Highway Structure*. McGraw-Hill.
- Khan, M. (2010). *Bridge and Highway Structure Rehabilitation and Repair*. McGraw-Hill.
- Martinez, R. (2004). *Empuje de Tierras*.
- Miliarium. (2000). *Puentes*. Obtenido de <http://www.miliarium.com/Bibliografia/Monografias/Puentes/TiposPuentes.asp>

- Romo, M. (2014). *Apuntes de Puentes y Viaductos*. Quito.
- Romo, M. (2014). Cambios de Temperatura. En M. Romo, *Puentes y Viaductos* (pág. 47). Quito.
- Romo, M. (2014). Camion de tres ejes. En M. Romo, *Puentes y Viaductos* (pág. 57). Quito.
- Romo, M. (2014). Camión HS-MOP. En M. Romo, *Puentes y Viaductos* (pág. 60). Quito.
- Romo, M. (2014). Carga viva peatonal. En M. Romo, *Puentes y Viaductos* (pág. 64). Quito.
- Romo, M. (2014). Empuje Hidrodinámico del Agua. En M. Romo, *Puentes y Viaductos* (pág. 47). Quito.
- Romo, M. (2014). Flujo Plástico de los Materiales. En M. Romo, *Puentes y Viaductos* (pág. 49). Quito.
- Romo, M. (2014). Fuerzas Longitudinales de Frenado Vehicular . En M. Romo, *Puentes y Viaductos* (pág. 64). Quito.
- Romo, M. (2014). Palizada. En M. Romo, *Puentes y Viaductos* (pág. 48). Quito.
- Romo, M. (2014). Puentes de Acero. En M. Romo, *Puentes y Viaductos* (pág. 7). Quito.
- Romo, M. (2014). Puentes de Madera. En M. Romo, *Puentes y Viaductos* (pág. 3). Quito.
- Romo, M. (2014). Puentes tradicionales de hormigón preesforzado . En M. Romo, *Puentes y Viaductos* (pág. 6). Quito.
- Romo, M. (2014). Puentes y Viaductos. En M. Romo, *Puentes y Viaductos* (pág. 5). Quito.
- Santibañez, R. (2008). *BiblioCad*. Obtenido de BiblioCad: <http://www.bibliocad.com/>
- Störfix. (02 de 11 de 2005). Obtenido de <https://commons.wikimedia.org>

The American Association of State Highway Officials. (1973). *Standard Specifications for Highway Bridge*. Washington, D.C.

The Mastic Asphalt Industry – A Global Perspective. (2008). *AIA IMAA IGV*.
Obtenido de <http://www.mastic-asphalt.eu/>

Unispan. (09 de 2015). *Unispan*. Obtenido de Unispan:
<http://unispan.com.co/>

Wai-Fah, C., & Lian, D. (2014). *Construction and Maintenance*. New York: Taylor & Francis Group.

Wai-Fah, C., & Lian, D. (2014). *Superstructure Design*. New York: Taylor & Francis Group.

Zhao, J., & Tonia, D. (2012). *Bridge Engineering*. McGraw-Hill's.

ANEXOS