

Diseño de Puente Temporal para Casos de Emergencia.

Abstract

The main purpose of the project is to design a temporary bridge that can be built in the country, with materials from the national market and that is modular, for this purpose an analysis of the most appropriate materials for the design and the choice of the type of bridge to use.

In order to make the best proposal according to the objectives, 3 specific materials are selected, such as steel, wood and concrete, based on the advantages the material to be used is chosen. Once the material has been selected, it is possible to decide on the type of bridge to be used that is most suitable for the project, for the benefits it brings.

The selection of the components of the bridge is essential, since they help to facilitate the development and help to reduce weights and cost, so the smallest number of sections must be defined, as for the joints and bolts, this in order to avoid confusion and standardize processes, to speed up construction.

It can be concluded that the project is a viable option, since it is cheaper compared to what is currently used and the weights are smaller, since less number of elements is used and with little variety of sections, its main limitation is the materials, because, as they are elements not normally used in the country, so in some cases orders must be placed against order.

Keywords

Bridge, Temporary Bridge, Steel Bridge, Modular, Warren type structure.

Resumen

El principal propósito del proyecto es plantear un diseño de un puente temporal que se pueda construir en el país, con materiales del mercado nacional y que sea modular, para ello se debe hacer un análisis de los materiales más apropiados para el diseño y la escogencia del tipo de puente por utilizar.

Con el fin de realizar la mejor propuesta, acorde con los objetivos, se seleccionan tres materiales en específico, como los son acero, madera y concreto, con base en las ventajas se escoge el material por utilizar. Una vez seleccionado el material, se puede decidir el tipo de puente por utilizar que sea más adecuado para el proyecto, por los beneficios que aporta.

La selección de los componentes del puente es indispensable, ya que estos colaboran a facilitar la elaboración y ayudan a disminuir pesos y costo, por lo que se debe definir la menor cantidad de secciones, al igual para las uniones y pernos, esto con el fin de evitar confusiones y estandarizar procesos, para agilizar la construcción.

Se puede concluir que el proyecto es una opción viable, ya que es más barata en comparación de lo que se utiliza actualmente y los pesos son menores, ya que se emplea menos número de elementos y con poca variedad de secciones. Su principal limitación son los materiales, ya que, por ser elementos no utilizados normalmente en el país, por lo que en algunos casos se deben hacer los pedidos contra pedido.

Palabras Claves

Puente, Puente Temporal, Puente de Acero, Modular, Tipo Warren.

Diseño de Puente Temporal para Casos de Emergencia.

Diseño de Puente Temporal para Casos de Emergencia.

HERNANDO JOSUE HIDALGO VENEGAS

Proyecto final de graduación para optar por el grado de
Licenciatura en Ingeniería en Construcción

Noviembre del 2018

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA
ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN

Contenido

Prefacio	2
Resumen ejecutivo.....	3
Introducción.....	4
Metodología.	13
Resultados	16
Análisis de los resultados	47
Conclusiones.....	56
Apéndices	58
Anexos	59
Referencias	64

Prefacio

Actualmente en el país solo se cuenta con un sistema de puente temporal para atender las emergencias que se ocasionen por la caída de un puente, ya sea por una emergencia natural, como crecida de un río o un deslizamiento, o ya sea por cuestión de uso.

Es debido a esto que nace la importancia de implementar un diseño de puente temporal que pueda ser construido en nuestro el país, con materiales que se encuentren en las casas comerciales instaladas en Costa Rica. De este modo se facilita una manera más efectiva para la ayuda de aquellos pueblos o ciudades que pueden verse afectados por la falta de un paso.

El no depender al 100 % de los puentes temporales utilizados en el país, trae grandes beneficios, ya que se eliminan los tiempos de espera en caso de que se deba importar el puente desde Europa, que es donde los fabrican. Además, si se fomenta la fabricación de estos puentes en municipalidades, se podrán atender los casos de emergencia desde los gobiernos locales, haciendo más rápida la solución al problema.

Como principal objetivo del proyecto es llevar a cabo la ejecución de este tipo de puente en un tiempo de acción reducido, teniendo que analizar diferentes aspectos desde la compra de los materiales hasta la puesta en uso. Es por eso que la idea principal consiste en que todo el material empleado pueda ser conseguido en nuestro país. Aunque el acero no se produce en Costa Rica, las secciones utilizadas deben ser secciones que normalmente se consiguen en las diferentes casas comerciales. Otro de los parámetros por cumplir es el transporte, ya que se debe garantizar que las secciones del puente puedan ser colocadas en el lugar afectado sin la necesidad de camiones grandes y por último el tipo de construcción que debe ser modular, para aligerar los tiempos de construcción y facilitar la interpretación del proceso constructivo a todos aquellos pernos que va colaborar con la construcción.

Para la realización de este proyecto de graduación, se tuvo el aporte de una serie de personas que ayudaron a la elaboración del mismo, es por eso que en primera instancia se agradece a la profesora asesora, la ingeniera Giannina Ortiz Quesada, por haber aportado su experticia en el área de puentes y haber guiado a que el proyecto llevara el rumbo correcto para obtener los resultados alcanzados. Además, se agradece al Ingeniero Gerardo Páez Gonzales, por haber aportado su experiencia y su colaboración con la obtención de información relevante para el proyecto. También quiero agradecer a todos aquellos profesores que me ayudaron y me guiaron a conformar los conocimientos adquiridos. Por último y no menos importante, un agradecimiento a mis padres Rita Venegas Zúñiga y Hernando Hidalgo Borbón, que siempre han aportado un apoyo incondicional y me han guiado para poder superar todos los retos a los que me he enfrentado y de esta manera poder completar mis metas.

Resumen ejecutivo

El proyecto buscó promover el aporte en temas de infraestructura de puentes tanto para la escuela de Ingeniería en Construcción, como para el país en general, incentivando a promover soluciones a casos de emergencia que se puedan desarrollar en el Costa Rica, sin necesidad de la importación o compra en otros lugares del mundo.

El objetivo principal del proyecto fue crear una superestructura de puente que pudiera ser utilizado temporalmente en los casos donde se dieran emergencia, logrando subsanar rápidamente la necesidad surgida con un puente que pudiera ser desarrollado en el país, se pudiera transportar fácilmente y que su colocación no fuera compleja. Para cumplir con el objetivo principal, se debió cumplir objetivos específicos como lo fueron la selección del material, definición de tipo de superestructura, verificación del cumplimiento de los esfuerzos en las secciones propuestas y la implementación de un método constructivo adecuado.

Los resultados obtenidos fueron satisfactorios, donde se comprueba que el acero es el material más apto para el propósito del proyecto y la superestructura tipo cercha la más adecuada, además, la propuesta de utilizar pocos perfiles, en total tres, uniones muy específicas y solo dos tipos de perno, colaboraron a que la propuesta se planteara de una manera simple para su construcción.

Como resultado final se presentó una propuesta de superestructura adecuada para las condiciones, se logró verificar que los costos y los pesos son menores a lo que ya existe en el mercado, por lo que se define como un proyecto viable. Se hace la aclaración, de que hay ciertas limitaciones que pueden afectar, como lo son la utilización de una gran cantidad de pernos que puede ocasionar atrasos en su elaboración y esto depende de que las casas comerciales tengan el material en sus estibas en el momento que se requiera.

Introducción

Es común observar que, ante el colapso de un puente, se utilicen los puentes temporales, que son estructuras aptas para ser colocadas en casos de emergencia, debido a su facilidad de transporte y fácil colocación.

En la actualidad existen una serie de casas comerciales que son las encargadas de proporcionar los puentes modulares a los países, implicando que estos deban ser importados y teniendo como consecuencia el atraso a la hora de atender la emergencia, ya que, si no se cuenta con puentes de este tipo en el país, se deben traer de Europa donde están ubicadas las principales fábricas y demora como mínimo un mes de viaje en barco.

Debido a estas dificultades, además de los altos costos, se decide desarrollar un diseño de puente temporal para casos de emergencia que pueda ser construido en el país.

Entre las principales limitaciones que se poseen ante el caso de una emergencia es el difícil acceso a la zona afectada, así como el personal capacitado que se requiere para la construcción de un puente. Es por eso que esta propuesta pretende que sea un puente que se pueda transportar con facilidad y permita que cualquier persona con conocimiento mínimos en construcción o en armado de estructuras, pueda llevar a cabo el proyecto y en cuestión de poco tiempo habilitar un paso.

Como parte de las investigaciones que se deben realizar, se debe tomar en cuenta los materiales, ya que deben permitir ser fáciles de transportar, que no sufran daños graves ante el montaje, uso y desmontaje de la estructura, ya que el fin de este puente es ser instalado por un tiempo definido que permita generar una solución permanente y después de esto ser utilizado en otros sitios donde se garantice el funcionamiento correcto de todos sus elementos.

La meta principal es poseer un diseño que cumpla las especificaciones para puentes temporales que determina el Lineamiento para el Diseño Sismorresistente de Puentes de Costa Rica. Para cumplir este objetivo, se pretende realizar una investigación que permita tener claro las condiciones necesarias para realizar un diseño óptimo de la estructura.

Para poder desarrollar el proyecto se plantea un objetivo general que permita tener un enfoque claro de lo que se quiere y en entorno a este objetivo se plantea cinco objetivos específicos que ayudarán a recolectar y realizar las acciones necesarias para realizar el proyecto.

Objetivo General.

Realizar el diseño de un puente temporal, para ser utilizado en casos de emergencias.

Objetivo Específico.

- a) Analizar las situaciones del uso de los puentes temporales en Costa Rica, así como la identificación de las condiciones en las cuales puede ser utilizados.
- b) Analizar qué tipos de materiales son aptos para ser utilizadas en puentes temporales y las condiciones para su uso.
- c) Proponer alternativas de puentes temporales.
- d) Elaborar un diseño prototipo del puente temporal.
- e) Proponer método de construcción, que permita una colocación rápida y ser desmantelado de la misma manera.

Marco Teórico.

Para Barker, Richard M y Puckett, (1997) un puente es un elemento clave en el sistema de transporte por lo que definen tres pautas importantes.

- Controla la capacidad del sistema.
- Es el costo más alto por milla en el sistema.
- Si el puente falla el sistema falla.

Por esta razón, un puente siempre debe garantizar seguridad a los que lo transiten, si la estructura llega a fallar por algún caso de emergencia, se deben tener un sistema de resiliencia que vengan a suplir la necesidad inmediatamente como por ejemplo un puente temporal.

Con el fin de lograr una mayor comprensión del proyecto, se definirán una serie de conceptos que permitan al lector entender el enfoque del proyecto y de esta manera tener una idea de lo que va a tratar la investigación.

Puente.

Los puentes son obras esenciales en la infraestructura vial destinadas a salvar obstáculos naturales como, ríos, valles, lagos, cañones o brazos de mar y artificiales como lo son, vías férreas y carreteras para así unir caminos de viajeros y hacer posible el transporte de animales y mercancías.(Días, 2012).

Existen diferentes tipos de estructuras de puentes, que van acorde con la necesidad del lugar, ya sea por la longitud del tramo, la altura, cantidad de tránsito, tiempo de construcción y diferentes aspectos que hacen que el diseñador decida cuál es el tipo de estructura más viable para el lugar. A pesar de esto, siempre están compuestos por dos elementos principales, como lo son la superestructura (Losa de Rodamiento, vigas, cerchas) y la subestructura (Bastiones, cimientos y pilas).

Puente Temporal.

El puente temporal cumple las mismas funciones que un puente fijo con la diferencia que se construye en un sitio particular como parte de un proyecto de sustitución de un puente existente o la construcción de uno nuevo para completarse en menos de tres años. Es por esta razón que, en la mayoría de los casos, estos puentes son más livianos que un puente fijo y permiten ser armados como desarmados de una forma rápida y simple. (Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica, 2012)

Modular.

Una estructura es modular cuando todos sus elementos permiten ser colocados de una forma ordenada, permitiendo realizar el cambio de cualquiera de sus elementos en el momento que se requiera. Además, al ser modular permite ser instalado en el sitio de manera más rápida, segura y eficiente. Una estructura modular aparte de ser fácil de instalar es fácil de desmontar, permitiendo que en caso de ser remplazada su desmonte sea rápido. (Mabey Bridge, 2018)

Lanzamiento en voladizo.

Es un sistema que permite montar la superestructura de un puente sin la necesidad de apoyos o maquinaria especializada, solo con la ayuda de la misma estructura y una máquina que se encargue de empujarla, como una retroexcavadora cargadora o un excavador.

Para iniciar con el lanzado se montan cuatro rondines que van a permitir que al empujar el puente este avance hacia el otro lado, luego se arma la nariz de lanzamiento que es un parte más liviano que permite que el puente se vaya lanzando y no se caiga en el fondo del río, ya que

la estructura que está en suelo firme es más pesada, proporciona un contrapeso que no deja que suceda. Además, esta nariz es inclinada, permitiendo que al llegar al otro lado del río esté por encima del cabezal del bastión donde va ser colocado, ver Figura 1

Una vez que la nariz de lanzamiento atraviesa el puente, se siguen armando las bahías del puente y se van empujando progresivamente, hasta lograr que la estructura real quede colocada (Matamoros Loria, 2017)



Figura 1.
Fuente: Empresa Mabey.

Emergencia.

Según la Ley n° 7914, Ley Nacional de Emergencia de Costa Rica (1999) dice que una emergencia es un acaecimiento de una situación de guerra, conmoción interna o calamidad pública, como sucesos provenientes de la naturaleza o la acción del ser humano, imprevisibles o previsibles, pero inevitables, que no puedan ser controlados, manejados ni dominados con las potestades ordinarias de las que dispone el Gobierno. Al ser una situación en la que no se puede tener control de los hechos se debe tener la preparación necesaria para poder actuar inmediatamente después, para mitigar el impacto en la sociedad.

Componentes del puente.

Si ya bien se sabe que el puente está compuesto por una serie de elementos, existen dos grandes grupos como lo son la superestructura y subestructura, sin importar el tipo de puente que se quiera construir.

Cuando se habla de la subestructura debemos tomar en cuenta los cimientos y los bastiones o pilas.

Para Ministerio de Obras Publicas y Transporte (MOPT), (2017), las pilas son columnas que sirven de apoyos intermedios a la superestructura. Estas estructuras son colocadas para poder permitir abarcar luces muy amplias, las cuales no permiten que una estructura sea soportada por solo los bastiones. Existe una gran variedad de pilas que se pueden colocar según sea el caso como los son, tipo muro, marco, columna sencilla y columna múltiple.

La columna múltiple es uno de los tipos más conservadores y que debido al sistema de redundancia proporciona una mayor seguridad a la estructura ante algún evento que comprometa las pilas, ya que según Tena & Godínez, (2014) una redundancia contribuye a un adecuado comportamiento estructural, ya que al contar con un mayor número de elementos sismo resistentes en una dirección dada, se fomenta la retribución de los esfuerzos, ver figura 2.

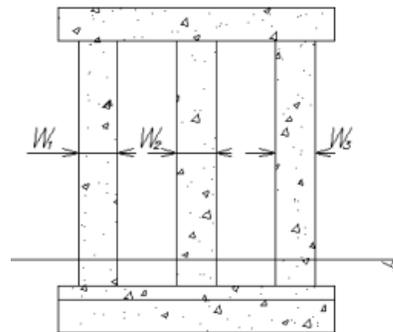


Figura 2. Pila con sistema de redundancia.
Fuente: Manual de inspección del MOPT (2007)

Los bastiones como tal, son las estructuras que se encuentran en los extremos del puente y es donde se apoya la superestructura. Los bastiones deben reflejar la configuración estructural, el mecanismo de transferencia de carga hacia el sistema del bastión, la capacidad del sistema suelo-muro y el nivel esperado de daño en el bastión (Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica (CFIA), 2012),

Al igual que las pilas, existen bastiones de diferentes tipos, según la necesidad que se requiera atender, muy de la mano con el tipo de terreno que se encuentre. Entre los principales tipos están por gravedad, en voladizo, marco,

muro con contrafuerte, cabezal sobre pilotes y tierra amarrada. Según la configuración del tipo de bastión, así va a ser sus componentes y dependiendo del suelo soportante se definirá el tipo de Fundación, ya sea superficiales o profundas.

El otro grupo de elementos que posee el puente está conformado por la superestructura que está constituida por los elementos que unen los dos bastiones, está compuesta principalmente por la losa de rodamiento, vigas y los accesorios como barandas, juntas y demás elementos, ver figura 3.

Existen una gran variedad de superestructuras que se definen por el modelo estructural, aspectos como disponibilidad de materia, velocidad de construcción, mantenimiento, aspectos ambientales y costos, entre los principales tipos están de arco, vigas, pórtico, colgante, atirantado, marco rígido y de cercha. (MOPT, 2017)

La superestructura está compuesta por el tablero que permite el tránsito de un lugar a otro. La losa del puente es construida de diverso tipo de materiales como concreto, madera o acero, en algunos casos forma parte del sistema estructural del puente, permitiendo transmitir los esfuerzos a los bastiones, esto va a depender del tipo de puente. En algunos casos el tablero presenta movimientos que no permiten conectar directamente con el siguiente elemento, por ese motivo se tienen las juntas de dilatación, para permitir un desplazamiento relativo de la estructura y no se vaya a ocasionar daños en algún elemento. Según Composan (2010) las juntas de dilatación tienen como función los siguientes cuatro aspectos.

- a) Asegurar la libertad de movimiento del tablero.
- b) Dar continuidad a la capa de rodadura, siendo capaz de soportar las cargas de tráfico.
- c) No ser fuente de ruido, impacto o vibración.
- d) Tener una buena estanquidad y permitir una correcta evaluación de las aguas superficiales.

Uno de los elementos para retener y redireccionar los vehículos que se salen de la vía son las barandas de contención, que en los puentes son de vital importancia, ya que estas pueden salvar la vida en caso de accidentes al no permitir que el vehículo se salga de control y vaya a caer al río, casas o caminos que pasen por abajo del puente. (Ing, Quir, & Barahona, 2012).

Según la AASHTO LRFD, (2012) se deben considerar algunos factores para garantizar que las barandas son estructuralmente y geoméricamente resistentes al choque. A continuación, se muestra las consideraciones necesarias para garantizar este objetivo.

- Protección de los ocupantes de un vehículo que impacta contra la barrera.
- Protección de otros vehículos próximos al lugar de impacto.
- Protección de las personas y propiedades que se encuentran en las carreteras y otras áreas debajo de la estructura.
- Posibles mejoras futuras de las barandas.
- Relación costo-beneficio de las barandas.
- Estética y visibilidad de los vehículos circulantes.

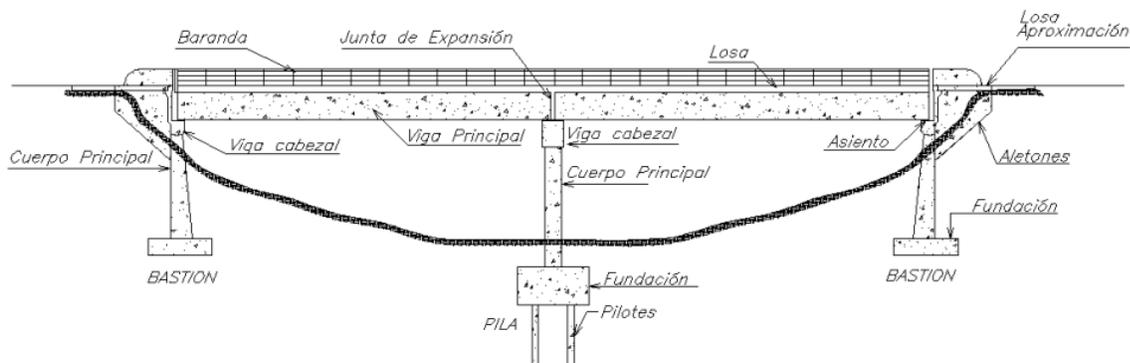


Figura 3. Partes principales del puente.

Fuente: Manual de inspección del MOPT (2007)

Materiales.

Cuando se debe definir un material para una estructura, se debe hacer un análisis de las necesidades que se van a suplir, además, de las condiciones a las que va a estar expuestas, así como el presupuesto que se tiene disponible, lo cual hace que la selección del material sea un aspecto importante del diseño.

Los materiales utilizados en un puente temporal tienen que ser livianos, resistente y fáciles de transportar, entre los principales están la madera y el acero, otro material que puede ser utilizado es el concreto en vigas prefabricadas, por ejemplo, y además puede ser utilizado en los cimientos, bastiones y pilas.

Cuando se va a elaborar el diseño, el material que se va a utilizar es indispensable, ya que la relación entre material-tensión-deformación es esencial para poder determinar las fuerzas y deformaciones que puede soportar. Esto se logra a partir de la tecnología que ha desarrollado diferentes materiales para satisfacer necesidades específicas como lo son resistencia, tenacidad y facilidades de usos (Barker, Richard M.;Puckett, 1997).

Para la AASHTO LRFD, (2012) los materiales utilizados para la construcción de un puente deben ser durables, con el fin de mantener el servicio adecuado de la estructura y garantiza seguridad del usuario. Para poder garantizar que se cumpla con las especificaciones de calidad, se han elaborado estrictas normas de fabricación y montaje.

El acero estructural debe tener recubrimiento de larga duración y protección catódica, los accesorios como las barandas deben ser de acero inoxidable, acero galvanizado, aluminio y todos aquellos componentes que sean de aluminio se deben de aislar eléctricamente de los elementos de acero y concreto. En caso de utilizar madera, esta se debe proteger con conservantes y se debe curar todo aquel corte que se realicen durante la construcción; para impedir que algunos insectos entren en ella. Todos aquellos materiales susceptibles a daños por radiación o contaminación del aire, se deben proteger y además los materiales expuestos directamente con el tránsito, suelo o agua debe considerarse su durabilidad.

Antecedentes.

Los puentes son vitales en una red vial, por eso ante la falla o caída de una de estas estructuras, forma un problema para las comunidades involucradas, desde la incomunicación con un pueblo, caos viales, pérdidas económicas y una serie de casos que afectan directamente a un país.

En Costa Rica, por estar ubicado en Centro América, donde se tienen características propias de su entorno ecológico de bosques, red hidrográfica, suelos y clima, lo hacen ser de tipo tropical, donde se presenta una temporada lluviosa y una seca durante el año. Las temporadas no son igual para todas las regiones del país, ya que según el Instituto Meteorológico Nacional de Costa Rica (IMN), (2017), la interacción de los factores geográficos locales, atmosféricos y oceánicos son los criterios principales para regionalizar climáticamente el país.

Al tener un país que a lo largo del año tiene alguna región con afectación lluviosa, se debe estar alerta, ya que este fenómeno incrementa los deslizamientos y crecida de los ríos, pudiendo verse comprometida la infraestructura vial y abonado a la falta de mantenimiento de los puentes podrían verse afectados por estas situaciones, ocasionando cierres por deterioro del mismo y en el peor de los casos, la caída de la estructura como tal.

Es por eso que han surgido los puentes temporales, que son estructuras livianas, fáciles de transportar, no requieren de maquinaria especializada para ser instalados y son simples de montar y permiten, de forma rápida, habilitar el paso.

En la segunda guerra mundial nació el puente temporal, el cual fue inventado por Donald Bailey, por esa razón es conocido como puente Bailey. Este puente se podía montar fácilmente con distintas configuraciones. Además de su importancia a la hora de conseguir la victoria durante la Segunda Guerra Mundial, su sencillo diseño le permitió servir a las tropas militares con eficacia durante décadas después (Pearson, 2018).

Este tipo de puente ha sido una de las obras más importantes a nivel ingenieril, ya que de este modelo se ha partido, para poder mejorar el diseño, permitiendo construir y montar a mano con rapidez y reduciendo al mínimo los

costos para los gobiernos, las autoridades locales y los trabajadores humanitarios (Pearson, 2018).

En Costa Rica se cuenta con una gran cantidad de puentes temporales colocados y es que según el Consejo Nacional de Vialidad - Costa Rica (CONAVI), (2015) dio a conocer en el 2015, a través de medios de comunicación que se tenían, 93 puentes en total, ya para mediados del 2017 la cantidad de puentes temporales colocados en Ruta Nacional son 117 puentes (CONAVI, 2017), de esta manera se puede confirmar que el crecimiento de la utilización de puentes temporales ha ido en incremento, demostrando que el aporte de los puentes temporales es de gran importancia, ya que gracias a ellos se ha podido habilitar el paso en lugares afectados, en la figura 4 se puede observar la distribución de los puentes temporales de Costa Rica a finales del 2017.

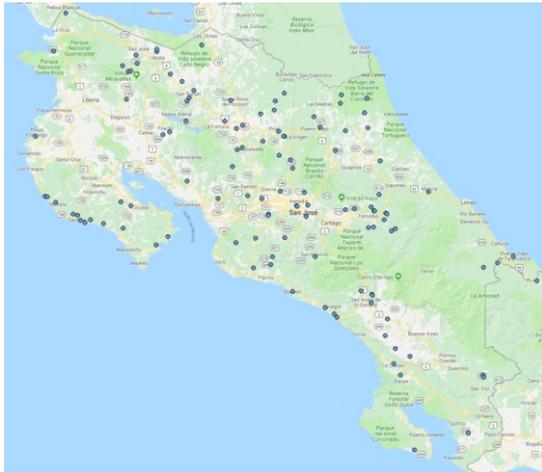


Figura 4. Mabey Compact 200.
Fuente: Empresa Mabey.

En el país solo existe un tipo de puente temporales y es el tipo cercha que es el más común, pero también existe el puente temporal de vigas que se ha venido implementando en diferentes partes del mundo.

El puente temporal tipo cercha es un sistema muy cómodo para transportar y montar, teniendo muchos beneficios para colocarlos en lugares de difíciles accesos y permitiendo montar luces relativamente largas, sin ayuda de maquinaria especializada. Estos puentes son formados con cordones de vigas de acero, y almas con paneles de acero prefabricado conectaos de extremo a extremo, con vigas transversales entre ellas que soportan la superficie de rodadura, que

son hechas con pisos de madera, metálicos o de concreto, ver Figura 4

En este tipo de puentes, todas sus piezas son intercambiables, por lo que permite hacer una sustitución de las mismas en el momento que se vea afectadas, todas las conexiones son hechas con perno para ser colocadas en sitio, además las armaduras de las cerchas vienen en módulos de 3 metros, llamados bahías que fueron armadas en fabrica, esto con el fin de disminuir la cantidad de tornillos en el lugar y agilizar el proceso, ver figura 5.

EL puente es capaz de ser colocado por el método de lanzamiento en voladizo a través de la brecha del puente sin la necesidad de ningún apoyo temporal, solo con la ayuda de una nariz de lanzamiento y el desmontaje se realiza de la misma forma. Al poder desarmar cada elemento permite poder almacenar para poder ser utilizados nuevamente. (MOPT, 2016)

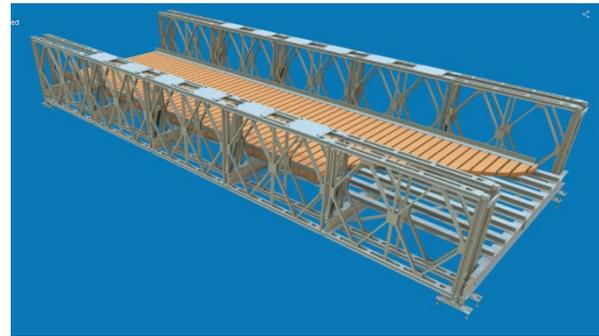


Figura 5. Mabey Compact 200.
Fuente: Empresa Mabey.



Figura 6. Partes del puente modular de acero.
Fuente: Empresa Tecnova.

El sistema de puentes temporales de vigas permite disminuir la cantidad de elementos, ya que solo consta de dos vigas, diafragmas, piso y barandas, teniendo como una de sus ventajas principales ser muy fácil de armar por la poca cantidad de elementos, logrando poder ser

construidos en 12 horas un tramo de 45 metros, por 6 personas, ver figura 6.

El puente de vigas al igual que el de cercha permite ser colocado por lanzamiento en voladizo, ya que posee una nariz tipo viga que permite la colocación de las mismas, sin ayuda de una grúa. Esta nariz es colocada a las vigas de la misma forma como se unen las vigas entre sí, con pernos que son fáciles de colocar y de desmontar y además, tienen la capacidad necesaria para soportar los esfuerzos que pueden afectar el puente. (Rampom, 2012)

La viga más pequeña es de 6.1 metros por lo que se necesita de un camión, que no siempre son accesibles a camiones de difíciles accesos para poder ser transportadas y en la mayoría de los casos ante una emergencia los lugares afectados no permiten el acceso a estos vehículos.

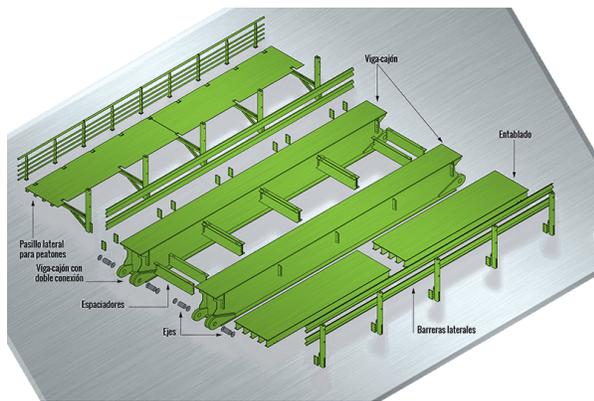


Figura 7. Puente temporal unibridge.
Fuente: Empresa Unibridge.

Una alternativa de puente temporal que se puede tomar en cuenta es la desarrollada en una tesis por Garita Solano, Ivan.;Madrigal G, (2003) en el Tecnológico de Costa Rica, en la que exponen un diseño que es elaborado con materiales que se pueden encontrar en el país y es más económico.

La propuesta es de un puente con una superficie de rodamiento de madera, donde se hicieron cálculos a varias especies para obtener la óptima, a pesar de la variedad de especies que se utilizaron, se concluyó que la madera para el tablero presenta limitaciones en aspectos de capacidad estructural con respecto a las cargas consideradas.

Los demás componentes de superestructura fueron elaborados con elementos de acero, donde algunos elementos como los larguero, la sección planteada debe ser importada,

ya que no se distribuye en el país, pudiendo ser este un facto de atraso en la elaboración del modelo, las secciones para las vigas de piso son pesadas, dificultando la construcción, otro factor importante y en contra es que no fue diseñado con el camión de diseño estipulado por la AASHTO LRFD, (2012) HL-93. La estructura está diseñada para puentes de 2 a 8 metros, en caso de querer ser utilizada para luces mayores se deben rediseñar, ya sea con doble cercha o un mejoramiento del material. Es importante resaltar que esta propuesta no se desarrolló más y no se ha llevado a la construcción ningún ejemplo de este puente.

Consideraciones de Diseño.

Para elaborar el diseño de un puente se debe definir el tipo de puente que se va a diseñar, así como el material que se va a emplear. Con esto el diseñador puede verificar la seguridad estructural y estabilidad del diseño propuesto, para esto se debe garantizar que la resistencia de los materiales y secciones del sistema soportan la carga aplicadas.

Un buen diseño no es aquel que no permite que ninguno de sus elementos falle, sino más bien es aquel que garantiza un conjunto de consideraciones equilibradas, donde la funcionalidad, la apariencia y la economía sea sus principales pautas.

Para llevar a cabo los diseños, se elaboran según el método de diseño de carga y resistencia (LRFD, por sus siglas en inglés) que es un método basado en estadística donde se utilizan factores de carga y resistencia, donde los factores de resistencia son usualmente menores a 1 y los factores utilizados en las cargas sean mayores a 1, esto con el fin de lograr que, a pesar de que se disminuye la resistencia y se aumenta la carga, siempre se cumpla que la resistencia siga siendo mayor a la carga, según como se muestra en la Ecuación 1

$$n \sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n$$

γ_i = Factor de Carga.

Q_i = Efecto nominal de carga

ϕ = Factor de reducción de resistencia.

R_n = Resistencia nominal

Ecuación 1. Diseño por resistencia última.
Fuente: (Barker, Richard M.;Puckett, 1997)

El método LRFD entre sus principales ventajas son la consideración de variabilidad, tanto en resistencia como en la carga, lograr niveles de seguridad uniformes para diferentes estados límites y tipos de puentes sin involucrar una probabilidad compleja o un análisis estadístico y además, proporciona un método racional y consistente de diseño. (Barker, Richard M.;Puckett, 1997)

Para el diseño de un puente en Costa Rica, se deben acatar las especificaciones que dicta el Lineamiento para el Diseño Sismorresistente de Puentes. Para el caso de los puentes temporales, el artículo 3.6 indica que un puente es temporal cuando cumple con las condiciones que se estipulan en el artículo 3.10.10 de las especificaciones de la AASHTO LRFD y el artículo 3.6 de la guía de AASHTO LRFD. En estos artículos definen un puente temporal como aquella estructura que no va estar colocada por más de 5 años, por esta razón, en la AASHTO LRFD define que se debe diseñar para las siguientes condiciones

- Un sismo no deberá provocar el colapso total o parcial del puente, como se establece en el artículo 3.10.1.
- Para el cálculo de las fuerzas elásticas y desplazamientos, el coeficiente de aceleración se puede reducir mediante un factor no mayor a 2, este coeficiente se encuentra en el artículo 3.10.2.
- En el caso de fuerzas de diseño los factores de modificación de respuesta se podrán incrementar mediante un factor no mayor a 1.5, estos factores se estipulan en el artículo 3.10.7.
- Se deberá aplicar el mínimo ancho de asiento que está en el artículo 4.7.4.4.

La AASTHO también define una serie de factores como los son las combinaciones de carga que se deben aplicar esto en el artículo 3.4.1 y también define el número de carriles de diseño,

que se obtiene con la ecuación 2, según el artículo 3.6.1.1.1.

$$\text{Número de carriles} = \frac{w}{3,6 \text{ m}}$$

w = Ancho de carril a utilizar.

Ecuación 2. Número de carriles de diseño.
Fuente: (AASHTO LRFD, 2017)

A partir de la ecuación 2, se puede denotar que el ancho de carril de diseño está estipulado en 3,6 m, esto también se puede observar en la figura 8, donde además de mostrar el ancho de carril muestra las dimensiones entre ejes y las cargas del camión de diseño, que es un tándem HL-93.

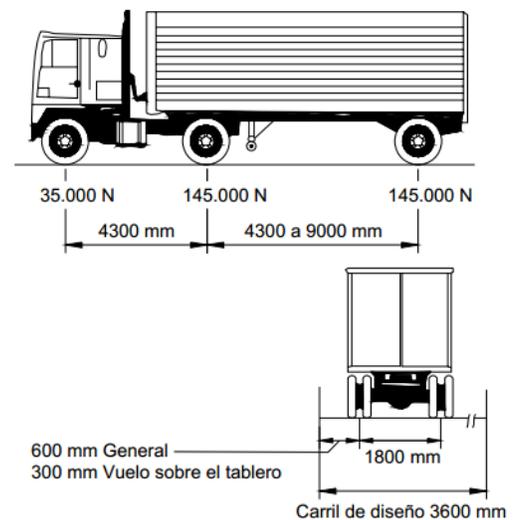


Figura 8. Características de camión de diseño.
Fuente: (AASHTO LRFD, 2017)

Además de las condiciones antes mencionadas en el diseño de un puente, se deben prever algunos factores externos como los es la crecida del cauce del río, que puede ocasionar daños en los apoyos del puente como socavación, o por el arrastre de desechos que puedan golpear la estructura y ocasionan daños.

Entre las principales consideraciones que se pueden tomar para prever que el impacto ante un evento extremo se puede considerar que la superestructura en la medida de lo posible debe colocarse a una elevación superior a la de las zonas de aproximación de la carretera, para que permita que el agua sobrepase los terraplenes de acceso de forma que aliviane la fuerza hidráulica sobre el puente (ver figura 7), además para la superestructura se recomienda sujetarla a la

subestructura para que en caso de cargas de arrastre, empuje, impacto o fuerzas por flotación no vayan a colapsarla. Para los estribos se recomienda al menos colocarse en los límites de ancho de cause, logrando que la pared del estribo este al menos en la intersección del margen del río con el nivel de aguas máximas (N.A.M.) y que le

pie del talud del terraplén de la carretera, no se proyecte dentro del río (Ver figura 8) (Consejo Sectorial de Ministros de Transporte de Centroamérica (COMITRAN), 2016).

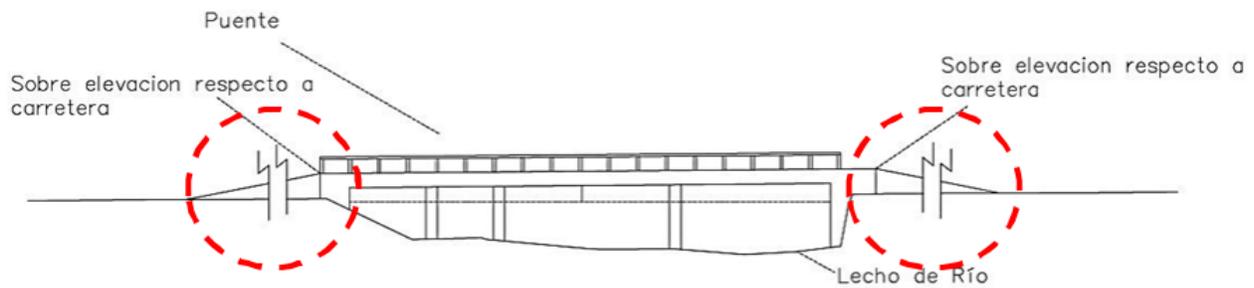


Figura 9. Esquema de puente con sobrelevación respecto a los extremos de aproximación.
Fuente: COMITRAN.

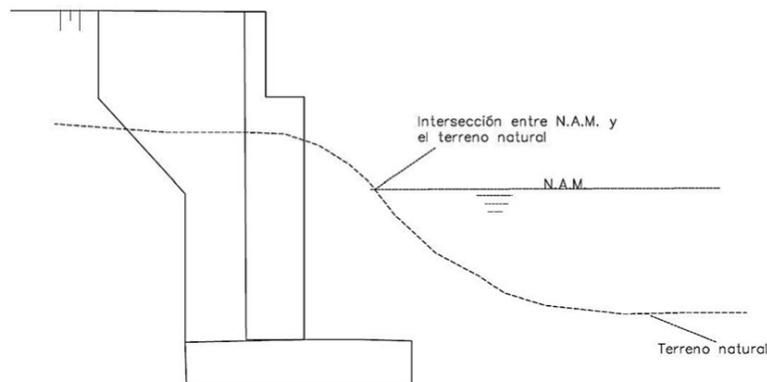


Figura 10. Ubicación de los estribos del puente respecto a los márgenes del río y taludes de la carretera.
Fuente: COMITRAN.

Metodología.

Para poder realizar el diseño de un puente se deben atender una serie de procedimientos que permitan tener claro las condiciones que van a determinar el tipo material, la luz, tipo de superestructura y el procedimiento para construir. Es por esta razón que se realizan una serie de etapas basadas en los objetivos específicos, para lograr dar respuesta al objetivo general del proyecto.

Para poder determinar qué tipo de puentes temporales son los más utilizados en Costa Rica se realiza una revisión bibliográfica donde se muestra la totalidad de los puentes temporales en ruta nacional, estos datos fueron proporcionados por el (Consejo Nacional de Vialidad - Costa Rica (CONAVI), 2017) donde se muestra que a finales del 2017 se tenían colocados un total de 117 puentes tipo cercha.

Como parte de la incertidumbre que se genera al determinar que solo el tipo cercha es el puente temporal que se coloca en el país, se logra obtener la licitación más actual con la empresa proveedora de puentes temporales con el gobierno, específicamente con el MOPT, a partir de esta licitación se logra conocer el costo aproximado de estos puentes y la manera en que son adquiridos por el país, siendo esta información importante para poder determinar el impacto directo que ocasiona tener que importar los puentes.

Para poder definir la longitud del puente se establecen dos aspectos importantes, el primero es la longitud que logran satisfacer las casas comerciales con su modelo y el otro aspecto es con base en un análisis de una muestra de puentes inspeccionados en ruta nacional por el (Programa de Evaluación de Estructuras de Puentes (PEEP)(Tecnológico de Costa Rica), 2018) que incluye vías primarias, secundarias y terciarias. Esta muestra fue de 927 puentes, donde su característica principal para el análisis es la longitud.

A partir de esta muestra se realiza un agrupamiento de los puentes según su longitud y

tipo vía y en cada vía se hacen subgrupos que son delimitados por tramos que cambiaban cada 10 metros. Por ejemplo, el primer grupo de puentes es menores a 10 metros, el segundo esta entre los 10 y los 20 y así sucesivamente. Una vez que se logró agrupar todos los puentes, se hace un cálculo para lograr obtener una longitud máxima que permita satisfacer la necesidad de más de 60 % de los puentes en caso de emergencia.

Para poder determinar el ancho y capacidad de carga y el tipo de subestructura, se consulta con las especificaciones tanto del Lineamiento para Diseño Sismorresistente de Puentes de Costa Rica (Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica, 2012) como a las especificaciones de diseño de puentes de la AASTHO (AASHTO LRFD, 2017). Lo indicado, con la finalidad de que el diseño cumpla con las consideraciones, tanto nacionales como internacionales.

Una vez que se definen los principales parámetros, se debe elegir el tipo de material por utilizar, para ellos se realiza un estudio con base en las principales ventajas y desventajas que posee un material; en específico teniendo como principales objetivos que el material sea fácil de transportar, que exista en el país, que se pueda utilizar en varias ocasiones, resistente a diferentes condiciones y que permita ser utilizado de forma modular.

Los materiales planteados, de acuerdo con las especificaciones anteriores, fueron madera, acero y concreto, siendo estos materiales ya antes utilizados para estas funciones y garantizando que, con base en un buen diseño, pueden soportar los esfuerzos que lo afecten directamente. Para poder definir sus ventajas y desventajas se realizaron investigaciones y estudios de las características de cada material según su tipo de uso.

Una vez seleccionado el tipo de material por utilizar, se hace una consulta a las casas comerciales de acero para poder determinar qué tipo de protección recomiendan para los

elementos que van a estar expuestos a la intemperie por largos tipos.

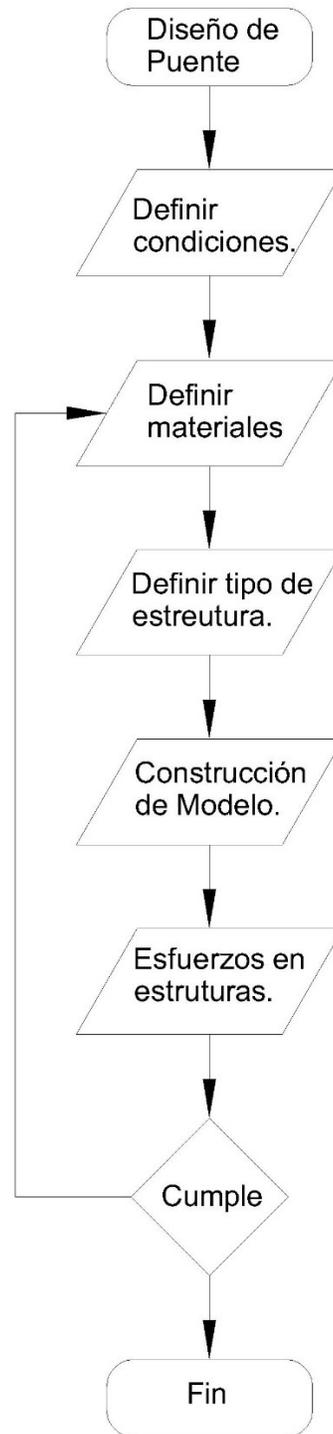
Para poder definir el tipo de estructura por modelar, se hace un estudio de los dos tipos de modelos temporales utilizados actualmente en diferentes países, estos son el modelo tipo cercha y el modelo de vigas, ambos distribuidos por casas comerciales diferentes.

Para poder tomar la decisión de qué tipo de puente diseñar, se realiza una comparación entre los modelos donde se basa en funcionalidad, tipo de colocación, transporte y en precio. Para poder tener los datos, se realizan consultas a expertos por medio de dos reuniones, una con el encargado de ventas de la empresa Mabey y otra con el encargado de ventas de Matière.

En estas reuniones se realizaron diferentes preguntas que ayudarán a poder tomar decisiones para decidir cuál opción es más viable. Con base en las características de cada modelo, a las condiciones a las que se quiere que el puente sea utilizado, se hace un análisis para poder determinar cuál opción es la más viable para ser desarrollada.

Una vez seleccionado el tipo de puente por modelar, se procede a acatar las especificaciones dictadas por Lineamiento para Diseño Sismorresistente de Puentes de Costa Rica (Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica, 2012) como a las especificaciones de diseño de puentes de la AASTHO (AASHTO LRFD, 2017), donde especifican claramente cuáles aspectos son tomados en cuenta para desarrollar un diseño de un puente temporal.

Para iniciar con la elaboración del modelo se selecciona la longitud, ancho, cargas y tipo de subestructura. Una vez que se tiene claro las condiciones, se hace la escogencia del tipo de sección por utilizar y se define la estructura como tal. Una vez planteada estas especificaciones, se realiza el modelo y se le aplican las cargas correspondientes para verificar que todos sus elementos son capaces de soportar los esfuerzos, se hacen verificaciones correspondientes y la validación del modelo como tal. En caso de que se cumpla, se termina la elaboración del mismo o en caso de que algún elemento no sea adecuado, se vuelve a iniciar el proceso en definición de materiales, como se muestra en el Fluxograma 1.

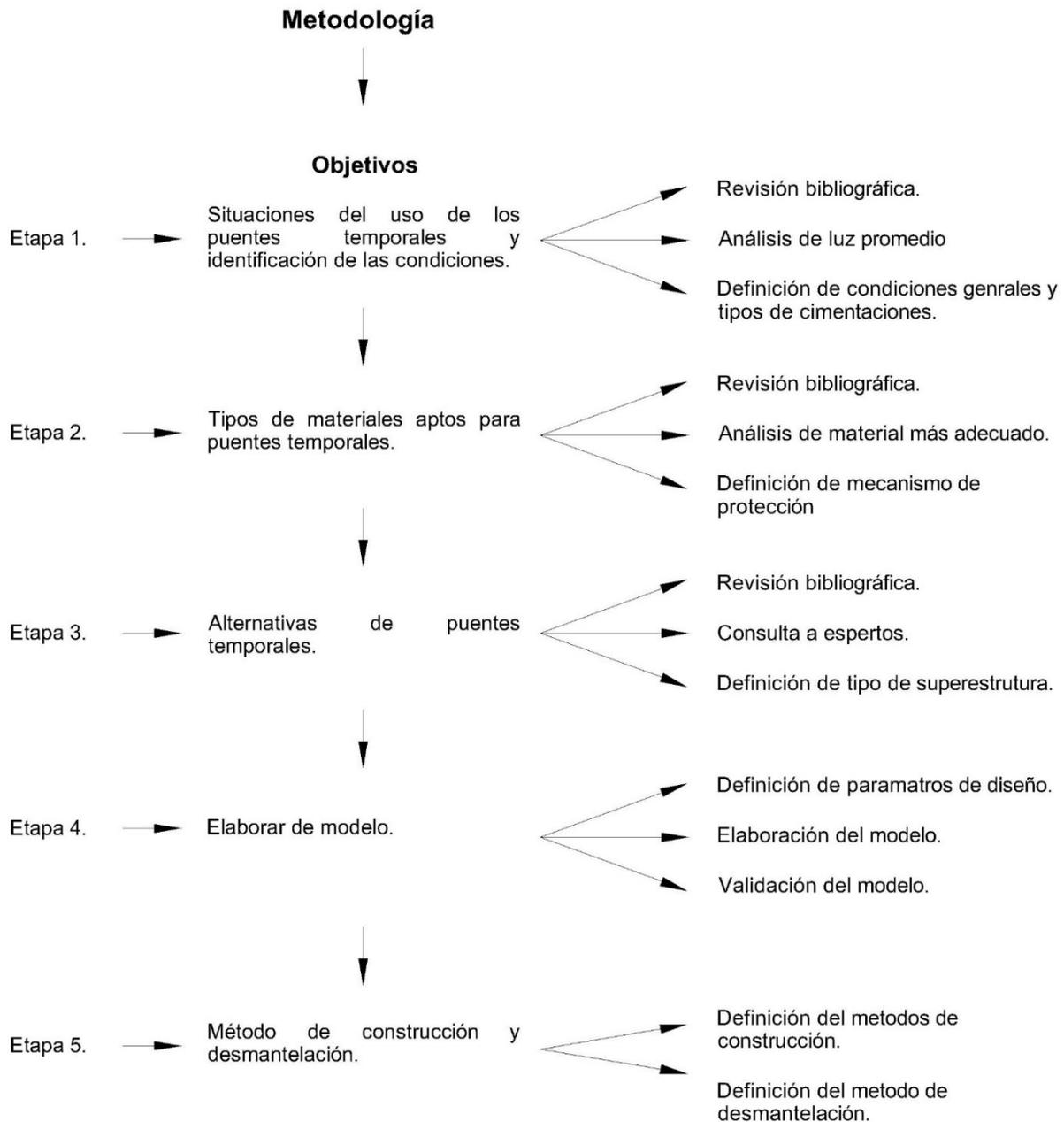


Fluxograma 1. Pasos para diseño de puente temporal. Fuente: Elaboración propia

Para finalizar, se realiza el proceso de construcción, donde se propone la manera en que va ser construido el puente, iniciando desde la fabricación en el taller, el transporte al lugar, el armado del puente en el lugar, cómo se realiza el lanzado y cómo se termina de elaborar la estructura. Al ser un puente temporal, este va a tener que ser desmantelado en un lapso no mayor a los tres años; por lo que además se debe definir

cuál va a ser el proceso de desmantelamiento y los procesos para guardar en bodega en caso de que no vaya a ser utilizado inmediatamente, o el proceso que se recomienda para volver a utilizar.

En el Fluxograma 2 se representa la metodología de todo el proyecto de una manera más gráfica, que permite entender el desarrollo del mismo de una manera más simplificada.



Fluxograma 2. Metodología del proyecto.
Fuente: Elaboración propia

Resultados

Para poder definir una longitud máxima para el puente, se realizan los siguientes cuadros y gráficos para definir qué longitud supera el 60 % de la muestra.

Vías Primarias		
Clasificación (m)	Total (Un)	% del total
0-9	63	15%
10-19	54	13%
20-29	74	17%
30-39	60	14%
40-49	34	8%
50-59	36	9%
60-69	24	6%
70-79	20	5%
80-89	7	2%
90-99	9	2%
100-400	42	10%
Total	423	100%

Puentes menores a 30 m		
< 30 m	Total	% del total
< 30 m	191	45%

Cuadro 1. Clasificación de puentes en vías primarias según su longitud.
Fuente: Elaboración propia.

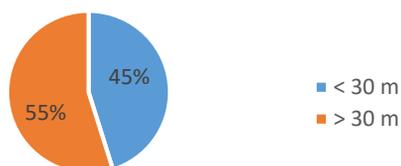


Gráfico 1. Porcentaje de puentes mayores y menores a los 30 metros en vías primarias.
Fuente: Elaboración propia.

Vías Secundarias		
Clasificación (m)	Total (Un)	% del total
0-9	170	35%
10-19	145	30%
20-29	79	16%
30-39	40	8%
40-49	13	3%
50-59	10	2%
60-69	9	2%
70-79	3	1%
80-89	0	0%
90-99	3	1%
100-400	7	1%
Total	479	100%

Puentes menores a 30 m		
< 30 m	Total	% del total
< 30 m	394	82%

Cuadro 2. Clasificación de puentes en vías secundarias según su longitud.
Fuente: Elaboración propia.

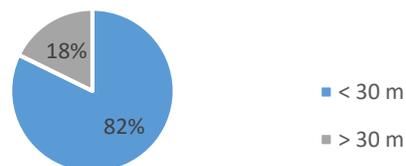


Gráfico 2. Porcentaje de puentes mayores y menores a los 30 metros en vías secundarias.
Fuente: Elaboración propia.

Vías Terciarias		
Clasificación (m)	Total (Un)	% del total
0-9	5	23%
10-19	8	36%
20-29	3	14%
30-39	3	14%
40-49	0	0%
50-59	0	0%
60-69	0	0%
70-79	1	5%
80-89	0	0%
90-99	1	5%
100-400	1	5%
Total	22	100%

Puentes menores a 30 m		
< 30 m	16	73%

Cuadro 3. Clasificación de puentes en vías terciarias según su longitud.
Fuente: Elaboración propia.

Vías Travesía		
Clasificación (m)	Total (Un)	% del total
0-9	1	33%
10-19	1	33%
20-29	0	0%
30-39	0	0%
40-49	0	0%
50-59	1	33%
60-69	0	0%
70-79	0	0%
80-89	0	0%
90-99	0	0%
100-400	0	0%
Total	3	100%

Puentes menores a 30 m		
< 30 m	2	67%

Cuadro 4. Clasificación de puentes en vías travesía según su longitud.
Fuente: Elaboración propia.

Total		
Clasificación (m)	Total (Un)	% del total
0-9	239	26%
10-19	208	22%
20-29	156	17%
30-39	103	11%
40-49	47	5%
50-59	47	5%
60-69	33	4%
70-79	24	3%
80-89	7	1%
90-99	13	1%
100-400	50	5%
Total	927	100%

Puentes menores a 30 m		
< 30 m	603	65%

Cuadro 5. Clasificación de puentes según su longitud.
Fuente: Elaboración propia.

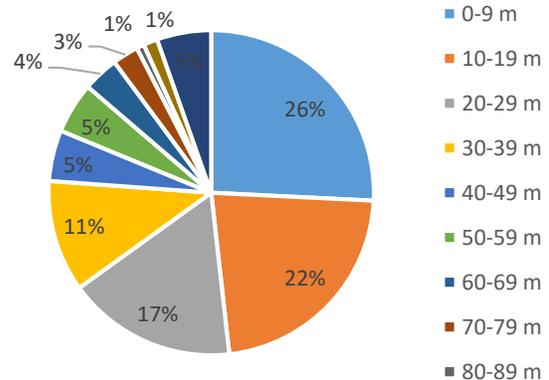


Gráfico 3. Clasificación de puentes según longitud.
Fuente: Elaboración propia.

Para poder seleccionar los materiales del puente, se realizan tres diagramas donde se muestran las ventajas y desventajas según la utilidad que se va a demandar el material.

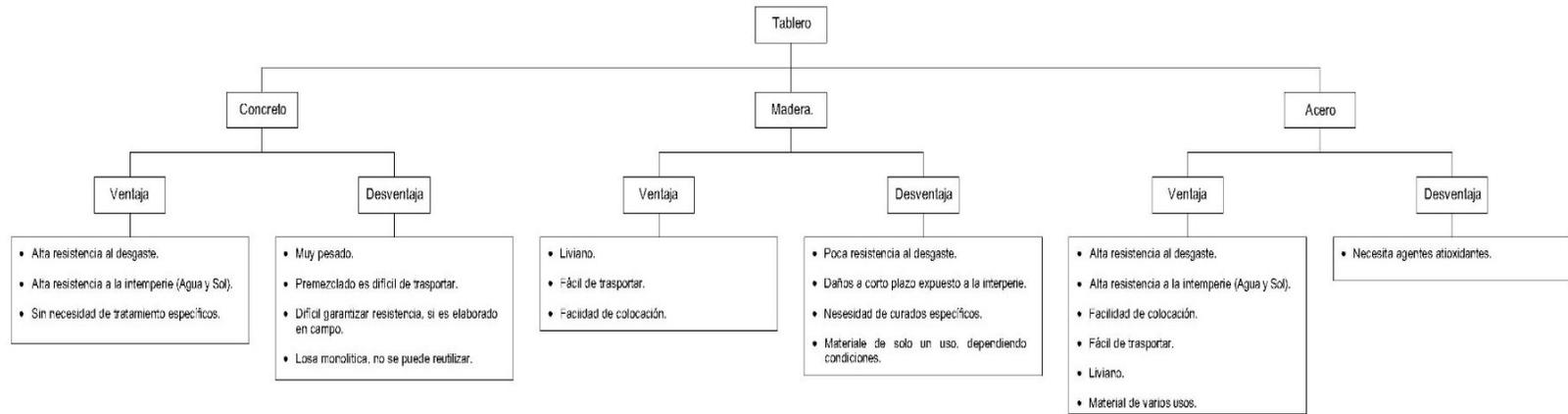


Diagrama 1. Materiales para Tablero del puente.
Fuente. Elaboración Propia.

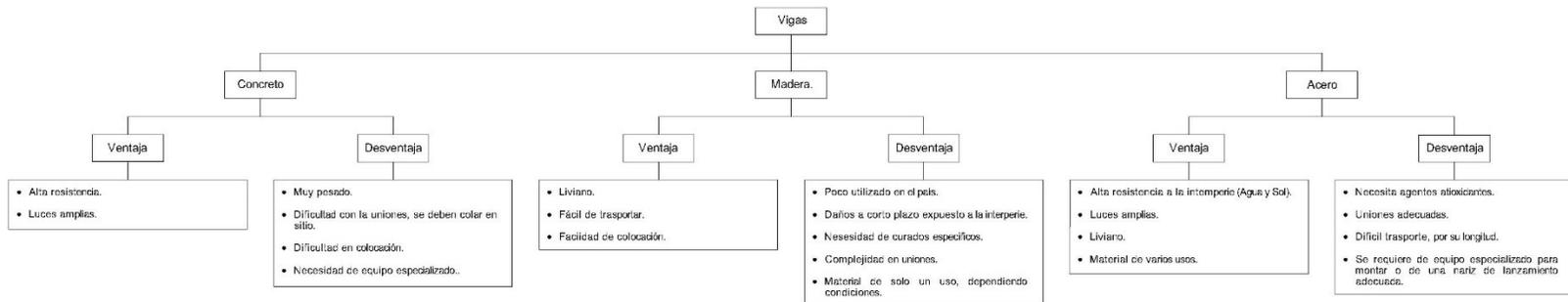


Diagrama 2. Material para Vigas de Puente.
Fuente. Elaboración Propia.

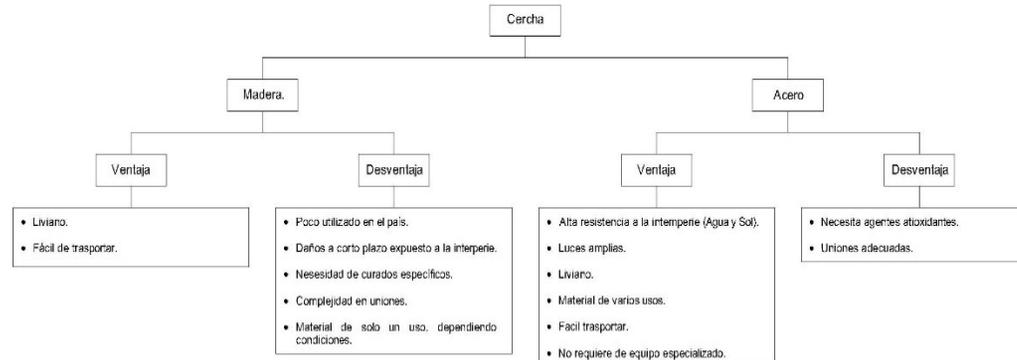


Diagrama 3. Material para Cercha de Puente.
Fuente. Elaboración Propia.

Con el fin de seleccionar el tipo de superestructura por utilizar, se realiza un diagrama donde muestra ventajas y desventajas de cada sistema según el objetivo general del proyecto.

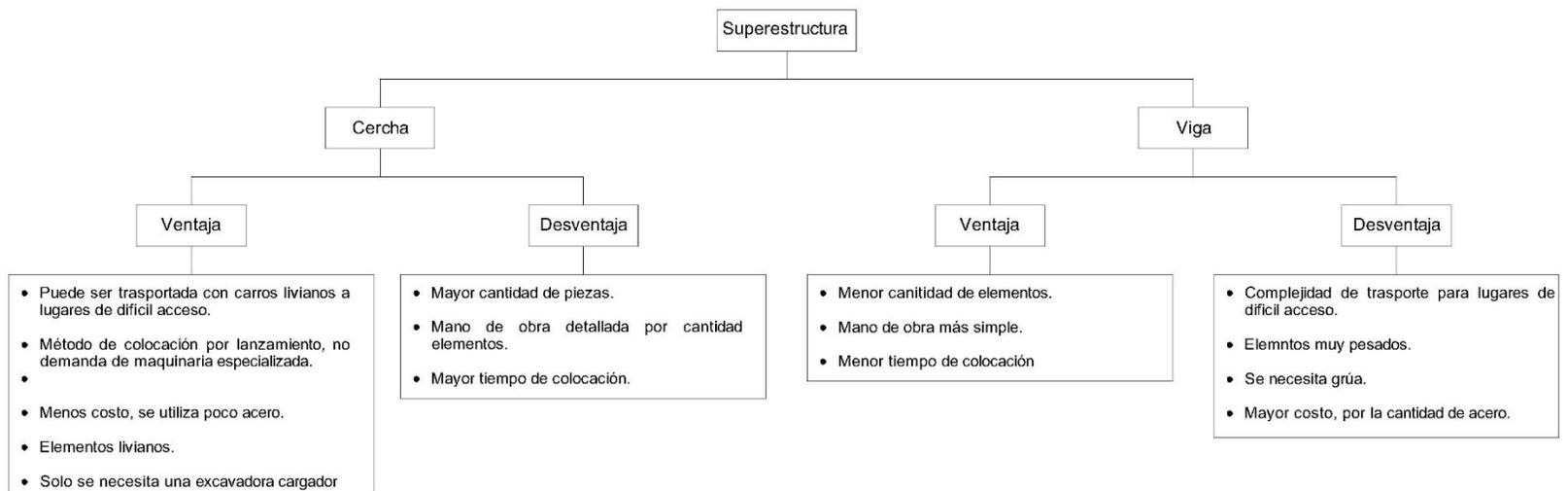


Diagrama 4. Superestructura de puentes en viga y cercha.
Fuente. Elaboración Propia

Los materiales seleccionados para la elaboración del puente con en base a la designación ASTM A5072, G50, a continuación, se detallan las características de cada uno.

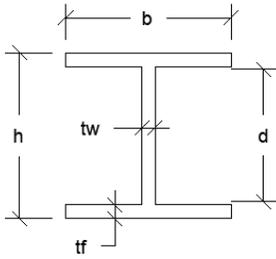


Figura 11. Sección de viga H.
Fuente: Elaboración propia.

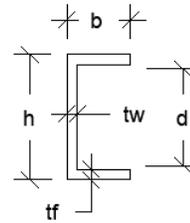


Figura 12. Sección de viga C.
Fuente: Elaboración propia.

Sección	G (kg/m)	h (cm)	b (cm)	tw (cm)	tf (cm)	d (cm)	I (cm ⁴)	Z (cm ³)	Sx (cm ³)	ry (cm)	ho (cm)	J (cm ⁴)
HE 180 B	51,2	18	18	0,85	1,4	12,1	3831	231,1	151,4	4,57	5,4	42,16
C 100	9,8	10	5,5	0,45	0,75	6,5	207	48	41,4	1,75	1,79	2,01
C 300	44,4	30	10	0,95	1,5	24	7820	613	522	3,08	3,33	31,5

Cuadro 6. Características de secciones propuestas.
Fuente: Elaboración propia.

Para el piso se utilizará una lámina de acero de 1 m x 2m con un espesor 4.7 mm, las uniones se utilizarán placas de acero de 5mm y con las longitudes necesarias para colocar la cantidad de pernos según los cálculos, además, los pernos son de alta resistencia, con la denominación ASTM A407 de 2,7 mm de diámetro para las uniones entre elementos y de 2.4 mm de diámetro para la unión entre las láminas de piso y los diafragmas.

Una vez seleccionado los materiales porr utilizar y el tipo se superestructura, se procede a hacer la propuesta del puente temporal como se muestra a continuación.

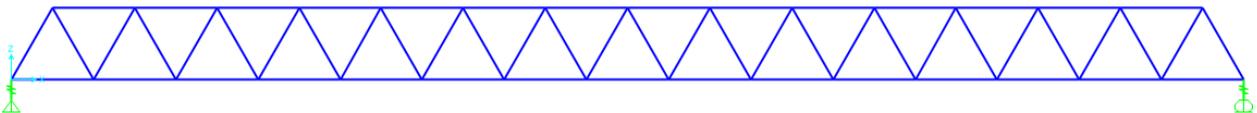


Figura 13. Vista Lateral del Modelo d Puente Temporal Planteado.
Fuente: Elaboración propia.

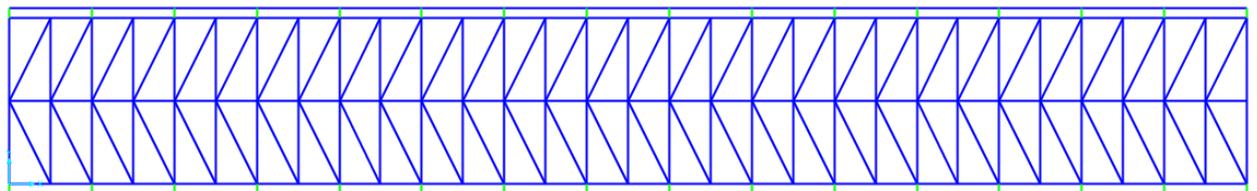


Figura 14. Vista Superior del Modelo de Puente Temporal Planteado.
Fuente: Elaboración propia.

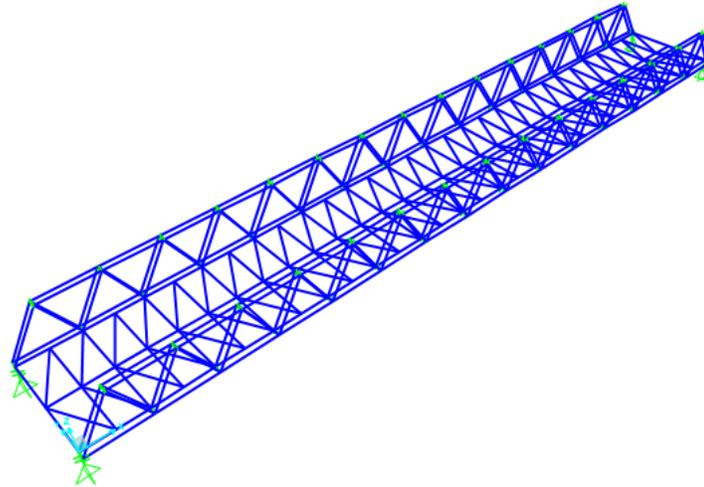


Figura 15. Vista 3D del Modelo de Puente Temporal Planteado.
Fuente: Elaboración propia.

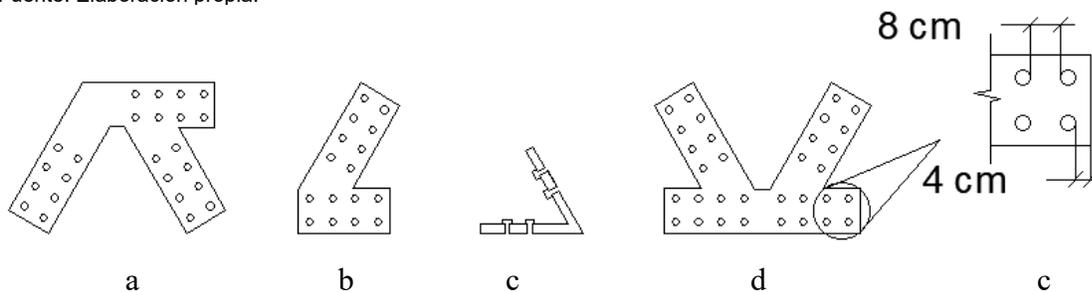


Figura 16. Uniones entre elementos, a) Unión en esquinas superior, pueden ser con ángulo de 90° o 120°, b) unión esquinas inferiores, c) uniones entre almas, d) uniones entre elementos centrales, e) detalle de separación de pernos entre sí y con el borde.
Fuente: Elaboración propia.

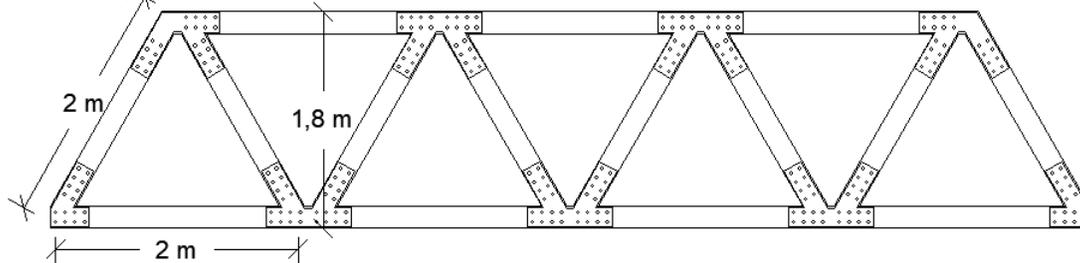


Figura 17. Viga cercha tipo Warren
Fuente: Elaboración propia.

Comparación de peso del puente (Ton)	
Peso Calculado	27,77
Peso en el modelo	27,38
Error estimado	1,39%

Cuadro 7. Comprobación del peso
Fuente: Elaboración propia.

Con el fin de garantizar el funcionamiento de la estructura se hacen revisiones de los elementos mayor esforzados, según el modelo

Sección HE 180 B

Diseño de Uniones J3 del AISC				
Verificación con elemento 293 del Modelo				
Resistencia de tracción y Corte de Pernos y Partes enroscadas (J3-6 del AISC).				
Datos			Especificación (ver tablas en anexos)	
Ru	131728,57	Kgf	Extraído del modelo	
Ø	0,75		LRFD	
Fn	7950	kgf/cm2	Tabla J3.2 del AISC. (Anexo 2)	Perno A490 según J3,1 del AISC
Diámetro	2,7	cm	Perno propuesto	
Cantidad	8	uni	Cumpliendo con J3-3 y Tabla J3.4M del AISC. (Anexo 1)	
At	47,40	cm2	B4-3b del AISC	
Cálculos				
Rn =	Rn= Ø*Fn * Ab (J3-1 del AISC)		282648,86	kgf
Comprobación				
Rn ≥ Ru	Cumple			
Combinación de Tracción y corte en conexiones tipo aplastamiento (J3-7 del AISC).				
Datos			Especificación (ver tablas en anexos)	
Ru	131728,57	Kgf	Extraído del modelo	
Ø	0,75		LRFD	
Fn't	4780	kgf/cm2	Tabla J3.2 del AISC. (Anexo 2)	Perno A490 según J3,1 del AISC
Diámetro	2,70	cm	Perno A490 según J3,1 del AISC	
Cantidad	8,00		Cumpliendo con J3-3 y Tabla J3.4M del AISC. (Anexo 1)	
At	47,40	cm2	B4-3b del AISC	
Cálculos				
Rn =	Rn= Ø*F'nt * Ab (J3-2 del AISC)		169944,85	kgf
Comprobación				
Rn ≥ Ru	Cumple			
Pernos de alta resistencia de Alta Resistencia en Conexiones de Deslizamiento Crítico (J3-8 del AISC).				
Ru	131728,57	Kgf	Extraído del modelo	
Ø	1		LRFD	
μ	0,3		J3-8 del AISC	
Du	Tabla 3		J3-8 del AISC	
nb	8		J3-8 del AISC	
Tm	34050	kgf	Tabla J3.1 del AISC. (Anexo 3)	
ns	2		J3-8 del AISC	
Cálculos				
Rn =	Rn = Ø*μ*Du*nb*Tm*ns (J3-4 del AISC)		184687,20	kgf
Comprobación				
Rn ≥ Ru	Cumple			

Resistencia de Aplastamiento de Perforaciones de Pernos (J3-10 del AISC).			
Datos			Especificación (ver tablas en anexos)
Ru	131728,57	Kgf	Extraído del modelo
∅	0,75		LRFD
Lc	3,8	cm	Cumpliendo con J3-3 y Tabla J3.4M del AISC. (Anexó 1)
Cantidad	8		Perno A490 según J3,1 del AISC
Espesor	1,4	cm	Sección propuesta
t	11,2	cm	Total, de espesor de pernos
Fu	4569,95	kgf/cm2	Manual AISC T.2-4. Ed 2011 (A572. G50). (Anexó 4)
Diámetro	2,70	cm	Pernos propuestos
Cálculos			
Rn =	$Rn = 1,2 * Lc * t * Fu * \emptyset$ (J3-6 del AISC)		175047,46 kgf
Comprobación			
Rn ≥ Ru	Cumple		

Cuadro 8. Diseño de Uniones por metodo LRFD
Fuente: Elaboración propia.

Flexcompresión H1 del AISC			
Verificación en elemento 72 del Modelo			
Datos			Especificación (ver tablas en anexos)
Mux	82311,15	Kgf-cm	Extraído del modelo
Muy	48158,52	Kgf-cm	Extraído del modelo
Pu	155564,38	Kgf	Extraído del modelo
∅	0,9		LRFD
Fy	3515,35	kgf/cm2	Manual AISC T.2-4. Ed 2011 (A572. G50). (Anexó 4)
Zx	231,10	cm3	Módulo de sección plástico en X
Zy	481,40	cm3	Módulo de sección plástico en Y
Ag	65,30	cm2	Área de sección propuesta
Mnx	812396,95	Kgf-cm	Momento nominal de la sección
Mny	1692288,58	Kgf-cm	Momento nominal de la sección
Pn	229552,23	kgf	Fuerza nominal axial de la sección
Cálculos			
$\Sigma \text{efe car} \leq \Sigma \text{Res}$	$Pu / (\emptyset * Pn) \geq 0,2 = (H1 -1a \text{ del AISC})$		0,75
	$Pu / (\emptyset * Pn) < 0,2 = (H1 -1b \text{ del AISC})$		
$Pu / (\emptyset * Pn) + 8/9 [(Mux / (\emptyset * Mnx) + (Muy / (\emptyset * Mny)) \leq 1 (H1-1a \text{ del AISC})$			0,86
$Pu / (2 * \emptyset * Pn) + [(Mux / (\emptyset * Mnx) + (Muy / (\emptyset * Mny)) \leq 1 (H1-1b \text{ del AISC})$			No aplica
Comprobación			
Cumple			

Cuadro 9. Comprobación de Flexcompresión por metodo LRFD
Fuente: Elaboración propia.

Diseño en Tracción D2 del AISC			
Verificación con elemento 293 del Modelo			
a) Fluencia en tracción en la sección bruta.			
Datos			Especificación (ver tablas en anexos)
Pu	131728,57	Kgf	Extraído del modelo
∅	0,9		LRFD
Fy	3515,35	kgf/cm2	Manual AISC T.2-4. Ed 2011 (A572. G50). (Anexó 4)
Ag	65,30	cm2	Área de sección propuesta
Cálculos			
Ag, req	Pu/(∅*Fy) (D2-1 del AISC)		41,64 cm2
Comprobación			
Ag ≥ Ag, req	Cumple		
b) Ruptura en tracción en la sección neta			
Datos			Especificación (ver tablas en anexos)
Pu	131728,57	Kgf	Extraído del modelo
∅	0,75	uni	LRFD
Fu	4569,95	kgf/cm2	Manual AISC T.2-4. Ed 2011 (A572. G50) (Anexó 4)
Ag	65,30	cm2	Área de sección propuesta
Tornillos			Especificación (ver tablas en anexos)
Diámetro	2,7	cm	Perno A490 según J3,1 del AISC
At	2,30	cm2	B4-3b del AISC
Cantidad	8	uni	Cumpliendo con J3-3 y Tabla J3.4M del AISC. (Anexó 1)
An	46,94	cm2	B4-3b del AISC
U	1	uni	Tabla D3.1 del AISC(Anexó 5)
Ae = An * U)	46,94	cm2	D2-3del AISC
Cálculos			
Ae, req	Pu/(∅*Fu) (D2-2 del AISC)		38,43 cm2
Comprobación			
Ag ≥ Ae, req	Cumple		

Cuadro 10. Comprobación de tracción por método LRFD.
Fuente: Elaboración propia.

Cortante G del AISC				
Verificación en elemento 72 del Modelo				
Datos			Especificación (ver tablas en anexos)	
Vu	7537,82	kgf	Extraído del modelo	
ϕ	1		LRFD	
Fy	3515,35	kgf/cm ²	Manual AISC T.2-4. Ed 2011 (A572. G50) (Anexó 4)	
E	2038901,9	kgf/cm ³	Propiedad acero G50	
tw	0,85	cm	Espesor alma de la sección propuesta	
d	12,2	cm	Espesor alma de la sección propuesta	
h	18	cm	altura de alma de la sección propuesta	
Aw	10,37	cm ²	Área del alma de la sección propuesta	
Cálculos				
h/tw	21,18		G2-2 del AISC	
$h/tw \leq 2,24\sqrt{E/Fy}$ (G2-2 del AISC)			Cumple	
Cv	1		G2-2 del AISC	
$Vn = 0,6*\phi*Fy*Aw*Cv$		21872,4959	kgf	G2-1 del AISC
$Vu \leq Vn$	Cumple			

Cuadro 11. Comprobación de cortante por método LRFD.

Fuente: Elaboración propia.

Flexión F del AISC				
Verificación en elemento 72 del Modelo				
Datos			Especificación (ver tablas en anexos)	
Mu	427028,76	Kgf-cm	Extraído del modelo	
ϕ	0,9		LRFD	
Fy	3515,35	kgf/cm ²	Manual AISC T.2-4. Ed 2011 (A572. G50) (Anexó 4)	
E	2038901,9	kgf/cm ³	Propiedad acero G50	
b	18	cm	Ancho de la sección propuesta	
tf	1,4	cm	Espesor ala de la sección propuesta	
h	18	cm	Altura de la sección propuesta	
tw	0,85	cm	Espesor alma de la sección propuesta	
d	12,2	cm	altura de alma de la sección propuesta	
Sx	151,40	cm ³	Módulo de sección elástica	
Z	231,10	cm ³	Módulo de sección plástico de sección propuesta	
Cálculos Fluencia				
Mn	731157,25	Kgf-cm	F2-1 del AISC	
Comprobación de Fluencia				
$Mu \leq Mn$	Cumple			

Pandeo Local Torcionante				
Mr	335300,93	Kgf-cm	F4-11 del AISC	
Mmax	427028,76	Kgf-cm	Extraído del modelo	
Ma	238738,25	Kgf-cm	Extraído del modelo	
Mb	427028,76	Kgf-cm	Extraído del modelo	
Mc	238235,35	Kgf-cm	Extraído del modelo	
Cb	1,27		F1-1 del AISC	
ry	4,57	cm	Radio de giro de la sección propuesta	
Lp	193,71	cm	F2-5 del AISC	
Iy	3831	cm ⁴	Inercia de la sección propuesta	
ho	5,4	cm	Distancia entre centroides de la sección propuesta	
J	42,16	cm ⁴	contante de torsión de la sección propuesta	
rts	8,27	cm	F2-7 del AISC	
c	1,00		F2-8a del AISC	
Lr	4290,87	cm	F2-6 del AISC	
Lb	3341,48	cm	Sección inelástica	Ver Gráfico # 4
Mn	578186,35	kg-cm	F2-2 del AISC	
Comprobación Local Torcionante				
Mu ≤ Mn	Cumple			
Pandeo Local de Ala en Compresión				
λp (0,38√(E/Fy))	9,152		Compacta no - compacta	Tabla B4,1b del AISC (Anexó 6)
λr (1,00√(E/Fy))	24,083		esbelto - no esbelto	Tabla B4,1b del AISC (Anexó 6)
λ	Sección con alas no compuestas		Ver Gráfico # 5	
Mn	651063,5517	Kgf-cm	F3-1 del AISC	
Comprobación Pandeo Local de Ala en Compresión				
Mu ≤ Mn	Cumple			

Cuadro 12. Comprobación a flexión por meto LRFD.
Fuente: Elaboración propia.

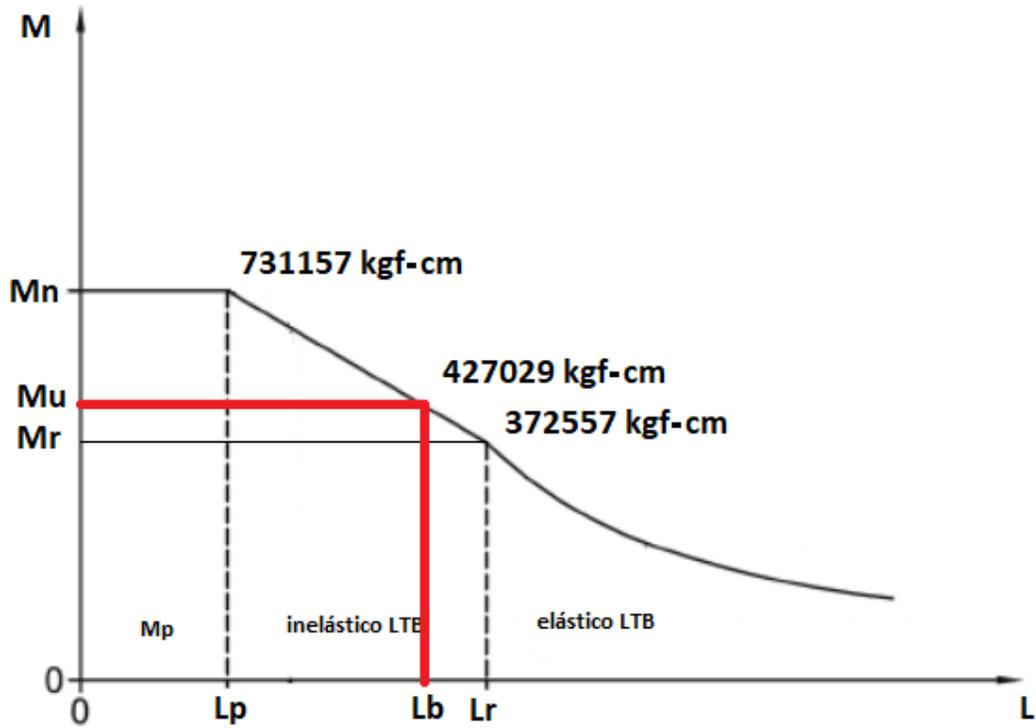


Gráfico 4. Clasificación de viga según Pandeo Local Torcionante. Fuente: Elaboración propia.

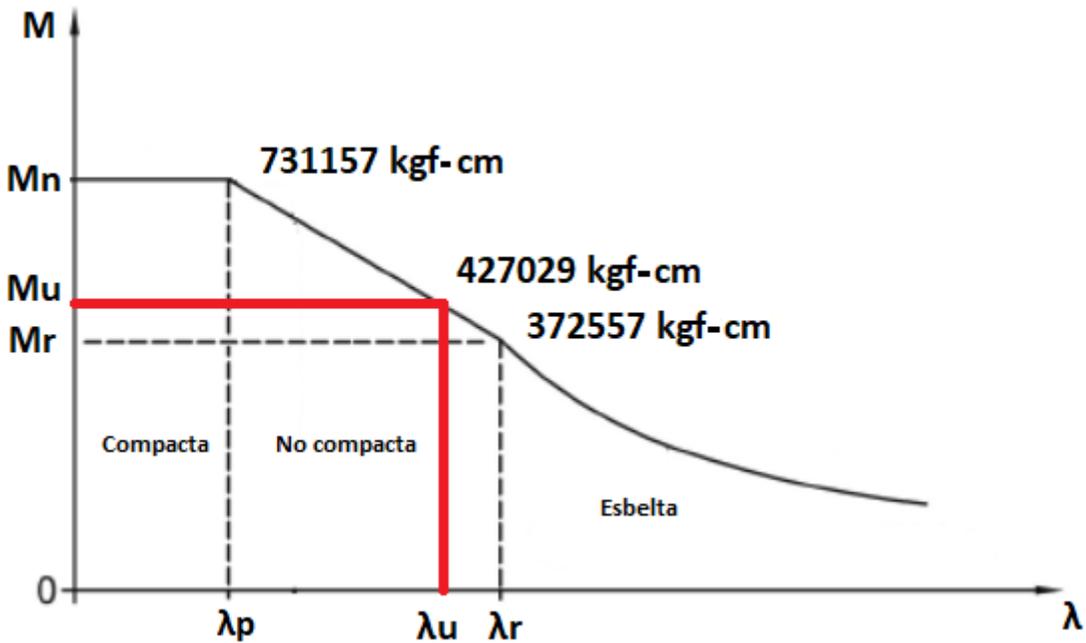


Gráfico 5. Clasificación de viga según pandeo local de Ala a compresión. Fuente: Elaboración propia.

Sección C300

Diseño de Uniones J3 del AISC			
Verificación con elemento 32 del Modelo			
Resistencia de tracción y Corte de Pernos y Partes enroscadas (J3-6 del AISC).			
Datos		Especificación (ver tablas en anexos)	
Ru	8734,32	Kgf	Extraído del modelo
∅	0,75		LRFD
Fn	7950	kgf/cm2	Tabla J3.2 del AISC. (Anexó 2) Perno A490 según J3,1 del AISC
Diámetro	2,7	cm	Perno propuesto
Cantidad	4	uni	Cumpliendo con J3-3 y Tabla J3.4M del AISC
At	23,70	cm2	B4-3b del AISC. (Anexó 1)
Cálculos			
Rn =	Rn= ∅*Fn * Ab (J3-1 del AISC)		141324,43 kgf
Comprobación			
Rn ≥ Ru	Cumple		
Combinación de Tracción y corte en conexiones tipo aplastamiento (J3-7 del AISC).			
Datos		Especificación (ver tablas en anexos)	
Ru	8734,32	Kgf	Extraído del modelo
∅	0,75		LRFD
Fn't	4780	kgf/cm2	Tabla J3.2 del AISC. (Anexó 2) Perno A490 según J3,1 del AISC
Diámetro	2,70	cm	Perno A490 según J3,1 del AISC
Cantidad	4,00		Cumpliendo con J3-3 y Tabla J3.4M del AISC. (Anexó 1)
At	23,70	cm2	B4-3b del AISC
Cálculos			
Rn =	Rn= ∅*F'nt * Ab (J3-2 del AISC)		84972,42 kgf
Comprobación			
Rn ≥ Ru	Cumple		
Pernos de alta resistencia de Alta Resistencia en Conexiones de Deslizamiento Crítico (J3-8 del AISC).			
Ru	8734,32	Kgf	Extraído del modelo
∅	1		LRFD
μ	0,3		J3-8 del AISC
Du	1,13		J3-8 del AISC
nb	4		J3-8 del AISC
Tm	34050	kgf	Tabla J3.1 del AISC. (Anexó 3)
ns	2		J3-8 del AISC
Cálculos			
Rn =	Rn = ∅*μ*Du*nb*Tm*ns (J3-4 del AISC)		92343,60 kgf
Comprobación			
Rn ≥ Ru	Cumple		

Resistencia de Aplastamiento de Perforaciones de Pernos (J3-10 del AISC).			
Datos			Especificación (ver tablas en anexos)
Ru	8734,32	Kgf	Extraído del modelo
∅	0,75		LRFD
Lc	3,8	cm	Cumpliendo con J3-3 y Tabla J3.4M del AISC. (Anexó 1)
Cantidad	4		Perno A490 según J3,1 del AISC
Espesor	0,95	cm	Sección propuesta
t	3,8	cm	Total, de espesor de pernos
Fu	4569,95	kgf/cm ²	Manual AISC T.2-4. Ed 2011 (A572. G50) (Anexó 4)
Diámetro	2,70	cm	Pernos propuesto
Cálculos			
Rn =	Rn = 1,2 *Lc*t*Fu *∅ (J3-6 del AISC)		59391,10 kgf
Comprobación			
Rn ≥ Ru	Cumple		

Cuadro 13. Diseño de Uniones por meto LRFD
Fuente: Elaboración propia.

Flexcompresión H1 del AISC			
Verificación en elemento 31 del Modelo			
Datos			Especificación (ver tablas en anexos)
Mux	1322001,45	Kgf-cm	Extraído del modelo
Muy	747,21	Kgf-cm	Extraído del modelo
Pu	21486,03	Kgf	Extraído del modelo
∅	0,9		LRFD
Fy	3515,35	kgf/cm ²	Manual AISC T.2-4. Ed 2011 (A572. G50) (Anexó 4)
Zx	231,10	cm ³	Módulo de sección plástico en X
Zy	481,40	cm ³	Módulo de sección plástico en Y
Ag	56,60	cm ²	Área de sección propuesta
Mnx	812396,95	Kgf-cm	Momento nominal de la sección
Mny	1692288,58	Kgf-cm	Momento nominal de la sección
Pn	198968,70	kgf	Fuerza nominal axial de la sección
Cálculos			
$\sum \text{efe car} \leq \sum \text{Res}$	$Pu/(\emptyset * Pn) \geq 0,2 = (H1 -1a \text{ del AISC})$		0,12
	$Pu/(\emptyset * Pn) < 0,2 = (H1 -1b \text{ del AISC})$		
$Pu/(\emptyset * Pn) + 8/9 [(Mux/(\emptyset * Mnx) + (Muy/(\emptyset * Mny)) \leq 1 (H1-1a \text{ del AISC})$			No aplica
$Pu/(2 * \emptyset * Pn) + [(Mux/(\emptyset * Mnx) + (Muy/(\emptyset * Mny)) \leq 1 (H1-1b \text{ del AISC})$			0,93
Comprobación			
Cumple			

Cuadro 14. Diseño de Uniones por meto LRFD
Fuente: Elaboración propia.

Diseño en Tracción D2 del AISC			
Verificación con elemento 31 del Modelo			
a) Fluencia en tracción en la sección bruta.			
Datos		Especificación (ver tablas en anexos)	
Pu	8734,32	Kgf	Extraído del modelo
Ø	0,9		LRFD
Fy	3515,35	kgf/cm2	Manual AISC T.2-4. Ed 2011 (A572. G50) (Anexó 4)
Ag	56,60	cm2	Área de sección propuesta
Cálculos			
Ag, req	Pu/(Ø*Fy) (D2-1 del AISC)		2,76 cm2
Comprobación			
Ag ≥ Ag, req	Cumple		
b) Ruptura en tracción en la sección neta			
Datos		Especificación (ver tablas en anexos)	
Pu	8734,32	Kgf	Extraído del modelo
Ø	0,75	uni	LRFD
Fu	4569,95	kgf/cm2	Manual AISC T.2-4. Ed 2011 (A572. G50) (Anexó 4)
Ag	56,60	cm2	Área de sección propuesta
Tornillos		Especificación (ver tablas en anexos)	
Diámetro	2,7	cm	Perno A490 según J3,1 del AISC
At	2,30	cm2	B4-3b del AISC
Cantidad	4	uni	Cumpliendo con J3-3 y Tabla J3.4M del AISC. (Anexó 1)
An	47,42	cm2	B4-3b del AISC
U	1	uni	Tabla D3.1 del AISC (Anexó 5)
Ae = An * U)	47,42	cm2	D2-3del AISC
Cálculos			
Ae, req	Pu/(Ø*Fu) (D2-2 del AISC)		2,55 cm2
Comprobación			
Ag ≥ Ag, req	Cumple		

Cuadro 15. Comprobación de tracción por meto LRFD.

Fuente: Elaboración propia.

Cortante G del AISC				
Verificación en elemento 31 del Modelo				
Datos			Especificación (ver tablas en anexos)	
Vu	12430,60	kgf	Extraído del modelo	
ϕ	1		LRFD	
Fy	3515,35	kgf/cm ²	Manual AISC T.2-4. Ed 2011 (A572. G50) (Anexo 4)	
E	2038901,9	kgf/cm ³	Propiedad acero G50	
tw	0,95	cm	Espesor alma de la sección propuesta	
d	24	cm	Espesor alma de la sección propuesta	
h	30	cm	Altura de alma de la sección propuesta	
Aw	22,8	cm ²	Área de la sección propuesta	
Cálculos				
h/tw	31,58		G2-2 del AISC	
$h/tw \leq 2,24\sqrt{E/Fy}$ (G2-2 del AISC)			Cumple	
Cv	1		G2-2 del AISC	
$Vn = 0,6*\phi*Fy*Aw*Cv$		48089,962	kgf	G2-1 del AISC
$Vu \leq Vn$	Cumple			

Cuadro 16. Comprobación de cortante por método LRFD.

Fuente: Elaboración propia.

Flexión F del AISC				
Verificación en elemento 31 del Modelo				
Datos			Especificación (ver tablas en anexos)	
Mu	1322001,45	kgf-cm	Extraído del modelo	
ϕ	0,9		LRFD	
Fy	3515,35	kgf/cm ²	Manual AISC T.2-4. Ed 2011 (A572. G50) (Anexo 4)	
E	2038901,9	kgf/cm ²	Propiedad acero G50	
bf	10	cm	Ancho de la sección propuesta	
tf	1,5	cm	Espesor ala de la sección propuesta	
h	30	cm	Altura de la sección propuesta	
tw	0,95	cm	Espesor alma de la sección propuesta	
d	24	cm	altura de alma de la sección propuesta	
Sx	522,00	cm ³	Módulo de sección elástica	
Z	613,00	cm ³	Módulo de sección plástico de sección propuesta	
Cálculos Fluencia				
Mn	1939417,55	kgf-cm	F2-1 del AISC	
Comprobación de Fluencia				
$Mu \leq Mn$	Cumple			

Pandeo Local Torcionante				
Mr	1156057,38	kgf-cm	F4-11 del AISC	
Mmax	1322001,45	Kgf-cm	Extraído del modelo	
Ma	755536,98	Kgf-cm	Extraído del modelo	
Mb	1203023,06	Kgf-cm	Extraído del modelo	
Mc	755322,63	Kgf-cm	Extraído del modelo	
Cb	1,31		F1-1 del AISC	
ry	3,08	cm	Radio de giro de la sección propuesta	
Lp	130,55	cm	F2-5 del AISC	
I	7820	cm ⁴	Inercia de la sección propuesta	
ho	3,33	cm	Distancia entre centroides de la sección propuesta	
J	31,50	cm ⁴	contante de torción de la sección propuesta	
r_{ts}	4,99	cm	F2-7 del AISC	
c	1,00		F2-8a del AISC	
L_r	1541,92	cm	F2-6 del AISC	
L_b	1242,94	cm	Sección inelástica	Ver Gráfico # 6
M_n	1859266,34	kg-cm	F2-2 del AISC	
Comprobación Local Torcionante				
M_u ≤ M_n	Cumple			
Pandeo Local de Ala en Compresión				
λ_p (0,38v(E/Fy))	9,152		Compacta no - compacta	Tabla B4,1b del AISC (Anexó 6)
λ_r (1,00v(E/Fy))	24,083		esbelto - no esbelto	Tabla B4,1b del AISC (Anexó 6)
λ	Sección con alas no compuestas		Ver Gráfico # 7	
M_n	2037509,83	kgf-cm	F3-1 del AISC	
Comprobación Pandeo Local de Ala en Compresión				
M_u ≤ M_n	Cumple			

Cuadro 17. Comprobación a flexión por meto LRFD.
Fuente: Elaboración propia.

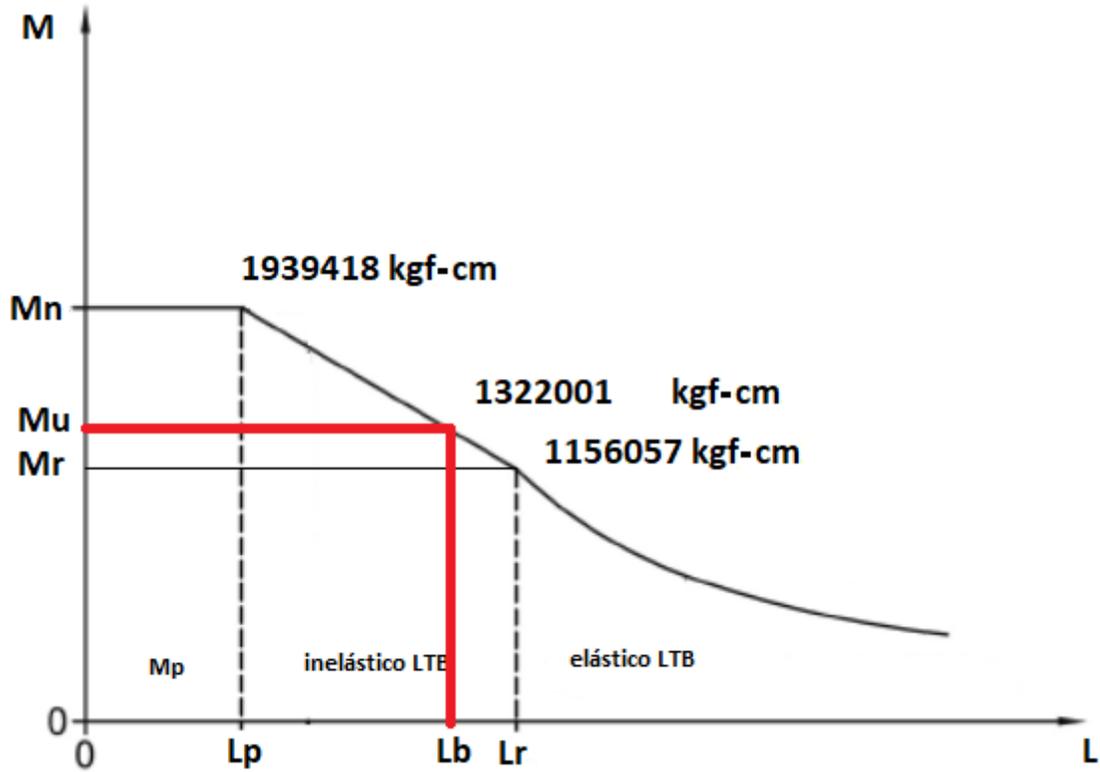


Gráfico 6. Clasificación de viga según Pandeo Local Torcionante.
Fuente: Elaboración propia.

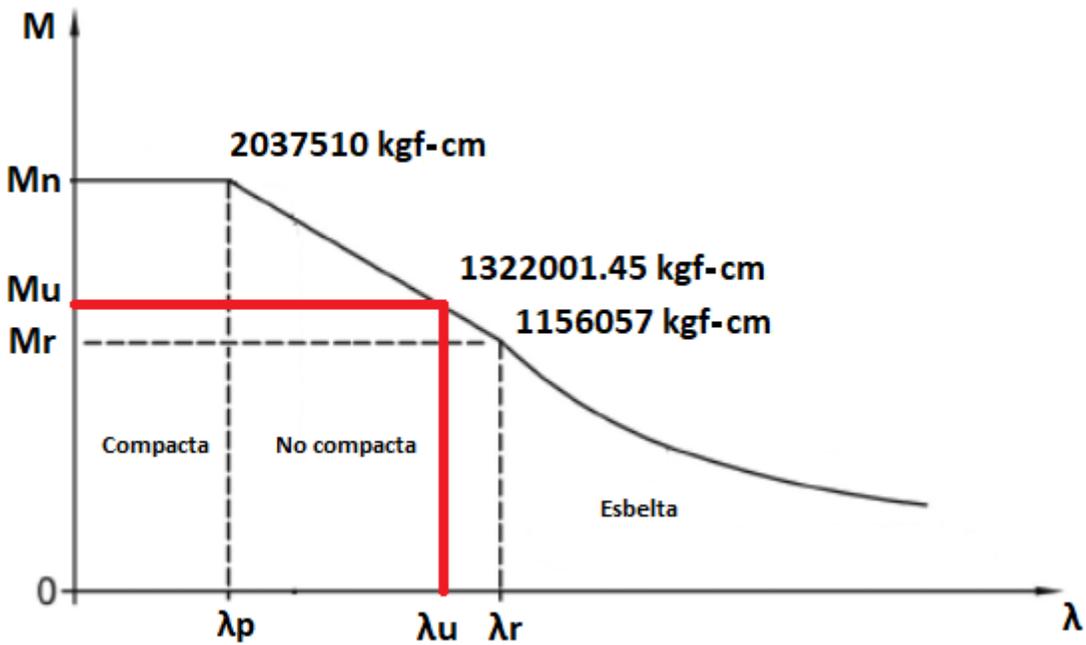


Gráfico 7. Clasificación de viga según pandeo local de Ala a compresión.
Fuente: Elaboración propia.

Sección C100

Diseño de Uniones J3 del AISC			
Verificación con elemento 347 del Modelo			
Resistencia de tracción y Corte de Pernos y Partes enroscadas (J3-6 del AISC).			
Datos		Especificación (ver tablas en anexos)	
Ru	10542,60	Kgf	Extraído del modelo
∅	0,75		LRFD
Fn	7950	kgf/cm2	Tabla J3.2 del AISC. (Anexó 2) Perno A490 según J3,1 del AISC
Diámetro	2,7	cm	Perno propuesto
Cantidad	2	uni	Cumpliendo con J3-3 y Tabla J3.4M del AISC. (Anexó 1)
At	11,85	cm2	B4-3b del AISC
Cálculos			
Rn =	Rn= ∅*Fn * Ab (J3-1 del AISC)		70662,21 kgf
Comprobación			
Rn ≥ Ru	Cumple		
Combinación de Tracción y corte en conexiones tipo aplastamiento (J3-7 del AISC).			
Datos		Especificación (ver tablas en anexos)	
Ru	10542,60	Kgf	Extraído del modelo
∅	0,75		LRFD
Fn't	4780	kgf/cm2	Tabla J3.2 del AISC. (Anexó 2) Perno A490 según J3,1 del AISC
Diámetro	2,70	cm	Perno A490 según J3,1 del AISC
Cantidad	2,00		Cumpliendo con J3-3 y Tabla J3.4M del AISC. (Anexó 1)
At	11,85	cm2	B4-3b del AISC
Cálculos			
Rn =	Rn= ∅*F'nt * Ab (J3-2 del AISC)		42486,21 kgf
Comprobación			
Rn ≥ Ru	Cumple		
Pernos de alta resistencia de Alta Resistencia en Conexiones de Deslizamiento Crítico (J3-8 del AISC).			
Ru	10542,60	Kgf	Extraído del modelo
∅	1		LRFD
μ	0,3		J3-8 del AISC
Du	1,13		J3-8 del AISC
nb	2		J3-8 del AISC
Tm	34050	kgf	Tabla J3.1 del AISC. (Anexó 3)
ns	2		J3-8 del AISC
Cálculos			
Rn =	Rn = ∅*μ*Du*nb*Tm*ns (J3-4 del AISC)		46171,80 kgf
Comprobación			
Rn ≥ Ru	Cumple		

Resistencia de Aplastamiento de Perforaciones de Pernos (J3-10 del AISC).			
Datos			Especificación (ver tablas en anexos)
Ru	10542,60	Kgf	Extraído del modelo
∅	0,75		LRFD
Lc	3,8	cm	Cumpliendo con J3-3 y Tabla J3.4M del AISC. (Anexó 1)
Cantidad	2		Perno A490 según J3,1 del AISC
Espesor	0,4	cm	Sección propuesta
t	0,8	cm	Total, de espesor de pernos
Fu	4569,95	kgf/cm2	Manual AISC T.2-4. Ed 2011 (A572. G50) (Anexó 4)
Diámetro	2,70	cm	Pernos propuestos
Cálculos			
Rn =	Rn = 1,2 *Lc*t*Fu *∅ (J3-6 del AISC)		12503,39 kgf
Comprobación			
Rn ≥ Ru	Cumple		

Cuadro 18. Diseño de Uniones por meto LRFD
Fuente: Elaboración propia.

Flexcompresión H1 del AISC			
Verificación en elemento 350 del Modelo			
Datos			Especificación (ver tablas en anexos)
Mux	34097,89	Kgf-cm	Extraído del modelo
Muy	196,66	Kgf-cm	Extraído del modelo
Pu	10224,81	Kgf	Extraído del modelo
∅	0,9		LRFD
Fy	3515,35	kgf/cm2	Manual AISC T.2-4. Ed 2011 (A572. G50) (Anexó 4)
Zx	231,10	cm3	Módulo de sección plástico en X
Zy	481,40	cm3	Módulo de sección plástico en Y
Ag	56,60	cm2	Área de sección propuesta
Mnx	812396,95	Kgf-cm	Momento nominal de la sección
Mny	1692288,58	Kgf-cm	Momento nominal de la sección
Pn	198968,70	kgf	Fuerza nominal axial de la sección
Cálculos			
Σ efe car ≤ Σ Res	$Pu/(\emptyset * Pn) \geq 0,2 = (H1 -1a \text{ del AISC})$		0,06
	$Pu/(\emptyset * Pn) < 0,2 = (H1 -1b \text{ del AISC})$		
$Pu/(\emptyset * Pn) + 8/9[(Mux/(\emptyset * Mnx) + (Muy/(\emptyset * Mny)) \leq 1 (H1-1a \text{ del AISC})$			No aplica
$Pu/(2 * \emptyset * Pn) + [(Mux/(\emptyset * Mnx) + (Muy/(\emptyset * Mny)) \leq 1 (H1-1b \text{ del AISC})$			0,05
Comprobación			
Cumple			

Cuadro 19. Diseño de Uniones por meto LRFD
Fuente: Elaboración propia.

Diseño en Tracción D2 del AISC			
Verificación con elemento 347 del Modelo			
a) Fluencia en tracción en la sección bruta .			
Datos			Especificación (ver tablas en anexos)
Pu	10542,60	Kgf	Extraído del modelo
∅	0,9		LRFD
Fy	3515,35	kgf/cm2	Manual AISC T.2-4. Ed 2011 (A572. G50) (Anexó 4)
Ag	12,50	cm2	Área de sección propuesta
Cálculos			
Ag, req	Pu/(∅*Fy) (D2-1 del AISC)		3,33 cm2
Comprobación			
Ag ≥ Ag, req	Cumple		
b) Ruptura en tracción en la sección neta			
Datos			Especificación (ver tablas en anexos)
Pu	10542,60	Kgf	Extraído del modelo
∅	0,75	uni	LRFD
Fu	4569,95	kgf/cm2	Manual AISC T.2-4. Ed 2011 (A572. G50) (Anexó 4)
Ag	12,50	cm2	Área de sección propuesta
Tornillos			Especificación (ver tablas en anexos)
Diámetro	2,7	cm	Perno A490 según J3,1 del AISC
At	2,30	cm2	B4-3b del AISC
Cantidad	2	uni	Cumpliendo con J3-3 y Tabla J3.4M del AISC. (Anexó 1)
An	7,91	cm2	B4-3b del AISC
U	1	uni	Tabla D3.1 del AISC (Anexó 5)
Ae = An * U)	7,91	cm2	D2-3del AISC
Cálculos			
Ae, req	Pu/(∅*Fu) (D2-2 del AISC)		3,08 cm2
Comprobación			
Ag ≥ Ag, req	Cumple		

Cuadro 20. Comprobación de tracción por meto LRFD.
Fuente: Elaboración propia.

Cortante G del AISC				
Verificación en elemento 346 del Modelo				
Datos			Especificación (ver tablas en anexos)	
Vu	286,88	kgf	Extraído del modelo	
∅	1		LRFD	
Fy	3515,35	kgf/cm2	Manual AISC T.2-4. Ed 2011 (A572. G50) (Anexó 4)	
E	2038901,9	kgf/cm3	Propiedad acero G50	
tw	0,45	cm	Espesor alma de la sección propuesta	
d	6,5	cm	Espesor alma de la sección propuesta	
h	10	cm	altura de alma de la sección propuesta	
Aw	2,925	cm2	Area del alma de la sección propuesta	
Cálculos				
h/tw	22,22		G2-2 del AISC	
$h/tw \leq 2,24\sqrt{E/Fy}$ (G2-2 del AISC)			Cumple	
Cv	1		G2-2 del AISC	
$Vn = 0,6 \cdot \emptyset \cdot Fy \cdot Aw \cdot Cv$		6169,43592	kgf	G2-1 del AISC
Vu ≤ Vn	Cumple			

Cuadro 21. Comprobación de cortante por metodo LRFD.
Fuente: Elaboración propia.

Flexión F del AISC				
Verificación en elemento 350 del Modelo				
Datos			Especificación (ver tablas en anexos)	
Mu	34097,89	kgf-cm	Extraído del modelo	
∅	0,9		LRFD	
Fy	3515,35	kgf/cm2	Manual AISC T.2-4. Ed 2011 (A572. G50) (Anexó 4)	
E	2038901,9	kgf/cm2	Propiedad acero G50	
b	5,5	cm	Ancho de la sección propuesta	
tf	0,75	cm	Espesor ala de la sección propuesta	
h	10	cm	Altura de la sección propuesta	
tw	0,45	cm	Espesor alma de la sección propuesta	
d	6,5	cm	altura de alma de la sección propuesta	
Sx	41,40	cm3	Módulo de sección elástica	
Z	48,00	cm3	Módulo de sección plástico de sección propuesta	
Cálculos Fluencia				
Mn	151863,04	kgf-cm	F2-1 del AISC	
Comprobación de Fluencia				
Mu ≤ Mn	Cumple			

Pandeo Local Torcionante				
Mr	91687,31	kgf-cm	F4-11 del AISC	
Mmax	34097,89	Kgf-cm	Extraído del modelo	
Ma	13819,50	Kgf-cm	Extraído del modelo	
Mb	19166,01	Kgf-cm	Extraído del modelo	
Mc	26810,56	Kgf-cm	Extraído del modelo	
Cb	1,50		F1-1 del AISC	
ry	1,75	cm	Radio de giro de la sección propuesta	
Lp	74,18	cm	F2-5 del AISC	
I	207	cm ⁴	Inercia de la sección propuesta	
ho	1,79	cm	Distancia entre centroides de la sección propuesta	
J	2,01	cm ⁴	contante de torsión de la sección propuesta	
r _{ts}	2,12	cm	F2-7 del AISC	
c	1,00		F2-8a del AISC	
Lr	797,39	cm	F2-6 del AISC	
Lb	1489,52	cm	Sección elastica	Ver Gráfico # 8
Fcr	1975,1431	kg/m ²	F2-4 del AISC	
Mn	81770,92	kg-cm	F2-3 del AISC	
Comprobación Local Tociante				
Mu ≤ Mn	Cumple			
Pandeo Local de Ala en Compresión				
λ _p (0,38√(E/Fy))	9,152		Compacta no - compacta	Tabla B4,1b del AISC(Anexó 6)
λ _r (1,00√(E/Fy))	24,083		esbelto - no esbelto	Tabla B4,1b del AISC(Anexó 6)
λ	Sección con alas compuestas		Ver Gráfico # 9	
Mn	2034224,22	kgf-cm	F3-2 del AISC	
Comprobación Pandeo Local de Ala en Compresión				
Mu ≤ Mn	Cumple			

Cuadro 22. Comprobación a flexión por meto LRFD.
Fuente: Elaboración propia.

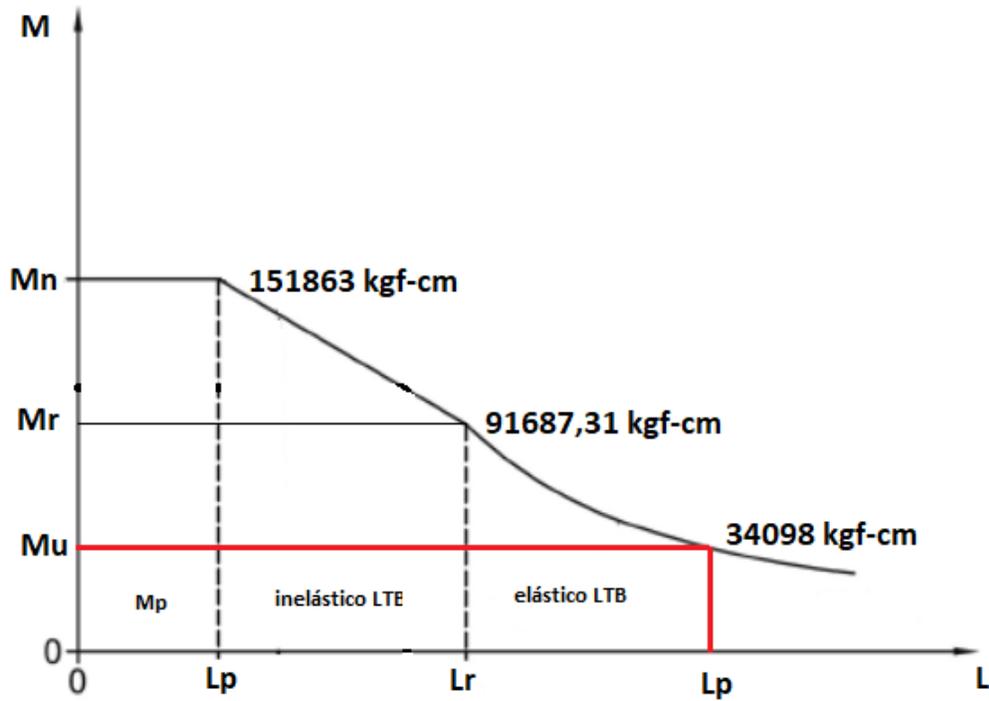


Gráfico 8. Clasificación de viga según Pandeo Local Torcionante.
Fuente: Elaboración propia.

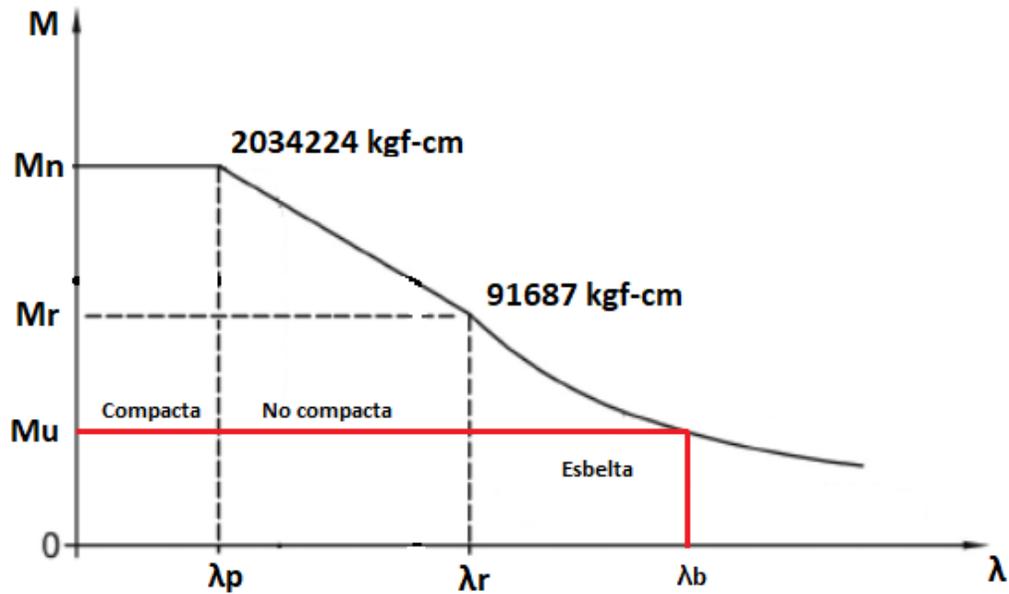


Gráfico 9. Clasificación de viga según pandeo local de Ala a compresión.
Fuente: Elaboración propia.

Ancho de asiento

Requisitos mínimos para desplazamiento (AASHTO 2017)			
Sección 4.7.4.4			
Datos			Especificación (ver tablas en anexos)
L	30,00	m	Longitud del puente
H	0	m	Puentes de un solo tramo 0 mm
S	0,00	(°)	No tenga Oblicuidad en los apoyos
N	2,6	m	Ancho de asiento empírico . Ver Figura 18

Cuadro 23. Longitud de asiento.

Fuente: Elaboración propia.

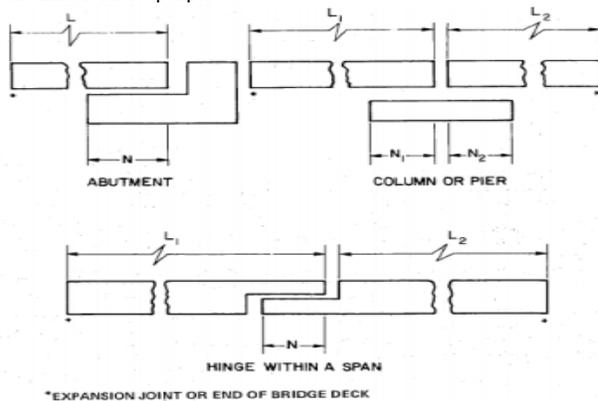


Figura 18. Longitud de asiento.

Fuente: AASTHO LRFD 2017

Deflexión

Criterios para la Deflexión				
Sección 2.5.2.6.2				
Datos, Piezas de piso de acero			Especificación (ver tablas en anexos)	
U3	0,0004	m	Extraído del modelo	
L/800	0,0013	m	Carga vehicular general	Cumple
L/1000	0,0010	m	Carga vehicular y peatones	Cumple

Cuadro 24. Deflexión del piso de acero por el meto LRFD.

Fuente: Elaboración propia.

Criterios para la Deflexión				
Sección 2.5.2.6.2				
Datos, Puente en genal 30 m			Especificación (ver tablas en anexos)	
U3	0,02	m	Extraído del modelo	
L/800	0,04	m	Carga vehicular general	Cumple
L/1000	0,03	m	Carga vehicular y peatones	Cumple

Cuadro 25. Deflexión por el meto LRFD.

Fuente: Elaboración propia.

Piso de acero

Diseño de Uniones J3 del AISC				
Verificación de piso de acero (Lamina 1m x 2x)				
Resistencia de tracción y Corte de Pernos y Partes enroscadas (J3-6 del AISC).				
Datos			Especificación (ver tablas en anexos)	
Ru	89740,17	Kgf	Extraído del modelo	
∅	0,75		LRFD	
Fn	7950	kgf/cm2	Tabla J3.2 del AISC. (Anexó 2)	Perno A490 según J3,1 del AISC
Diámetro	1,6	cm	Perno propuesto	
Cantidad	14	uni	Cumpliendo con J3-3 y Tabla J3.4M del AISC. (Anexó 1)	
At	30,95	cm2	B4-3b del AISC	
Cálculos				
Rn =	Rn= ∅*Fn * Ab (J3-1 del AISC)		184531,45	kgf
Comprobación				
Rn ≥ Ru	Cumple			
Combinación de Tracción y corte en conexiones tipo aplastamiento (J3-7 del AISC).				
Datos			Especificación (ver tablas en anexos)	
Ru	89740,17	Kgf	Extraído del modelo	
∅	0,75		LRFD	
Fn't	4780	kgf/cm2	Tabla J3.2 del AISC. (Anexó 2)	Perno A490 según J3,1 del AISC
Diámetro	1,60	cm	Perno A490 según J3,1 del AISC	
Cantidad	14,00		Cumpliendo con J3-3 y Tabla J3.4M del AISC. (Anexó 1)	
At	30,95	cm2	B4-3b del AISC	
Cálculos				
Rn =	Rn= ∅*F'nt * Ab (J3-2 del AISC)		110950,98	kgf
Comprobación				
Rn ≥ Ru	Cumple			
Pernos de alta resistencia de Alta Resistencia en Conexiones de Deslizamiento Crítico (J3-8 del AISC).				
Ru	89740,17	Kgf	Extraído del modelo	
∅	1		LRFD	
μ	0,3		J3-8 del AISC	
Du	1,13		J3-8 del AISC	
nb	14		J3-8 del AISC	
Tm	11620	kgf	Tabla J3.1 del AISC. (Anexó 3)	
ns	2		J3-8 del AISC	
Cálculos				
Rn =	Rn = ∅*μ*Du*nb*Tm*ns (J3-4 del AISC)		110297,04	kgf
Comprobación				
Rn ≥ Ru	Cumple			

Resistencia de Aplastamiento de Perforaciones de Pernos (J3-10 del AISC).			
Datos		Especificación (ver tablas en anexos)	
Ru	89740,17	Kgf	Extraído del modelo
\varnothing	0,75		LRFD
Lc	3,8	cm	Cumpliendo con J3-3 y Tabla J3.4M del AISC. (Anexó 1)
Cantidad	14		Perno A490 según J3,1 del AISC
Espesor	0,475	cm	Sección propuesta
t	6,65	cm	Total, de espesor de pernos
Fu	4569,95	kgf/cm ²	Manual AISC T.2-4. Ed 2011 (A572. G50) (Anexó 4)
Diámetro	1,60	cm	Pernos propuestos
Cálculos			
Rn =	Rn = 1,2 *Lc*t*Fu * \varnothing (J3-6 del AISC)		103934,43 kgf
Comprobación			
Rn ≥ Ru	Cumple		

Cuadro 26. Diseño de Uniones por método LRFD
Fuente: Elaboración propia.

Diseño en Tracción D2 del AISC			
Verificación de piso de acero (Lamina 1m x 2x)			
a) Fluencia en tracción en la sección bruta .			
Datos			Especificación (ver tablas en anexos)
Pu	89740,17	Kgf	Extraído del modelo
Ø	0,9		LRFD
Fy	3515,35	kgf/cm2	Manual AISC T.2-4. Ed 2011 (A572. G50) (Anexó 4)
Ag	47,50	cm2	Lamina propuesta de 4,75 mm de espesor
Cálculos			
Ag, req	$Pu/(\phi * Fy)$ (D2-1 del AISC)		28,36 cm2
Comprobación			
Ag ≥ Ag, req	Cumple		
b) Ruptura en tracción en la sección neta			
Datos			Especificación (ver tablas en anexos)
Pu	89740,17	Kgf	Extraído del modelo
Ø	0,75	uni	LRFD
Fu	4569,95	kgf/cm2	Manual AISC T.2-4. Ed 2011 (A572. G50) (Anexó 4)
Ag	47,50	cm2	Lamina propuesta de 4,75 mm de espesor
Tornillos			Especificación (ver tablas en anexos)
Diámetro	1,6	cm	Perno A490 según J3,1 del AISC
At	1,36	cm2	B4-3b del AISC
Cantidad	14	uni	Cumpliendo con J3-3 y Tabla J3.4M del AISC. (Anexó 1)
An	28,46	cm2	B4-3b del AISC
U	1	uni	Tabla D3.1 del AISC (Anexó 5)
Ae = An * U)	28,46	cm2	D2-3del AISC
Cálculos			
Ae, req	$Pu/(\phi * Fu)$ (D2-2 del AISC)		26,18 cm2
Comprobación			
Ag ≥ Ae, req	Cumple		

Cuadro 27. Comprobación de tracción por meto LRFD.
Fuente: Elaboración propia.

Flexión F del AISC			
Verificación en elemento longitudinal del Modelo			
Datos		Especificación (ver tablas en anexos)	
Mu	602281,58	Kgf-cm	Extraído del modelo
∅	0,9		LRFD
Fy	3515,35	kgf/cm ²	Manual AISC T.2-4. Ed 2011 (A572. G50)
E	2038901,9	kgf/cm ³	Propiedad acero G50
b	18	cm	Ancho de la sección propuesta
tf	1,4	cm	Espesor ala de la sección propuesta
h	18	cm	Altura de la sección propuesta
tw	0,85	cm	Espesor del alma de la sección propuesta
d	12,2	cm	altura del alama de la sección propuesta
Sx	151,40	cm ³	Módulo de sección elástica
Z	231,10	cm ³	Módulo de sección plástico de sección propuesta
Cálculos Fluencia			
Mn	731157,25	Kgf-cm	F2-1 del AISC
Comprobación de Fluencia			
Mu ≤ Mn	Cumple		
Pandeo Local Torcionante			
Mr	335300,93	Kgf-cm	F4-11 del AISC
Mmax	602281,58	Kgf-cm	Extraído del modelo
Ma	311048	Kgf-cm	Extraído del modelo
Mb	177850	Kgf-cm	Extraído del modelo
Mc	449642	Kgf-cm	Extraído del modelo
Cb	1,67		F1-1 del AISC
ry	4,57	cm	Radio de giro de la sección propuesta
Lp	193,71	cm	F2-5 del AISC
Iy	3831	cm ⁴	Inercia de la sección propuesta
ho	5,4	cm	Distancia entre centroides de la sección propuesta
J	42,16	cm ⁴	contante de torción de la sección propuesta
rts	8,27	cm	F2-7 del AISC
c	1,00		F2-8a del AISC
Lr	4290,87	cm	F2-6 del AISC
Lb	1527,6	cm	Sección inelástica
Mn	1028098,48	kg-cm	F2-2 del AISC
Comprobación Local Tocionante			
Mu ≤ Mn	Cumple		

Pandeo Local de Ala en Compresión				
$\lambda_p (0,38v(E/F_y))$	9,152		Compacta no - compacta	Tabla B4,1b del AISC
$\lambda_r (1,00v(E/F_y))$	24,083		esbelto - no esbelto	Tabla B4,1b del AISC
λ	Sección con alas no compuestas			
M_n	651063,5517	Kgf-cm	F3-1 del AISC	
Comprobación Pandeo Local de Ala en Compresión				
$M_u \leq M_n$	Cumple			

Cuadro 28. Comprobación de flexión de la viga en los 30m .
Fuente: Elaboración propia.

Con el fin de facilitar el método de construcción se elabora el siguiente proceso a seguir, el cual puede funcionar tanto para su construcción como desmantelamiento de la estructura.

Proceso constructivo del puente	
<p>Primero se elabora la subestructura, esto en base a los estudios de suelos correspondientes o se pueden utilizar</p>	
<p>Paralelo a la subestructura se inicia el proceso de armado del puente, donde primero se elabora una nariz de lanzamiento</p>	
<p>Seguida de la nariz de lanzamiento se arman los módulos de triángulos equiláteros.</p>	
<p>Una vez armado los módulos se procede a elaborar las cerchas uniendo cada uno de los módulos entre sí</p>	
<p>Cada dos metros de cercha se van colocando los diafragmas, para ir armándolo sucesivamente</p>	
<p>Con los diafragmas y la nariz colocada se inicia a lanzar el puente al vacío progresivamente a como se va armando, una vez que se tenga del otro lado se procede a quitar la nariz de lanzamiento, para dejar el puente como tal.</p>	
<p>Se asienta el puente sobre la subestructura y luego se coloca el piso.</p>	

Cuadro 29. Proceso constructivo del puente temporal.
Fuente: Elaboración propia.

Análisis de los resultados

Para poder llevar a cabo el diseño del puente temporal, se debió hacer una serie de pasos para poder definir condiciones, materiales, tipo estructura y demás aspectos que son relevantes para poder definir el puente como tal, por eso se realiza un análisis de los resultados obtenidos para así especificar las razones por las cuales se plantea el modelo seleccionado.

Definición de luz máxima.

Para poder definir una luz máxima para el puente por diseñar, se hace una clasificación de la muestra proporcionada por el PEEP, clasificándolas según su tipo de vía y su longitud. Se plantea que el 60 % de la muestra de los puentes van a poder ser sustituidos en caso de que una emergencia los dañe.

Haciendo un análisis de todos los datos recopilados, se propone como luz máxima 30 metros, donde se garantiza que un 65 % de la totalidad de la muestra pueden ser remplazados en caso de emergencia. Como se puede observar en el cuadro 5, donde se muestra que la mayor cantidad de puentes son menos de 30 metros y tan solo un 35 % son mayores, lo que representa un dato destacable, ya que nos indica que la probabilidad de una emergencia en un puente mayor a los 30 metros es menor.

Realizando el análisis, con base en el tipo de vía, se puede determinar que en las vías primarias, no se cumple con 60 % de la muestra con un puente de 30 metros, como se muestra en el gráfico 1, por lo que según estos datos se debería hacerse un puente de 50 metros de longitud, para cumplir con las expectativas, esto según el cuadro 1, ya que si se elabora un puente de 40 metros igual se estaría por debajo del 60 % planteado.

Revisando las otras vías como se muestra en el cuadro 2,3 y 4 se demuestra que se cumple con la premisa planteada, siendo esta superada por 22 % en el caso de las rutas secundarias y las terciarias por un 13 %. Es importante observar que las vías secundarias son las más críticas, ya que son más del 50 % de la muestra total.

Con respecto a los datos antes analizados, el puente de 30 metros es el definitivo, ya que, para el caso de las vías secundarias, tan solo un 12 % de ellas no son abarcadas por esta propuesta como se observa en el gráfico 2 y en el caso de las primarias se abarca un 45 %, demostrado en el gráfico 1. De esta manera se considera aceptable, tomando en cuenta que las vías primarias son las redes de tránsito principales del país y en caso de una emergencia, son intervenidas de inmediato y con soluciones permanentes en la mayoría de los casos, ya que afectan directamente la economía. Por otra parte, las que se pueden ver más afectadas ante un incidente, son las vías secundarias, las cuales en la mayoría de los casos se utiliza puentes temporales como solución parcial. Para finalizar, se puede observar en el gráfico 3, demuestra que los 30 metros propuestos permiten abarcar los grupos de puentes más grandes.

Definición de tipo de material.

Para la escogencia del material se divide el puente en dos secciones, una el tablero y la otra las vigas o cerchas, no se define aún el tipo de estructura de puente, ya que se considera importante para la elección saber el tipo de material con el que se va contar para la fabricación del mismo.

Para hacer la elección de material se proponen tres materiales en específico, como lo son la madera, acero y concreto. Estos materiales

son propuestos con base a tres condiciones principales, la primera que se puedan conseguir con facilidad en cualquier parte del país, ya que una de las principales ventajas del puente es que todos sus materiales sean adquiridos en el país. Es importante aclarar que el acero no se produce en Costa Rica, pero es un material que normalmente las casas comerciales lo tienen en sus planteles, sin necesidad de contra-pedido, por lo que no va generar atrasos. La segunda condición es que sea fácil de transportar, ya que en algunos casos el puente puede ser requerido en lugares donde el ingreso de camiones es imposible y por último que sea un material que permita ser utilizado en varias ocasiones, ya que al ser un puente temporal se pretende que no esté colocado por más de 3 años y que una vez que sea remplazado pueda ser vuelto a utilizar en otra emergencia.

Para hacer la escogencia del material para el tablero, se apoya en el diagrama 1, donde se expone las ventajas y desventajas de cada uno. En el caso del transporte, el acero y la madera son los materiales que presentan mayor facilidad, ya que se pueden transportar en carros livianos, en el caso del concreto, si es premezclado se puede complicar su transporte según el lugar y en caso de que el concreto se elabore en el sitio, el transporte de la materia prima se puede hacer con facilidad, pero a la hora de la elaboración podría afectarse su capacidad de resistencia, ya que requiere mayor control y pruebas para garantizar que se cumple con las especificaciones adecuadas.

En cuanto a la resistencia al desgaste la madera es la más afectada, ya que su resistencia es menor, además la exposición al sol y la lluvia la afectan más rápidamente, por lo que con facilidad se deteriora y al ser desmontado por el tipo de uso que se le quiere dar, ya sea para ser guardado por un tiempo o para volver a colocarse, es posible que no se garantice la reutilización debido a daños. El concreto es un material muy resistente al desgaste y que no necesita de cuidados específicos para ser colocado a la intemperie, la desventaja es que una vez fabricado no se va poder llevar a otro lugar en caso de ser una losa monolítica, por lo que va implicar que cada vez que se realice el puente se deba volver a utilizar material nuevo. El acero por su alta resistencia y su la facilidad para ser trabajado, proporciona mayores ventajas, para que el acero sea utilizado como capa de rodamiento, la lámina debe ser estriada, para que genere fricción entre la llanta

del vehículo y la lámina para no ocasionar accidentes.

Después de realizar el análisis anterior, con el fin de facilitar el transporte del material, garantizar la resistencia ante las condiciones en las cuales se va utilizar, permitir poder utilizar en varias ocasiones y lo liviano que es un tablero de acero, se decide que el acero sea el material a utilizar para este diseño. Es importante aclarar que este tipo de tablero no tiene función estructural, ya que las vigas son las que transmiten la carga a la subestructura y el tablero únicamente realiza la función de permitir que un vehículo transite de un lugar a otro.

Al realizar la selección del material de las vigas, igual se proponen los tres materiales mencionados anteriormente como se observa en el diagrama 2. En el caso de las vigas de concreto proporcionan dos altas ventajas como lo son la alta resistencia y las amplias luces que se pueden abarcar, las vigas de acero proporcionan las mismas ventajas y además es un material mucho más liviano. La madera es un material que puede colaborar, el problema de este material es que no es muy utilizada en el país, por lo que para utilizar vigas de madera se tiene que hacer un estudio de la capacidad de carga que puedan soportar y además, idear el tipo de unión entre vigas, ya que va a demandar hacer varias vigas para poder lograr las luces más amplias, por esta razón la madera se desprecia para el caso de las vigas, a pesar de que es un material liviano, que va a permitir transportarse y colocarse fácilmente.

En el caso del concreto y el acero son materiales que actualmente se utilizan en el país en vigas de puentes. En este caso se decide elegir el acero como el material de las vigas ya que al ser un puente temporal, esto demanda ser remplazado en un tiempo máximo de 3 años, no siendo factible tener vigas de concreto, ya que son más pesadas. La unión entre las vigas es más complicada para ser desmontada, ya que se tiene que hacer un desprendimiento del concreto que se utilizó en la unión o idear una unión que no requiera concreto, mientras que las vigas de acero van a permitir hacer uniones más simples con pernos y al ser más livianas, la grúa por utilizarse es de menor capacidad.

Para selección el material de la cercha, solo se utiliza la madera y acero como se muestra en el diagrama 3. Ambos materiales son livianos, permitiendo poder ser manejados por personal humano y además son fáciles de transportar, en

donde la madera es aventajada en el aspecto de la pérdida de resistencia al estar expuesta a la intemperie, ya que el agua y el sol la afectan rápidamente, ocasionando que si se desea utilizar el puente nuevamente es posible que muchas de las piezas deban ser remplazados. Por otra parte, el acero es muy resistente a estas condiciones siempre y cuando esté protegido ante la corrosión, además las uniones en el acero son más simples que en madera, ya que cuando en una intersección se ven involucrados varios elementos en acero se pueden apernar o soldar, mientras que la madera se requiere hacer un mayor análisis del tipo de unión por utilizar. Como parte de la elección se decide utilizar el acero debido al mayor número de ventajas que proporciona para este caso.

El acero es el material que presenta mejores ventajas para los propósitos del proyecto, cabe destacar que este material necesita de agentes antioxidantes que permitan garantizar que no se van a corroer, las casas distribuidoras de este material en el país, ofrecen el material con una protección ya incluida y además de esta, se recomienda aplicar una capa de pintura anticorrosiva cada vez que los elementos sean colocados. Además, las piezas a utilizar deben ser piezas por ejemplo tipo "C", "WF" o angulares que permitan hacer una inspección visual de todo el elemento, para así poder garantizar que no tiene daños y además poder aplicar el método anticorrosivo seleccionado en toda la sección, ya que si se utilizan elementos cuadrados o redondos no se podrá inspeccionar en su interior de forma simple y no se podrá colocar antioxidante en estos sectores.

Definición de tipo de estructura.

Para realizar el modelo como tal, se necesita decidir qué tipo de subestructura utilizar, es por eso que se realiza el diagrama 4, donde con base a consulta a expertos en el tema, se realizan una serie de ventajas y desventajas del modelo tipo cercha y el de vigas.

Para iniciar con la selección del modelo se proponen dimensiones de longitud para el modelo por plantear en el caso del tipo viga, se pretende que cada viga sea de 5 metros, esto con la idea de lograr abarcar los 30 metros con 3 vigas, con el propósito de evitar la menor cantidad de uniones posibles entre vigas y que se pueda elaborar puentes más cortos con las mismas.

Por otra parte, el tipo cercha se proponen módulos de dos metros, en total con 15 módulos se puedan abarcar la máxima longitud y además, permite abarcar puentes con dimensiones variables, ya que se propone que el menor sea de 6 metros, ya que menor a eso puede ser subsanado con una alcantarilla según el Manual de Inspección de Puentes del MOPT y a partir de esta distancia se pueden hacer puentes en múltiplos de 2, hasta cumplir con los 30 metros establecidos anteriormente.

Teniendo en cuenta la propuesta de cada tipo de subestructura se puede seleccionar la más indicada para el puente temporal. Uno de los principales aspectos por evaluar es el tipo de transporte, asumiendo que las condiciones no sean las idóneas, el tipo cercha va a ser más adecuada, ya que por la longitud de sus módulos permite ser transportados en carros livianos, que normalmente son más utilizados por la población, mientras el tipo viga va demandar poseer un camión que permita transportar elementos de 5 metros de longitud.

Al ser elementos tan largos es complicado que un grupo de personas puedan levantar las vigas, por eso para la colocación de este tipo de puente se requiere de una grúa pequeña que colabore con la colocación de las vigas, mientras los elementos tipo cercha podrán ser manejados por personas, siguiendo las normas de seguridad estipuladas y se podrá emplear el método de lanzado en el cual se podrán utilizar los mismos elementos del puente para hacer la nariz de lanzamiento requerida y solo se necesita de una excavadora cargador para empujar el puente, mientras el tipo viga va requerir de la grúa, ya que para el lanzamiento se va requerir una nariz tipo viga que se aple a la viga y la elaboración de la misma encarecerá el producto.

La cantidad de elementos es uno de los aspectos en contra del modelo tipo cercha, ya que demanda una mayor cantidad que el tipo viga, ocasionando que se deban realizar mayores uniones en campo. Es importante mencionar que los elementos del tipo cercha se proponga que ya vengán contruidos de un taller por lo que las únicas uniones en campo que se deben hacer son las uniones entre paneles y diafragmas y en el caso de las vigas, igual. El modelo de vigas requiere de barandas obligatoriamente, ya que se debe garantizar la seguridad del usuario, mientras que el tipo cercha no las requiere, ya que la misma cercha puede funcionar como medida de

protección ante el descarrilamiento de un automóvil en el puente. A pesar de que la cercha puede cumplir estas dos funciones, tiene un aspecto en contra y es que la estructura principal está expuesta ante un accidente vehicular mientras que las vigas difícilmente se verán afectadas ante este tipo de casos.

En el caso de la unión entre el tablero y la estructura se realizará mediante remaches o puntos de soldadura para ambos casos. Además, ambos casos requieren de dos vigas de igual longitud y en el caso del tipo cerchas, requiere de una mayor longitud de diagramas que son los que soportan la capa rodamiento, mientras que las vigas deben llevar diafragmas para mantener el espaciamiento entre ellas, ya que la capa de rodamiento se coloca sobre la viga directamente.

Como un factor muy importante es el costo de fabricación de los modelos. El tipo cercha aventaja el tipo viga debido a que el acero utilizado es menor por lo que disminuye los costos de los materiales. Para que el tipo viga pueda superar en costo al tipo cercha se requiere que el puente sea diseñado para dos carriles, ya que en este caso la viga permite hacerlo sin necesidad de requerir más acero, mientras la cercha sí va a demandar más reforzamiento, como el puente planteado es temporal para casos de emergencia se decide hacer para un carril.

Analizando las ventajas y desventajas de ambos tipos, se considera que el tipo cercha es el más viable, ya que permitirá ser colocado con mayor facilidad, transporte con vehículos livianos, el costo es menor y los elementos por utilizar son de mayor facilidad encontrarlos en el mercado nacional.

Tipos de elementos seleccionados.

Uno de los principales elementos por seleccionar son los perfiles de acero que se van a utilizar, ya que estos son los que tienen que distribuir los esfuerzos transmitidos por los vehículos al suelo por medio de la subestructura. Los elementos seleccionados y definitivos para el modelo son los de la figura 11 y con en la tabla 6 se pueden observar sus principales características definidas según la tabla 6. Es importante mencionar que para obtener las secciones óptimas se siguió los pasos indicados en el Fluxograma 1.

Al analizar la sección seleccionada se puede observar que son secciones que se pueden transportar perfiles que poseen peraltes pequeños, que pueden facilitar el transporte en vehículos livianos y siendo posible que se manipulen por personas y maquinarias como una retroexcavadora, facilitando la elaboración del puente como tal. Es importante mencionar que no se pueden utilizar cargador. Es importante mencionar que estas son las secciones más pequeñas, que permitieron cumplir con las condiciones de diseño, ya que secciones con peraltes menores no cumplía, esto debido a la disponibilidad y calidad de acero que se tiene en el país.

Un aspecto muy importante, considerado en la elección de los perfiles, fue la elección de un único perfil para la cercha, con el fin de lograr que el armado de la estructura sea lo más simple, ya que cualquier elemento HE 180 B, como se muestra en la figura 11, puede calzar en cualquier posición del módulo sin necesidad de indicar un orden específico, de este modo facilitando la construcción. Los otros dos elementos considerados, son las secciones de los diafragmas que la sección más grande la C300 como se muestra en el cuadro 6, son los diagramas transversales al puente y la sección C100son los elementos diagonales que refuerzan estos diafragmas. Al ser solo tres tipos de secciones y las tres en lugares específicos, no van a generar confusiones o mayores atrasos a la hora de elaborar la estructura.

Las láminas de acero para el piso son diamantadas para aumentar la fricción y son de 1m X 2m de longitud, pudiendo ser colocadas sin necesidad de cortarlas, además son de 5mm de espesor.

Los tonillos utilizados para la unión entre las secciones de acero son de 2.7cm de diámetro de alta resistencia y los tonillos para el piso son de 1.6cm de diámetro, con la particularidad de que la cabeza del perno debe ser similar a los tornillos de carrocería para que no afecten las llantas de los vehículos.

Definición de subestructura.

Una vez que se ha tomado la decisión de realizar una subestructura tipo cercha, se debe definir el tipo de cercha por utilizar. Como el principal objetivo del puente es que sea fácil de transportar y disminuir la cantidad de elementos por utilizar, se decide elaborar un diseño con un tipo de viga Warren, que es conformada por triángulos equiláteros, permitiendo abarcar luces largas y así economizar la cantidad de materiales por utilizar. Este tipo de cercha fue patentado en el año 1848 por sus creadores James Warren y Willoughby Theobald.

En la Figura 13, se puede observar la configuración propuesta para el puente donde se tiene triángulos compuestos por secciones de 2m, donde la altura total del puente es de 1,5m de nivel del tablero a lo más alto de la cercha. Con esta altura permite que la misma cercha pueda funcionar como baranda del puente, es importante destacar que el no utilizar baranda aumenta el riesgo de colisión de un vehículo con la viga. Al ser temporal no se espera que sea un problema, pero en caso de que se permita, podrá agregarle una baranda que ayude a evitar una colisión directa con las vigas.

En la Figura 14 se puede observar la estructura de diafragmas que unen las cerchas que, estos diafragmas están espaciados cada metro para ayudar con la estabilidad del puente y lograr colocar el piso sobre los diafragmas. En esta Figura 14, además se puede contemplar que el modelo cuenta con cuatro cerchas, esto debido a que la longitud máxima del claro no permitía utilizar una sola viga con los materiales propuestos, es por esto por lo que se decide colocar dos vigas en cada extremo que permiten hacer una mejor distribución de la carga y así lograr la utilización de elementos con secciones menores que puedan ser manipulados por personas en campo, sin la necesidad de una grúa.

En general, la propuesta de una manera más gráfica se muestra en la Figura 15, donde se puede observar una vista en 3D donde se identifica las 4 vigas tipo cercha para lograr abarcar los 30 m de longitud, así como la unión entre vigas por medio de los diafragmas y elementos transversales que ayudan a distribuir la carga de los vehículos que lo transiten.

Uno de los elementos críticos, en este tipo de estructuras, son las uniones entre elementos

que son las que permiten lograr que una estructura tipo puente logre abarcar los claros deseados. Con el fin de realizar uniones acordes con las condiciones y evitar la variedad de estas, se elaboraron cuatro tipos de uniones como se muestra en la figura 16, donde las secciones “a2” son exclusivamente para las esquinas superiores del puente donde se da la unión de tres elementos, la unión “b” es exclusiva para las esquinas inferiores donde se genera la unión de 2 elementos. Las uniones “c” tienen una particularidad, ya que estas son las encargadas de unir las almas de los elementos que poseen ángulos de 90° o 120°, de acuerdo con la posición de los mismo. Es importante mencionar que en aquellos casos donde se da la unión de dos elementos continuos, la unión en el alma se realiza con una platina de 5mm de espesor. Por último, encontramos la unión “d”, que es la más utilizada en el puente ya que une los elementos centrales donde se da la unión de cuatro elementos en la cercha. En la figura 17 se puede observar cada una de las uniones utilizadas en el puente.

Diseño del puente.

Para llevar a cabo el diseño del puente se siguen una serie de especificaciones, tanto para la elaboración del modelo como tal en el Programa CSIBridge, como para la verificación el cumplimiento de los elementos ante las cargas aplicadas. Todo esto basado en AASHTO LRFD, (2017), Lineamiento para Diseño Sismoresistente de Puentes, (2012) y (American & Standard, 2016).

Modelo.

Las especificaciones seguidas en el modelo se pueden verificar en el Apéndice, Tabla 1. Es importante resaltar que las combinaciones utilizadas fueran escogidas de acuerdo con la disposición del puente diseñado. Por eso se descartó la de Evento extremo 2, ya que es poco probable que se presente, además se descartan la de servicio III y IV, ya que éstas hacen alusión a elementos de concreto, por lo que no aplican en este caso.

Una vez elaborado el modelo se verifico que el periodo estuviera en rango bajo, esta verificación fue exitosa ya que en el Modo 1 se presentó el mayor periodo y fue de 0.28, garantizando que el modelo como tal está debidamente calibrado. Además, se elabora una verificación del peso, con elementos seleccionados según la especificación de la Cuadro 6, y el peso que se obtiene en el modelo como se muestra en la tabla 7, donde los pesos son muy similares y el error es de un 1.39% siendo este valor aceptable.

Comprobación de diseño de elementos críticos.

Es importante mencionar que todos los cálculos están referenciados al AISC en cada una de los cuadros de cálculo, que se encuentran en los resultados y en Anexos se encuentran algunos datos importantes que fueron contemplados en estos cálculos.

Para poder verificar que los elementos cumplen con los esfuerzos que se presenta en el puente, se hacen una serie de comprobaciones que garanticen el funcionamiento. Estos cálculos fueron realizados a elementos específicos y con esfuerzos debidamente seleccionados, la manera de elección de los elementos se hizo con base en los resultados del modelo. Una vez corrido el modelo con todas las especificaciones antes mencionadas, se generan una serie de resultados donde se verificó que la combinación que mayor afectación produce es la de Resistencia I. Una vez verificado este aspecto, se escogieron los elementos mayores cargados, esto con el fin de probar que, si los elementos más críticos cumplen, por ende, los demás elementos van a cumplir.

La primera sección verificada es la HE 180 B, en el elemento 293, según el modelo. En primera instancia se comprueban las uniones, donde proponen 8 tonillos por unión con diámetro 2,7cm, donde según el cuadro 8, se cumple con todas las especificaciones de resistencia a tracción, corte, aplastamiento y deslizamiento crítico. Para los pernos se tiene que cumplir con las separaciones mínimas entre tornillos y al borde, las secciones o platinas de unión. Estos cálculos fueron verificados y las separaciones se pueden encontrar en la figura 16 en la parte "c".

Para la flexcompresión se pretendía que el valor de la fórmula H1-1a del AISC fuera menor a 1, esto se puede verificar en el cuadro 9, sumado a esto se verifica el cumplimiento a tracción donde el cálculo se divide en 2 secciones como se muestra en el cuadro 10, donde se muestra la comprobación de tracción en la sección bruta y la sección neta. En ambos cálculos se cumple y demuestra que los 8 pernos utilizados no afectan la sección como tal en este aspecto. Para el cortante se debía verificar que su cumpliera con la premisa G2-2 del AISC y una vez aprobado este aspecto se verifica que no se tiene problemas a cortante, esto se muestra en el cuadro 11.

En cuanto la flexión, se divide en tres puntos que fueron seleccionados según el anexo 7 y los diseños, la fluencia que cumple según cuadro 12. En cuanto al pandeo local tocionante, los calculo muestran que la sección es inelástica según Gráfico 4 y por lo que se recalcula el momento nominal con la fórmula F2-2 y se cumple. Abonado a esto se debe comprobar y clasificar el pandeo local, que según el Gráfico 5 es no compacta, de igual forma el momento último es menor al momento nominal por lo que cumple. Una vez realizado todos estos cálculos, se puede decir que la sección crítica es aspectada y es la propuesta para el puente en las cerchas.

Para el elemento C300 se hacen las mismas verificaciones, para este caso el diseño se llevó a cabo para el elemento 32 del modelo, donde según el cuadro 13 se utilizan 4 pernos de 2.7cm de diámetro y se cumple con todas las especificaciones. En el caso de la flexcompresión mostrada en el cuadro 14, muestra que cumple, con la particularidad que para este caso se utilizó la fórmula H1-1b debido a que en el cálculo anterior el valor es menor a 0.2.

En la comprobación a tracción se cumple en ambos casos según el ara bruta y neta como se muestra en el cuadro 15. El cortante último es menor a cortante nominal, como se pude observar en el cuadro 16, por lo que la sección cumple. Para el caso de flexión según los gráficos 6 y 7 el elemento es inelástico y con alas no compactas, por lo que, haciendo las verificaciones correspondientes, en el cuadro 17 se comprueba que cumple, con la verificación de todos estos aspectos que propone la sección C300 como definitiva para los diafragmas.

Para el elemento C100, que es elemento diagonal que refuerza los diafragmas se puede denotar que en el cuadro 18, que la cantidad de

tonillos necesarios son 2 de 2.7 cm de diámetro y se cumple con los aspectos necesarios para uniones, en cuanto a la flexión, al igual que la sección C300 se utiliza la fórmula H1-1b del AISC y se comprueba que el valor es mucho menor a 1 por lo cual cumple como se evidencia en el cuadro 19.

En cuanto al diseño a tracción las áreas tanto bruta como neta de la sección transversal son capaces de soportar los esfuerzos a tensión como se muestra en el cuadro 20, en cuanto al cortante se cumple a cabalidad según cálculos del cuadro 21, para el caso de la flexión a fluencia no se tiene ningún problema, lo que si cambia es que esta sección se clasifica como elástica según gráfico 8, se hace el cálculo respectivo del momento nominal, de igual manera se cumple según se muestra en la cuadro 22 y en el caso del pandeo local de ala se clasifica como esbelta; según gráfico 9, pero de todas maneras cumple, por lo que la sección es la propuesta para el puente.

El puente según las especificaciones de la AASTHO debe poseer una longitud mínima de asiento como se muestra en la Figura 18, por lo que haciendo el cálculo respectivo, como se muestra en el cuadro 23, se denota que esta distancia mínima de asiento es de 2.6 m

La deflexión es un aspecto muy importante a evaluar tanto para el piso como el puente en general, las estructuras de piso cumplen con los criterios de deflexión que dicta la AASTHO sin ningún inconveniente como se observa en el cuadro 24, además, también se verifica la deflexión del puente en general, donde se verifica que, si se cumple, ya que los datos que arroja el modelo son menores al límite como se muestra en cuadro 25.

Para comprobar la resistencia del piso seleccionado se hacen varias verificaciones, entre ellas la cantidad de tonillos requeridos para la unión de la lámina a los diafragmas, esto se puede observar en el cuadro 26, donde se proponen 14 tornillos por lado de 1.6cm de diámetro y así cumpliendo con todos los requerimientos, en cuanto a tracción según el cuadro 27, tanto el área bruta como la neta cumplen con la resistencia a tensión.

Para el pandeo de la cuerda superior en la cuerda no arriostrada se hace la verificación correspondiente como se muestra en el cuadro 28, donde se demuestra que si cumple.

Método de construcción y desmantelaría.

Para el método constructivo con base en consultas e investigación de la manera de colocación de los puentes temporales de las principales casas comerciales se decide utilizar un método tradicional, como lo es el lanzado.

Para la construcción del puente se puede observar el cuadro 29, donde explica de manera resumida el proceso. Lo primero que se debe analizar es el tipo de suelo que se encuentra en el lugar, ya que este nos va a definir el tipo de subestructura que puede ser colocada en el sitio, como sugerencia se puede crear una viga cabezal donde se apoye el puente, utilizando concreto de alta resistencia y con aditivos para acelerar el tiempo de fragua y, además, utilizar acero grado 60.

Paralelo a la construcción de los bastiones, se puede ir armando el puente, ya que este se va armando en suelo firme para ir siendo empujado sucesivamente, primero se arma la nariz de lanzamiento con elementos más livianos que permitan hacer un contrapeso con la estructura de puente y no se vaya a caer al cauce. Posteriormente a esto, la nariz es anclada a la estructura principal del puente, que se puede elaborar de dos maneras según las condiciones del lugar, una de ellas es armar módulos tipo triangulares en un plantel y trasportarlos armados. La otra es llevar cada una de las partes y armar en el lugar, es importante mencionar que el proceso de armar en el lugar es más complicado y más lento que llevar los módulos armados, ya que van a tener que atornillar más pernos, hacer la colocación de las placas en cada uno de los elementos y el proceso va a ser más complicado en campo que en un taller de construcción.

Una vez armado el módulo se unen entre sí para ir generando la viga, se van a ir construyendo las vigas tipo cercha que sean necesarias al mismo tiempo y se van conectando por medio de los diafragmas, ya que el proceso debe ir siendo sucesivamente para ir empujando el puente a como se va construyendo. El puente puede ser empujado por un retroexcavadora cargador o un excavador, de igual forma para ir acomodando las piezas se utiliza la máquina para evitar que el personal levante altas cargas.

Es importante mencionar que el puente se va armando en suelo firme encima de un tipo de

rondines que permitan que al empujar el puente sea fácil su desplazamiento, una vez se logra llegar al otro lado del claro, se quita la nariz y se asienta el puente sobre la viga cabezal, se colocan las laminas del piso, se hacen los ajustes necesarios para el terreno de aproximación y se da por concluido el puente.

Para hacer el desmonte del puente se sigue el mismo proceso de armado, pero a la inversa, es importante aclarar que el puente se puede almacenar en bodegas una vez desarmado y los elementos de mayor longitud van a ser los diafragmas de 4m y la mayoría de elementos son de 2m.

Ventajas y desventajas del modelo propuesto.

Una vez definido la estructura final, se realiza un análisis y una comparación entre el modelo propuesto y lo que existe principalmente hoy en el mercado.

El modelo propuesto tiene una gran serie de ventajas ya que este se plantea para poder ser desarrollado por los gobiernos locales o grupos organizados que tengan una necesidad de un puente temporal y no se cuente con los puentes temporales de acero que normalmente se colocan en el país.

Una de las ventajas es que el material utilizado lo podemos encontrar en el país, en las distribuidoras de acero, con la ventaja de que esto elimina los tiempos de espera que se deben efectuar para poder exportar los puentes que normalmente vienen de Europa y se toman aproximadamente dos meses en llegar al país.

Otra de las ventajas es que el tipo de diseño propuesto se limita a una misma sección para la cercha, evitando confusiones en los operados a la hora de fabricarla, siendo fácil de armar, como de desarmar y al ser secciones iguales cada vez que se realice el puente todos los elementos pueden ser colocados donde se quiera en la cercha, las uniones son otro aspecto importante que se deben tomar en cuenta, ya que son pocos tipos y se pretende que no vayan a ocasionar confusión a la hora de armar el puente.

La cantidad de elementos es un aspecto importante que se debe tomar en cuenta, ya que además de que se minimizará la cantidad de secciones por utilizar en los elementos empleados para el puente propuesto son menores a los

utilizados en lo que actualmente se tiene, ya que un módulo del puente temporal propuesto es de 2 metros de longitud que se forma con 3 elementos, mientras un puente temporal de acero consta de módulos de 3 metros con 4 sección, 2 verticales y horizontales, además de dos elementos que forman una "X" en el centro del módulo.

El tiempo de elaboración es otro aspecto por evaluar, se pretende que la colocación del puente se de en 15 días, esto con base en consultas a expertos y basado en los tiempos de colocación de los puentes modulares actuales que poseen una similar forma de colocación.

Una de las desventajas y atrasos que pueden ocurrir con este sistema es la gran cantidad de pernos, que para colocar cada uno de ellos se debe hacer un trabajo tedioso que puede ocasionar atrasos, es importante mencionar que la mejor manera de colocación es que los módulos sean armados en un taller y en campo solo hacer la unión entre los mismos.

En cuanto al costo del puente propuesto es mucho menor al costo promedio de un puente de acero temporal, que en caso de una luz de 30m ronda los 100 millones, esto según el anexo 8, donde muestra valores de la licitación que se encuentra activa en el MOPT desde el 2016 y se hace un ajuste para un puente de 30 m de longitud.

Esta disminución en el costo se da por varias razones, una es que el acero ya se encuentra en el país por lo que no se tiene que gastar dinero en los envíos correspondiente, otra de las razones que más bien es desfavorable, es que los puentes modulares que se utilizan actualmente utilizan nuevas tecnologías en el acero que encarecen los costos, pero logran abarcar claros hasta de 60m sin necesidad de pilas. Otro aspecto importante es que se utilizan menor cantidad de secciones, los costos del puente rondan los 33 millones según los anexos 10 y 11 y datos suministrados por (Coto, 2018) donde indica que para torre de acero utilizada para apoyar los cables de alta tensión ronda los \$2000/ton donde un 5% del peso corresponde a pernos, haciendo una estimación para el valor de los pernos ronda los 2 millones según el peso estimado y el valor para el puente según este dato es de 33 millones por lo que se puede verificar que los valores del acero se podrían validar, asumiendo que el costo final entre ambos proyectos si vararía ya que son construcciones diferentes, la comparación es únicamente para materiales. Es importante aclarar que en ninguno de

los dos casos se cuenta con los costos de mano de obra, es únicamente materiales de superestructura.

Otra de las ventajas es el peso y es que en el cuadro 7 y con el peso de la laminas y los tonillos que se encuentra en los anexos 11 y 12 se muestra que el puente ronda las 33 toneladas, mientras un puente modular de acero según el anexo 9, cada bahía pesa 5 toneladas de 3 metros de longitud, por lo que un puente de 30 metros ronda las 100 toneladas según esta especificación, por lo que el puente propuesto es más liviano.

Un aspecto que se toma como desventaja es que a pesar de que las casas comerciales de acero en el país tienen las principales secciones para el puente, en algunos casos estas se pueden estar agotadas, ya que no son secciones muy utilizadas y en caso de no tener mucha venta no se traen si no es contra pedido. Por lo tanto, la mejor forma de evitar esto es preparar el puente desde antes y tenerlo en bodega, de forma que funcione como preventivo en caso de emergencia y así evitar problemas.

En general, el puente se presenta como una propuesta viable que se le puede ir perfeccionando con el tiempo, haciendo costo beneficio para incorporar aceros de otras latitudes que aporten mayores beneficios.

Conclusiones

- Para el puente, las vigas de acero son elementos indispensables, ya que estos transportan los esfuerzos a los bastiones, por este motivo es de gran importancia que sus secciones sean capaces de soportar altos esfuerzos y que su tamaño sea reducido para facilitar su montaje.
- Las uniones son elementos críticos, ya que ellas son las que unen los módulos para poder desarrollar claros más largos y así no poseer elementos muy largos, por lo que tanto la placa como los pernos deben ser capaces de soportar altos esfuerzos.
- Para lograr alcanzar distancias largas se deben utilizar dobles cercha, ya que permite soportar mayor carga y de esta manera disminuir la sección del elemento.
- El no depender de los puentes temporales de las casas comerciales garantizan que las soluciones en casos de emergencia puedan efectuarse de una forma más rápida en aquellos casos que se tenga que exportar el puente o en los lugares de difícil acceso donde el transporte es complicado desde el valle central.
- El puente propuesto es más económico y de menor peso, esto debido a que se puede adquirir en el país y que se cuenta con menores cantidad de elementos.
- Al constar de un solo tipo de sección para la cercha, es ventajoso, ya que los elementos no llevan un orden específico por lo que facilita el método de construcción, pero como desventaja se tiene elementos muy sobre reforzados que podrían ser sustituidos por elementos más livianos y disminuir la carga muerta del puente.
- Entre las principales desventajas es la gran cantidad de pernos, haciendo el trabajo de elaboración muy tedioso, siendo más favorable armar los módulos en talleres que en campo.
- Una limitación del modelo es que se depende de la disponibilidad del material en las casas comerciales, ya que no son secciones usadas comúnmente y puede que se ocasionen atrasos con la llegada de los materiales.

Recomendaciones

- Se debe realizar análisis de costo beneficio e investigar mayor variedad de secciones disponibles de acero en otros países, que puede ayudar a disminuir la sección y de esta manera lograr abarcar claros más largos o disminuir la cantidad de acero utilizado.
- Hacer mantenimiento con pintura anticorrosiva periódicamente a las diferentes secciones del puente o cuando se desmonta, para prolongar la vida útil.
- Implementar la obtención de puentes anticipadamente en los gobiernos locales para en casos emergencias estos sean atendidos inmediatamente desde el lugar afectado.
- Revisar visualmente las secciones una vez que se utilizó el puente por un periodo prolongado, no mayor a 3 años, identificar todos aquellos elementos que tengan alguna deformación o daño y remplazarlos inmediatamente, para que en próximos usos no tengan mayor problema.
- Se recomienda una subestructura simple con un cabezal donde permita apoyar el puente, recordado que el puente solo va a estar colocado por un tiempo definido, mientras se encuentra una solución permanente.
- Se recomienda hacer mejoras en las láminas de acero del piso para que estas sean colocada de una manera más modular y no necesiten la presencia de tantos pernos, además se puede estudiar algún otro tipo de material que cumpla con las especificaciones y que sea más liviano.

Apéndices

Apéndice 1. Especificaciones de diseño de la AASTHO LRFD Bridge Design Specification.

Aspectos para modelación	Factores por utilizar	Especificación
Combinaciones de carga	Evento Extremo I	Involucra sismo.
	Resistencia I	Uso normal del puente. Artículo 3,4,1
	Resistencia II	Uso del puente por parte de vehículos de diseño o especiales. Artículo 3,4,1
	Resistencia III	Puente expuesto a velocidades superiores a los 90 km/h
	Resistencia IV	Representa relaciones muy elevadas provocadas por cargas permanentes y sobrecarga. Artículo 3,4,1
	Resistencia V	Uso de vehículos normales y vientos mayores a los 90 km/h Artículo 3,4,1
	Servicio I	Cargas normales y vientos de 90km/h. Artículo 3,4,1
	Servicio II	Controlar la fluencia de la estructura de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular. Artículo 3,4,1
	Fatiga I	Carga de fatiga y fractura relacionada con la vida infinita inducida por la carga. Artículo 3,4,1
	Fatiga II	Carga de fatiga y fractura relacionada con la vida finita inducida por la carga. Artículo 3,4,1
Ancho carril de diseño	4 m	Según artículo 3,6,1,1,1 se define el número de carriles de diseño con la formula $w/3,6$ m. Con el fin de tener un solo carril se plantea 4 m de ancho.
Camión de diseño	Tándem HL-93	Según artículo 3,6,1,2,2 , como se muestra en la figura 8.
Fracción de tráfico de camiones en un único carril	$\rho = 1$	Diseño para 1 carril. Especificado en la Tabla 3,6,1,4,2-1
Incremento por carga dinámica	IM = 33%	Aplicado a todo lo estados límites. Especificado en la Tabla 3,6,2,1-1

Fuente : (AASHTO LRFD, 2017)

Anexos

En los anexos se pueden identificar las tablas de especificaciones utilizadas para los diseños según como indica el AISC

Anexo 1. Distancia mínima al borde.

TABLA J3.4M Distancia Mínima al Borde^[a], mm, desde el Centro del Agujero Estándar^[b] hasta el Borde de la Parte Conectada	
Diámetro Perno (mm)	En bordes laminados de Planchas, Perfiles o Barras, o en bordes por corte térmico ^[c]
16	22
20	26
22	28
24	30
27	34
30	38
36	46
Sobre 36	1,25d

^[a] De ser necesario, se permite utilizar distancias de borde menores provisto que se satisfacen las disposiciones de la Sección J3.10 y de Sección J4, sin embargo distancias al borde menores que (1) diámetro del perno no son permitidas sin aprobación del ingeniero a cargo.

^[b] Para agujeros sobretamaño y ranurados, ver la Tabla J3.5M.

Fuente: (American & Standard, 2016)

Anexo 2. Tensión Nominal para conectores y Partes roscadas.

TABLA J3.2 Tensión Nominal de Conectores y Partes Roscadas, kgf/cm² (MPa)		
Descripción del Conector	Tensión de Tracción Nominal, F_u , kgf/cm ² (MPa) ^[a]	Tensión de Corte Nominal en Conexiones de Tipo Aplastamiento, F_u , kgf/cm ² (MPa)
Pernos A307	3.160 (310) ^[a]	1.900 (188) ^{[b][c][d]}
Grupo A (ej. Pernos A325), cuando la rosca no esta excluida en el plano de corte	6.320 (620)	3.800 (372) ^[e]
Grupo A (ej. Pernos A325), cuando la rosca esta excluida en el plano de corte	6.320 (620)	4.780 (469) ^[e]
Grupo B (ej. Pernos A490), cuando la rosca no esta excluida en el plano de corte	7.950 (780)	4.780 (469) ^[e]
Grupo B (ej. Pernos A490), cuando la rosca esta excluida en el plano de corte	7.950 (780)	5.900 (579) ^[e]
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la Sección A3.4, cuando la rosca no esta excluida en el plano de corte	0,75 F_u	0,450 F_u ^[e]
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la Sección A3.4, cuando la rosca esta excluida en el plano de corte	0,75 F_u	0,563 F_u ^[e]

^[a] Para pernos de alta resistencia sujetos a fatiga por cargas de tracción, ver Anexo 3.

^[b] Para conexiones en los extremos con un patrón de conectores con una longitud mayor a 38 in. (965 mm), F_u debe ser reducido a un 83.3% de los valores tabulados. La longitud del patrón de conectores es la máxima distancia paralela a la línea de fuerzas entre la línea central de los pernos que conectan dos partes con una superficie de apriete.

^[c] Para pernos A307 los valores tabulados deben ser reducidos por 1% para cada 2 mm sobre 5 diámetros de longitud en el agarre.

^[d] Rosca permitida en los planos de corte.

Fuente: (American & Standard, 2016)

Anexo 3. Pretensión mínima del perno.

TABLA J3.1M Pretensión Mínima de Pernos, ton*		
Tamaño Perno, mm	Grupo A (ej. Pernos A325M)	Grupo B (ej. Pernos A490M)
M16	9,28	11,62
M20	14,48	18,25
M22	17,94	22,53
M24	20,90	26,20
M27	27,22	34,05
M30	33,23	41,59
M36	48,42	60,65

* Igual a 0,70 veces la resistencia última de los pernos, redondeada al valor entero más cercano, tal como lo especifican las Especificaciones ASTM para pernos A325 y A490 con hilo UNC.

Fuente: (American & Standard, 2016)

Anexo 4. Especificaciones según ASTM para perfiles.

TABLA 1.1 Especificaciones aplicables de la ASTM a diversos perfiles estructurales.

Tipo de acero	Designación de la ASTM	Esfuerzo mínimo de fluencia F_y (klb/plg ²)	Esfuerzo ^a de tensión F_u (klb/plg ²)	Serie de perfiles aplicables													
				W	M	S	HP	C	MC	L	Rect.	Redondo	Tubo				
Al carbono	A36	36	58-80 ^b														
	A53 Gr. B	35	60														
	A500	Gr. B	42	58													
			46	58													
		Gr. C	46	62													
	A501	Gr. A	36	58													
		Gr. B	50	70													
	A529	Gr. 50	50	65-100													
		Gr. 55	55	70-100													
	Baja aleación alta resistencia	A572	Gr. 42	42	60												
Gr. 50			50	65 ^d													
Gr. 55			55	55													
A618		Gr. 60 ^e	60	60													
		Gr. 65 ^e	65	65													
		Gr. I & II	50 ^f	70 ^f													
A913		Gr. III	50	50													
			50	50 ^g	60 ^h												
			60	60	75												
			65	65	80												
Baja aleación alta resistencia resistente a la corrosión		70	70	90													
	A992	50	65 ⁱ														
	A242		42 ^j	63 ^j													
		46 ^k	67 ^k														
		50 ^l	70 ^l														
	A588	50	70														
	A847	50	70														

■ = Especificación recomendada para el material
 □ = Otra especificación de material aplicable, cuya disponibilidad deberá confirmarse antes de la especificación
 □ = La especificación de material no aplica

Fuente: (American & Standard, 2016)

Anexo 5. Factores de conexión para elementos a tensión.

Case	Description of Element	Shear Lag Factor, U	Example
1	All tension members where the tension load is transmitted directly to each of the cross-sectional elements by fasteners or welds (except as in Cases 4, 5 and 6).	$U = 1.0$	-
2	All tension members, except HSS, where the tension load is transmitted to some but not all of the cross-sectional elements by fasteners or by longitudinal welds in combination with transverse welds. Alternatively, Case 7 is permitted for W, M, S and HP shapes. (For angles, Case 8 is permitted to be used.)	$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$	
3	All tension members where the tension load is transmitted only by transverse welds to some but not all of the cross-sectional elements.	$U = 1.0$ and $A_n = \text{area of the directly connected elements}$	-
4(a)	Plates, angles, channels with welds at heels, tees, and W-shapes with connected elements, where the tension load is transmitted by longitudinal welds only. See Case 2 for definition of \bar{x} .	$U = \frac{3l^2}{3l^2 + w^2} \left(1 - \frac{\bar{x}}{l}\right)$	
5	Round HSS with a single concentric gusset plate through slots in the HSS.	$l \geq 1.3D, U = 1.0$ $D \leq l < 1.3D, U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{D}{4}$	
6	Rectangular HSS, with a single concentric gusset plate	$l \geq H, U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B+H)}$	
	with two side gusset plates	$l \geq H, U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B+H)}$	
7	W, M, S- or HP-shapes, or tees cut from these shapes. (If U is calculated per Case 2, the larger value is permitted to be used.)	$b_f \geq \frac{2}{3}d, U = 0.90$ $b_f < \frac{2}{3}d, U = 0.85$	-
	with web connected with four or more fasteners per line in the direction of loading	$U = 0.70$	-
8	Single and double angles, with four or more fasteners per line in the direction of loading	$U = 0.80$	-
	with three fasteners per line in the direction of loading (with fewer than three fasteners per line in the direction of loading, see Case 2)	$U = 0.60$	-

B = overall width of rectangular HSS member, measured 90° to the plane of the connection, in. (mm); D = outside diameter of round HSS, in. (mm); H = overall height of rectangular HSS member, measured in the plane of the connection, in. (mm); d = depth of section, in. (mm); for tees, d = depth of the section from which the tee was cut, in. (mm); l = length of connection, in. (mm); w = width of plate, in. (mm); \bar{x} = eccentricity of connection, in. (mm).
 $M \leq \frac{l_1 + l_2}{2}$, where l_1 and l_2 shall not be less than 4 times the weld size.

Fuente: (American & Standard, 2016)

Anexo 6. Relación ancho espesor b

$\frac{b}{t}$	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Examples
			k_p (compact/noncompact)	k_s (noncompact/slender)	
Unstiffened Elements	10 Flanges of rolled I-shaped sections, channels, and tees	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	11 Flanges of doubly and singly symmetric I-shaped built-up sections	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95 \sqrt{\frac{k_p E}{F_y}}$	
	12 Legs of angle	b/t	$0.54 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	13 Flanges of all I-shaped sections and channels in flexure about the minor axis	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
14 Stems of tees	d/t	$0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.52 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		

Fuente: (American & Standard, 2016)

Anexo 7. Aplicación del capítulo F según la sección.

Section in Chapter F	Cross Section	Flange Slenderness	Web Slenderness	Limit States
F2		C	C	Y, LTB
F3		NC, S	C	LTB, FLB
F4		C, NC, S	C, NC	CFY, LTB, FLB, TFY
F5		C, NC, S	S	CFY, LTB, FLB, TFY
F6		C, NC, S	N/A	Y, FLB
F7		C, NC, S	C, NC, S	Y, FLB, WLB, LTB
F8		N/A	N/A	Y, LB
F9		C, NC, S	N/A	Y, LTB, FLB, WLB
F10		N/A	N/A	Y, LTB, LLB
F11		N/A	N/A	Y, LTB
F12	Unsymmetrical shapes, other than single angles	N/A	N/A	All limit states

Y = yielding, CFY = compression flange yielding, LTB = lateral-torsional buckling, FLB = flange local buckling, WLB = web local buckling, TFY = tension flange yielding, LLB = leg local buckling, LB = local buckling, C = compact, NC = noncompact, S = slender, N/A = not applicable

Fuente: (American & Standard, 2016)

Anexo 8. Cotización de la empresa MabeyBridge de puentes modulares para el MOPT.

ANEXO # 1.1

ESTRUCTURA DEL PRECIO UNITARIO				
No	Linea	Precio DDP	Precio descarga y estiba	Precio Unitario
1	PUENTE DE ACERO, MODULAR LANZABLE, TIPO BAILEY, MARCA MABEY MODELO COMPACT 200 LARGO 54,86 m (180 ft) X 4,20 m ANCHO MINIMO, 1 VIA, CARRIL EXTRA ANCHO, CARGA VIVA HL-93 CERTIFICADO POR FABRICANTE. (en letras doscientos un mil setecientos treinta libras esterlinas con 72/100)	£ 194.148,72	£ 7.582,00	£ 201.730,72
2	ESQUELETO DE PUENTE MODULAR (NARIZ Y EQUIPO DE LANZAMIENTO), MARCA MABEY TIPO BAILEY, PISO DE ACERO, UNA VIA, LARGO 54,86 m, EQUIPO DE LANZAMIENTO Y PASARELAS PEATONALES. VER ANEXO 3) en letras ciento noventa y ocho mil quinientos treinta y siete libras esterlinas con 45/100)	£ 190.960,15	£ 7.577,30	£ 198.537,45
3	PUENTE DE ACERO, MODULAR LANZABLE, TIPO BAILEY, MARCA MABEY MODELO DELTA PISO DE ACERO, LARGO 90 - 92 m X 7,30 m ANCHO MINIMO, DOBLE VIA, 1 ACERA DE 1,20 m ANCHO, CARGA VIVA HL-93, CERTIFICADO POR FABRICANTE. (En letras novecientos veinticinco mil ochocientos noventa y un libras esterlinas con 12/100)	£ 891.023,12	£ 34.868,00	£ 925.891,12
4	ESQUELETO DE PUENTE MODULAR (NARIZ Y EQUIPO DE LANZAMIENTO), TIPO BAILEY, PISO DE ACERO, DOBLE VIA, LARGO 90-92 m. VER ANEXO 4. En letras doscientos cuarenta y cinco mil cuatrocientos ochenta y nueve libras esterlinas con 66/00)	£ 237.909,66	£ 7.580,00	£ 245.489,66

Fuente: (MOPT, 2016)

Anexo 9. Características de los elementos utilizados en puente temporales de la empresa MabeyBridge.

ANEXO N° 6.1: FORMULARIO DE DATOS DE DISEÑO DEL PUENTE DE UNA VÍA																		
LICITACION:		2016LN-000002-0012400001: "SUMINISTRO DE PUENTES MODULARES LANZABLES TIPO BAILEY O SIMILAR"																
OFERENTE:		MABEY COMPACT 200																
FABRICANTE:		MABEY BRIDGE LTD																
DATOS DE DISEÑO																		
MODELA		Compact 200																
CONFIGURACION:		TSHR3H																
PESOS por BAHIA					VIGA TRANSVERSAL DE PISO													
PISO =	1.364	tonne	Perfil =	457 x 152 x 74														
Recubr. =	0.256	tonne	Fy =	355	Mpa													
Cerchas =	4.194	tonne	Sxx =	1414000	mm ³													
PUENTE =	5.814	tonne	Zp =	1627000	mm ³													
CERCHA					PANEL DE PISO													
Fy =	460	Mpa	ANCHO panel =	1.05	m													
Modelo E =	20500000	N/mm ²	Fy =	460	Mpa													
Sxx =	92.45x10 ⁶	mm ³	Sxx =	437118	mm ³													
Ixx =	1.03266x10 ¹¹	mm ⁴	Av =	3734	mm ²													
M adm =	1947	tm	f adm =	460	Mpa													
V adm =	137	t	Mn =	9.906	tm	Con F.S. =	1.7											
L centroides =	5.41	m	P LL admisible =	13	t	Con F.S. =	1.7											
Excentricidad =	1.213		P LL Ultima	22.1	t													
COMBINACIONES DE CARGA AASHTO LRFD																		
CERCHA																		
Nota: La excentricidad debe calcularse al centroide de las Cerchas.																		
AASHTO LRFD => 1,25 x M _{DL} + 1,5 x M _{DM} + 1,75 x MPF x Exc x (1,33 x M _{TRUCK}) + 1,75 x MPF x Exc x (M _{LANE}) = M _D																		
1.25 x	6185.7	+	1.50 x	310.0	+	1.75 x	1.08' x	1.213 x	1.33 x	4016.5	+	1.75 x	1.08' x	1.213 x	3513.9	=	28500	kNm
VIGA TRANSVERSAL																		
Si el Tandem se aplica excentricamente m=1, pero NO DEBE OMITIRSE en M _{LANE}																		
1.25 x	13.7	+	1.50 x	2.1	+	1.75 x	1.08' x	1.00 x	1.33 x	166.2	+	1.75 x	1.08' x	1.00 x	27.7	=	490	kNm
PANEL DE PISO																		
P = al peso de una llanta, no incluye carga muenta																		
AASHTO LRFD => 1,75 x 1,33 x P _{ULTIM}																		
η	IM	P _{MSD}	P _U	P _{ADM}	F.S.	P _{MAX}	P _{MAX} / P _{MSD}	>	1,75 x 1,33									
1.75	1.33	71.17	165.65	13	1.7	216.80	3.046	>	2.3275									

Fuente: (MOPT, 2016)

Anexo 10. Secciones de acero para puente modular.

ARCELORMITTAL COSTA RICA, S.A.



Cédula Jurídica: 3 101 008162-31
Licencia de Exportación: 309
Tel. (506) 2205-8900 Fax (506) 2205-8999
servicioalclientecr@arcelormittal.com www.arcelormittal.com/costarica
San José, Costa Rica

Cliente: Evaluación de Estructura de Pu
Cédula Jurídica:
Nº de cliente: 870000
Solicitud: PEEP-eBridge
Escuela de Construcción, Instituto Tecnológico de Costa Rica.

Cotización numero
20283147
Fecha: 16/11/2018
Período de validez
15/11/2018 al 15/11/2018
Moneda: Dólares USD

Nro.	Código	Descripción del material	kg/und	TM	Cant.Und	UM	Precio Unit	Sub-total
000010	196292	VIGA HE 200 B x 9m PTE	551.700	43.584	79.000	UN	468.70	37,027.11
000020	222853	VIGA UPN 160x65x7.5mmx6m PTE	112.800	2.933	26.000	UN	107.72	2,800.81
000030	272718	VIGA UPN 100x50x6.0mmx6m PTE	63.606	1.463	23.000	UN	60.74	1,397.10
000040	191449	PLETINA 75x5mmx6m PTN	17.667	0.300	17.000	UN	13.91	236.51
	Subtotal	Flete	Servicio	Seguro	Imp. 15,21%	Imp. 13%		Total
	41,461.53	0.00	0.00	7.05	0.00	5,389.08		46,850.61

Fuente: Arcelor Mittal

Anexo 11. Laminas antideslizantes para piso de puente.



ACEROS ABONOS AGRO S.A.

Cédula jurídica: 3 101 530313

Dirección: 100 mts Oeste de la plaza de deportes de la Uruca,

SJ

Teléfono: 22129300

Fax: 22129542

PROFORMA

No.Transac.: 9155845B

Orden Comp:

Fecha: 20/11/2018

Proforma: 181607

Página 1 de 1

Cliente: FUNDACION TECNOLOGICA DE COSTA RICA (FUNDATEC)

Cuenta: 999999

Dirección:

Teléfono: :

CONDICIONES DE COMPRA

LN	CODIGO	BOD.	CANTIDAD	DESCRIPCION DE LA MERCADERIA	PRECIO UNIT.	TOTAL ¢	LV.	% DESC
1	0004139	26	41.00	HIERRO NEGRO ANTIDESLIZ. 1.22 X 2.44 X 5MM	60,075.00	2,463,075.00		

RECIBIDO CLIENTE

TOTALES

Subtotal ¢	2,463,075.00
Descuento ¢	0.00
Impuestos ¢	320,199.75
Flete ¢	0.00
TOTAL ¢	2,783,274.75
Kilos	4,790.40
Libras	10,561.00
Quintales	105.61

OBSERVACIONES

PROGRAMA DE EVALUACION DE PUENTES DEL TECNOLÓGICO DE COSTA RICA_03-0412-01 PUENTES EDUCACION

Fuente: Aceros Abono Agro S.A.

Referencias

- AASHTO LRFD. (2017). *Bridge design specifications*.
- American, A., & Standard, N. (2016). Specification for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 360-16, 676. <https://doi.org/111>
- Barker, Richard M.;Puckett, J. A. (1997). *Desing of Highway Bridges*. United States of America.
- Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica. (2012). Diseño Sismorresistente de Puentes. *Diseño Sismorresistente, 1*, 90. Retrieved from <http://civilgeeks.com/2013/09/23/lineamientos-para-el-diseno-sismorresistente-de-puentes/>
- Composan. (2010). Juntas para puentes. Retrieved from <http://www.sanposl.com/wp-content/uploads/catalogos/CATALOGO-JUNTAS-COMPOSAN.pdf>
- Consejo Nacional de Vialidad - Costa Rica (CONAVI). (2017). Puentes Modulares.
- Consejo Sectorial de Ministros de Transporte de Centroamérica (COMITRAN). (2016). *Manual de Consideraciones Técnicas Hidrológicas e Hidráulicas (I)*. Costa Rica. LEY NACIONAL DE EMERGENCIA LEY No. 7914 (1999). San Jose: COMISIÓN NACIONAL DE PREVENCIÓN DE RIESGOS Y ATENCIÓN DE EMERGENCIAS (CNE). <https://doi.org/10.15713/ins.mmj.3>
- Coto, A. C. (2018). *Montos estimados por el ICE para contrucción de torres en acero*.
- Días, E. E. M. (2012). *Ingeniería de puentes*. (1a ed). Bogotá, D.C.: Pantificia Universidad Javeriana.
- Garita Solano, Ivan.;Madrigal G, S. (2003). *Puentes Modulares prefabricados para usos en casos de emergencia*. Tecnologico de Costa Rica.
- IMN. (2017). El Clima y las Regiones Climáticas de Costa Rica. *Instituto Meterológico Nacional de Costa Rica*. Retrieved from <https://www.imn.ac.cr/documents/10179/31165/clima-regiones-climat.pdf/cb3b55c3-f358-495a-b66c-90e677e35f57>
- Ing, L., Quir, C., & Barahona, R. C. (2012). Barandas para contención vehicular en puentes.
- Mabey Bridge. (2018). (<https://www.mabey.com/uk>) Construcción de puente, 9–11.
- Matamoros Loria, E. (2017). *Puente la Palma*. Costa Rica: Canal 14 TV SUR. Retrieved from <http://www.tvsur.co.cr/etiqueta/puente-la-palma/>
- Ministerio de Obras Publicas y Transporte (MOPT). (2017). Manual de Inpeccion de peuntes. *Revista de Biología Tropical*. San Jose. <https://doi.org/10.15517/rbt.v63i3.19892>
- MOPT. (2016). Licitación Pública No 2016LN-000002-0012400001, “Suministro de puentes modulares lanzables tipo Bailey o

- similar" Anexo 8.Pdf.
- Pearson, A. (2018). 75 años del puente Bailey : una larga trayectoria militar y civil. Reino Unido.
- Programa de Evaluación de Estructuras de Puentes (PEEP)(Tecnologico de Costa Rica). (2018). Base de Datos de Puentes. Cartago.
- Rampom, C. (2012). Unibridge. El puente modular de referencia. Retrieved from http://wiki.ead.pucv.cl/index.php/Estructuras_Modulares
- Tena, A., & Godínez, E. (2014). Importancia de la redundancia estructural en el diseño sísmico, (March 2015), 5–18.