



Universidad Científica del Perú - UCP
*Registrado en el Asiento N° A00010 de la Partida N° 11000318, Personas Jurídicas de Iquitos,
Superintendencia de los Registros Públicos - SUNARP*

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA
PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL**

TÍTULO PROFESIONAL

TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL

(Sustentación de Caso)

**“VERIFICACIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE
VEHICULAR SOBRE EL RÍO PONAZA SEGÚN EL MANUAL DE
DISEÑO DE PUENTES MTC 2018, DISTRITO DE SHAMBOYACU,
2019”**

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

**AUTOR(ES) : BACH. TAFUR ROJAS ALEXANDER
BACH. GUERRA CHUJUTALLI YAJAIRA**

ASESOR: ING. CALEB RIOS VARGAS, M.Sc.

Tarapoto – San Martín – San Martín - PERÚ

2019

Dedicatoria

El presente trabajo lo dedicamos a nuestros padres, hermanos, amigos, y asesores quienes han sido parte del desarrollo de esta tesis, quienes nos brindaron enseñanzas durante nuestra formación académica.

Agradecimiento

Agradecemos a Dios, a nuestros padres y hermanos por el apoyo incondicional y que nos dieron la fuerza para superar las dificultades y conseguir cada una de nuestras metas propuestas.

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA
PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL****FACULTAD
CIENCIAS E
INGENIERÍA****ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL**

Con Resolución Decanal N° 560 -2019- UCP - FCEI del 10 de julio de 2019, la **FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA DE LA UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ - UCP** designa como Jurado Evaluador y Dictaminador de la Sustentación del Trabajo de Suficiencia Profesional a los Señores:

- Ing. Andrés Pinedo Delgado, Mg. Presidente
- Ing. Víctor Eduardo Samamé Zatta, M. Sc. Miembro
- Ing. Artemio Del Águila Panduro. Miembro

En la ciudad de Tarapoto, siendo las 10:00 am, del día viernes 19 de julio de 2019, en las instalaciones de la UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ - UCP, se constituyó el Jurado para escuchar la sustentación y defensa del Trabajo de Suficiencia Profesional:

“VERIFICACIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO PONAZA SEGÚN EL MANUAL DE DISEÑO DE PUENTES MTC 2018, DISTRITO DE SHAMBOYACU, 2019”

Presentado por las sustentantes:

ALEXANDER TAFUR ROJAS Y YAJAIRA GUERRA CHUJUTALLI.

Asesor: Ing. Caleb Rios Vargas, M.Sc.

Como requisito para optar el título profesional de: **Ingeniero Civil.**

Luego de escuchar la Sustentación y formuladas las preguntas las que fueron: Absueltas.....

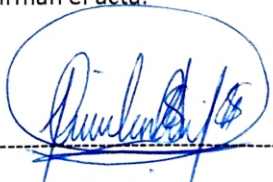
El jurado después de la deliberación en privado llegó a la siguiente conclusión:

Por lo que la Sustentación es: Aprobada por mayoría (13).....


En fe de lo cual los miembros del jurado firman el acta.



Miembro



Presidente



Miembro

CALIFICACIÓN:	Aprobado (a) Excelencia	: 19 – 20
	Aprobado (a) Unanimidad	: 16 - 18
	Aprobado (a) Mayoría	: 13 – 15
	Desaprobado (a)	: 00 – 12

APROBACIÓN

Trabajo de suficiencia profesional sustentada en acto público el día 19 de julio a las 10 am del 2019.



Andrés Pinedo Delgado
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP. N° 129022

Ing. ANDRÉS PINEDO DELGADO, Mg.
PRESIDENTE DEL JURADO



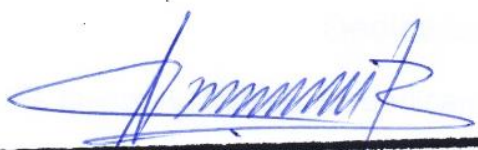
VICTOR EDUARDO SAMAMÉ ZATTA
INGENIERO CIVIL
CIP N° 38935
REG. CONSULTOR C 6455

Ing. VÍCTOR SAMAMÉ ZATTA, M.Sc.
MIEMBRO DEL JURADO



Ing. Artemio del Águila Panduro
C.I.P. N° 69678
INGENIERO CIVIL

Ing. ARTEMIO DEL ÁGUILA PANDURO.
MIEMBRO DEL JURADO



M SCING° CALEB RÍOS VARGAS
ASESOR

ÍNDICE

ÍNDICE	5
ÍNDICE DE TABLAS	8
ÍNDICE DE IMÁGENES	9
RESUMEN	11
ABSTRACT	12
CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN.....	13
1.1 REALIDAD PROBLEMÁTICA	13
1.2 TRABAJOS PREVIOS.	14
1.3 JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN	15
1.3.1 Justificación.....	15
1.4 OBJETIVOS.....	16
1.4.1 Objetivo General	16
1.4.2 Objetivos Específicos	16
CAPÍTULO II MARCO REFERENCIAL	17
2.1 ANTECEDENTES.....	17
2.2 DEFINICIONES TEÓRICAS	19
2.2.1 Puente.....	19
2.2.2 Clasificación de puentes.....	19
2.2.3 Tipología de puentes.....	21
2.2.4 Partes de un puente	26
2.2.5 Composición de la estructura del puente.....	30
2.2.6 Materiales.....	31
2.2.7 Cargas y combinaciones de cargas.....	32
CAPÍTULO III METODOLOGÍA.....	37
3.1 DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	37
3.1.1 Tipo de investigación.....	37
3.1.2 Nivel de investigación de la tesis.....	37
3.1.3 Diseño de la investigación.....	37

3.2	Población y muestra	38
3.2.1	Población	38
3.2.2	Muestra	38
3.3	Técnicas e instrumentos de recolección de datos.	38
3.3.1	Técnicas.....	38
3.3.2	Instrumentos	39
CAPÍTULO IV RESULTADOS.....		40
4.1	CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL DEL PUENTE.	40
4.1.1	Super estructura.....	40
4.1.2	Subestructura.....	44
4.2	MODELAMIENTO DEL PUENTE EN PROGRAMA COMPUTACIONAL.	45
4.2.1	Elementos Unidimensionales	45
4.2.2	Elementos bidimensionales	46
4.2.3	Condiciones de Borde	46
4.3	SOLICITACIONES DE LA ESTRUCTURA	47
4.3.1	Cargas Permanentes.....	48
4.3.2	Cargas Móviles.....	49
4.3.3	Carga Sísmica.....	50
4.3.4	Carga de Viento	52
4.3.5	Deflexiones	54
4.3.6	Factores y combinaciones de carga	54
4.4	VERIFICACIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA.....	57
4.4.1	Análisis de las Fuerzas Axiales	57
4.4.2	Momentos flectores.	57
4.4.3	Verificación de capacidad del cordón superior.....	57
4.5	VERIFICACIÓN DE LA SUB ESTRUCTURA.....	63
4.5.1	Materiales.....	63
4.5.2	Metrado de cargas	64
4.5.3	Cálculo de cargas horizontales.....	64
4.5.4	Verificación de estabilidad incluido puente vehicular.	66
4.5.5	Verificación de estabilidad sin incluir la carga del puente vehicular. ...	68

CAPÍTULO V DISCUSIÓN	70
5.1 VERIFICACIÓN DE LA SUPER ESTRUCTURA.....	70
5.2 VERIFICACIÓN DE LA SUB ESTRUCTURA.....	71
CAPÍTULO VI CONCLUSIONES:.....	72
RECOMENDACIONES	73
BIBLIOGRAFIA	74
ANEXOS	75

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Pesos específicos	33
Tabla 2: Tabla de instrumentos de control y recolección de datos	39
Tabla 3: Valores de las constantes V_0 y Z_0	52
Tabla 4: Presiones básicas correspondientes a una velocidad $V_B=100\text{mph}$	52
Tabla 5: Combinación de cargas y factores de cargas	55
Tabla 6: Factores de carga para carga permanente.....	56
Tabla 7: Factores de carga para cargas permanentes, debido a deformaciones superimpuestas.....	56

ÍNDICE DE IMÁGENES

Imagen 1: Puente losa (Fuente: Aranis)	21
Imagen 2: Puente viga losa (Fuente: Aranis)	22
Imagen 3: Puente de losa con viga pretensada (Fuente: Aranis)	22
Imagen 4: Puente vigas cajón postensado (Fuente: Aranis)	22
Imagen 5: Puente tablero mixto (Fuente: Aranis)	23
Imagen 6: Puente reticulado de acero (Fuente: Aranis)	23
Imagen 7: Puente en arco.	24
Imagen 8: Puente atirantado - puente que cruza el río Santa Catarina conectando a Monterrey con San Pedro Garza García.	24
Imagen 9: Puente pórtico Sfalassà (Italia,1974)	25
Imagen 10: Puente colgante 25 de abril Lisboa.....	25
Imagen 11: Componentes de un puente	26
Imagen 12: Componentes de un puente	27
Imagen 13: Vista del tablero de un puente.	27
Imagen 14: Vista de las vigas de un puente de tres tramos	28
Imagen 15: Vista de las partes de un tablero de puente.....	28
Imagen 16: Vista de la sección transversal con disposición de barandas y veredas	29
Imagen 17: Componentes de un puente, vista longitudinal.	30
Imagen 18: Características del camión de diseño	36
Imagen 19: Vista en planta de la super estructura.	41
Imagen 20: Vista en elevación de la super estructura.	41
Imagen 21: vista en planta del sistema de arriostramiento superior.	41
Imagen 22: Vista de la sección transversal de la super estructura	41
Imagen 23: Elevación frontal del estribo.....	44

Imagen 24: Vista en elevación del estribo.	45
Imagen 25: Modelamiento estructural del puente	46
Imagen 26: Vista del modelo estructural del estribo	47
Imagen 27: Disposición de la carga por peso de la vereda	48
Imagen 28: Disposición de carga debido al peso de parapeto y barandas	48
Imagen 29: Disposición de la carga por peso de la carpeta de rodadura.	49
Imagen 30: Disposición de la carga móvil, posición más desfavorable	49
Imagen 31: Sobrecarga distribuida.....	49
Imagen 32: distribución de la sobrecarga peatonal en veredas.	50
Imagen 33: Diseño de espectro de respuesta.	51
Imagen 34: Espectro sísmico para diseño estructural.	51

RESUMEN

El objetivo de la investigación fue realizar la verificación estructural del puente reticulado construido sobre el río Ponaza en el distrito de Shamboyacu. La investigación es del tipo no experimental y de corte transversal, para lograr el objetivo mencionado se emplearon instrumentos como una ficha de recolección de información, revisión bibliográfica en especial el Manual de diseño de puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, el programa orientado al análisis y diseño estructural Autodesk Robot Estructural Análisis profesional V20. Una vez obtenida toda la información necesaria se obtuvo, como resultados más representativos la falta de capacidad de la súper estructura y el su dimensionamiento del estribo, esto debido a errores cometidos en la estimación de las cargas actuantes en los estribos, lo cual significa que los componentes estructurales súper estructura y sub estructura están propensos a fallar, pudiendo llegar a verse comprometido y reducirse el tiempo de vida útil para el cual fue proyectado. Pues se ha identificado más de un elemento comprometido, lo cual se evidencia que la carga máxima actuante por Resistencia I se produce un ratio demanda capacidad de 1.153 siendo esto superior al máximo admitido. También se logró evidenciar por medio del análisis de estabilidad de los estribos la falta de área de zapata, ya que la geometría proyectada genera una presión superior a la capacidad de resistencia del suelo de fundación. Se recomienda poner más importancia al tema de diseño y supervisión durante la etapa de estudio de proyectos viales, porque esto permitirá garantizar tomar todas las consideraciones mínimas requeridas para el diseño de las mismas, con lo que se podrá lograr el cumplimiento de los objetivos para lo cual fueron previstos.

Palabras clave: Puente reticulado, evaluación estructural, análisis estructural, errores de diseño y defectos estructurales.

ABSTRACT

The objective of the research was to perform the structural verification of the lattice bridge built in the Ponaza River in the Shamboyacu district. The research is a non-experimental and cross-sectional type, to achieve the abovementioned objective we have used instruments such as a data collection form, bibliographic review, especially the Bridge Design Manual of the Ministry of Transport and Communications, the analysis-oriented program. And structural design Autodesk Structural Robot Professional analysis V20. Once all the necessary information was obtained, the most significant results were the lack of capacity of the super structure and the sizing of the abutment, due to errors in estimating the loads acting on the abutments, which means that the structural components, super structure and sub structure are prone to fail, may be compromised and reduce the life time for which it was projected. Well, more than one compromised element has been identified, which shows that the maximum load acting through Resistance I produces a capacity demand ratio of 1,153, which is higher than the maximum allowed. It was also possible to demonstrate by means of the stability analysis of the stirrups the lack of footing area, since the projected geometry generates a pressure higher than the resistance capacity of the foundation soil. It is recommended to put more emphasis on the design and supervision during the study phase of road projects, because this will ensure that all the minimum considerations required for the design of the projects are met, so that compliance with the objectives can be achieved. Which were planned.

Keywords: reticulated Bridge, structural evaluation, structural analysis, design errors and structural defects.

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN.

1.1 REALIDAD PROBLEMÁTICA

El nacimiento de nuevas tecnologías y conocimientos es de carácter abrumador en el mundo, muchos de ellos enfocados en sintetizar labores y optimizar tiempos, especialmente aquellos que se fundamentan en el uso de herramientas digitales como son los softwares de computadora. Y aunque al Perú le cueste demasiado mantenerse a la par de ella, la determinación de los profesionales y aquellos que están en camino de serlo, los convierte en instrumentos de innovación y con ello, transportar realidades externas a su propia coyuntura.

Los proyectos constructivos son la especialidad de la Ingeniería Civil, y antes de ser llevados a cabo, su naturaleza indica una serie de actividades trabajando en conjunto, para impulsarlos y ejecutarlos en su totalidad, es menester el cumplimiento de una serie de requisitos que concuerden con las normativas establecidas, además de ser siempre respaldados por criterios, definiciones y saberes internacionales, para empezar a gestar determinados diseños que garanticen los objetivos planteados en conjunto y se alcancen con la mayor satisfacción posible.

La región San Martín, en el ámbito de la construcción y la Ingeniería Civil, demuestra que su deseo de renovarse y mostrar algo nuevo es constante, y aquello se evidencia con la creación de estructuras tales como puentes vehiculares que fueron concebidas en tipologías y métodos que hace varias décadas no se habrían creído posibles. La expansión y el crecimiento de la carrera inicialmente mencionada se deben a su búsqueda en los antecedentes y a resarcir errores que la naturaleza del cálculo y análisis en ocasiones se genera.

Y esa precisamente es la naturaleza del Puente vehicular construido sobre el río Ponaza, un puente tipo reticulado cuyos elementos estructurales son del tipo cajón, siendo el primer en su tipo a nivel nacional, y que cuya ejecución fue cuestionada y replanteada durante el proceso constructivo, motivo por el cual nace la curiosidad de verificar su comportamiento bajo parámetros y lineamientos establecidos en el

nuevo Manual de Puentes publicado por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones en diciembre del 2018.

Uno de los problemas encontrados durante el proceso constructivo fue lo referente al déficit en la capacidad de soporte del suelo de fundación, toda vez que los cálculos y diseño realizados no respetaban los resultados del estudio de suelos. Y planteaba una realidad ajena a la de la zona de fundación. Adicional a esto se suman errores de cálculos en la etapa de diseño correspondientes al sub estimación en el peso de la Súper estructura.

1.2 TRABAJOS PREVIOS.

PAUL & MARCELO. *Evaluación Estructural y Funcional del Puente Cebadas, ubicado en el kilómetro 32 del tramo Guamote-Macas (Ruta E46), Aplicando la Metodología del Sistema de Administración de Estructuras de Puentes (S.A.E.P.), para su rehabilitación y conservación.* (Tesis de pregrado). 2016. 1 (94). Concluye que:

- [...] es de vital importancia realizar evaluaciones a todos los elementos estructurales de un puente con el objetivo principal de determinar sus patologías o el desgaste de cada uno de sus componentes, de igual manera identificar las deficiencias en los procesos constructivos aplicados a estas estructuras, la suma de todas estas acciones nos permitirán conocer el grado de afectación de cada uno de los elementos con el fin de conocer la condición general del puente y su calificación, determinado así acciones y sugerencias a seguir para su conservación. con el propósito de prolongar la vida útil de estas estructuras asegurándonos de esta manera de que soporten los esfuerzos y cargas para las que fueron diseñadas.

SEMINARIO. *Guía para el diseño de puentes con vigas y losas.* (Tesis de pregrado). 2004. Universidad de Piura, Concluye que:

- El Manual de Diseño de Puentes del MTC - DGCF es una adaptación de AASHTO – Standard Specifications for Highway Bridges. Asimismo, se puede decir que la norma peruana contiene las principales especificaciones necesarias para el diseño de los puentes más comunes.

E. Cuellar & E. Hernández. Proyecto del puente vehicular El Bejuco de la carretera TEPICMAZATLÁN, tramo Ent. San Blas-Villa Unión, Km 62 + 745.00, Origen TEPIC, NAYARIT. UNIVERSIDAD POLITÉCNICO NACIONAL DE MEXICO". (2009), concluye que:

- La geometría del puente se diseñó para cumplir con las características geométricas del tramo carretero, el cual es de tangente; y se ajustó a una curva vertical de tipo cresta para cumplir con la separación mínima entre el lecho inferior de la superestructura y el NAME de diseño a la corriente, recomendado por los estudios de campo igual a 1.50m.

1.3 JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN

1.3.1 Justificación

El diseño y la verificación del diseño estructural son utilizadas en todo el mundo para recopilar y analizar información sobre el estado y la evaluación de la capacidad estructural; estas herramientas son utilizadas de mera técnica, objetiva, sistemática y reproducible para evaluar la eficiencia y eficacia de las estructuras, desde la concepción, puesta en operación y el mantenimiento durante su vida útil de la estructura.

Como justificación académica, La elaboración de este trabajo de investigación contempla dos objetivos principales, el primero de ellos es poder dar al lector un conocimiento más amplio de las características, condiciones y procedimientos que se emplean en el diseño de un puente vehicular, así como también todos y cada uno de los reglamentos, leyes y restricciones que deberá tomar en cuenta para poder realizar el diseño del mismo.

Importancia

Todo puente está concebido para un único fin, garantizar la continuidad de la infraestructura vial facilitando el transporte de pasajeros, productos agrícolas entre otros. Todo esto deberá ser cumplido garantizando la seguridad y la integridad del usuario.

Incursionar en la evaluación estructural y funcional de puentes permitirá conocer las causas y factores que han de perjudicar este puente, por lo que se propone

estudiar minuciosamente los criterios para los cuales fue diseñado en concordancia con el Manual de Diseño de Puentes MTC - 2018.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 Objetivo General

Verificar el comportamiento estructural del puente vehicular construido sobre el río Ponaza en el distrito de Shamboyacu en concordancia con el Manual de Diseño de Puentes MTC-2018.

1.4.2 Objetivos Específicos

- Verificar la eficiencia estructural de la súper estructura, según los lineamientos del Manual de Diseño de Puentes MTC-2018.
- Verificar el diseño estructural de los elementos que conforman la súper estructura mediante la estimación de ratios demanda capacidad.
- Analizar el comportamiento de la Sub Estructura ante las acciones críticas de la súper estructura.

CAPÍTULO II

MARCO REFERENCIAL

2.1 ANTECEDENTES.

La construcción de puentes emerge como una de las diligencias más antiguas del hombre, ya que tuvo su arranque en la prehistoria misma. Puede decirse que esta actividad nació cuando al hombre se le ocurrió derribar un árbol de forma que, al caer, salvara un accidente natural que obstaculizaba su libre movilización entre dos puntos de su interés. Con el paso del tiempo los puentes fueron evolucionando y aparecieron las pasarelas colgantes, luego los puentes en voladizo, llegando posteriormente a constituir estructuras más complejas, confiables y duraderas como las que datan de la época del Imperio Romano. En tal sentido, es notable el hecho que los puentes han ido evolucionando de acuerdo a los requerimientos y a las necesidades que de ellos han sentido las diferentes civilizaciones (Cardoza y Villalobos, 2005, p. 2).

A pesar de los adelantos que en materia de puentes se había tenido, el cúmulo de conocimientos adquiridos fue, por mucho tiempo, en forma puramente empírica; no fue sino con el Renacimiento, cuando nace la ciencia moderna, que poco a poco se fue eliminando el empirismo en la construcción de puentes. A medida que la concepción de los puentes se volvió más sofisticada, fue necesario garantizar de alguna manera que éstos cumplieran satisfactoriamente con las funciones para las cuales fueron proyectados y que a la vez fueran seguros para los usuarios. Una de las formas de verificar el comportamiento de los puentes (ya sea antes y/o después de su puesta en servicio) fue mediante la ejecución de pruebas de carga. Efectivamente, en el siglo XIX, cuando los métodos de cálculo eran todavía rudimentarios, las pruebas se consideraban como una comprobación de la seguridad. Una infraestructura vial adecuada es fundamental para el desarrollo socio económico del país (Cardoza y Villalobos, 2005, p. 2-3).

En un contexto geográfico como el de la región San Martín, con una parte de su población ubicada en áreas rurales, las carreteras toman importancia para la integración e interconexión con las demás regiones del País. Por esta razón, entre otras, es muy importante que el sistema nacional de carreteras permanezca en buenas condiciones de transitabilidad, a fin de que el transporte se efectúe en forma

eficiente y seguro. En muchos casos, los puentes son el componente más vulnerable de una carretera, y aplicando una metáfora, una cadena no está más fuerte que su eslabón más débil; los puentes frecuentemente son los elementos que influyen en que la continuidad del servicio de transporte, se efectúe de forma permanente y segura, favoreciendo en general aun apropiado funcionamiento de la red vial del país (Castellanos, 2009, p. 28).

Los centros poblados del Distrito de Shamboyacu, siempre han anhelado estar unidas por una carretera segura que atravesase su accidentada topografía característica principal de la cuenca del río Ponaza, la construcción comenzó en el año 2018 como parte del proyecto integral que incluye el mejoramiento de la carretera Shamboyacu – Paraíso - Nuevo Loreto. El proyecto viene siendo ejecutado por la Municipalidad Distrital de Shamboyacu, por este tramo diariamente circulan vehículos entre livianos y de carga pesada. El puente en construcción tiene las siguientes características:

- Tipo : Reticulado.
- N° de tramos : 01 Tramo.
- Luz : 80.00 m.
- Ancho de calzada : 4.20 m.
- N° de vía : 01
- Ancho de vereda : 1.00 m.
- Espesor del tablero : 0.22 m.
- Por su finalidad : Vial – Ruta Vecinal.
- Disposición en planta : Recto.
- Vigas transversales : 8.00 m.
- Cargas de diseño : HL-93 (Bridge Design Specifications)
- Estribos tipo : Cantiléver.
- Espesor carpeta asfáltica : 2” espesor.
- Acceso al puente : Losas de Aproximación.
- Consideraciones de diseño:
 - o Concreta losa : $f'c = 28$ MPa.
 - o Concreta vereda : $f'c = 28$ MPa.

- Concreto en vigas : $f_c = 28$ MPa.
- Concreto en estribos : $f_c = 21$ MPa.
- Acero de refuerzo : $f_y = 420$ MPa.
- Estructura Metálica : Acero ASTM A709 Grado 345.

2.2 DEFINICIONES TEÓRICAS

Es importante en esta parte de la tesis, conocer los criterios de diseño que presentará cada elemento estructural del puente, por ello se describen los mismos, de acuerdo a la norma AASHTO LRFD 2014 y el Manual de Diseño de Puentes MTC-2018, que persigue el correcto funcionamiento de las estructuras y que es la utilizada en el país como guía en el diseño y construcción de puentes.

2.2.1 Puente.

(Aranis, 2006)¹⁵. Los puentes son unas estructuras que permiten la continuidad de una vía a través de un obstáculo natural o artificial, la vía puede ser natural clásicamente un río o quebrada, lago o mar el obstáculo artificial puede ser una carretera, calle o avenida u otra construcción hecha por un hombre.

2.2.2 Clasificación de puentes

(M. Transportes, 2016)

Los puentes se clasifican de diferentes maneras:

- **Según la naturaleza de la vía soportada**

Se distinguen puentes para carretera, para ferrocarril, para trenes eléctricos de pasajeros, para acueductos, puentes para peatones y los puentes para aviones que existen en los aeropuertos; también existen puentes de uso múltiple.

- **Según el material**

Existen puentes de piedra, madera, sogas, hierro, acero, concreto armado, concreto pre esforzado, y últimamente de materiales compuestos (fibras de vidrio, fibras de carbón, etc.). La clasificación se hace considerando el material constitutivo de los elementos portantes principales.

- **Según el sistema estructural principal**

Los puentes se clasifican en las siguientes tres grandes categorías: Los puentes tipo viga, los puentes tipo arco, y los puentes suspendidos.

○ **Los puentes tipo viga**

Pueden ser de tramos simplemente apoyados, tramos isostáticos tipo gerber o cantiléver, tramos hiperestáticos o continuos. En los puentes tipo viga, el elemento portante principal está sometido fundamentalmente a esfuerzos de flexión y cortante. Los puentes losa se clasifican dentro de los puentes tipo viga, a pesar que el comportamiento de una losa es diferente al de una viga o conjunto de vigas.

○ **Los puentes en arco**

Pueden ser de diversas formas, de tablero superior, de tablero intermedio y de tablero inferior, de tímpano ligero o de tímpano relleno o tipo bóveda. Los puentes pórtico pueden ser considerados un caso particular de los puentes tipo arco, existen con columnas verticales y con columnas inclinadas.

○ **Los puentes suspendidos**

Pueden ser colgantes, atirantados o una combinación de ambos sistemas.

- **Según la forma de la geometría en planta**

Los puentes pueden ser rectos, esviajados o curvos.

- **Según su posición respecto a la vía considerada**

Se clasifican como pasos superiores y pasos inferiores.

○ **Según el tiempo de vida previsto**

Los puentes se clasifican en puentes definitivos y en puentes temporales.

○ **Puentes Definitivos**

Los puentes definitivos deben ser diseñados para una vida en servicio de 75 años. Para los puentes definitivos se debe dar preferencia a los esquemas estructurales con redundancia, ductilidad, mayor durabilidad y facilidad de mantenimiento.

- **Puentes Temporales**

Los puentes temporales son aquellos cuya utilización debe ser por un tiempo limitado no mayor de 5 años. Para los puentes temporales se pueden utilizar esquemas estructurales con menor redundancia, por ejemplo: puentes prefabricados modulares simplemente apoyados, en cuyo caso se deberá usar un factor de redundancia $nR \neq 1,05$. En cuanto a los materiales estos serán de acuerdo a las especificaciones particulares que establezca la Entidad en cada caso. Los puentes temporales deben ser diseñados para las mismas condiciones y exigencias de seguridad estructural que los puentes definitivos.

2.2.3 Tipología de puentes.

Puentes Convencionales.

(Aranis C. 2006)¹⁵. Son todos aquellos puentes que facilitan en el cálculo y diseño, y están sujetos a las normas ASHTO Y LRFD, como es el caso de: Puente losa, Puentes viga losa, Puentes con vigas pretensadas, Puentes con vigas cajón pretensadas, Puentes de tableros mixtos, Puentes reticulados de acero.

- Puentes losa: Son puentes de concreto armado, de un solo tramo, generalmente oscilan en longitud de 6m hasta 20m aprox, estos dependerán del tipo de losa sea maciza, nervada o alivianada.

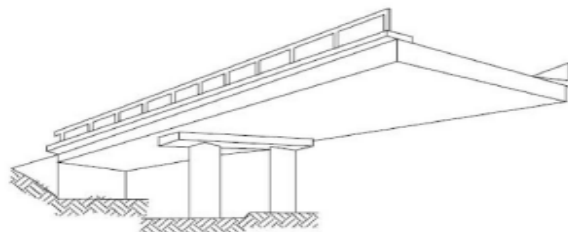


Imagen 1: Puente losa (Fuente: Aranis)

- Puentes vigas losa: son estructuras de concreto armado o acero estructural pueden ser de modo isostáticos o continuas, separados por tramos, en su diseño incorpora vigas tanto longitudinales y transversales, estos puentes oscilan de 15m hasta 60m aprox.

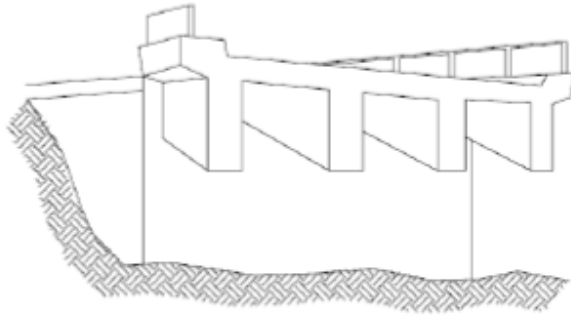


Imagen 2: Puente viga losa (Fuente: Aranis)

- Puentes Pretensadas: Son puentes de losa con vigas, se caracterizan por tener concreto pretensado en las vigas, pueden diseñarse en sección doble T prefabricadas y en varios tramos con longitudes que oscilan entre 20m hasta 85m aprox.

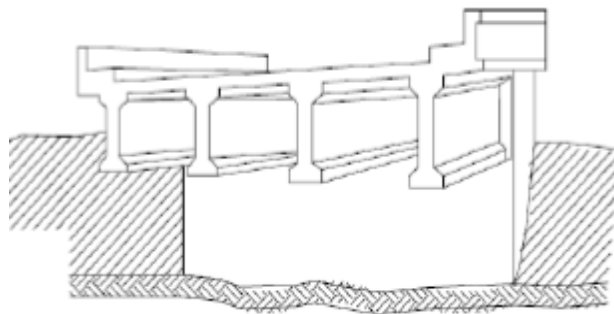


Imagen 3: Puente de losa con viga pretensada (Fuente: Aranis)

- Puentes vigas cajón pretensadas: Son puentes de concreto armado y acero estructural con sección cajón como tablero de inercia constante o inercia variable, su diseño en longitud puede oscilar entre 50m hasta 200m aprox.

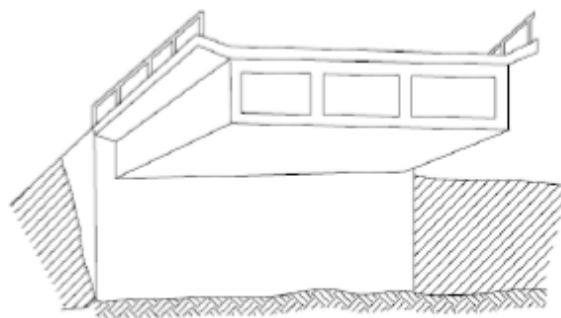


Imagen 4: Puente vigas cajón postensado (Fuente: Aranis)

- Puentes de tableros mixtos: Son puentes de vigas, se diferencian porque en su diseño y construcción se puede observar de tramos de distintas secciones y materiales, pueden ser de vigas de acero y también vigas de concreto armado, estos puentes oscilan entre 30m hasta 150m aprox.

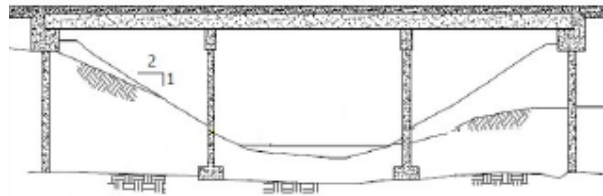


Imagen 5: Puente tablero mixto (Fuente: Aranis)

- Puentes reticulados de acero: Son puentes generalmente de acero, se pueden encontrar de distintos tipos la altura de las barras será $0.1L$, son considerados estáticamente trabajables por la distribución de fuerzas internas hacia el arriostrado y finalmente al 23 estribo, pueden ser isostáticos, continuos y de altura variable, la longitud oscila entre 30m hasta 450m aprox.

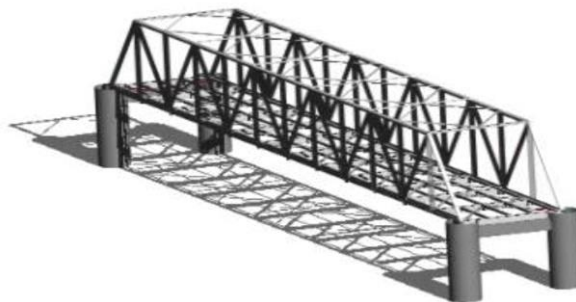


Imagen 6: Puente reticulado de acero (Fuente: Aranis)

Puentes No convencionales.

Son aquellos puentes que presentan más dificultad y exigencia en el cálculo y diseño, además va más allá de las normas mencionadas anteriormente, sea el caso de: Puentes en arco, Puentes atirantados, Puentes en pórtico, Puentes colgantes.

- Puentes en arco: Son puentes no convencionales pueden ser de concreto armado y acero estructural, se subdividen en tres: el puente en arco con tablero superior, puente en arco con tablero intermedia y puente en arco con

tablero inferior, generalmente están atirantadas, la longitud de diseño oscila entre 1.20m hasta 6.50m aprox.



Imagen 7: Puente en arco.

- Puentes atirantados: Perteneciente al grupo de puentes no convencionales, estos puentes se caracterizan por conectar los cables rectos hacia el tablero y la torre central o extremo, pueden ser de concreto armado y acero, la longitud oscila entre 200 hasta 800m aprox.



Imagen 8: Puente atirantado - puente que cruza el río Santa Catarina conectando a Monterrey con San Pedro Garza García (Fuente: Wikipedia).

- Puentes pórtico: El puente pórtico más que un tipo de estructura de puente con carácter propio es una estructura intermedia entre el arco y la viga por lo que presenta características propias de ambos. Tienen pilas y tablero igual que los puentes viga pero éstos son solidarios, lo que da lugar a un mecanismo resistente complejo porque en él interviene la resistencia a flexión de sus elementos. Al mismo tiempo se produce un efecto pórtico debido a las reacciones horizontales que aparecen en sus apoyos.



Imagen 9: Puente pórtico Sfalassà (Italia, 1974) (Fuente: Wikipedia).

- Puentes colgantes: Llamada también madre de los puentes, por considerarse que se pueden construir de mayor longitud, pueden ser simples o múltiples, están sujetas por cables principales y secundarios conectados a un base llamado cimiento de anclaje, su longitud oscila entre los 800m hasta 1900m aprox.



Imagen 10: Puente colgante 25 de abril Lisboa (Fuente: Wikipedia).

Los puentes se construyen con el fin de permitir la circulación de personas, vehículos, trenes y líquidos. Se consideran de la siguiente manera:

Puentes Isostáticos

Son las estructuras en las cuales el tablero son estáticamente independientes de los entre tableros y en lo concerniente a flexión para los apoyos.

Puentes Hiperestáticos

Son aquellos puentes que, aunque los tableros son independientes uno de otros desde el punto de vista estático existe alguna relación de dependencia con los apoyos.

2.2.4 Partes de un puente

(Fajardo Niño & Viasús Pérez, 2007), Los puentes se dividen en dos partes fundamentales:

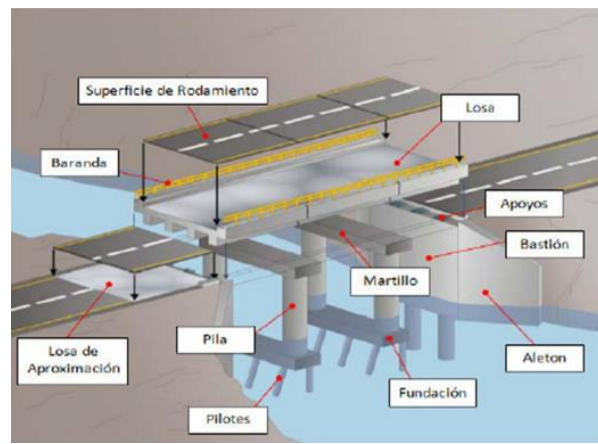


Imagen 11: Componentes de un puente

Fuente: Fajardo Niño & Viasús Pérez.

- Superestructura

Es la parte del puente que recibe directamente la carga viva. Su posición relativa con respecto a la subestructura es variable, pudiendo ser superior intermedia o inferior, comprende todos los componentes de un puente arriba de los soportes, llámese a capa de rodamiento, tablero, miembros o vigas principales, miembros o vigas secundarias llamadas también Diafragma, riostras laterales, adicionan también veredas y barandas.

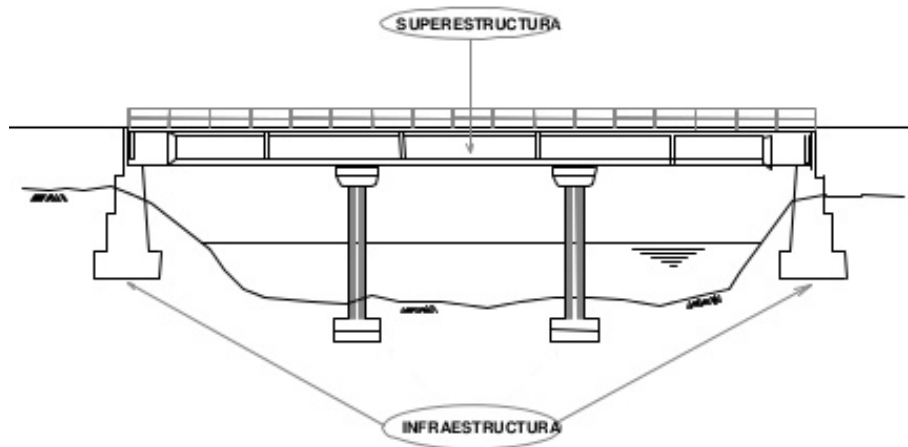


Imagen 12: Componentes de un puente
Fuente: Fajardo Niño & Viasús Pérez.

- Tablero
(Apaza, 2012). Conformada por la losa de concreto armado. Es el elemento sobre el cual se aplica directamente las cargas móviles de los vehículos, siendo sus efectos transmitidos a la estructura portante.

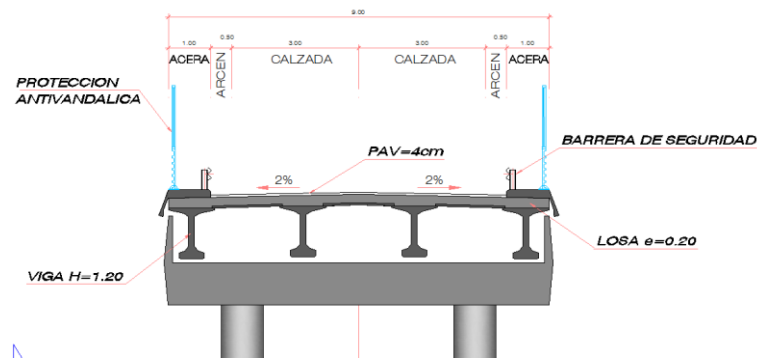


Imagen 13: Vista del tablero de un puente
(Fuente Fajardo Niño & Viasús Pérez).

- Vigas Principales
(Seminario Manrique, 2004) Las vigas constituyen el elemento estructural que soporta la losa. En la actualidad, existen muchos tipos de vigas. Según la forma de su sección transversal, las vigas pueden ser vigas rectangulares, vigas T, vigas I, vigas Cajón, etc. Según el material las vigas más comunes pueden ser de madera, concreto o acero. A su vez, las vigas de concreto pueden ser armadas, pretensadas o postensadas.

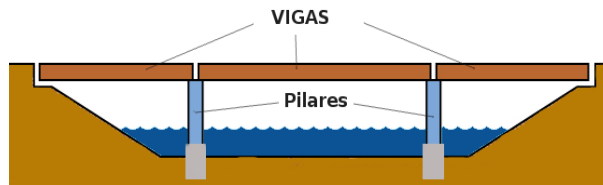


Imagen 14: Vista de las vigas de un puente de tres tramos (Fuente Wikipedia)

- Diafragmas

Son vigas transversales a las anteriores y sirven para su arriostramiento. En algunos casos, pasan a ser vigas secundarias cuando van destinadas a transmitir cargas del tablero a las vigas principales.

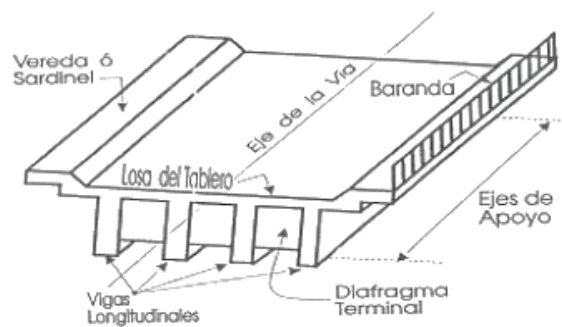


Imagen 15: Vista de las partes de un tablero de puente (Fuente Wikipedia).

- Riostras laterales

Pieza que se coloca de forma oblicua en un armazón para que éste no se deforme.

- Veredas y barandas

(Rodríguez Serquen, 2016). Sistema de contención longitudinal fijada al sistema de piso para evitar la caída al vacío de los usuarios, vehículos, ciclistas y peatones, pueden ser de concreto o de acero. Se instalan a lo largo del borde de las estructuras de puente cuando existen pases peatonales, o en puentes peatonales, para protección de los usuarios. La altura de las barandas será no menor que 1.10m, en ciclovías será no menor que 1.40m. Generalmente la protección lateral en puentes consiste en alguna de las alternativas que se mencionan a continuación. En el caso en que la calzada termine en el borde del tablero:

- Baranda vehicular no rígida.
- Baranda vehicular rígida.

- Guardarruedas con combinación de baranda peatonal y vehicular en el borde del tablero. Cuando la calzada está adyacente a una vereda:
- Baranda vehicular no rígida entre la calzada y la vereda con baranda peatonal en el borde del tablero
- Baranda vehicular rígida entre la calzada y la vereda con baranda peatonal en el borde del tablero
- Cordón, vereda y combinación de baranda peatonal y vehicular en el borde del tablero En el caso de veredas:
- Baranda peatonal en el borde exterior y baranda rígida o no en el borde interior
- Combinación de baranda vehicular y peatonal en el borde exterior con cordón en el borde interior.

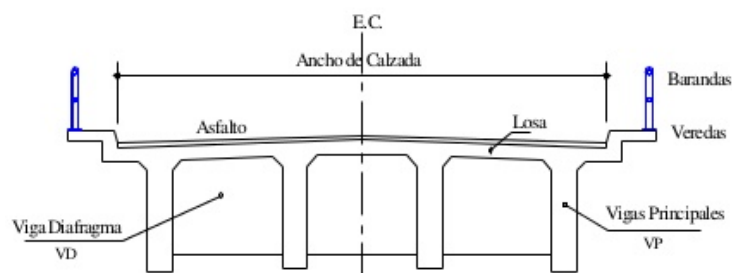


Imagen 16: Vista de la sección transversal con disposición de barandas y veredas

- Subestructura o Infraestructura

(Aranis C. 2006). La subestructura sirve de apoyo a la superestructura, está conformada por la cimentación, los estribos y las pilas. La subestructura llamado también infraestructura compone de todos los elementos necesarios para apoyar la superestructura y la calzada, entre ellos tenemos los apoyos, los estribos, los pilares, y la fundación o cimentación. Las subestructuras tienen como función transferir las cargas de la superestructura a las cimentaciones y de estas al terreno. Se distinguen 2 tipos:

- Los pilares o pilas que son las estructuras de soporte intermedias.
- Los estribos que son las subestructuras en los extremos del puente.

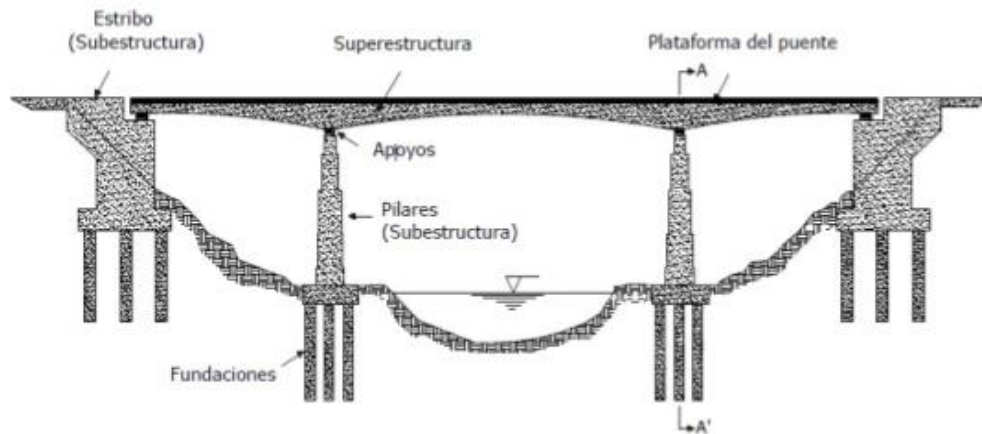


Imagen 17: Componentes de un puente, vista longitudinal (Fuente Wikipedia).

- Fundaciones – Apoyos

(Flores A. 2013). Se denomina cimentación al conjunto de elementos estructurales cuya misión es transmitir las cargas de la estructura al suelo distribuyéndolas de forma que no superen su esfuerzo admisible ni produzcan concentraciones de cargas diferenciales.

2.2.5 Composición de la estructura del puente.

Por su composición los puentes vehiculares pueden ser de concreto, metálicos, mampostería, de madera entre otros.

- Puentes de concreto armado.

Básicamente constituido por concreto con reforzamiento interno de barras de acero

El concreto Es una mezcla de cemento portland, arena gruesa, piedra chancada y agua en proporciones adecuadas de acuerdo a la resistencia que se quiere obtener.

Las barras de acero de sección redonda con la superficie estriada, o con resaltes, para facilitar su adherencia al concreto al utilizarse en la industria de la construcción. Se fabrican cumpliendo estrictamente las especificaciones que señalan el límite de fluencia, resistencia a la tracción y compresión.

- Puente metálico.

(Araujo O, 2011). El acero estructural es fundamentalmente una aleación de hierro (mínimo 98 %), con contenidos de carbono menores del 1% y otras pequeñas cantidades de minerales como manganeso, para mejorar su resistencia, y fósforo, azufre, sílice y vanadio para mejorar su soldabilidad y resistencia a la intemperie.

2.2.6 Materiales

(Ministerio Transportes, 2018) Los materiales deberán satisfacer las especificaciones de las normas indicadas en este Manual de Diseño, tal como se especifica en el Capítulo 2.5 (5.4 AASHTO). El uso de un material para el cual no exista normalización alguna, deberá ser autorizado por la entidad competente durante la fase del anteproyecto.

2.2.6.1 Concreto

El concreto empleado en la construcción de puentes debe ser dosificado y controlado, conforme a lo establecido en el Art. 2.5.4 (5.4.2 AAHSTO) y, de esta norma de referencia. En el proyecto se deberá especificar la resistencia, característica necesaria para atender todas las solicitaciones durante el tiempo de vida útil previsto.

Además, deberán ser indicados el diámetro máximo del agregado, relación agua-cemento y otras características que garanticen una durabilidad y apariencia adecuadas para el concreto. Los materiales componentes del concreto; cemento, agregados, agua y, eventualmente, aditivos, deberán cumplir con las especificaciones de las Normas Técnicas Peruanas (NTP) en vigencia y en casos que se indique de acuerdo a normas extranjeras relacionadas con la especialidad.

Los materiales., deberán ser establecidos las propiedades del concreto tales como la resistencia especificada, compresión, fluencia, contracción, coeficiente de dilatación térmica y módulo de elasticidad. Las resistencias que se especifiquen se consideran mínimas de tal forma que sean siempre respetadas durante las etapas de diseño y construcción de las obras. La adopción de los valores indicados debe ser hecha luego de haber verificado la posibilidad de obtención de las resistencias especificadas.

2.2.6.2 Acero

Las armaduras de los elementos de concreto armado o preesforzado pueden estar constituidas por alambres, barras, cables y torones de acero. En el caso de puentes metálicos se especificarán los aceros estructurales para cada uno de los elementos, así como para los elementos de conexión (placas, pernos, soldadura). Deberán ser establecidas las siguientes propiedades: resistencia a la fluencia, resistencia máxima a la rotura, dureza a la incisión, ductilidad, soldabilidad y calidad del acero terminado. Artículo 2.5.2 (5.4.3 AASHTO). Para el caso de armaduras de concreto armado, se puede hacer referencia a la norma NTE E-060, vigente y en casos que se indique de acuerdo a normas extranjeras relacionadas con la especialidad.

2.2.6.3 Acero Preesforzado

El acero para las armaduras de preesforzado debe cumplir con las especificaciones ASTM correspondientes; el valor característico es la resistencia a la fluencia en caso de barras y cables, el valor mínimo de la tracción a 1% de deformación en el caso de torones, o el valor nominal que corresponde al cociente de la carga mínima a 1% de deformación entre el área nominal de la sección transversal. Ver artículo 2.5.2.4 (5.4.4AASHTO).

2.2.7 Cargas y combinaciones de cargas

Las cargas que presentamos a continuación están basadas en las especificaciones de AASHTO. En general, estas cargas pueden ser divididas en dos grandes grupos: cargas permanentes y cargas transitorias (cargas de vehículos, peatonales, de fluidos, de sismo, de hielo y de colisiones). Adicionalmente, dependiendo del tipo de estructura pueden presentarse otras fuerzas como las debidas al creep, al shrinkage, o al movimiento de los apoyos de la estructura. Los estados límites de diseño de resistencia, servicio, evento extremo y fatiga con sus correspondientes combinaciones de carga.

2.2.7.1 Cargas permanentes

Las cargas permanentes incluyen:

- Carga muerta de elementos estructurales y elementos no estructurales unidos (DC).

- Carga muerta de superficie de revestimiento y accesorios (DW).

Cargas Muertas: DC, DW, y EV (3.5.1 AASHTO)

(2.4.2.1 Manual de puentes MTC-2018) El peso propio (DC) se determinará considerando todos los elementos que sean indispensables para que la estructura funcione como tal. Las cargas muertas (DW) incluirán el peso de todos los elementos no estructurales, tales como veredas, superficies de rodadura, balasto, rieles, durmientes, barandas, postes, tuberías, duetos y cables.

El peso propio y las cargas muertas serán estimados sobre la base de las dimensiones indicadas en planos y en cada caso considerando los valores medios de los correspondientes pesos específicos.

A falta de una información precisa, podrán usarse los pesos específicos de la tabla siguiente:

Tabla 1: Pesos específicos

MATERIAL		Unidad de Peso
		(kcf)
Aleaciones de aluminio		0.175
Superficies de desgaste bituminosas		0.140
Hierro fundido		0.450
Relleno de ceniza		0.060
Arena, limo o arcilla compactado		0.120
Concreto	Ligero	0.110
	Liviano	0.120
	Con peso normal $f'_c \leq 5.0$ ksi	0.145
	Con peso normal $5.0 < f'_c \leq 15.0$ ksi	$0.140 + 0.001f'_c$
Arena, limo o grava suelto		0.100
Arcilla blanda		0.100
Laminados grava, macadam, o de lastre		0.140
Acero		0.490
Mampostería de piedra		0.170
Madera	Dura	0.060
	blanda	0.050
Agua	Dulce	0.0624
	Salada	0.0640
Artículo		peso por unidad de longitud (kif)
Rieles de tránsito, unión y fijación por pista		0.200

Cargas de Suelo: EH, ES, y DD

(2.4.2.2 Manual de diseño de puentes MTC – 2018) Las cargas que inciden en los estribos y otras partes de la estructura que retienen tierra deberán diseñarse para

resistir las correspondientes presiones del empuje del suelo (EH), sobrecarga del suelo (ES) y fricción superficial negativa (DD) (Downdrag), las mismas que serán calculadas de acuerdo con los principios de la mecánica de suelos.

Las características supuestas para el material de relleno deberán ser verificadas con el material en obra y, en caso sea necesario, deberán hacerse los ajustes necesarios para corregir cualquier discrepancia.

En todos los casos el diseño incluirá un sistema de drenaje del material de relleno. No obstante, deberá considerarse la posibilidad que el suelo se sature total o parcialmente, a uno o a ambos lados de la estructura de contención.

Cuando se prevea tráfico a una distancia horizontal, medida desde la parte superior de la estructura, menor o igual a la mitad de su altura, las presiones serán incrementadas añadiendo una sobrecarga vertical no menor que la equivalente a 0.60 m de altura de relleno. Cuando se diseñe una losa de aproximación soportada en un extremo del puente, no será necesario considerar dicho incremento de carga.

En caso la estructura de contención forme parte de un pórtico rígido, solamente podrá considerarse en el diseño de losas o vigas hasta el 50% de cualquier efecto favorable debido al empuje de tierra.

2.2.7.2 Cargas Variables

Cargas Durante la Construcción

(2.4.3.1 Manual de diseño de puentes MTC-2018) El proyectista considerará todas las cargas debidas a pesos de materiales y equipos requeridos durante la construcción, así como las cargas de peso propio u otras de carácter permanente que se apliquen en cada etapa del proceso constructivo. Deberá preverse la ubicación de todas las cargas permanentes o temporales en cada etapa, dejando margen para posibles imprecisiones o errores.

Deberá considerarse la posibilidad que, durante el proceso constructivo o como resultado de una posterior modificación, la carga muerta sea retirada parcialmente, pudiendo reducirse un posible efecto favorable.

Cuando las condiciones de diseño lo requieran, el expediente técnico deberá indicar claramente la secuencia constructiva.

2.2.7.3 Cargas Vivas de Vehículos

Número de Vías

En general, el número de carriles de diseño se debería determinar tomando la parte entera de la relación $w/12.0$ ($w/3.60$ en m.), siendo w el ancho libre de calzada entre sardineles, cordones y/o barreras, en ft; (mm). También se deberían considerar posibles cambios futuros en las características físicas o funcionales del ancho libre de calzada.

En aquellos casos en los cuales los carriles de circulación tienen menos de 12.0 ft (3.60 m.) de ancho, el número de carriles de diseño deberá ser igual al número de carriles de circulación, y el ancho del carril de diseño se deberá tomar igual al ancho del carril de circulación.

Los anchos de calzada comprendidos entre 20.0 a 24.0 ft (6.00 y 7.20 m.) deberán tener dos carriles de diseño, cada uno de ellos de ancho igual a la mitad del ancho de calzada.

Cargas Vivas de Vehículos

La carga viva designada es el HL-93, que consiste de una combinación de:

- Camión de diseño o tándem de diseño y,
- Carga distribuida de diseño.

Para el estado límite de fatiga sólo se considerará la carga correspondiente al camión de diseño, según se indica en el Artículo 2.4.3.2.4 (3.6.1.4 AASHTO).

Para el cómputo de flexiones se tomará el mayor de los resultados obtenidos con el camión de diseño solo, o con la suma de la sobrecarga distribuida más 25% del camión de diseño (3.6.1.3.2 AASHTO).

Camión de Diseño

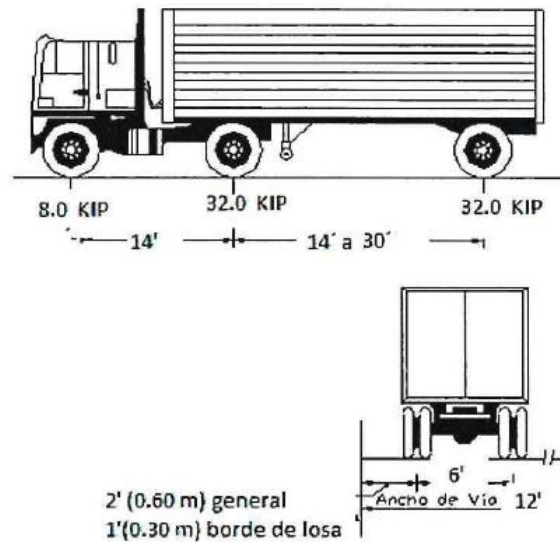


Imagen 18: Características del camión de diseño
Fuente: Manual de diseño de puentes MTC-2018

Tándem de Diseño

El tándem de diseño consistirá en un conjunto de dos ejes, cada uno con una carga de 25.0 kip, espaciados a 4.0 ft. La distancia entre las ruedas de cada eje, en dirección transversal, será de 6.0 ft. Estas cargas deberán incrementarse por efectos dinámicos.

Sobrecarga Distribuida (Carga del Carril de Diseño)

Se considerará una sobrecarga de 0.64 klf (954 kgf/m), uniformemente distribuida en dirección longitudinal sobre aquellas porciones del puente en las que produzca un efecto desfavorable. Se supondrá que esta sobrecarga se distribuye uniformemente sobre un ancho de 10.0 ft en dirección transversal. Esta sobrecarga se aplicará también sobre aquellas zonas donde se ubique el camión o el tándem de diseño. No se considerarán efectos dinámicos para esta sobrecarga.

CAPÍTULO III METODOLOGÍA

3.1 DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

3.1.1 Tipo de investigación.

El estudio a realizarse es del tipo descriptivo, no experimental y de corte transversal.

- Es descriptivo porque describe la realidad, sin que esta sea alterada.
- Es no experimental porque se estudia el problema y se analiza sin recurrir a laboratorio.
- Es de corte transversal porque se está analizando en un periodo exclusivo

La investigación realizada fue de tipo descriptivo, donde nos enmarcaremos en observar y describir el comportamiento las variables de la investigación para luego ser analizadas e interpretadas, sin alterar la condición de cómo se encuentra.

3.1.2 Nivel de investigación de la tesis.

El nivel de la investigación fue de tipo cualitativo, la preponderancia del estudio de los datos, se basó en la cuantificación y cálculo de los mismos. Estas últimas basadas en especificar las propiedades importantes para medir y evaluar aspectos, dimensiones y/o componentes del fenómeno a estudiar propios del proyecto.

3.1.3 Diseño de la investigación.

El diseño de la investigación empleado nos indicó como abordar metodológicamente la investigación, acorde a su tipo y nivel de investigación; con el fin de recolectar la información necesaria para responder al problema de investigación, además el diseño de investigación fue no experimental, porque se estudió y se analizó las variables sin recurrir a laboratorio; y de corte transversal, porque se efectuó el análisis en el periodo mayo del 2019.

El procedimiento utilizado, para el proyecto fue:

3.1.3.1 Recopilación de información previa:

Búsqueda, ordenamiento, análisis y validación de los datos existentes que ayudó a cumplir con los objetivos de este trabajo de investigación.

Este diseño se gráfica de la siguiente manera: Original, modificaciones, usos, elementos colindantes, condiciones de contorno.

3.1.3.2 Análisis y procesamiento de la información

Modelar, analizar y diseñar los elementos estructurales con el fin de identificar los elementos sub dimensionados o sobredimensionados según los lineamientos y parámetros establecidos en el Manual de Diseño de Puentes MTC - 2018.

3.1.3.3 Análisis y evaluación del resultado:

- Analizar y evaluar la información recopilada.
- Describir e interpretar los resultados del análisis estructural.
- Establecer el diagnóstico del estado actual de las estructuras.
- Elaborar las conclusiones y recomendaciones del estudio efectuado.

3.2 Población y muestra

3.2.1 Población

La población está conformada por todos los puentes reticulados existentes en la Región de San Martín.

3.2.2 Muestra

La muestra es el “Puente vehicular reticulado, construido sobre el rio Ponaza”.

3.3 Técnicas e instrumentos de recolección de datos.

3.3.1 Técnicas

- La Investigación Documental

Parte del trabajo que estuvo enfocado principalmente en la búsqueda de información y la revisión de registros históricos, planos, estudios previos y registros de construcción.

- Modelación digital.

Para la elaboración de un modelo digital de la edificación se ha utilizado el software “Autodesk Robot Structural Analysis” teniendo como consideración los fundamentos del análisis estructural y las disposiciones del Manual de Diseño de puentes MTC-2018.

3.3.2 Instrumentos

Tabla 2: Tabla de instrumentos de control y recolección de datos

TÉCNICA	INSTRUMENTO	FUENTE
Investigación documental	Ficha de control.	Expediente técnico aprobado
Modelación digital	Ficha de resumen.	NTP y el Manual de Diseño de Puentes MTC - 2018

Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS

4.1 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL DEL PUENTE.

Es un Puente Metálico Reticulado de 80.00m de luz, simplemente apoyado a través de dos vigas principales reticuladas libres (con arriostres transversales superiores), cuenta con vigas transversales las mismas que soportan la losa del tablero; el tablero de concreto armado tiene un ancho de calzada de 4.20m.

La estructura portante del tablero forma una estructura tipo emparrillado sobre el cual va la losa de concreto armado de 22 cm de espesor. Transversalmente se han colocado vigas diafragma.

El tablero tiene un ancho de calzada de 4.20 m. de extremo a extremo, las aceras estarán dispuestas con ancho de 1.00 m. Las vigas transversales son vigas de sección I o W, con un peralte variable de 0.783 m a 0.715 m.

La distancia entre las dos vigas principales es de 7.20 m. y entre vigas transversales es de 8.00 m.

La subestructura está constituida por dos (02) estribos tipo cantiléver de concreto armado con un espesor mínimo de 0.30 m con una cimentación superficial de zapatas con un peralte de 1.00 m. Además, cuentan con aleros a 90° de espesor 0.30 m como mínimo.

4.1.1 Super estructura.

La super estructura está constituida por dos vigas exteriores tipo reticuladas, las mismas que se encuentran arriostradas entre sí en la parte superior y en la parte inferior.

Los perfiles que constituyen los elementos estructurales tales como cordones y diagonales son del tipo tubular, lo cual lo hace único en su tipo a nivel nacional.

El sistema de arrostramiento superior son perfiles del tipo I y W, así mismo el sistema de arrostramiento inferior.

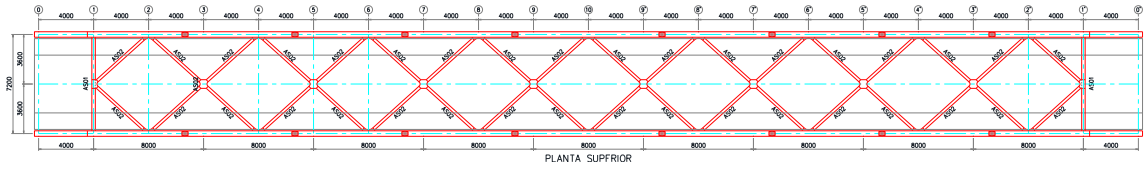


Imagen 19: Vista en planta de la super estructura.

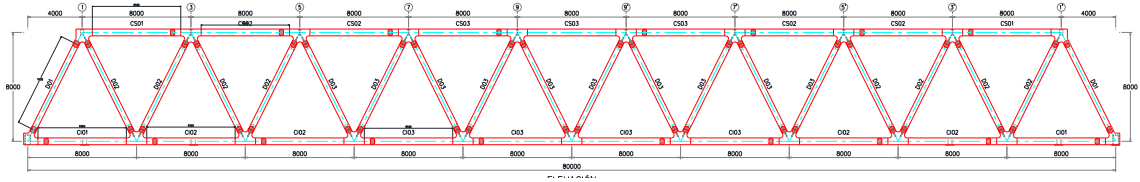


Imagen 20: Vista en elevación de la super estructura.

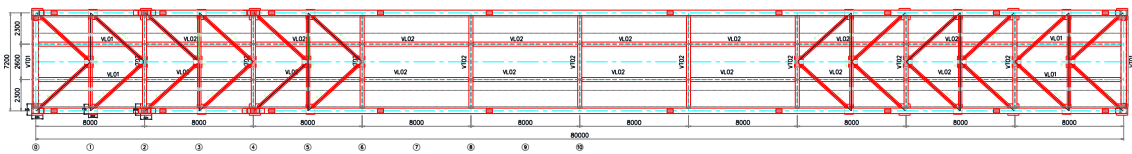


Imagen 21: vista en planta del sistema de arriostramiento superior.

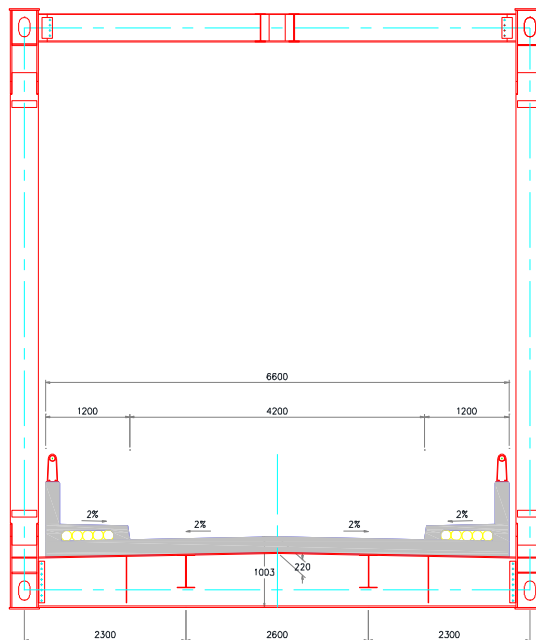
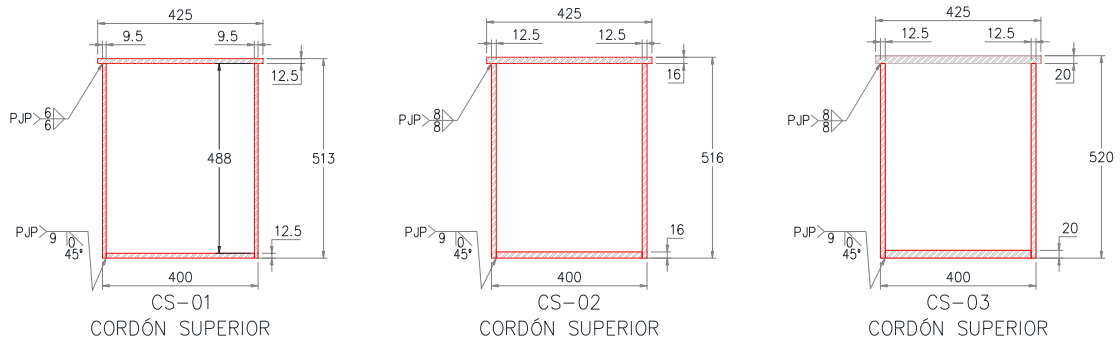


Imagen 22: Vista de la sección transversal de la super estructura

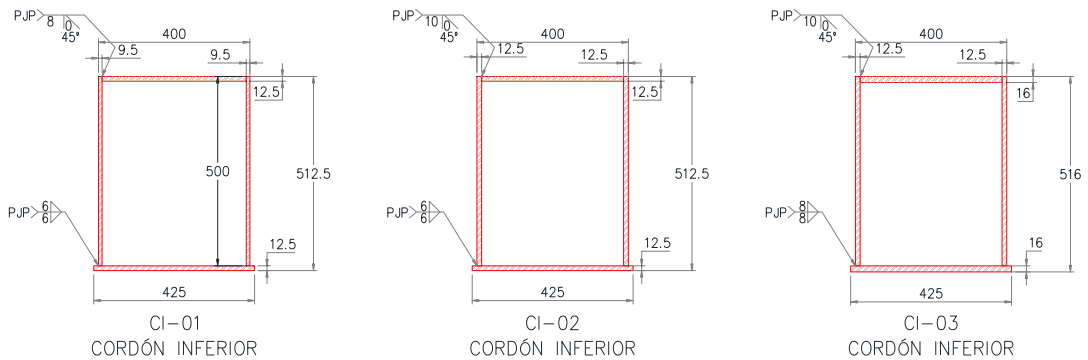
4.1.1.1 Cordones superiores.

Los cordones superiores son del tipo tubular, constituidos de acero ASTM A709 Grado 345 $F_y=345$ MPa.



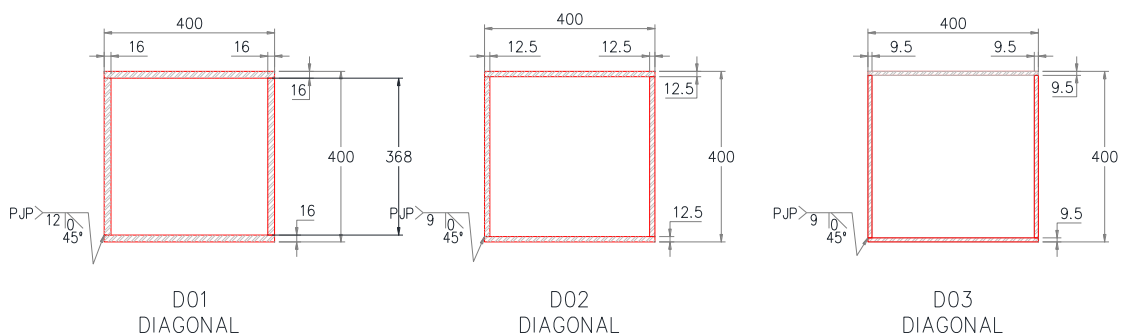
4.1.1.2 Codones inferiores.

Los cordones inferiores son del tipo tubular, constituidos de acero ASTM A709 Grado 345 $F_y=345$ MPa.



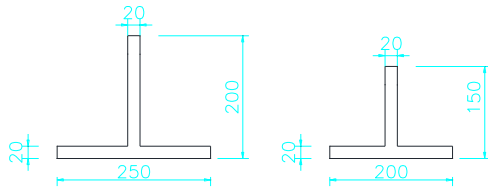
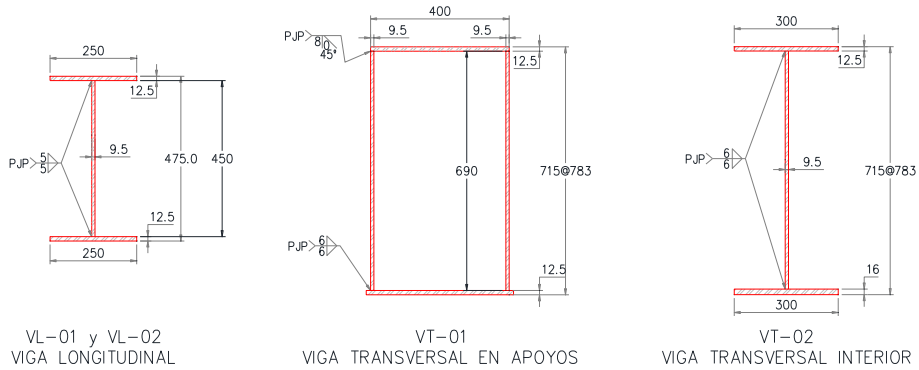
4.1.1.3 Diagonales.

Los cordones inferiores son del tipo tubular, constituidos de acero ASTM A709 Grado 345 $F_y=345$ MPa.



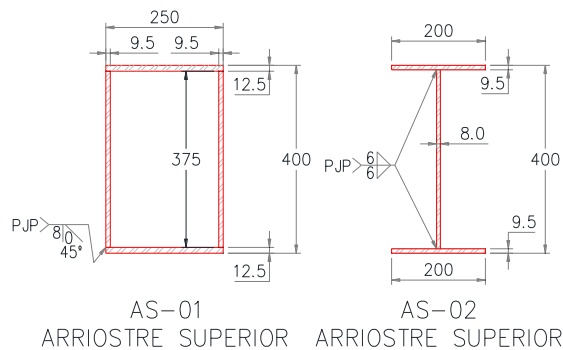
4.1.1.4 Sistema de arriostramiento inferior

El sistema de arriostramiento inferior está constituido en su mayoría por perfiles tipo I y T, teniendo solo las vigas exteriores del tipo tubular.



4.1.1.5 Sistema de arriostramiento superior.

El sistema de arriostramiento superior está constituido en su mayoría por perfiles tipo I y T, teniendo solo las vigas exteriores del tipo tubular.



4.1.1.6 Uniones.

Según la descripción de la memoria de cálculo del expediente técnico, refiere que las uniones serán empernadas, no obstante, no cuenta con el diseño ni el detalle de las mismas.

4.1.2 Subestructura

La subestructura está constituida por dos (02) estribos tipo cantiléver de concreto armado con un espesor mínimo de 0.30 m con una cimentación superficial de zapatas con un peralte de 1.00 m. Además, cuentan con aleros a 90° de espesor 0.30 m como mínimo, además tiene dos contrafuertes de corta longitud.

Consideraciones de diseño:

- Concreta losa : $f'c = 28$ MPa.
- Concreta vereda : $f'c = 28$ MPa.
- Concreto en estribos : $f'c = 21$ MPa.
- Acero de refuerzo : $f_y = 420$ MPa.

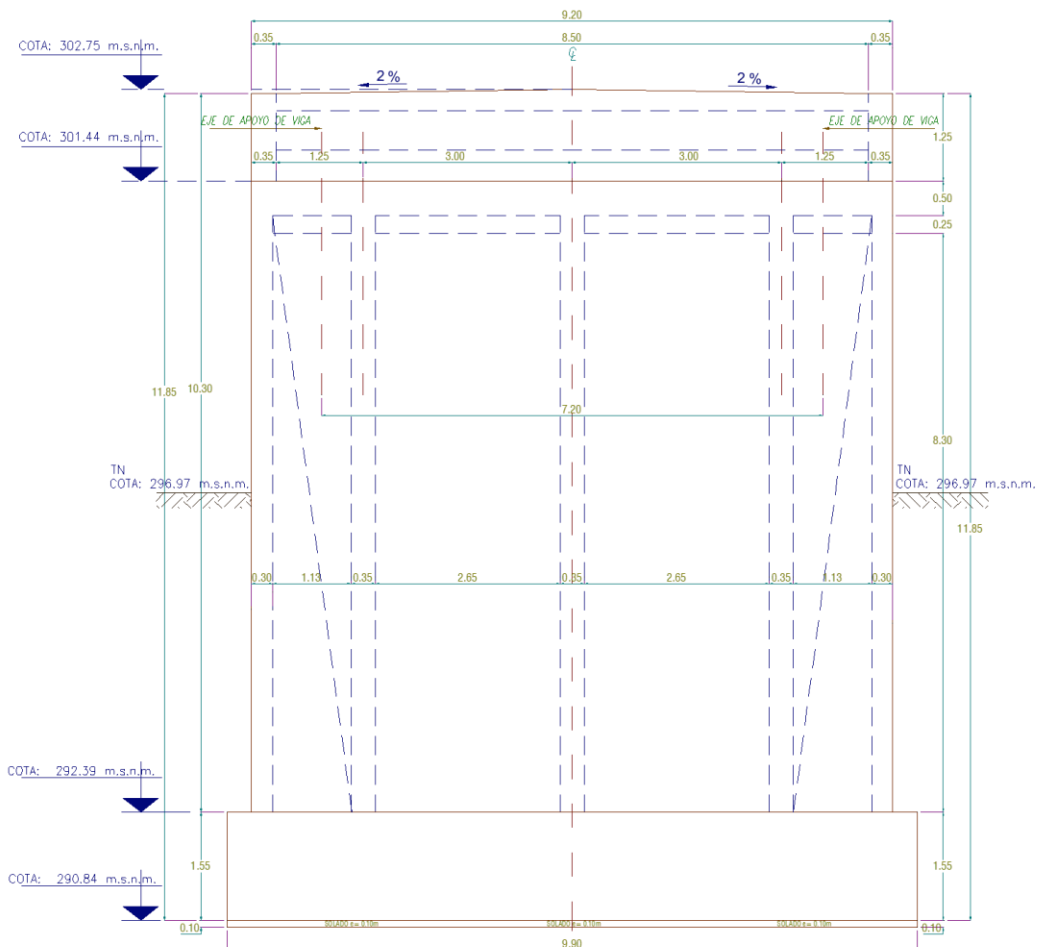


Imagen 23: Elevación frontal del estribo.

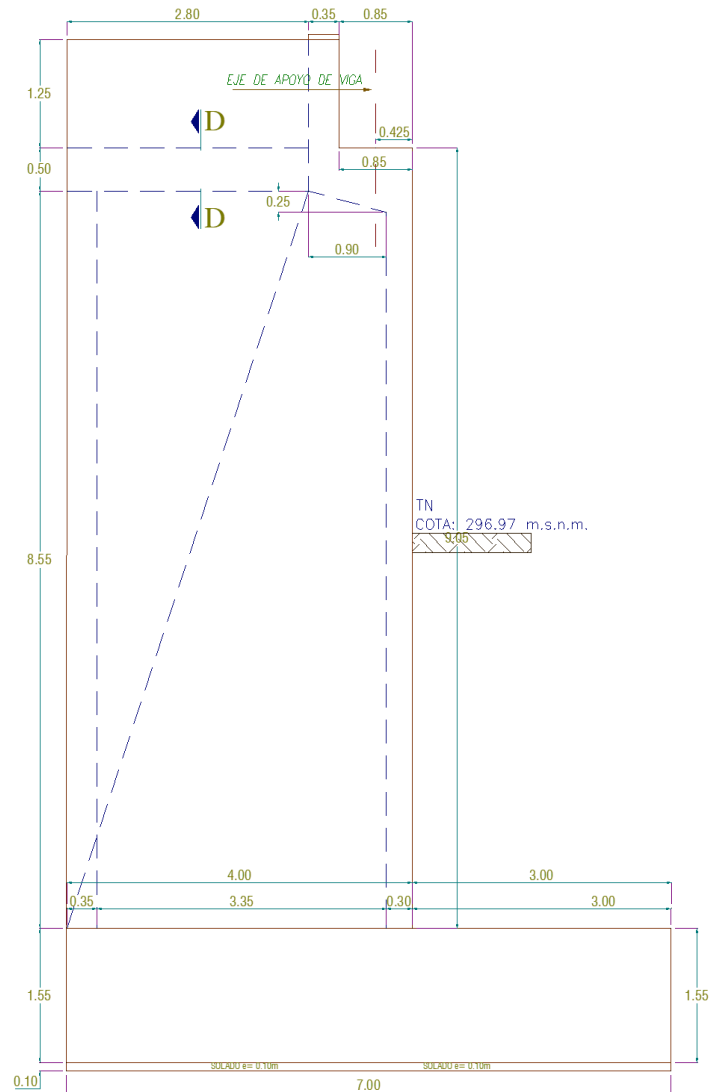


Imagen 24: Vista en elevación del estribo.

4.2 MODELAMIENTO DEL PUENTE EN PROGRAMA COMPUTACIONAL.

El puente, así como su subestructura, serán modelados en el programa de análisis y diseño estructural Autodesk Robot Structural Analysis Professional (ARSAP 2020), debido a su versatilidad.

4.2.1 Elementos Unidimensionales

Los elementos unidimensionales son modelados como elementos tipo “Barra”. Se utilizan para modelar las vigas y sistema de arriostamiento. Este tipo de elementos cuentan con seis grados de libertad en cada nudo (tres traslacionales y tres rotacionales). En los extremos de las vigas longitudinales se liberan los grados de

libertad rotacionales para simular las uniones a corte planteadas en los planos contractuales.

4.2.2 Elementos bidimensionales

Los elementos bidimensionales son modelados como elementos tipo "lámina". Se utilizan para modelar la plataforma de concreto, es decir el tablero.

Dichos elementos son capaces de resistir cargas en su plano y también fuera de él, como fuerzas distribuidas en función a un área determinada

4.2.3 Condiciones de Borde

Se ha considerado en el extremo derecho del puente apoyos móviles en la dirección longitudinal del puente, mientras que se restringe el movimiento transversal, es decir se tiene libre el grado de libertad de traslación "x"; en el extremo izquierdo se tienen apoyos articulados, restringiendo totalmente su desplazamiento en los tres ejes euclidianos.

De esta forma, se irán evaluando los diversos modelos estructurales propuestos como se aprecia en la Figura siguiente.

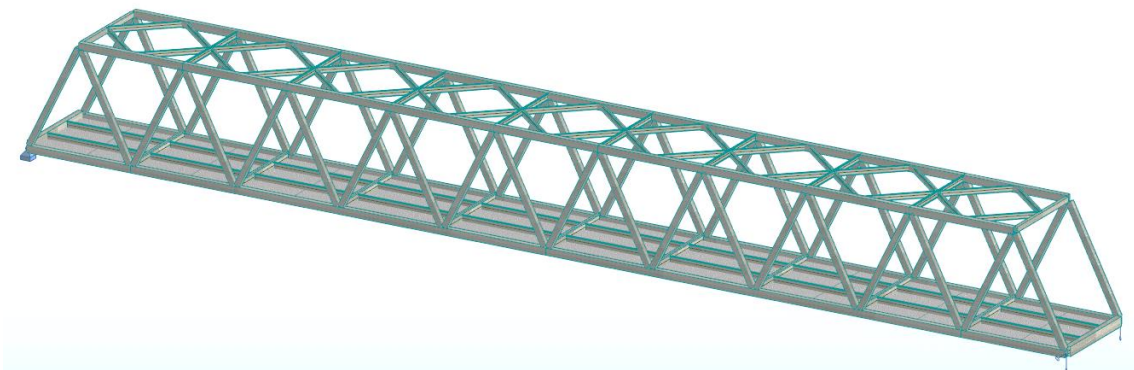


Imagen 25: Modelamiento estructural del puente

El estribo se a modela íntegramente con elementos tipo lámina, cuyo modelo se muestra en la siguiente figura.

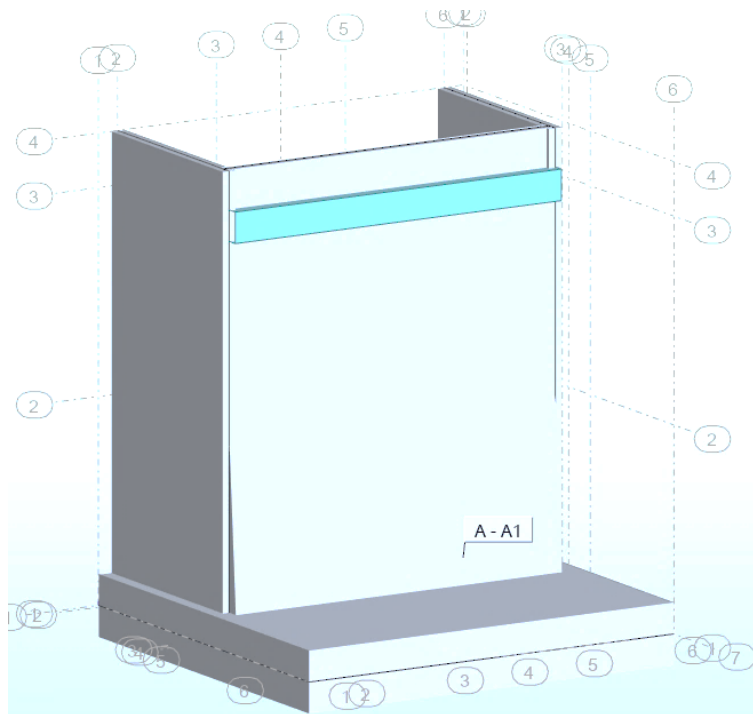


Imagen 26: Vista del modelo estructural del estribo

4.3 SOLICITACIONES DE LA ESTRUCTURA

El puente analizado presenta distintas solicitaciones a lo largo de su vida útil, por ello es imperante conocer cuál será su comportamiento ante las distintas fuerzas externas e inherentes (peso propio) que actuarán sobre él.

Por estos motivos, estudiaremos los tipos de cargas que afectarán al puente según su naturaleza, de acuerdo a las características del mismo, su ubicación y la geografía sobre la cual se emplazará; y también el uso que tendrá, ya que ello influye en la magnitud y geometría de las cargas mencionadas.

Las solicitaciones requeridas en las que se basa la tesis, principalmente provienen de las diferentes normativas de AASHTO, así como también se adquiere como referencia al último Manual de Puentes presentado por el Ministerio de Transporte y Comunicaciones del Perú (2018).

Igualmente se examinarán los factores y combinaciones de carga acordes a la norma AASHTO LRFD 2014.

4.3.1 Cargas Permanentes

Las cargas permanentes o también llamadas cargas muertas, son las que siempre afectarán al puente desde su estructuración; y también se caracterizan por mantener una ubicación fija.

En el puente solo se tendrán cargas permanentes del tipo DC y DW que serán el peso propio del puente y el peso de la carpeta de rodadura respectivamente, La carga permanente está conformado principalmente por las cargas de gravedad de los elementos estructurales, que son las vigas de borde, el tablero, los arriostres transversales y también el peso de los acabados y las barandas.

El peso propio es calculado directamente por el software, en el caso de los componentes no estructurales, se demanda:

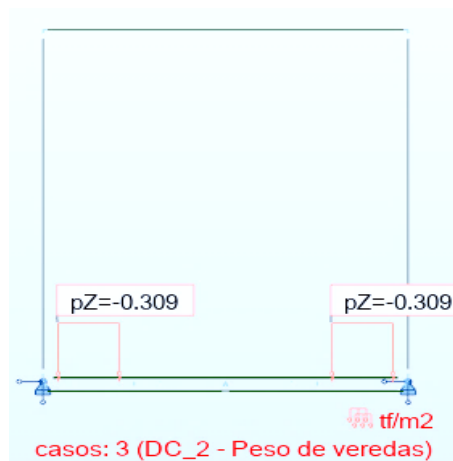


Imagen 27: Disposición de la carga por peso de la vereda

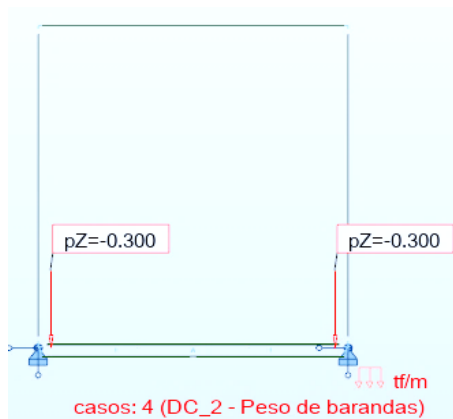


Imagen 28: Disposición de carga debido al peso de parapeto y barandas

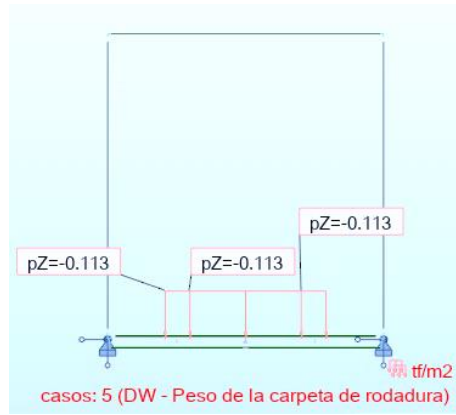


Imagen 29: Disposición de la carga por peso de la carpeta de rodadura.

4.3.2 Cargas Móviles

Las cargas móviles o cargas vivas son aquellas que no permanecen en un mismo sitio en la estructura. En este caso el vehículo de diseño adoptado es el HL-93 tal como lo estipula el Manual de Diseño de puentes y el mismo vehículo fue adoptando por el proyectista de dicho puente vehicular.

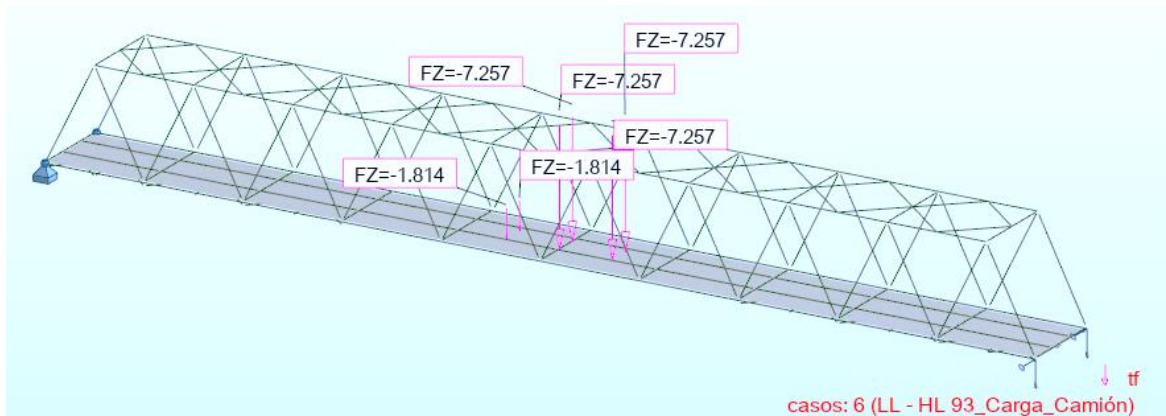


Imagen 30: Disposición de la carga móvil, posición más desfavorable

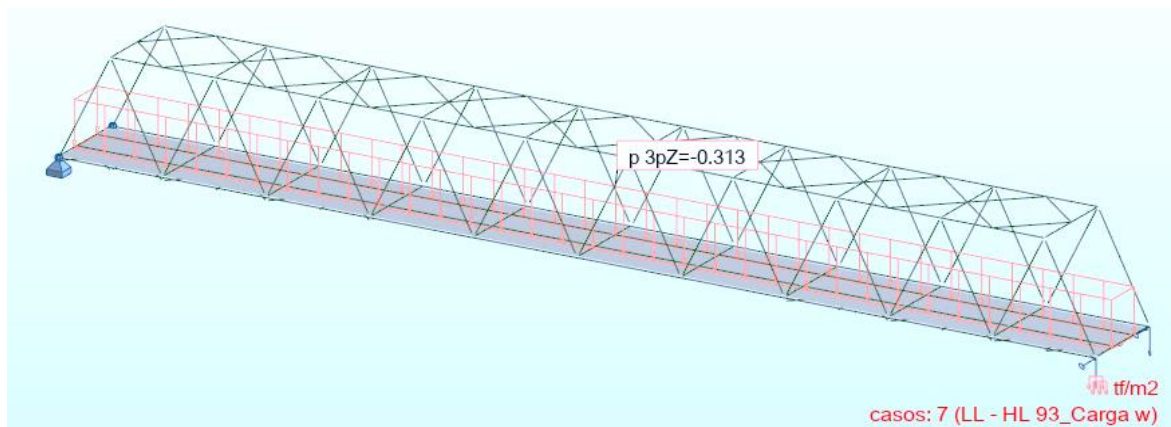


Imagen 31: Sobrecarga distribuida

Adicional a esto se ha considerado la carga peatonal en veredas, la misma que es de 360 kgf/m².

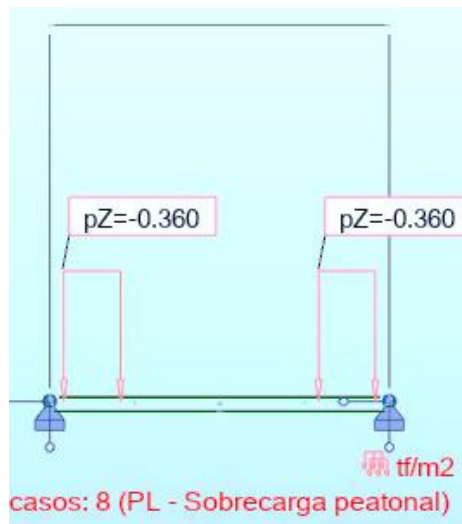


Imagen 32: distribución de la sobrecarga peatonal en veredas.

4.3.3 Carga Sísmica

La carga sísmica EQ ("Earthquake") se analizará por medio del espectro de respuesta encontrado en el Manual de Puentes del 2018 del MTC del Perú, el cual en esencia es el mismo de la norma AASHTO LRFD 2014. Los coeficientes en los que se basa el espectro tienen una probabilidad del 93% de no ser excedidos en un periodo de 75 años en el lugar de análisis.

4.3.3.1 Diseño de Espectro de Respuesta Sísmica

El espectro de respuesta de diseño de AASHTO se modela considerando un amortiguamiento del 5% en la estructura, tal como se observa en la imagen 33. El espectro es calculado usando los coeficientes de aceleración pico mapeados en el terreno (donde se ubica la estructura) y los coeficientes de aceleración espectral escalados en los periodos cero, corto y largo de factor de sitio que son F_{pga} , F_a y F_v respectivamente

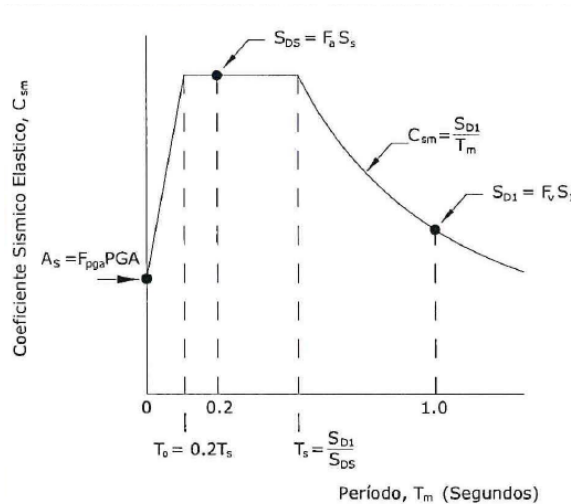


Imagen 33: Diseño de espectro de respuesta.

4.3.3.2 Espectro sísmico

Para elaborar el espectro sísmico primeramente se deben encontrar los valores de PGA, SS y S1, que se hallan en los mapas de isoaceleraciones del Manual de Puentes del 2016 del MTC del Perú.

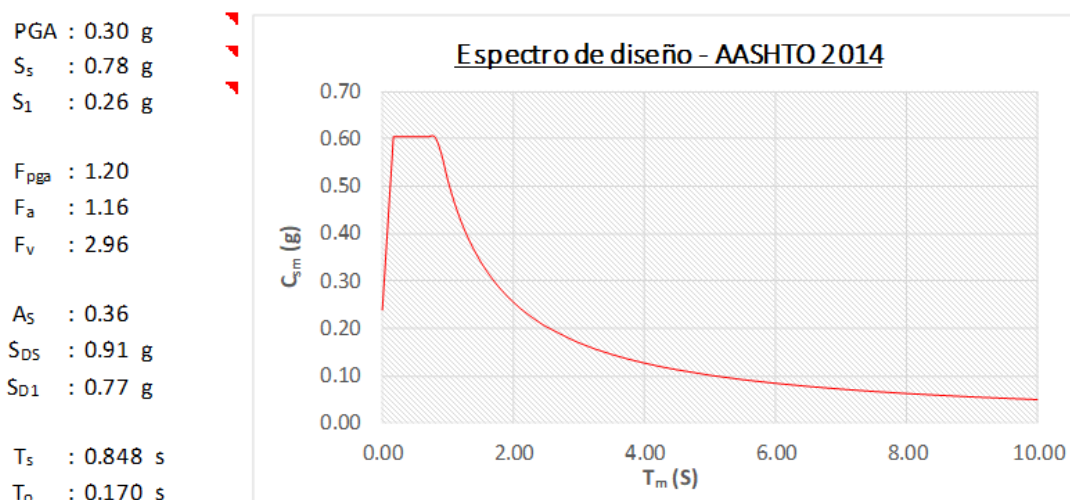


Imagen 34: Espectro sísmico para diseño estructural.

4.3.3.3 Combinación de Solicitaciones Sísmicas

Los efectos de las fuerzas sísmicas analizadas en cada uno de los dos ejes principales deben ser combinadas de tal forma que Se sume el 100% del valor absoluto de los efectos de la fuerza sísmica en la primera dirección perpendicular

con el 30% del valor absoluto de los efectos de la fuerza sísmica en la segunda dirección perpendicular.

Se sume el 100% del valor absoluto de los efectos de la fuerza sísmica en la segunda dirección perpendicular con el 30% del valor absoluto de los efectos de la fuerza sísmica en la primera dirección perpendicular.

4.3.4 Carga de Viento

En el Artículo 3.4.3.10 del Manual de Diseño de puentes MTC-2018, define las características y condiciones de la carga de viento requeridas para diseño.

Velocidad del viento $V_{30} := 75 \frac{km}{hr}$

Altura promedio del puente $Z := 12.0 m$

Velocidad básica del viento $V_B := 100 mph$

Tabla 3: Valores de las constantes V_o y Z_o

Condición	Terreno abierto Área Suburbana	Área Suburbana	Área urbana
V_o	8.20 mph	10.90 mph	12.00 mph
Z_o	0.23 ft	3.29 ft	8.20 ft

$V_o := 8.20 mph$

$Z_o := 0.23 ft$

$$V_{DZ} := \max \left(2.5 \cdot V_o \cdot \left(\frac{V_{30}}{V_B} \right) \cdot \ln \left(\frac{Z}{Z_o} \right), V_{30} \right)$$

$V_{DZ} = 79.069 \frac{km}{hr}$

Presiones del viento sobre estructuras (WS)

Presión básica correspondiente a una velocidad de $V_B = 100 mph$

Tabla 4: Presiones básicas correspondientes a una velocidad $V_B = 100 mph$

Componente Estructural	Presión por Barlovento	Presión por Sotavento
Reticulados, Columnas y Arcos	0.050 ksf	0.025 ksf
Vigas	0.050 ksf	NA
Superficies de pisos largos	0.040 ksf	NA

$$P_D = P_B \cdot \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2$$

$$P_{Bb} := 0.05 \text{ ksf}$$

$$P_{Bs} := 0.025 \text{ ksf}$$

La carga de viento no se deberá tomar menor que 0.30 klf en el plano de un cordón a barlovento, ni 0.15 klf en el plano de un cordón a sotavento, de un componente reticulado o en arco, ni se deberá tomar menor que 0.30 klf en componentes de vigas o vigas cajón.

Presión básica a barlovento

$$P_{Db} := P_{Bb} \cdot \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2$$

$$P_{Db} = 59 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$W_{sB} = 446 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$W_{sB} := \max(P_{Db} \cdot h_B, 0.30 \text{ klf})$$

Fuerza en las bridas: $h_B := 50 \text{ cm}$

$$W_{sD} = 446 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Fuerza en las Diagonales: $h_D := 40 \text{ cm}$

Presión básica a sotavento

Presión básica correspondiente a una velocidad de $V_B = 100 \text{ mph}$

$$P_{Ds} := P_{Bs} \cdot \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2$$

$$P_{Ds} = 29 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$W_{sB} = 223 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Fuerza en las bridas: $h_B := 50 \text{ cm}$

$$W_{sD} = 223 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Fuerza en las Diagonales: $h_D := 40 \text{ cm}$

Presión vertical por viento. (Estados Límites de Resistencia III y Servicio IV)

$$A_t = 6.60 \text{ m} \quad (\text{Ancho del tablero})$$

$$W_{s_v} = 644 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$P_v = 0.020 \text{ ksf}$$

Esta fuerza lineal se aplicará en el punto correspondiente a un cuarto del ancho del tablero a barlovento.

4.3.5 Deflexiones

El manual de diseño de puentes MTC-2018, establece que Los puentes se deberán diseñar de manera de evitar los efectos estructurales o psicológicos indeseados que provocan las deformaciones. A pesar de que, salvo en el caso de los tableros de placas ortótropas, las limitaciones referidas a deflexiones y profundidad son optativas, cualquier desviación importante de las prácticas relacionadas con la esbeltez y las deflexiones que en el pasado resultaron exitosas debería provocar la revisión del diseño para determinar que el puente se comportará satisfactoriamente.

El mismo documento refiere que los tableros metálicos reticulados y otros tableros livianos metálicos y de concreto deben satisfacer los requisitos de estados límites de servicio donde se estipula que se considerará los efectos de excesiva deformación del tablero incluyendo la deflexión causada por la carga viva más la carga dinámica que no deberán de exceder los siguientes criterios:

- L/800 para tableros sin tráfico peatonal.
- L/1000 para tableros con tráfico peatonal limitado, y
- L/1200 para tablero con Tráfico peatonal significativo

4.3.6 Factores y combinaciones de carga

El manual de diseño de puentes establece que las cargas y facturación de cargas se calcularán según lo establecido en el ítem 3.4. AASHTO, indicando que la factorización será calculada como:

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

Donde:

n_i = Modificador de cargas especificado en el artículo 2.3.2.2 del manual de diseño de puentes.

Q_i = Solicitación de cargas.

γ_i = Factores de cargas.

Los componentes y las conexiones de un puente deberán satisfacer la Ecuación anterior, para las combinaciones aplicables de los efectos de la fuerza extrema factorizada como se especifica en cada combinación de carga contenida en la Tabla 5 en los estados límites siguientes

Tabla 5: Combinación de cargas y factores de cargas

Combinación de Cargas Estado Limite	DC																												
	DD	DW	EH	EV	ES	EL	PS	CR	SH	LL	IM	CE	BR	PL	LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	EQ	BL	IC	CT	CV		
RESISTENCIA I A menos que se especifique lo contrario	γ_P	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA II	γ_P	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA III	γ_P	-	1.00	1.40	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA IV	γ_P	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_P	1.35	1.00	0.40	1.00	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	1.0	γ_{EQ}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	γ_P	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-
SERVICIO II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	1.00/1.20	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-
SERVICIO IV	1.00	-	1.00	0.70	-	1.00	1.00/1.20	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	1.00/1.20	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-
FATIGA I Solamente LL,IM & CE	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
FATIGA II- Solamente LL,IM & CE	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Nota: Usar solamente uno de los indicadores en estas columnas en cada combinación

Fuente: Manual de diseño de puentes MTC-2018

Tabla 6: Factores de carga para carga permanente.

Tipo de Carga, Tipo de Fundaciones, y Métodos Usados para Fuerza de Arrastre Hacia Abajo (Downdrag)	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Componentes y Auxiliares.	1.25	0.90
DC: Resistencia IV Solamente.	1.50	0.90
DD: Downdrag Pilotes, α Método de Tomlinson.	1.40	0.25
Pilotes, λ Método.	1.05	0.30
Pilotes Perforados, (Drilled Shaft) Método de O'Neill and Reese (1999).	1.25	0.35
DW: Superficie de rodadura y accesorios.	1.50	0.65
EH: Presión Horizontal de la tierra.		
• Activa.	1.50	0.90
• En reposo.	1.35	0.90
• AEP Para paredes ancladas.	1.35	N/A
EL: Esfuerzos residuales acumulados resultantes del proceso constructivo, (Locked-in construction Stresses.)	1.00	1.00
EV: Presión vertical de la tierra		
• Estabilidad global.	1.00	N/A
• Muros y estribos de retención.	1.35	1.00
• Estructura rígida enterrada.	1.30	0.90
• Pórticos rígidos.	1.35	0.90
• Estructuras flexible enterradas		
○ Alcantarillas cajón metálicas, placas estructurales con corrugaciones y alcantarillas de fibra de vidrio.	1.50	0.90
○ Alcantarillas termoplásticas.	1.30	0.90
○ Entre otros.	1.95	0.90
ES: Carga superficial(Sobrecarga) en el terreno	1.50	0.75

Fuente: Manual de diseño de puentes MTC-2018

Tabla 7: Factores de carga para cargas permanentes, debido a deformaciones superimpuestas

Componente del puente	PS	CR, SH
Superestructuras—Segmentadas		
Subestructuras de concreto que soportan superestructuras segmentadas (ver 2.4.3.9.3 - 2.4.3.9.4) (3.12.4, 3.12.5 AASHTO)	1.00	Ver γ_p para DC, Tabla 2.4.5.3.1-2 (3.4.1-2 AASHTO)
Superestructuras de concreto—no-segmentadas	1.00	1.00
Subestructuras de concreto que soportan superestructuras no segmentadas		
• Usando I_g	0.50	0.50
• Usando $I_{efectiva}$	1.00	1.00
Subestructuras de acero	1.00	1.00

Fuente: Manual de diseño de puentes MTC-2018

Es remarcable señalar que en la Combinación Evento Extremo I (“Extreme Event I”) la norma AASHTO da al ingeniero estructural la facultad de elegir qué factor de carga viva utilizar para evaluar al puente durante el siniestro. Las combinaciones de cargas empleadas para el análisis.

4.4 VERIFICACIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA

4.4.1 Análisis de las Fuerzas Axiales

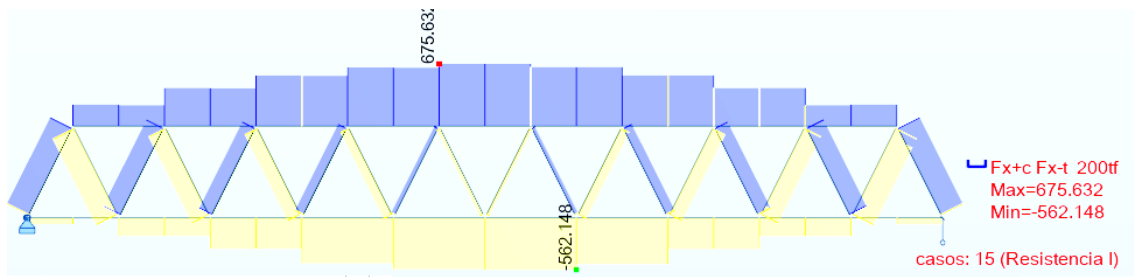


Ilustración 1: Diagrama de fuerzas axiales – Resistencia I.

De la ilustración 01 se observa que los cordones interiores son los más esforzados, identificándose que en el cordón central de la brida superior se tiene una fuerza de compresión de 675.63 tnf, y en la brida inferior, el cordón central absorbe una fuerza de tracción de 562.148 tnf.

4.4.2 Momentos flectores.

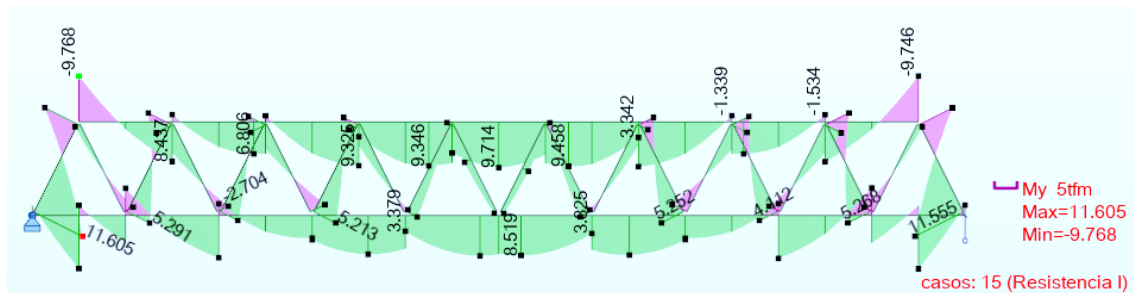


Ilustración 2: Diagrama de momentos flectores - Resistencia I

De la ilustración 02 se puede observar que los elementos tienen poca incidencia a la flexión, siendo el momento máximo de 11.605 tnf-m lo cual es típico de este tipo de estructuras.

4.4.3 Verificación de capacidad del cordón superior.

Según lo referido en capítulo II de la presente tesis, el cordón superior se sub divide en tres tipos según su sección. Por lo cual se realizará la verificación de los tres tipos de secciones. Según condiciones individuales.

Para lo anteriormente expuesto se tiene en cuenta lo requerido por el manual AISC LRFD 2010.

Fórmulas de verificación.

$$\frac{Pr}{Pc} \geq 0.2 \quad \frac{Pr}{Pc} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \dots \dots \dots E1$$

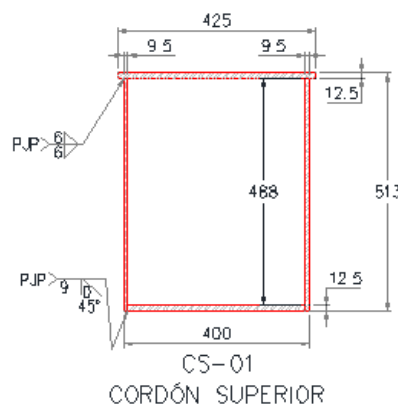
$$\frac{Pr}{Pc} < 0.2 \quad \frac{Pr}{2Pc} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \dots \dots \dots E2$$

Tabla 8: Parámetros de seguridad

PARAMETROS DE SEGURIDAD	
Fib	0.90000
Fic	0.90000
Fiv	0.90000

Fuente: Elaboración propia.

4.4.3.1 Cordón tipo CS-01.



BARRA: CS-01 PUNTOS: 3 COORDENADA: $x = 1.00$ $L = 8.00m$

CARGAS: Caso de carga más desfavorable: 15 Resistencia I

MATERIAL: STEEL A709-50

$$F_y = 3515.349 \text{ kgf/cm}^2 \quad F_u = 4569.954 \text{ kgf/cm}^2 \quad E = 2038902.416 \text{ kgf/cm}^2$$

PARÁMETROS DE LA SECCIÓN: CS-01

$$d = 4513.0 \text{ mm} \quad Ay = 92.87 \text{ cm}^2 \quad Az = 90.34 \text{ cm}^2 \quad Ax = 192.72 \text{ cm}^2$$
$$bf = 400.0 \text{ mm} \quad ly = 81038.68 \text{ cm}^4 \quad lz = 48687.55 \text{ cm}^4$$
$$j = 91031.77 \text{ cm}^4 \quad tw = 9.5 \text{ mm} \quad Sy = 3159.40 \text{ cm}^3 \quad Sz = 2434.38 \text{ cm}^3$$
$$tf = 12.5 \text{ mm} \quad Zy = 3633.68 \text{ cm}^3 \quad Zz = 2810.36 \text{ cm}^3$$

PARÁMETROS DE LA BARRA:

$$Ly = 8.00 \text{ m} \quad Lz = 8.00 \text{ m} \quad Ky = 1.00000 \quad Kz = 1.0000 \quad Lb = 8.000 \text{ m}$$
$$\frac{Kl}{ry} = 39.01281 \quad \frac{Klz}{rz} = 50.33203 \quad Cb = 2.100484$$

ESFUERZOS INTERNOS: RESISTENCIAS DE DIMENSIONAMIENTO

$$Tr = 0.518 \text{ tf} * m \quad Fit * Tn = 70.852 \text{ tf} * m \quad Pr = 228.163 \text{ tf}$$
$$Fic * Pn = 495.2518 \text{ tf} \quad Mry = 8.437 \text{ tf} * m \quad Vry = -4.056 \text{ tf}$$
$$Fib * Mny = -119131029458653.375 \quad tf * m \quad Fib * Vny = 176.304 \text{ Tf}$$
$$Mrz = 9.605 \text{ tf} * m \quad Vrz = 1.339 \text{ tf} \quad Fib * Mnz = 65.018 \text{ tf} * m$$
$$Fiv * Vnz = 171.501 \text{ tf}$$

ELEMENTOS DE LA SECCION:

Ala = esbelta Alma = esbelto

FÓRMULAS DE VERIFICACIÓN:

$$\frac{Pr}{Fic * Pn} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrz}{Fib * Mnz} + \frac{Mry}{Fib * Mny} \right) = 0.59201 \leq 1.0000$$

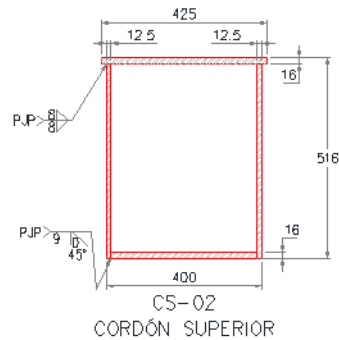
$$\frac{Vry}{Fiv * Vny} = 0.02300 \leq 1.0000$$

$$\frac{Vrz}{Fiv * Vnz} = 0.00781 \leq 1.0000$$

$$\frac{Ky * Ly}{ry} = 39.01281 \leq K * \frac{L}{r}, \text{max} = 200.00000$$

$$\frac{Kz * Lz}{rz} = 50.02589 \leq K * \frac{L}{r}, \text{max} = 200.00000 \text{ ESTABLE}$$

4.4.3.2 Cordón tipo CS-02.



GRUPO:

BARRA: CS-02 PUNTOS: 3 COORDENADA: $x = 1.00$ $L = 8.00m$

CARGAS: Caso de carga más desfavorable: 15 Resistencia I

MATERIAL: STEEL A709-50

$$F_y = 3515.349 \text{ kgf/cm}^2 \quad F_u = 4569.954 \text{ kgf/cm}^2 \quad E = 2038902.416 \text{ kgf/cm}^2$$

PARÁMETROS DE LA SECCION: CS-02

$$d = 516.0 \text{ mm} \quad A_y = 123.04 \text{ cm}^2 \quad A_z = 117.00 \text{ cm}^2 \quad A_x = 256.04 \text{ cm}^2$$

$$b_f = 422.0 \text{ mm} \quad I_y = 108049.62 \text{ cm}^4 \quad I_z = 65478.41 \text{ cm}^4$$

$$j = 116909.98 \text{ cm}^4 \quad t_w = 12.5 \text{ mm} \quad S_y = 4187.97 \text{ cm}^3 \quad S_z = 3103.24 \text{ cm}^3$$

$$t_f = 16.0 \text{ mm} \quad Z_y = 4840.10 \text{ cm}^3 \quad Z_z = 3769.05 \text{ cm}^3$$

PARÁMETROS DE LA BARRA:

$$L_y = 8.00 \text{ m} \quad L_z = 8.00 \text{ m} \quad K_y = 1.00000 \quad K_z = 1.0000 \quad L_b = 8.000 \text{ m}$$

$$\frac{Kl}{r_y} = 38.94326 \quad \frac{Kl_z}{r_z} = 50.02589 \quad C_b = 1.3628$$

ESFUERZOS INTERNOS: RESISTENCIAS DE DIMENSIONAMIENTO

$$T_r = 0.500 \text{ tf} * m \quad F_{it} * T_n = 97.706 \text{ tf} * m \quad P_r = 546.340 \text{ tf}$$

$$F_{ic} * P_n = 674.606 \text{ tf} \quad M_{ry} = 9.325 \text{ tf} * m \quad V_{ry} = -8.427 \text{ tf}$$

$$F_{ib} * M_{ny} = 153.132 \text{ tf} * m \quad F_{ib} * V_{ny} = 233.565 \text{ Tf}$$

$$M_{rz} = 17.270 \text{ tf} * m \quad V_{rz} = 0.143 \text{ tf} \quad F_{ib} * M_{nz} = 93.297 \text{ tf} * m$$

$$F_{iv} * V_{nz} = 222.100 \text{ tf}$$

ELEMENTOS DE LA SECCIÓN:

Ala = esbelta Alma = esbelto

FORMULAS DE VERIFICACION:

$$\frac{Pr}{Fic * Pn} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrz}{Fib * Mnz} + \frac{Mry}{Fib * Mny} \right) = 1.02853 \leq 1.0000$$

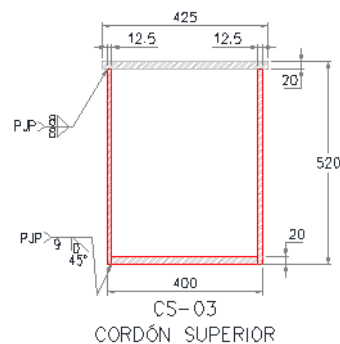
$$\frac{Vry}{Fiv * Vny} = 0.03608 \leq 1.0000$$

$$\frac{Vrz}{Fiv * Vnz} = 0.0064 \leq 1.0000$$

$$\frac{Ky * Ly}{ry} = 38.94326 \leq K * \frac{L}{r}, \max = 200.00000$$

$$\frac{Kz * Lz}{rz} = 50.02589 \leq K * \frac{L}{r}, \max = 200.00000 \text{ ESTABLE}$$

4.4.3.3 Cordón tipo CS-03.



BARRA: CS-03 PUNTOS: 3 COORDENADA: $x = 0.50$ $L = 4.00m$

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 15 Resistencia I

MATERIAL: STEEL A709-50

$$Fy = 3515.349 \text{ kgf/cm}^2 \quad Fu = 4569.954 \text{ kgf/cm}^2 \quad E = 2038902.416 \text{ kgf/cm}^2$$

PARÁMETROS DE LA SECCION: CS-03

$$d = 520.0 \text{ mm} \quad Ay = 145.00 \text{ cm}^2 \quad Az = 115.00 \text{ cm}^2 \quad Ax = 280.00 \text{ cm}^2$$

$$bf = 400.0 \text{ mm} \quad ly = 123093.33 \text{ cm}^4 \quad lz = 66395.83 \text{ cm}^4$$

$$j = 126447.37 \text{ cm}^4 \quad tw = 12.5 \text{ mm} \quad Sy = 4734.36 \text{ cm}^3 \quad Sz = 3319.79 \text{ cm}^3$$

$$tf = 20.0 \text{ mm} \quad Zy = 5440.00 \text{ cm}^3 \quad Zz = 3925.00 \text{ cm}^3$$

PARÁMETROS DE LA BARRA:

$$Ly = 8.00 \text{ m} \quad Lz = 8.00 \text{ m} \quad Ky = 1.00000 \quad Kz = 1.0000 \quad Lb = 8.000 \text{ m}$$

$$\frac{Kl}{ry} = 38.15502 \quad \frac{Klz}{rz} = 51.95156 \quad Cb = 1.04714$$

ESFUERZOS INTERNOS: RESISTENCIAS DE DIMENSIONAMIENTO

$$Tr = -0.125 \text{ tf} * m \quad Fit * Tn = 93.184 \text{ tf} * m \quad Pr = 675.632 \text{ tf}$$

$$Fic * Pn = 727.218 \text{ tf} \quad Mry = 9.714 \text{ tf} * m \quad Vry = 10.131 \text{ tf}$$

$$Fib * Mny = 172.111 \text{ tf} * m \quad Fib * Vny = 275.252 \text{ Tf}$$

$$Mrz = -19.713 \text{ tf} * m \quad Vrz = 0.225 \text{ tf} \quad Fib * Mnz = 100.272 \text{ tf} * m$$

$$Fiv * Vnz = 218.303 \text{ tf}$$

ELEMENTOS DE LA SECCIÓN:

Ala = compacta Alma = esbelto

FÓRMULAS DE VERIFICACIÓN:

$$\frac{Pr}{Fic * Pn} + \frac{8}{9} \left(\frac{Mrz}{Fib * Mnz} + \frac{Mry}{Fib * Mny} \right) = 1.15399 \leq 1.0000$$

$$\frac{Vry}{Fiv * Vny} = 0.03681 \leq 1.0000$$

$$\frac{Vrz}{Fiv * Vnz} = 0.00103 \leq 1.0000$$

$$\frac{Ky * Ly}{ry} = 38.15502 \leq K * \frac{L}{r}, \text{ max} = 200.00000$$

$$\frac{Kz * Lz}{rz} = 51.95156 \leq K * \frac{L}{r}, \text{ max} = 200.00000 \text{ ESTABLE}$$

4.4.3.4 Ratios demanda capacidad de toda la estructura.

De manera similar se ha realizado el cálculo de todos los elementos estructurales, obteniéndose las siguientes ratios de demanda capacidad.

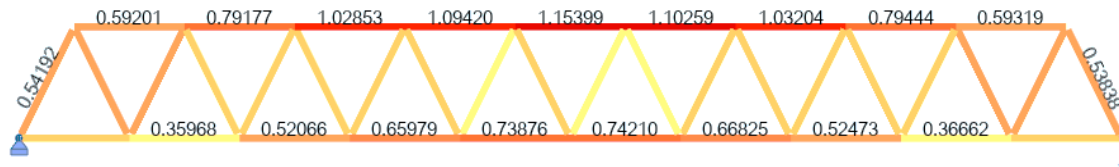


Ilustración 3: Ratios demanda capacidad de las vigas del puente.

4.5 VERIFICACIÓN DE LA SUB ESTRUCTURA.

Se ha realizado la verificación de la estructura de cimentación siguiendo los lineamientos establecidos en el Manual de Diseño de Puentes.

$H := 11.85 \text{ m}$ (Altura total de estribo)

$L := 9.90 \text{ m}$ (Longitud de zapata)

$B = 7.00 \text{ m}$ (Ancho de zapata)

$h_z = 1.55 \text{ m}$ (Altura de Zapata)

$D_f := 4.66 \text{ m}$ (Profundidad de desplante)

$t_p = 0.30$ (Espesor superior de pantalla)



$t_{pi} = 0.30$ (Espesor inferior de pantalla)

$h_c := 1.30 \text{ m}$ (Altura de cajuela)

$L_c := 0.85 \text{ m}$ (Ancho de cajuela)

$t_{pc} := 0.35 \text{ m}$ (Espesor de muro de cajuela)

$L_p = 3.15 \text{ m}$ (Longitud de Punta)

$L_t = 3.85 \text{ m}$ (Longitud de Talon)

$t_c := 0.35 \text{ m}$ (Espesor de contrafuerte)

4.5.1 Materiales.

Las propiedades y características mecánicas de los materiales que constituyen el estribo corresponden a los contemplados en el proyecto contractual.

Concreto

$$f'_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$E_c := 15100 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}$$

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Acero de refuerzo

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad E_s := 2.1 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Suelo de fundación

$$\sigma_R := 2.98 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \phi_f := 33.69^\circ \quad c_t := 0.12 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \gamma_r := 1800 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

Material de relleno

$$\phi_r := 30.0^\circ \quad \gamma_r := 1800 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$$

4.5.2 Metrado de cargas

Elemento	Volumen (m ³)	Brazo (m)		Peso (kgf)	Momento (kgf·m)
		x	y		
Elementos de concreto					
Estribo + Aleros + Contrafuerte	187.31	3.85	3.16	449534.16	1730077.17
Rellenos y sobrecarga					
Relleno en talón	289.28	5.24	6.64	520704.00	2726406.14
Relleno en punta	87.90	1.97	2.39	158222.00	312377.69
Sobrecarga					
Sobre carga		5.59		26365.73	147318.49

$$DC_1 = 449534.16 \text{ kgf}$$

$$M_{DC1} = 1730077.17 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$LS_y = 26365.73 \text{ kgf}$$

$$\frac{LS_y}{B \cdot L} = 380.46 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$$M_{LSy} = 147318.49 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$EV = 678926.00 \text{ kgf}$$

$$M_{EV} = 3038783.83 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Debido a la super estructura

$$DC_2 := 286534 \text{ kgf} \quad e_s := L_p$$

$$M_{DC2} := DC_2 \cdot e_s \quad M_{DC2} = 902582.10 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$DW := 17640 \text{ kgf}$$

$$M_{DW} := DW \cdot e_s \quad M_{DW} = 55566.00 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$LL := 71780 \text{ kgf}$$

$$M_{LL} := LL \cdot e_s \quad M_{LL} = 226107.00 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

4.5.3 Cálculo de cargas horizontales.

Se ha calculado siguiente el procedimiento establecido en el Manual de Diseño de puentes MTC - 2018

$$\phi_r = 30.00^\circ \quad (\text{Ángulo de fricción interna})$$

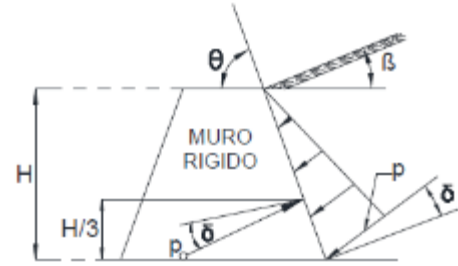
$$\delta = 0^\circ \quad (\text{Ángulo de fricción interna entre suelo y muro})$$

$$\beta = 0^\circ \quad (\text{Ángulo relleno con la horizontal})$$

$$\theta = 90^\circ \quad (\text{Ángulo de la inclinación del muro con el lado del terreno})$$

$$r := \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_r + \delta) \cdot \sin(\phi_r - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \cdot \sin(\theta + \beta)}} \right)^2$$

$$K_a := \frac{(\sin(\theta - \phi_r))^2}{r \cdot ((\sin(\theta))^2 \cdot \sin(\theta - \delta))}$$



Debido a la sobrecarga

$$P_{sc} := K_a \cdot h_{sc} \cdot \gamma_r \quad E_{LS} := P_{sc} \cdot H \quad E_{LS} = 4337.10 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad y_{LS} := \frac{H}{2} = 5.93 \text{ m}$$

Debido a la presión lateral del terreno

$$P_t := K_a \cdot H \cdot \gamma_r \quad E_{EH} := \frac{1}{2} \cdot H \cdot P_t \quad E_{EH} = 42126.75 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad y_{EH} := \frac{H}{3} = 3.95 \text{ m}$$

Cargas de acción sísmica (EQ)

a) Efecto combinado de P_{AE} y P_{IR}

Presión estática del terreno más su efecto dinámico (P_{EA})

$\phi_r = 30.00^\circ$ (Ángulo de fricción interna)

$\delta = 0^\circ$ (Ángulo de fricción interna entre suelo y muro)

$i = 0^\circ$ (Ángulo relleno con la horizontal)

$\beta = 0^\circ$ (Ángulo de la inclinación del muro con el lado del terreno)

Parámetros sísmicos

$$F_{pga} := 1.20 \quad PGA := 0.30 \quad k_{ho} := F_{pga} \cdot PGA \quad k_{ho} = 0.36$$

$$k_h := 0.5 k_{ho} \quad k_h = 0.18 \quad k_v := 0.0$$

$$\theta_{mo} := \text{atan}\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right) \quad \theta_{mo} = 10.20^\circ$$

$$K_{AE} := \frac{(\cos(\phi_r - \theta_{mo} - \beta))^2}{\cos(\theta_{mo}) \cdot (\cos(\beta))^2 \cdot \cos(\delta + \beta + \theta_{mo})} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_r + \delta) \cdot \sin(\phi_r - \theta_{mo} - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta_{mo}) \cdot \cos(i - \beta)}} \right)^{-2}$$

$$K_{AE} = 0.46 \quad P_{AE} := \frac{1}{2} K_{AE} \cdot \gamma_r \cdot H^2 \quad P_{AE} = 57707.06 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Acción sísmica del terreno (EQ_{terr})

$$EQ_{terr} := P_{AE} - E_{EH} \quad EQ_{terr} = 15580.31 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad y_{EQ} := \frac{H}{2} = 5.93 \text{ m}$$

Fuerza inercial del estribo (P_{IR})

$$W := DC_1 + EV \quad W = 1128460.16 \text{ kgf} \quad y_{IR} := \frac{DC_1 \cdot y_{DC} + EV \cdot y_{EV}}{W}$$

$$P_{IR} := k_h \cdot (W) \quad P_{IR} = 203122.83 \text{ kgf} \quad y_{IR} = 5.25 \text{ m}$$

Efecto combinado de P_{AE} y P_{IR} (Para un ancho de relleno $L_{ie} := 8.50 \text{ m}$)

$$P_{AE} \cdot L_{ie} + 0.50 \cdot P_{IR} = 592071.43 \text{ kgf} \quad (a)$$

$$\max(0.50 \cdot P_{AE}, E_{EH}) \cdot L_{ie} + P_{IR} = 561200.20 \text{ kgf} \quad (b)$$

Se utilizará la combinación (a)

b) Carga sísmica por superestructura (P_{EQ})

$$A_s := F_{pga} \cdot PGA \quad A_s = 0.36$$

$$P_{EQ} := A_s \cdot (DC_2 + DW) \quad y_{PE} := H - h_c \quad y_{PE} = 10.55 \text{ m}$$

Carga de frenado

$$BR := 1990 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad y_{BR} := H - h_c \quad y_{BR} = 10.55 \text{ m}$$

Resumen de cargas Horizontales.

Del análisis de cargas horizontales, se ha calculado los momentos y fuerzas de empujes actuantes en el estribo, además se ha calculado el punto de aplicación.

$LS_x := E_{LS} \cdot L_{ie}$	$LS_x = 36865.35 \text{ kgf}$	$y_{LS} = 5.93 \text{ m}$	$M_{LSx} := y_{LS} \cdot LS_x$
$EH := E_{EH} \cdot L_{ie}$	$EH = 358077.38 \text{ kgf}$	$y_{EH} = 3.95 \text{ m}$	$M_{EH} := y_{EH} \cdot EH$
$EQ := EQ_{terr} \cdot L_{ie}$	$EQ = 132432.64 \text{ kgf}$	$y_{EQ} = 5.93 \text{ m}$	$M_{EQ} := y_{EQ} \cdot EQ$
$EQ_{IR} := 0.5 P_{IR}$	$EQ_{IR} = 101561.41 \text{ kgf}$	$y_{IR} = 5.25 \text{ m}$	$M_{IR} := y_{IR} \cdot EQ_{IR}$
$EQ_{PE} := P_{EQ}$	$EQ_{PE} = 109502.64 \text{ kgf}$	$y_{PE} = 10.55 \text{ m}$	$M_{PE} := y_{PE} \cdot EQ_{PE}$
$BR := BR \cdot L_{ie}$	$BR = 16915.00 \text{ kgf}$	$y_{BR} = 10.55 \text{ m}$	$M_{BR} := y_{BR} \cdot BR$

4.5.4 Verificación de estabilidad incluido puente vehicular.

a) Verificación por Vuelco

Excentricidad máxima para Resistencia Ia y

Excentricidad máxima para Evento extremo I

$$e_{max_RI} := \frac{B}{3} \quad e_{max_RI} = 2.33 \text{ m}$$

$$e_{max_E} := \frac{11}{30} \cdot B \quad e_{max_E} = 2.57 \text{ m}$$

Resistencia Ia

$$x_o := \frac{Mv_{RIa} - Mh_{RIa}}{V_{RIa}} \quad x_o = 1.96 \text{ m} \quad e := \frac{B}{2} - x_o \quad | e = 1.54 \text{ m} < e_{max_RI} = 2.33 \text{ m} |$$

Resistencia Ib

$$x_o := \frac{Mv_{RIb} - Mh_{RIb}}{V_{RIb}} \quad x_o = 2.61 \text{ m} \quad e := \frac{B}{2} - x_o \quad | e = 0.89 \text{ m} < e_{max_RI} = 2.33 \text{ m} |$$

Evento extremo I

$$x_o := \frac{Mv_{EI} - Mh_{EI}}{V_{EI}} \quad x_o = 1.23 \text{ m} \quad e := \frac{B}{2} - x_o \quad | e = 2.27 \text{ m} < e_{max_E} = 2.57 \text{ m} |$$

De los resultados de excentricidad mostrados, corresponden a la distancia que existe entre el centro geométrico de la zapata y la resultante de las acciones actuando en conjunto.

b) Verificación deslizamiento en la base

$$\mu := \tan(\phi_f) \quad \mu = 0.67$$

$$\phi_\tau := 0.85 \quad (\text{Para estado límite de resistencia y evento extremo})$$

Resistencia Ia

$$V_{RIa} = 1373139 \text{ kgf} \quad F_f := \mu \cdot (\phi_\tau \cdot V_{RIa}) \quad \left| F_f = 778110 \text{ kgf} > H_{RIa} = 631232 \text{ kgf} \right|$$

Resistencia Ib

$$V_{RIb} = 2034850 \text{ kgf} \quad F_f := \mu \cdot (\phi_\tau \cdot V_{RIb}) \quad \left| F_f = 1153079 \text{ kgf} > H_{RIb} = 631232 \text{ kgf} \right|$$

Evento extremo I

$$V_{EI} = 1481707 \text{ kgf} \quad F_f := \mu \cdot (\phi_\tau \cdot V_{EI}) \quad \left| F_f = 839632 \text{ kgf} > H_{EI} = 728464 \text{ kgf} \right|$$

La fuerza de empuje lateral es menor a las fuerzas resistentes o de fricción lo cual indica que no se producirá el desplazamiento debido a la acción de estas cargas.

c) Verificación de presiones actuantes en la base

$$\phi_b = 0.50$$

Resistencia Ia

$$x_o := \frac{Mv_{RIa} - Mh_{RIa}}{V_{RIa}} \quad e := \frac{B}{2} - x_o \quad e = 1.54 \text{ m} \quad \sigma_v := \frac{V_{RIa}}{L \cdot (B - 2 \cdot e)}$$

$$\left| \sigma_v = 3.54 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} > \sigma_R = 2.98 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right|$$

Resistencia Ib

$$x_o := \frac{Mv_{RIb} - Mh_{RIb}}{V_{RIb}} \quad e := \frac{B}{2} - x_o \quad e = 0.89 \text{ m} \quad \sigma_v := \frac{V_{RIb}}{L \cdot (B - 2 \cdot e)}$$

$$\left| \sigma_v = 3.94 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} > \sigma_R = 2.98 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right|$$

Evento extremo I

$$x_o := \frac{Mv_{EI} - Mh_{EI}}{V_{EI}} \quad e := \frac{B}{2} - x_o \quad e = 2.27 \text{ m} \quad \sigma_v := \frac{V_{EI}}{L \cdot (B - 2 \cdot e)}$$

$$\left| \sigma_v = 6.07 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} > \frac{\sigma_R}{\phi_b} = 5.96 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right|$$

Servicio I

$$x_o := \frac{Mv_{SI} - Mh_{SI}}{V_{SI}} \quad e := \frac{B}{2} - x_o \quad e = 0.70 \text{ m} \quad \sigma_v := \frac{V_{SI}}{L \cdot (B - 2 \cdot e)}$$

$$\frac{V_{SI}}{B \cdot L} = 22089.18 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad \left| \sigma_v = 2.76 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} > 0.85 \cdot \sigma_R = 2.53 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right|$$

Se ha calculado máxima presión ejercida en el suelo de fundación, esto para los distintos estados de carga. Identificándose que la demanda es mayor a la capacidad del suelo de fundación.

4.5.5 Verificación de estabilidad sin incluir la carga del puente vehicular.

a) Verificación por Vuelco

Excentricidad máxima para Resistencia Ia y

$$e_{max_RI} := \frac{B}{3} \quad e_{max_RI} = 2.33 \text{ m}$$

Excentricidad máxima para Evento extremo I

$$e_{max_E} := \frac{11}{30} \cdot B \quad e_{max_E} = 2.57 \text{ m}$$

Resistencia Ia

$$x_o := \frac{Mv_{RIa} - Mh_{RIa}}{V_{RIa}} \quad x_o = 1.93 \text{ m} \quad e := \frac{B}{2} - x_o \quad | e = 1.57 \text{ m} < e_{max_RI} = 2.33 \text{ m} |$$

Resistencia Ib

$$x_o := \frac{Mv_{RIb} - Mh_{RIb}}{V_{RIb}} \quad x_o = 2.64 \text{ m} \quad e := \frac{B}{2} - x_o \quad | e = 0.86 \text{ m} < e_{max_RI} = 2.33 \text{ m} |$$

Evento extremo I

$$x_o := \frac{Mv_{EI} - Mh_{EI}}{V_{EI}} \quad x_o = 1.75 \text{ m} \quad e := \frac{B}{2} - x_o \quad | e = 1.75 \text{ m} < e_{max_E} = 2.57 \text{ m} |$$

Se ha verificado el resultado de las acciones y reacciones debido al peso propio del estribo sin la carga de la super estructura, para la etapa de construcción.

b) Verificación deslizamiento en la base

$$\mu := \tan(\phi_f) \quad \mu = 0.67$$

$$\phi_\tau := 0.85 \quad (\text{Para estado límite de resistencia y evento extremo})$$

Resistencia Ia

$$V_{RIa} = 1083507 \text{ kgf} \quad F_f := \mu \cdot (\phi_\tau \cdot V_{RIa}) \quad | F_f = 613986 \text{ kgf} > H_{RIa} = 601630 \text{ kgf} |$$

Resistencia Ib

$$V_{RIb} = 1524608 \text{ kgf} \quad F_f := \mu \cdot (\phi_\tau \cdot V_{RIb}) \quad | F_f = 613986 \text{ kgf} > H_{RIb} = 601630 \text{ kgf} |$$

Evento extremo I

$$V_{EI} = 1141643 \text{ kgf} \quad F_f := \mu \cdot (\phi_\tau \cdot V_{EI}) \quad | F_f = 863942 \text{ kgf} > H_{EI} = 610504 \text{ kgf} |$$

c) Verificación de presiones actuantes en la base

$$\phi_b := 0.50$$

Resistencia Ia

$$x_o := \frac{Mv_{RIa} - Mh_{RIa}}{V_{RIa}} \quad e := \frac{B}{2} - x_o \quad e = 1.57 \text{ m} \quad \sigma_v := \frac{V_{RIa}}{L \cdot (B - 2 \cdot e)}$$

$$\left| \sigma_v = 2.83 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} < \sigma_R = 2.98 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right|$$

Resistencia Ib

$$x_o := \frac{Mv_{RIb} - Mh_{RIb}}{V_{RIb}} \quad e := \frac{B}{2} - x_o \quad e = 0.86 \text{ m} \quad \sigma_v := \frac{V_{RIb}}{L \cdot (B - 2 \cdot e)}$$

$$\left| \sigma_v = 2.92 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} < \sigma_R = 2.98 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right|$$

Evento extremo I

$$x_o := \frac{Mv_{EI} - Mh_{EI}}{V_{EI}} \quad e := \frac{B}{2} - x_o \quad e = 1.75 \text{ m} \quad \sigma_v := \frac{V_{EI}}{L \cdot (B - 2 \cdot e)}$$

$$\left| \sigma_v = 3.29 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} < \frac{\sigma_R}{\phi_b} = 5.96 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right|$$

Servicio I

$$x_o := \frac{Mv_{SI} - Mh_{SI}}{V_{SI}} \quad e := \frac{B}{2} - x_o \quad e = 0.66 \text{ m} \quad \sigma_v := \frac{V_{SI}}{L \cdot (B - 2 \cdot e)}$$

$$\left| \sigma_v = 2.05 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} < 0.85 \sigma_R = 2.53 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right|$$

CAPÍTULO V

DISCUSIÓN

5.1 VERIFICACIÓN DE LA SUPER ESTRUCTURA.

- De la revisión de la memoria de cálculo y las especificaciones técnicas del puente se ha podido identificar que el proyectista considera que dichas uniones deberán ser del tipo empernadas, no obstante, no se cuenta con los diseños ni detalles de los mismos.
- Realizado el modelamiento, análisis y verificación de los elementos de la súper estructura, se ha podido identificar que las secciones están constituidas por elementos con esbeltez de alas y almas.
- De los metrados de cargas, se ha cuantificado una carga debido al peso del parapeto más la baranda de 0.30 tnf/m, lo cual fue subestimada por el proyectista quien solo ha considerado una carga de 0.10 tnf/m.
- Se ha verificado la capacidad de los elementos estructurales para todos los estados y combinaciones de cargas establecidos por el manual de diseño de puentes, obteniéndose ratios demanda capacidad de 1.15399 para los elementos más comprometidos en la zona de compresión y ratios de demanda capacidad de 0.73876 para los elementos más comprometidos en la zona a tracción.
- Los ratios demanda capacidad nos permite determinar la capacidad de todos los elementos estructurales y por ende de la estructura del en conjunto. Sin embargo los valores extremos calculados son superiores al ratios máximos establecido por el Manual de Diseño de puentes MTC-2018 quien establece que dicho ratio no deberá ser mayor a la unidad.
- La esbeltez de las secciones de los elementos estructurales, limitan aún más la capacidad estructural generando la posibilidad de producirse un eventual pandeo local. Esto debido a la sobre exigencia de los elementos estructurales.

5.2 VERIFICACIÓN DE LA SUB ESTRUCTURA.

- De la revisión de las cargas consideradas para el análisis y diseño de los estribos de fundación, el proyectista ha considerado una carga debido al peso propio de la súper estructura del puente de 200 toneladas, la misma que se encuentra sub estimada ya que el peso propio de la súper estructura es 573.078 toneladas, correspondiendo a cada estribo una carga actuante de 286.53 toneladas.
- Las excentricidades generadas debido a las acciones en los estribos son menores a las máximas admitidas. Lo cual el manual de puente MTC – 2018 establece que deberá ser menor al ancho de la base dividido entre 6.
- La fuerza de empuje generada por la presión del suelo es menor a que las fuerzas horizontales estabilizadoras, por lo que no se tendrá problemas de desplazamiento de los estribos.
- La presión ejercida sobre el suelo es del 3.54 kgf/cm² para el estado de resistencia I, siendo esto mayor que la resistencia del suelo de fundación la cual es de 2.98 kgf/cm², también dicho déficit de capacidad se evidencia para los estados de evento extremo I y el estado de Servicio I.
- De la verificación del estribo para la condición sin la súper estructura, se puede observar que las cargas resistentes son superiores a las acciones por lo que no se evidenciará problemas estructurales en el proceso constructivo.

CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES:

- La súper estructura es deficiente ante las cargas teóricas establecidas en el Manual de Diseño de Puentes MTC.
- Los ratios demandan capacidad de los elementos de la súper estructura superan el límite permisible establecido por el Manual de Diseño de Puentes MTC-2018.
- El tramo central del cordón superior presenta un ratio de 1.153 cual es superior, además de presentar esbeltez de alas y alma del perfil.
- El estribo garantiza estabilidad durante el proceso constructivo, pero presenta inestabilidad en la condición de servicio.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar un replanteo estructural con el fin de dotar mayor capacidad estructural al puente, en cumplimiento de los lineamientos establecidos en el Manual de Diseño de Puentes MTC – 2018.
- La estructura presenta un déficit de capacidad generado por errores en la concepción y el diseño, mas no por cambios en los aspectos normativos. Esto debido a que los parámetros para este tipo de puente no han significado cambios significativos en referencia a manuales anteriores.
- Se recomienda realizar el reforzamiento del cordón superior de la viga reticulada, elementos principales de la súper estructura.
- Se recomienda realizar el rediseño de los estribos tipo cantiléver.

BIBLIOGRAFIA

- [1] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) LRFD Bridge Specifications 2014 (7th. Ed.). Washington DC (EE.UU.).
- [2] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) Guide Specification for Design of Pedestrian Bridges (1997).
Washington DC (EE.UU.).
- [3] International Federation of Structural Concrete (2005). Guide to Good Practice (Bulletin 32): Guidelines for the Design of Footbridge, Lausana
(Suiza).
- [4] Perú. Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2018). Manual de Puentes.
- [5] Salinas R. (2008). Estudio de la Estabilidad Lateral de un Puente Arco Atirantado a partir de un Modelo Experimental. Tesis de maestría, Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil, Lima (Perú).
- [6] Tveit Per. (2009). Genesis and Development of the Network Arch Concept [en línea]. Grimstad (Noruega). Disponible en: <http://pchome.grm.hia.no/~ptveit/>.
- [7] Tveit Per. (2013). About the Network Arch [en línea]. Grimstad (Noruega). Disponible en: <http://pchome.grm.hia.no/~ptveit/>.
- [8] Tveit Per. (2013). Systematic Thesis on Network Arches [en línea]. Grimstad (Noruega). Disponible en: <http://pchome.grm.hia.no/~ptveit/>.
- [9] Tveit Per. (2014). The Network Arch [en línea]. Grimstad (Noruega). Disponible en: <http://pchome.grm.hia.no/~ptveit/>.
- [10] <http://dspace.unach.edu.ec/handle/51000/569>.