

Abstract

The following represents the results of a study on a the design of a modular, prefabricated bridge that can be used in the event of necessary emergency road repairs that has a load capacity of up to 15 tons, using local materials or that coming from other latitudes, be marketed in the national marketing.

In addition to the design and graphic representations, data for the use alternative materials, comparative costs of installation or construction on site, as well the technical specifications necessary for completion of construction and maintenance of the project.

The data show the results of using different lengths and the maximum length of bridges that can be build by serial union of the typical modular design and that for using two modules in parallel.

Even though, in most cases, it will not be necessary, It is included the calculations and results for a typical substructure.

Resumen

Se presenta un proyecto de investigación sobre el diseño un puente modular prefabricado, para uso en caso de emergencias. Es de una vía y con una capacidad de carga de hasta 15 toneladas, considerando la utilización de materiales de origen nacional o , que procediendo de otras latitudes, se comercialicen en el mercado nacional.

Además del diseño y la representación gráfica de la solución planteada, se muestran datos sobre el uso alternativo de materiales, costos de la fabricación de un puente en particular, los costos probables de instalación o de construcción en sitio y las especificaciones técnicas que deben cumplir los materiales y el proceso de construcción y mantenimiento del puente.

Se definen las distintas longitudes de puentes que se pueden construir mediante la unión consecutiva del módulo típico diseñado y la máxima longitud que se logra utilizando dos módulos en paralelo.

Se incluye el cálculo y los resultados para una subestructura particular, considerando que en algunos casos esta obra no será necesaria.

Contenido

PREFACIO.....	2
RESUMEN EJECUTIVO.....	3
INTRODUCCIÓN.....	4
MARCO TEÓRICO.....	5
METODOLOGÍA.....	10
RESULTADOS.....	12
ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	23
CONCLUSIONES.....	26
APENDICES.....	27
ANEXOS.....	5
3REFERENCIAS.....	5

3

Prefacio

La academia debe servir como medio para que los futuros profesionales colaboren desde todas las trincheras posibles con el mejoramiento de la calidad de vida de todos los pobladores. Esto con un continuo el mejoramiento de sus planes de estudio y nunca dejar de inculcar en los estudiantes lo importante y necesario que resulta la calidad de ellos como personas y el deber que como futuros profesionales tienen de actuar, no solamente apegados a las leyes y a la ética, sino de ser siempre los primeros en demostrar interés por aportar ideas y acciones para el mejoramiento antes citado.

En el transcurso de los estudios los graduandos pueden, a partir de los conocimientos adquiridos, contribuir a la solución de problemas particulares y muchas veces típicos de nuestro medio.

El llevar a la práctica el diseño que aquí se propone, no solo beneficiará a muchas

personas afectadas por fenómenos naturales, sino que también pone en evidencia que los profesionales graduados de esta escuela tienen la capacidad y los conocimientos suficientes para desenvolverse o contribuir con la solución de problemas de índole estructural en edificaciones en general.

Con el desarrollo de este proyecto se pretende diseñar y analizar estructuralmente un puente modular prefabricado, para uso temporal en caso de emergencias.

Agradecimientos

Mi gratitud a mi esposa e hijo por su apoyo incondicional.

Segundo Madrigal G.

Agradezco profundamente el apoyo de mi familia durante la realización del presente trabajo.

Iván Garita Solano.

Resumen ejecutivo

Se presenta el diseño de un puente modular prefabricado para uso en caso de emergencia, partiendo del conocimiento de que el uso de este tipo de puentes significa, actualmente en nuestro país, la importación de estructuras que han sido creadas con tecnologías y materiales de uso común en otras latitudes. Esto con los consecuentes efectos en el costo final y el tiempo necesario para iniciar la instalación en el sitio.

Se plantea el siguiente problema: La necesidad de contar con un diseño, utilizando materiales que a pesar de no ser fabricados en el país, si se comercializan aquí. Estos materiales deben caracterizarse por: fáciles de utilizar, durables y fáciles de mantenerse, entre otros .

Dentro de las metas u objetivos propuestos están:

- Establecer los materiales que se emplearán como superficie de rodamiento.
- Definir, en caso de existir variedad en clases o tipos, aquellos que no alteren el diseño.
- Definir la longitud (luz) máxima a salvar a partir de la unión consecutiva de módulos.
- Establecer los incrementos a partir de esta luz aplicando un ajuste o refuerzo al módulo básico, que puede consistir en el refuerzo de las cuerdas de la armadura mas esforzadas o la utilización de dos módulos paralelos.
- Estimar los costos probables de fabricación y de instalación a partir de información del mercado nacional así como indicar posibles proveedores de los materiales principales a utilizar.

A partir de la revisión bibliográfica se definen los materiales y las características principales del puente: Ancho de calzada, dimensiones del panel o módulo básico y otros.

Se diseñan los distintos componentes de la superestructura como la calzada, vigas de

apoyo, vigas laterales y de la sub-estructura; la cual en nuestro caso se propone como una posible solución, tomando en cuenta que al producirse la emergencia, la falla de la estructura que existía en el sitio, bien puede haberse producido solamente a nivel de superestructura. En el diseño se aplica el método de diseño con base en la teoría elástica ,se analizan las armaduras mediante el método de elemento finito, con la utilización de un programa de computadora (SAP 2000 versión Educativa), basando el diseño en las especificaciones para carreteras y puentes de la A.A.S.H.T.O.

Como resultado de este diseño se obtienen las características de las diferentes secciones de materiales por emplear y de los elementos, es decir los datos de la estructura completa como tal (el puente). Se presentan los resultados obtenidos en cada etapa descrita y con base en ellos se presentan gráficamente los detalles para una solución particular.

Introducción

En la mayoría de los países de nuestro continente es común enfrentarse, sobre todo en época lluviosa, al problema de tener que utilizar vías alternas o improvisadas, al producirse fallas en las estructuras de los puentes, por causa de los fenómenos naturales propios de esa época (inundaciones, huracanes, tormentas), o por abuso en las cargas de tránsito y otros. Esto por cuanto la construcción de la nueva estructura tardará meses y, en algunos casos, cuando el costo de la obra es elevado, puede tardar años. Aunado a lo anterior el hecho de que por tratarse de obras públicas, los procesos de adquisición de bienes y servicios son lentos y delicados, máxime si se requiere en un caso particular, de la contratación del diseño y la construcción por separado.

En este trabajo se presenta una alternativa al problema suscitado, consistente en el diseño de un puente modular prefabricado para usar en caso de emergencia, el cual es diseñado considerando una carga viva vehicular tipo H 15-44.

Su estructura consta de dos armaduras longitudinales de paso inferior, con un sistema de piso con tablero de base de madera como superficie de rodamiento y secciones de acero IPN, como vigas longitudinales (largueros) y transversales (vigas de piso).

El trabajo se enmarca dentro del área de estructuras de la Escuela de Ingeniería en Construcción del Instituto Tecnológico de Costa Rica.

Como objetivo general el estudio pretende diseñar y analizar estructuralmente un puente modular prefabricado, para uso en caso de emergencias.

Los objetivos específicos, son:

- Determinar la viabilidad del diseño de un puente modular prefabricado considerando perfiles disponibles en el mercado
- Establecer especificaciones técnicas.
- Obtener una referencia de los costos del puente

Marco teórico

Para facilitar la comprensión del presente trabajo de graduación es necesario definir los conceptos orientadores del proceso de investigación y contextualizar a grosso modo el enfoque teórico con el cual se analiza el problema.

Definición de términos

Puente

“Estructura de madera, piedra, ladrillo, cemento, acero u hormigón armado que se construye para que exista continuidad en el ancho transversal de un camino, interrumpido por la presencia de obstáculos imposibles de suprimir, como ríos, torrentes, brazos de mar y otras carreteras, o para salvar un desnivel excesivo”¹.

Los puentes tienen como objetivo unir dos puntos y permitir el tránsito, salvando obstáculos como ríos, depresiones, etc. Están formados normalmente por los siguientes elementos: Súper Estructura, Sub-Estructura, Fundación.

Modular

Se define como “todo aquel cuerpo que está compuesto de módulos.

El módulo es cada uno de los cuerpos de un conjunto que son identificados de manera individual o el valor numérico que permite referir una magnitud a otra de la misma naturaleza...”².

En nuestro caso entenderemos que se establece un cuerpo o armadura básica y la

estructura completa “puente” se obtiene de la unión sucesiva de la armadura base o módulo.¹ En otras palabras la longitud total será siempre un múltiplo de la longitud del módulo base.

Armadura

“Estructura que actúa como una viga, pero con los componentes principales, o miembros, sometidos sobre todo a esfuerzos axiales. Los miembros están organizados en arreglos triangulares”³.

Emergencia

Para la subsecretaría de Infraestructura de México es “ el efecto causado por fenómenos naturales extraordinarios, cuya previsión no abarca la ubicación específica de los daños ni la magnitud de los mismos”.

En Costa Rica la ley n° 7914, Ley Nacional de Emergencias, en su artículo 4 Establece: “Para efectos de claridad e interpretación de la presente ley, se definen los siguientes términos:

- a) Estado de emergencia: 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.
- b) Prevención de situaciones de riesgo inminente de emergencias: políticas, acciones y programas, tanto sectoriales como nacionales, regionales o locales, orientados a prevenir situaciones de riesgo inminente de emergencia”.

En la prevención debe participar cada institución sobre los temas específicos de su competencia y deben colaborar los comités

¹ Grupo Océano, Diccionario enciclopédico Océano uno, página 1326.

² Ibit, Página 1081.

³ Brockenbrough, Roger L y Merrit, Frederick. 1997. **Manual de diseño de estructuras de acero.** : Tomo III, segunda edición, Mcgrawhill, sección 12.1

locales de prevención de situaciones de riesgo inminente de emergencia.

Antecedentes

Los puentes son estructuras construidas, seguramente desde que el hombre tuvo necesidad de transportarse de un sitio a otro. Muchos de nosotros hemos pasado sobre un río o quebrada con la ayuda de un puente, que es básicamente la instalación de dos grandes árboles, sobre los cuales colocan tablonces transversales a la vía y cuya capacidad de carga es tal que permite el paso de camiones cargados como por ejemplo vagonetas.



Fig. N°1: Formación natural que permitía el paso del agua por el interior y que pudo utilizarse como puente en su parte superior. MSPAINT

Los puentes se diseñan y construyen con diversos materiales. Su forma es variada, lo cual permite que se clasifiquen según los materiales principales que los conforman, según la forma, el sistema de apoyos o inclusive según el sistema de construcción o la técnica misma de la construcción. Así tenemos puentes de madera, de concreto, de acero, de secciones combinadas; puentes de arco; suspendidos; atirantados; prefabricados pre y pos tensados; puentes tipo cajón; suspendidos; colgantes; de paso superior; de paso inferior; auto soportados; encofrados; lanzados; otros.



Fig. N° 2: Construcción antigua de puente o acueducto. MSPAINT

En función del uso que se les da, los clasificamos básicamente como ferroviarios, vehiculares o de carretera y peatonales. Estos últimos cuando su fin único es servir de paso a personas.



Fig. N° 3: Perspectiva del puente "La amistad", sobre el río tempisque, de reciente construcción. MSPAINT

A través de los años se han desarrollado una serie de teorías y se ha generado toda una experiencia sobre el empleo de distintos materiales para el diseño de un puente. Así se ha podido comprobar que el material preferido para la sub-estructura (apoyos de superficie de rodamiento: pilas, bastiones), es el concreto, por la versatilidad en cuanto a formas, la posibilidad de fabricarse en cada país y su gran capacidad estructural en cuanto a compresión se refiere. Además se han encontrado diferencias significativas en cuanto a costos de

superestructura, en especial, en función de la longitud entre apoyos.

En nuestro medio se prefiere, para luces entre apoyos usar puentes con una base de losa de concreto sobre vigas de metal; luego losas de concreto sobre vigas prefabricadas de concreto. Y, por último los puentes pre ó pos tensados, los lanzados en sitio, los de simple o doble voladizo y los atirantados.

En cuanto a la construcción de sistemas de protección lateral “barandas”, básicamente las preferencia se inclinan por las de metal (ya sea tubulares o secciones dobladas) y de concreto tanto prefabricadas como construidas en sitio.

Puentes de metal

La construcción de puentes con acero, data del siglo XIX, por lo menos en América del Norte (1874, puente Ead sobre el río Mississippi).

A pesar de que como se mencionó antes el acero se utiliza en algunos casos para puentes de luz corta, en combinación con el concreto, a lo que se le conoce como sección compuesta, también como vigas de metal longitudinales, generalmente, fabricadas o roladas en caliente, sobre las cuales se construye una losa de concreto.

Nuestro interés está centrado en el análisis de los puentes construidos casi en su totalidad con acero, específicamente aquellos presentados lateralmente, a nuestra vista como armaduras.

Así, observamos en nuestras carreteras una serie de puentes compuestos por grandes armaduras de metal, algunas se elevan sobre el nivel de paso y otras bajo la superficie por donde transitamos.

Estructuralmente estos puentes tienen dos sistemas en cuanto a la transmisión de cargas se refiere; el sistema de piso constituido por la capa de rodamiento (que puede ser de metal, madera, concreto o concreto + asfalto), las vigas longitudinales (paralelas al sentido del tránsito) y las vigas de piso. El segundo sistema lo componen las armaduras que reciben las cargas transmitidas mediante las vigas de piso en sus nudos o intersecciones de los miembros, para así hacer que estos trabajen o actúen a tracción o compresión.

Existe variedad de arreglos en cuanto a la disposición de los distintos elementos o cuerdas de la armadura, lo cual ha hecho que con base en el nombre o apellidos del autor se reconozcan algunas armaduras comúnmente utilizadas y de las cuales es conocido su comportamiento estructural y sus ventajas comparativas. Así, tenemos armaduras tipo; Prat, Warren, Parker, K.

Los puentes de acero poseen ventajas muy importantes las cuales por si solas deciden su utilización: rapidez de fabricación y bajo costo; rapidez de instalación y puesta en servicio; calidad totalmente controlada en taller de fabricación, evita el empleo de andamiajes para el soporte de encofrado, necesario para el vaciado de la losa de concreto de la vía de rodadura. Se puede emplear múltiples métodos para lanzamiento y colocación sobre sus estribos, eliminando, en la mayoría de los casos, los andamiajes tradicionales para la instalación; tienen poco peso, que incide en el diseño, construcción y costo de los estribos y pilares de soporte, permite alcanzar grandes distancias con puentes de una sola luz, facilita la instalación de puentes en zonas remotas donde es difícil y/o costoso ejecutar un puente de concreto, facilidad de reparación en caso de averías producidas por los vehículos; larga duración asegurada con los modernos tipos de pinturas epóxicas o de poliuretano; uso de aceros disponibles en el mercado nacional; buen comportamiento en casos de sismos y/o asentamientos del terreno.

Entre las desventajas de los puentes construidos principalmente con metal, se tienen su alto costo de mantenimiento fin de minimizar los efectos de la corrosión y la utilización de materiales que no se producen o fabrican en todos los países, por ende esto significa en muchos lados salida de divisas.

Puentes modulares prefabricados

Con el perfeccionamiento de la soldadura del acero, así como de los pernos de alta resistencia, se ha podido desarrollar igualmente las estructuras metálicas modernas y entre ellas las de los puentes prefabricados tradicionalmente conocidos como puentes “Bailey”, “Mabey”, “Acrow”.

Los puentes “Mabey”, por ejemplo, fueron desarrollados en Inglaterra y distribuidos por todo el mundo a partir de 1974, 100 años después de la construcción del puente Ead, mencionado.

Los puentes prefabricados de los tipos enunciados están constituidos por estructuras reticuladas, modulares, portátiles, con base en aceros de alta resistencia, con una dimensión standard denominada módulo o panel, la cual permite construir puentes de gran magnitud.



Fig. N° 4: Instalación de un puente de metal prefabricado MSPAINT

Se distinguen en este tipo de estructuras, el tablero (elemento que provee apoyo directo a las cargas de los vehículos), las cuerdas (elementos horizontales), los nudos (intersección de elementos), los miembros del alma (diagonales y verticales), los contraventeos (rigidizadores o arriostres laterales) y los puntales (elementos verticales en los extremos, sobre los apoyos).

Las características más notables de los puentes son:

- Su construcción modular facilita la fabricación en serie y el almacenaje de piezas iguales.
- Las piezas iguales pueden ser empleadas en la construcción de puentes de distintas luces.
- Tamaño y peso de los módulos adecuados con la capacidad de transporte por medio del ser humano
- Montaje rápido y sencillo con base en pines, en los nudos de resistencia, y pernos comunes para la fijación de maderas, pasarelas, otros.

- Los distintos elementos ensamblados en forma repetida, sea en el plano horizontal o en el vertical producen puentes de resistencia creciente.
- El montaje y lanzamiento sobre el vacío que debe cubrir se hace con mano de obra no calificada.
- No requiere de medios mecánicos pesados tales como grúas, montacargas, otro.
- Las piezas se pueden intercambiar.



Fig. N° 5: Vista de un puente a base de armaduras con piso inferior y tablero de madera. MSPAINT

Diseño de puentes

Los puentes son estructuras que soportan altas cargas de tránsito, constituyendo esto una diferencia notable en canto al análisis y diseño de edificios y otras estructuras, en las que la diferencia entre cargas vivas (las debidas al tránsito, viento, sismo, nieve, etc,) y las cargas muertas debidas a los elementos que se apoyan en el elemento analizado y su propio peso, no es tan significativa. Además la cargas vivas sobre los puentes son de magnitudes mayores a las soportadas por las estructuras comunes.

Los métodos de análisis estructural no difieren de los utilizados para otras estructuras. La informática ha contribuido enormemente. Se ha logrado crear modelos en donde se reproducen las cargas (simulación) y se logra una gran precisión en los resultados, de manera que la dimensión de los elementos y los detalles de las uniones, por ejemplo, sea precisa y segura.

En nuestro medio la norma utilizada como referencia en el diseño de estas estructuras

es de la Asociación Oficial Americana de Carreteras identificadas como las especificaciones standard para carreteras y puentes.

En cuanto a los métodos de diseño se utilizan indistintamente diseño por el método elástico o esfuerzos de trabajo, el cual considera entre otras cosas: que en el rango elástico de la curva esfuerzo vrs deformación, el esfuerzo es directamente proporcional a la deformación y que una sección transversal plana antes de la aplicación de la carga; así como por el método plástico o teoría última el cual considera que existe una resistencia adicional aprovechable luego de que las fibras extremas han alcanzado la fluencia.

El uso de uno u otro método es decisión particular del diseñador, no obstante la A.A.S.H.T.O define que para algunos elementos del puente se debe utilizar el método elástico.

La A.A.S.H.T.O especifica, entre otros detalles se indicarán en la presentación de los cálculos, que las cargas vivas debidas al tránsito vehicular deben ser una de las cuatro que constituyen la familia de cargas vivas denominadas H15, H20, HS15, HS20, en las cuales la carga está indicada en toneladas y la diferenciación entre camiones de dos y tres ejes se establece con la inicial S. Si definimos diseñar para una carga viva máxima H15, entenderemos que se trata de un camión de dos ejes con 15 toneladas de carga máxima que se distribuye un 20% en el eje delantero y un 80% en el eje trasero.

Especifica que se deben considerar la totalidad de cargas vivas y muertas; y en muchos casos las fuerzas debidas al efecto que produce los vehículos moviéndose relativamente a altas velocidades, al momento de ingresar al puente.

Esto lo define como carga longitudinal y de impacto que corresponden a factores aplicados a las cargas vivas.

Dependiendo de la ubicación del puente podríamos tener también fuerzas o componentes de fuerzas, como por ejemplo " Fuerza centrífuga", que es el componente horizontal radial de la carga viva, cuando el puente se ubica en una curva. Esta fuerza también se establece como un factor de incremento de la carga viva total.

La A.A.S.H.T.O indica que para puentes sobre vías o carreteras principales (En nuestro medio carreteras nacionales), debe utilizarse

para el diseño la carga viva tipo HS20. No obstante, en nuestro caso se trata de un puente para uso temporal, cuyo tránsito puede ser regulado, permitiendo el paso de cierto tipo y tamaño de vehículo y además, intuimos que por tratarse de una estructura liviana y construida con materiales de inferior calidad a los usados en el caso de sus similares (Mabey, Acrow, Beailly), la longitud por salvar será relativamente pequeña. Por lo tanto utilizaremos como carga viva debida al tránsito la carga H15.

En cuanto a la máxima deformación permitida en los distintos elementos, la AASHTO especifica para puentes de uso vehicular únicamente, se permita una deformación máxima equivalente al resultado de dividir la luz total entre 800 y para puentes con paso peatonal el equivalente a dividir la luz total entre 1000. En nuestro caso si al evaluar los elementos por flexión y por cortante si cumplieran con estas condiciones, permitiremos una deformación máxima equivalente al resultado de dividir la luz total entre 360.

Esta norma establece que para considerar el efecto de los sismos en las estructuras de los puentes, se pueden aplicar dos métodos: el método de fuerza estática equivalente ($EQ = C * F * W$), que se aplica a estructuras con miembros de rigideces similares, en el que interviene un coeficiente C, similar al coeficiente sísmico de nuestro código ($C = R * amax * FAD$); el que tiene que ver con la aceleración esperada de la zona en donde se construirá el puente; así como al periodo natural de vibración de la estructura.

Metodología

Una vez establecidos los fines, nos propusimos profundizar nuestros conocimientos del diseño y análisis estructural y determinar si este proyecto había sido desarrollado en nuestro país. Se consultaron diversas fuentes de información a saber: libros relacionados con temas afines, tesis de graduación en el área de ingeniería, entrevistas a profesionales, normas internacionales, manuales para la atención de emergencias (de nuestro país y de otros), disponibilidad de materiales tipo en el mercado nacional, páginas en internet de fabricantes y distribuidores de materiales.

Dado que el proyecto versa sobre la posibilidad de obtener una estructura liviana, con materiales que aunque no se fabrican en el país sí pueden adquirirse en el mercado nacional y cuya condición principal es que sea modular y desarmable, establecemos la siguiente metodología de diseño:

1. Se establecerán parámetros preliminares como: ancho de calzada, dimensiones del módulo típico, estructuración o esquema del puente.

El ancho del puente será el mínimo necesario o permitido para puentes con tránsito en un sólo sentido o mejor dicho de una sola vía, según la A.A.S.H.T.O, y considerando la dimensión máxima común o típica de los materiales como, por ejemplo, la madera (4 varas = ± 3.25 metros)

Las dimensiones del módulo típico estarán en función de lo especificado por la A.A.S.H.T.O, y considerando un diseño económico, el cual resulta, entre otros factores, del máximo aprovechamiento de los materiales, los cuales en muchos casos se fabrican en longitudes estándar; por tanto en nuestro criterio las dimensiones de las cuerdas del tablero deben ser sub-múltiplos de la longitud estándar del elemento o pieza.

La estructuración o esquema del puente se definirá respetando la modulación como se

describió antes, considerando las especificaciones en cuanto al rango permitido en la inclinación de las piezas o elementos diagonales se refiere.

2. Se define una luz tentativa entre apoyos: Se asume una longitud tentativa de 8 metros, que es múltiplo del módulo básico y que es, a nuestro criterio, una posible longitud máxima dadas las condiciones de carga y las características de los perfiles a utilizar. No obstante conocemos que en nuestro medio la longitud de los puentes en carreteras vecinales, generalmente superan esa magnitud.

3. Se diseña el tablero o sistema de piso (superficie de rodamiento, largueros y vigas de piso). Esto con la aplicación de las especificaciones de la A.A.S.H.T.O y por medio del método de esfuerzos de trabajo

La superficie de rodamiento, en este caso: tablones de madera, material con características mecánicas conocidas para algunas especies; así como la posibilidad de sistemas simples para lograr la unión con los demás componentes del sistema de piso y disponible en el mercado en distintos tamaños, se eligen secciones que son capaces de resistir cargas como las del tránsito de camiones descrita anteriormente y con pesos relativamente bajos, manejable por una sola persona y que presenta facilidades de instalación. Los inconvenientes normales en este material son sus propiedades anisotrópicas y su dificultad para conseguirlo en cualquier lugar del país así como madera clasificada, lo cual nos lleva a usar altos factores de reducción de sus esfuerzos permisibles y por tanto la sección resultante no es la mínima necesaria.

Los largueros sobre los cuales se apoyará la madera se determina que sean secciones conocidas como IPN, cuyas propiedades y forma las hacen eficientes en la posición y bajo el sistema de carga que se tiene.

Se define para que el puente sea modular en todas sus partes, que los largueros sean analizados y diseñados como elementos

trabajando principalmente a flexión, simplemente apoyados en el tramo o longitud del panel.

Las vigas de piso, ubicadas a nivel de los nudos de la armadura al extremo del módulo o panel transmiten las cargas a las armaduras laterales y sirven para apoyar los arriostres que rigidizan dichas armaduras para que soporten la acción de las fuerzas debidas a vientos, sismos, otros; se utilizarán también, en secciones IPN.

Con el fin de simular el efecto en las estructuras debido a las cargas en movimiento, se analizó el modelo para las distintas condiciones de carga como se indica en la tabla N° 2.

El método de diseño en cada caso será el de esfuerzos de trabajo o teoría elástica.

Además del dimensionamiento de los elementos citados, tendremos en este caso cuantificadas las cargas totales que se transmiten al as armaduras laterales.

4. Se diseñan las armaduras laterales, con la ayuda de un programa informático (S.A.P 2000 versión Educacional).

A partir del dimensionamiento del módulo y del tablero de piso, se establece una longitud total tentativa para el puente, misma que resulta de la unión en secuencia del módulo básico, y con esta luz se diseña la armadura. Siempre se contempla la utilización de materiales disponibles en el mercado nacional.

De preferencia, en el diseño, se utilizarán perfiles en forma de C conocidos como UPN, para los elementos horizontales y verticales y, angulares de alas iguales para las diagonales.

En este momento tendríamos el diseño de la superestructura principal, conformado por el sistema de piso o tablero y las armaduras laterales, para una longitud máxima utilizando el módulo típico y la armadura simplemente apoyada.

5. Con base en lo anterior, se define la máxima luz entre apoyos que se puede lograr a partir de la unión sucesiva de módulos típicos.

Como el puente típico (luz máxima con módulos simples), no contempla elementos dobles o unidos de manera que aumente su capacidad estructural, es a partir de la utilización

de estos elementos adicionales como refuerzo, lograr ampliar la longitud máxima encontrada para el puente típico.

6. Se establece cual será la longitud máxima a cubrir.

Cuando un diseño, dado contemple requerimientos excesivos de luz a cubrir y que el reforzamiento (refuerzo de cuerdas, módulos paralelos u otra disposición adecuada), indique la insuficiencia de capacidad de la estructura se determina que esta longitud se puede salvar con el modelo de puente propuesto, por tanto esta solución será aplicable para longitudes menores a la indicada.

7. Diseño de las uniones.

La unión entre las distintas partes de la armadura, cuerdas, diagonales, unión entre paneles, etc, se diseñará por medio de uniones pernadas.

8. Diseñar los elementos de apoyo.

Resta diseñar la sub-estructura o elementos en que se apoyarán las armaduras. Esta será un bloque de concreto que soportará las cargas impuestas y permitirá mediante la utilización de placas y pernos mantener en su lugar al puente. El método de diseño será el de esfuerzos de trabajo.

9. Diseño de los contraventeos o rigidizadores laterales.

10. Se estiman los costos de fabricación e instalación para cada caso.

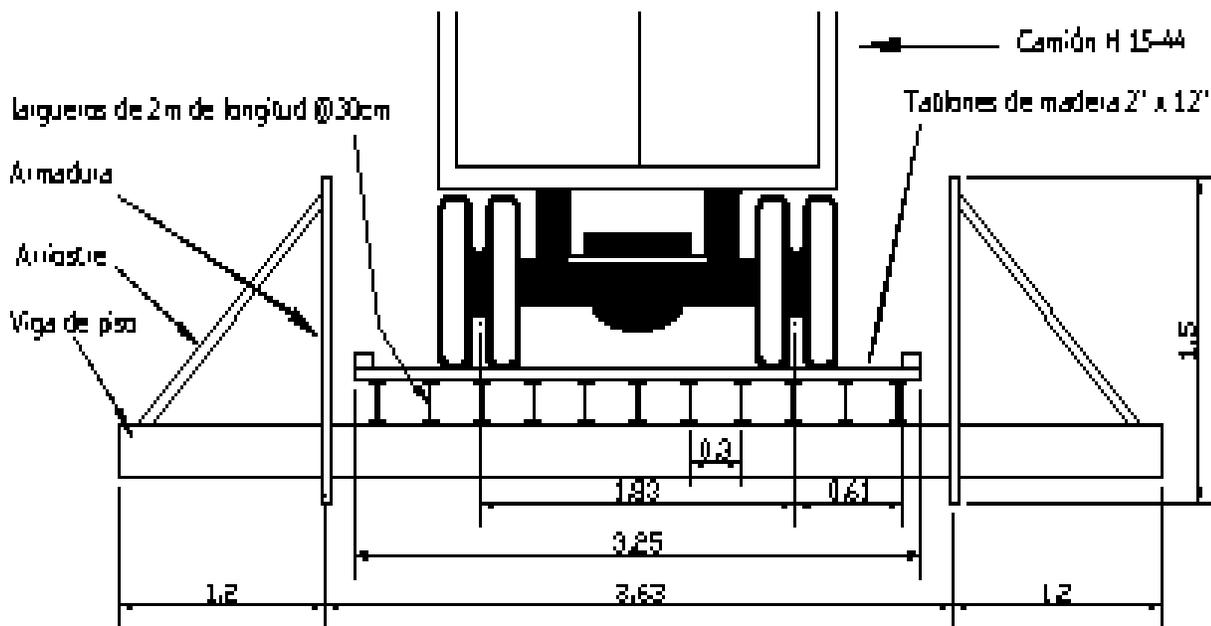
A partir de los resultados del diseño, y con base en la información de proveedores de materiales típicos, se estimarán los costos de fabricación que entenderemos como los costos de cada actividad necesaria para la fabricación de todos los módulos componentes de la longitud máxima el puente típico; los costos de la fabricación de elementos de refuerzo lateral y/o contraventeo, incluyendo la pintura de todos los elementos de metal y; por último, los costos de construcción o instalación, que comprende costos que diferirán en cada caso particular en donde se erigirá el puente, a saber: cimentaciones o apoyos, unión de paneles, instalación de arriostres y lanzado del puente o instalación.

Resultados

Se presentan los resultados obtenidos en las distintas etapas definidas en la metodología.

Diseño

Parámetros considerados para el diseño.



sección transversal de puente

Fig. N° 6: Detalle de parámetros preliminares para el análisis y diseño del puente. MSPAINT

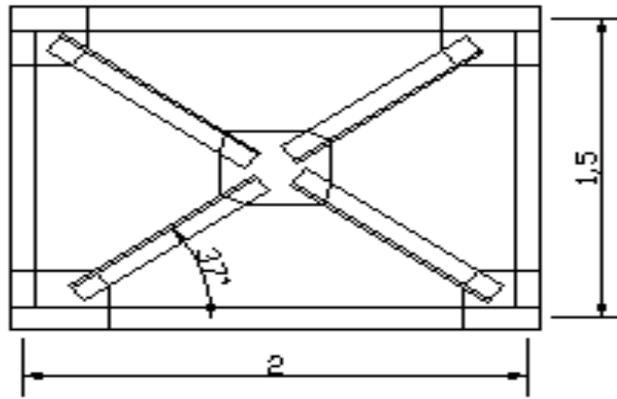


Fig. N° 7: Módulo típico definido.
MSPAINT

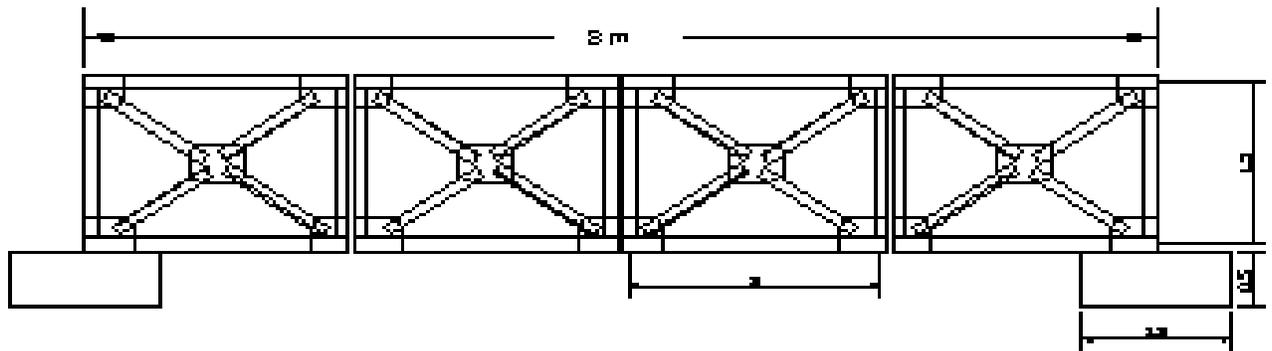


Fig. N° 8: Longitud máxima de puente definida.
MSPAINT

La siguiente tabla muestra los resultados obtenidos para la separación máxima entre apoyos para tabloncillos utilizados como superficie

de rodamiento a partir de distintas especies de madera, con una misma condición de carga.

TABLA N° 1
SEPARACIONES MAXIMAS PARA VARIAS ESPECIES DE MADERA
A UTILIZAR COMO SUPERFICIE DE RODAMIENTO

ITEM	ESPECIE	SEPARACION (cm)		SEPARACION MAXIMA (cm)
		Flexión	Deflexión	
1	AMARILLON	57,40	22,79	22,79
2	CAOBILLA	90,27	25,57	25,57
3	LECHOSO	41,04	21,64	21,64
4	OJOCHÉ	62,10	23,49	23,49
5	NISPERO	91,75	28,65	28,65
6	AJILLO*	89,85	27,58	27,58
7	ALMENDRO	130,24	31,36	31,36
8	ARENO	56,98	18,02	18,02
9	BOTARRAMA	67,72	24,17	24,17
10	CEDRO MARIA	76,47	24,17	24,17
11	CENIZARO	51,45	18,90	18,90
12	CHANCO O CEBO**	0,00	19,61	0,00
13	CRISTOBAL	107,77	27,83	27,83
14	FRUTA DORADA	60,95	24,55	24,55
15	JICARO	71,99	30,77	30,77
16	MANU	113,72	28,24	28,24
17	PILON	61,94	22,39	22,39
18	ROBLE CORAL**	0,00	22,58	0,00
19	SURA**	0,00	25,30	0,00
20	TOSTADO	40,30	20,54	20,54
21	VAINILLO	34,60	19,74	19,74
22	LAUREL	80,11	21,64	21,64
23	CIPRES	47,40	20,09	20,09
24	GAVILAN	55,33	23,88	23,88

Notas sobre la tabla:

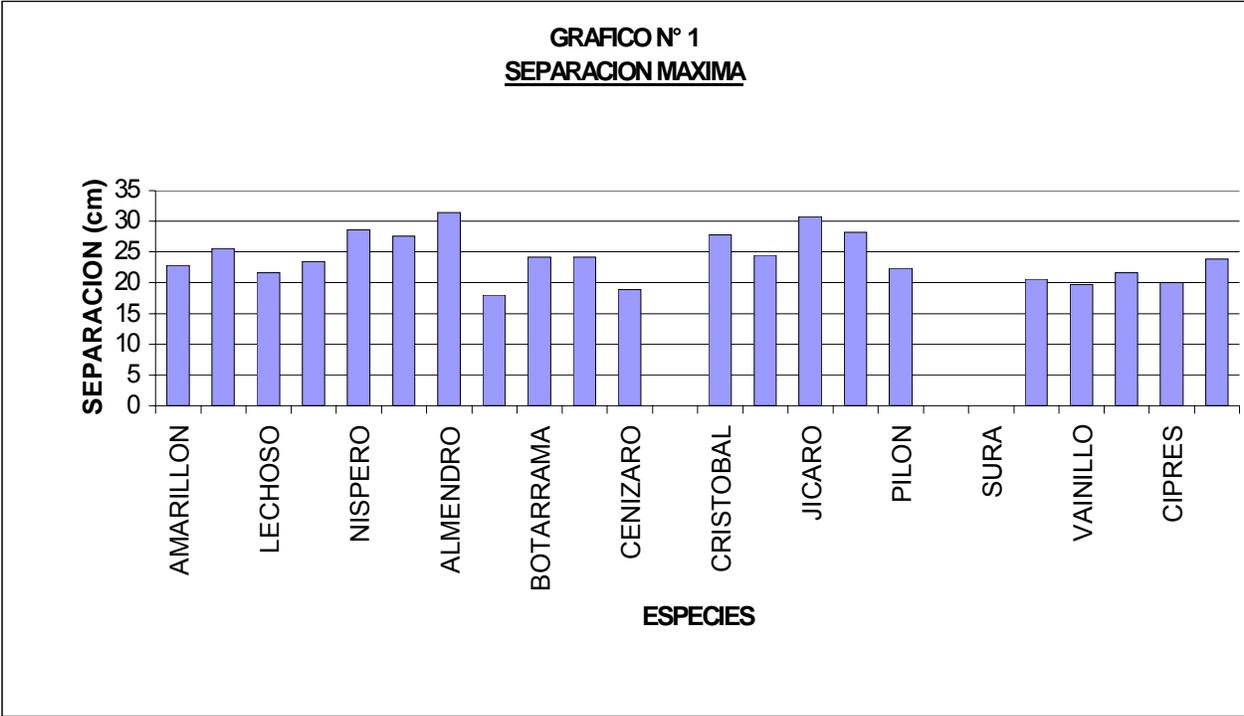
* No se cuenta con el dato del valor del cortante máximo para revisión de la resistencia por cortante, por lo que no es un dato definitivo.

** No se cuenta con el dato de esfuerzo de ruptura por lo que la separación máxima no se puede definir con certeza.

MS Excel

La información anterior se presenta gráficamente con el propósito de apreciar mejor la relación

entre la separación máxima en función al tipo de madera a usar.



MS Excel

Diseño de las armaduras

En la tabla N° 2 se muestra los resultados obtenidos en cuanto a fuerzas reacciones y deformaciones a partir de la modelación de diferentes condiciones de cargas para un puente de 8 metros de longitud, compuesto de armaduras de 4 módulos típicos cada una

TABLA N° 2											
MODELO DE OCHO METROS (4 MÓDULOS)											
FUERZAS, REACCIONES Y DEFORMACIONES PARA LAS POSIBLES CONDICIONES DE CARGA											
AGRUPACION DE ELEMENTOS DE CERCHA			SIMBOLOGIA GRAFICA DE CONDICION DE CARGA					Convención de ejes			
GRUPO	ELEMENTOS	SECCION	↓	Eje Trasero de H 15-44	▲ ●	Condiciones de apoyo	↔	Posible dirección (+, -) del tráfico para la condición de carga indicada en cada caso.	± Z		
A	HORIZONTALES	L/PV 120	↓	Eje Delantero de H 15-44	⊗	Módulo típico			± X		
B	VERTICALES	L/PV 100	↓								
C	DIAGONALES	L 4" X 1/2"	↓								
CONDICION	GRUPO	TENSION MAXIMA		COMPRESION MAXIMA		DEFORMACION		REACCIONES EN APOYOS (kg)			CONDICION DE CARGA
		Elemento	Fuerza (kg)	Elemento	Fuerza (kg)	cm	Nudo	IZO (+ x)	IZO (-)	DER (-)	
Condición 1(+X)	A	2,00	9.896,05	27,00	10.039,10						
	B	14,00	3.316,89	13,00	4.086,66	0,22	5,00	-2.895,00	11.801,43	9.129,57	
	C	18,00	6.911,09	19,00	5.632,96						
Condición 1(-X)	A	2,00	7.965,48	27,00	9.812,87						
	B	14,00	4.189,42	13,00	3.383,80	0,22	5,00	2.895,00	11.801,43	9.129,57	
	C	18,00	5.639,67	19,00	6.804,38						
Condición 2(+X)	A	2,00	11.051,28	27,00	10.267,86						
	B	14,00	2.956,43	13,00	4.275,55	0,22	5,00	-4.875,00	14.084,56	16.676,44	
	C	18,00	7.125,91	19,00	5.318,15						
Condición 2(-X)	A	2,00	6.831,25	27,00	9.984,10						
	B	14,00	4.549,88	13,00	3.194,91	0,22	5,00	4.875,00	14.084,56	16.676,44	
	C	18,00	5.324,85	19,00	7.119,20						
Condición 3(+X)	A	2,00	15.574,97	27,00	12.154,69						
	B	14,00	1.880,38	13,00	5.283,00	0,24	5,00	-4.479,00	12.374,71	16.103,15	
	C	18,00	8.805,04	19,00	4.594,48						
Condición 3(-X)	A	2,00	7.639,62	27,00	10.869,15						
	B	14,00	4.481,81	13,00	3.446,76	0,24	5,00	4.479,00	12.374,71	16.103,15	
	C	18,00	5.742,93	19,00	7.666,60						
Condición 4(+X)	A	2,00	12.878,89	27,00	12.545,63						
	B	15,00	2.902,77	13,00	3.547,08	0,31	5,00	-3.291,00	11.083,79	12.230,34	
	C	18,00	5.911,89	19,00	5.336,06						
Condición 4(-X)	A	3,00	9.441,62	27,00	11.884,94						
	B	15,00	3.607,06	13,00	2.779,74	0,31	5,00	3.291,00	11.083,79	12.230,34	
	C	18,00	4.632,23	19,00	6.615,79						
Condición 5(+X)	A	2,00	12.257,32	28,00	12.160,24						
	B	15,00	2.984,11	17,00	3.171,78	0,31	5,00	-8.468,60	2.230,34	11.083,76	
	C	24,00	5.961,66	24,00	5.961,66						
Condición 5(-X)	A	3,00	1.063,69	28,00	11.979,34						
	B	15,00	3.815,71	17,00	3.154,68	0,31	5,00	8.468,60	2.230,34	11.083,76	
	C	25,00	5.257,82	24,00	5.980,15						
Condición 6(+X)	A	3,00	11.471,45	28,00	11.516,02						
	B	16,00	3.452,55	17,00	3.979,87	0,24	5,00	-4.479,00	16.103,16	12.374,72	
	C	25,00	6.633,12	24,00	6.766,41						
Condición 6(-X)	A	3,00	8.214,41	27,00	7.877,29						
	B	16,00	3.898,89	17,00	3.991,40	0,24	5,00	4.479,00	16.103,16	12.374,72	
	C	25,00	6.952,33	24,00	6.747,20						

MSPAINT

Condición 7(+X)	A	3,00	10.464,65	28,00	10.229,80						
	B	16,00	3.531,42	17,00	3.729,11	0,22	5,00	-2.103,00	9.219,56	11.801,44	
	C	25,00	6.215,16	24,00	3.289,89						
Condición 7(-X)	A	3,00	7.219,16	26,00	9.820,99						
	B	16,00	3.975,70	17,00	3.741,43	0,22	5,00	2.103,00	9.219,56	11.801,44	
	C	25,00	6.235,72	24,00	6.208,34						
Condición 8(+X)	A	3,00	10.802,16	26,00	10.289,17						
	B	16,00	3.440,50	17,00	3.776,25	0,22	5,00	-4.895,00	16.676,44	14.034,56	
	C	25,00	6.293,75	24,00	6.150,31						
Condición 8(-X)	A	3,00	6.880,35	26,00	9.953,80						
	B	16,00	4.065,81	17,00	3.894,21	0,22	5,00	4.785,00	16.676,44	14.034,56	
	C	25,00	6.157,00	24,00	6.297,04						
Condición 9(+X)	A	3,00	9.507,79	26,00	9.993,43						
	B	16,00	3.498,20	17,00	3.408,04	0,17	5,00	-2.499,00	7.499,72	11.228,16	
	C	25,00	5.790,07	24,00	5.708,52						
Condición 9(-X)	A	3,00	6.062,40	26,00	8.404,63						
	B	16,00	3.942,48	17,00	3.480,37	0,17	5,00	2.499,00	7.499,72	11.228,16	
	C	25,00	5.800,81	24,00	5.687,98						
Condición 10(+X)	A	2,00	11.100,56	27,00	10.411,09						
	B	16,00	2.895,46	13,00	2.618,90	0,27	5,00	-2.895,00	9.363,94	11.657,06	
	C	20,00	4.632,29	24,00	4.470,34						
Condición 10(-X)	A	3,00	8.284,86	26,00	9.935,79						
	B	16,00	3.708,41	17,00	2.26,46	0,27	5,00	2.895,00	9.363,94	11.657,06	
	C	23,00	4.038,17	19,00	5.124,42						
Condición 11(+X)	A	2,00	10.761,76	27,00	10.363,89						
	B	16,00	3.081,25	13,00	2.571,68	0,27	5,00	-2.895,00	11.657,06	9.363,94	
	C	20,00	4.980,81	24,00	4.549,05						
Condición 11(-X)	A	3,00	8.623,67	26,00	9.992,98						
	B	16,00	3.622,62	17,00	2.273,68	0,27	5,00	2.895,00	11.657,06	9.363,94	
	C	23,00	4.109,86	19,00	5.045,72						
Condición 12(+X)	A	2,00	8.200,49	27,00	8.845,54						
	B	14,00	3.373,79	13,00	3.378,37	0,17	5,00	-2.499,00	11.228,16	7.499,72	
	C	18,00	6.297,28	19,00	5.191,31						
Condición 12(-X)	A	2,00	7.189,71	27,00	8.732,52						
	B	14,00	4.066,88	13,00	3.170,04	0,17	5,00	2.499,00	11.228,16	7.499,72	
	C	18,00	5.283,40	19,00	6.205,19						
Condición 13(+X)	A	2,00	9.454,62	27,00	9.998,83						
	B	14,00	3.380,71	13,00	4.953,04	0,22	5,00	-4.197,30	19.944,56	9.219,56	
	C	18,00	6.755,06	19,00	5.889,00						
Condición 13(-X)	A	2,00	8.227,91	27,00	9.853,14						
	B	14,00	4.125,80	13,00	3.417,42	0,22	5,00	4.197,30	19.944,56	9.219,56	
	C	18,00	5.895,71	19,00	6.748,35						
Condición 14(+X)	A	2,00	17.418,94	27,00	17.665,88						
	B	14,00	3.085,44	13,00	5.930,32	0,44	5,00	-4.080,00	15.814,41	11.742,84	
	C	18,00	9.887,19	19,00	8.863,27						
Condición 14(-X)	A	2,00	13.046,19	27,00	16.993,54						
	B	14,00	4.711,94	13,00	4.860,97	0,44	5,00	4.080,00	15.814,41	11.742,84	
	C	18,00	8.101,61	19,00	10.458,85						
Condición 15(+X)	A	3,00	16.876,31	26,00	17.580,41						
	B	16,00	3.882,17	17,00	5.395,08	0,44	5,00	-2.649,00	13.680,84	15.471,28	
	C	25,00	8.891,80	24,00	9.588,66						
Condición 15(-X)	A	3,00	13.986,32	26,00	7.818,21						
	B	16,00	4.134,70	17,00	5.404,20	0,44	5,00	2.649,00	13.680,84	15.471,28	
	C	25,00	9.007,01	24,00	9.953,46						
Condición 16(+X)	A	3,00	10.605,29	26,00	9.265,56						
	B	16,00	3.297,12	17,00	3.711,58	0,17	5,00	-4.479,00	9.707,06	19.457,06	
	C	25,00	6.185,96	24,00	5.445,60						
Condición 16(-X)	A	3,00	4.649,43	26,00	8.199,22						
	B	16,00	4.482,33	17,00	3.346,12	0,17	5,00	4.479,00	9.707,06	19.457,06	
	C	25,00	5.576,87	24,00	6.954,69						

MSPAINT

Diseño de uniones

La tabla N° 3 muestra los valores obtenidos para diámetros para pernos y placas de unión de los nudos del módulo típico.

Tabla N° 3
UNIONES EN MODULO DE ARMADURA

NUDO		PERNOS A 325				PLACA ACERO A36		
Número	Elemento	Diámetro (CM)	Cantidad (UNIDAD)	ϕ Hueco (CM)	Separación (CM)	Borde (CM)	Espesor (CM)	Dimensiones (CM)
1	Horizontal	1,9	5	2,22	5,7	2,85	1,9	40 x 40
	Diagonal	1,9	4	2,22	5,7	2,85	1,9	
	Vertical	1,9	3	2,22	5,7	2,85	1,9	
2	Horizontal	1,9	5	2,22	5,7	2,85	1,9	40 x 40
	Diagonal	1,9	4	2,22	5,7	2,85	1,9	
	Vertical	1,9	3	2,22	5,7	2,85	1,9	
3	Vertical	1,9	5	2,22	5,7	2,85	1,9	40 x 40
	Diagonal	1,9	4	2,22	5,7	2,85	1,9	
	Horizontal	1,9	3	2,22	5,7	2,85	1,9	
4	Horizontal	1,9	5	2,22	5,7	2,85	1,9	40 x 40
	Diagonal	1,9	4	2,22	5,7	2,85	1,9	
	Vertical	1,9	3	2,22	5,7	2,85	1,9	
5 Nudo central	Diagonal	1,9	3	2,22	5,7	2,85	1,9	24 x 24
	Diagonal	1,9	3	2,22	5,7	2,85	1,9	
	Diagonal	1,9	3	2,22	5,7	2,85	1,9	
central	Diagonal	1,9	3	2,22	5,7	2,85	1,9	

MS Excel

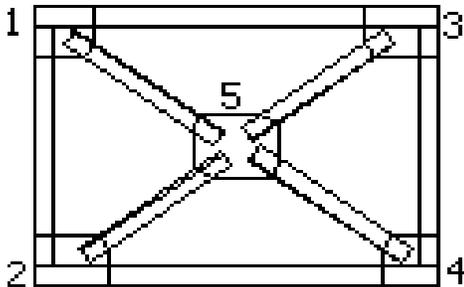


Fig. N° 9: Identificación de nudos en módulo.
MSPAINIT



Fig. N° 10: Fuerzas en el nudo
MSPAINIT

Diseño de fundación

La tabla N° 4 muestra el resultado del diseño al considerar una placa de 50cm de espesor y una

capacidad de suelo de 15 Ton/cm². La memoria respectiva se puede revisar en la sección de apéndices: "Diseño de fundación"

Tabla N° 4
Resultados obtenidos del diseño de la fundación:

Elemento	Descripción	Dimensiones	Cantidad	
Placa de fundación	Consiste en un dado de concreto capaz de resistir las fuerzas de compresión y momento flector transmitidas por la placa de asiento a la armadura respectiva	1,2x 1,2 x 0,5m	4	
Acero de refuerzo	Varilla de 19mm de diámetro, corrugada G:40		#7 @ 16cm	

MS Excel

La tabla N° 5 muestra las dimensiones requeridas de placa y acero requerido para un puente de ocho metros ; para diferentes capacidades de

suelo manteniendo las propiedades del concreto, acero y el espesor de la placa.

Tabla N° 5
Tabla de diseño de placa para distintas capacidades de suelo

Capacidad del suelo Ton / m ²	Dimensiones (m) Placa cuadrada (50cm esp.)	Acero de refuerzo G: 40
5	2,3	usar #8 @ 11cm AD
6	2	usar #7 @ 9,5cm AD
7	1,85	usar #8 @ 13,5cm AD
8	1,7	usar #7 @ 11cm AD
9	1,6	usar #7 @ 12cm AD
10	1,5	usar #7 @ 12,5 cm AD
11	1,4	usar #6 @ 10cm AD
12	1,35	usar #6 @ 10,5cm AD
13	1,3	usar #7 @ 14,5cm AD
14	1,25	usar #8 @ 20cm AD
15	1,2	usar #7 @ 16cm AD
16	1,15	usar #5 @ 8,5cm AD
17	1,15	usar #5 @ 8,5cm AD
de 18 a 25	1	usar #6 @ 14cm AD
de 26 a 28	0,9	usar #5 @ 11cm AD
de 29 a 31	0,85	usar #5 @ 11,5cm AD
de 32 a 35	0,8	usar #5 @ 12cm AD
de 36 a 40	0,75	usar #5 @ 13cm AD

MS Excel

Costos

La tabla muestra los datos obtenidos sobre los costos probables de fabricación e instalación de un puente de 8 metros de longitud:

Tabla N° 6
RESUMEN DE COSTOS PUENTE MODULAR PREFABRICADO.

DATOS GENERALES

ACTIVIDAD	CANT.	UNID.	COSTO MAT.	COSTO M. OBRA	COSTO INDIRECTO	COSTO TOTAL
COSTOS DE FABRICACION						
MODULOS	8	unidad	812148,63	162206,00	434373,2555	1408727,88
LARGUEROS	48,00	unidad	1071398,26	172414,00	554499,1195	1798311,38
VIGAS DE PISO	5,00	unidad	528.060	51.282	258274,3391	837616,63
SUPERFICIE DE RODAMIENTO	26,00	M2	267.537	51.517	142236,0237	461289,57
ARRIOSTRES	16,00	unidad	104.353	24.336	57370,69061	186060,47
COSTOS DE INSTALACION						
EXCAVACION	2,88	m3	0	4.299	1916,71157	6216,14
FUNDACIONES	3,17	m3	80.230	26.928	47771,69222	154929,69
INSTALACIÓN DE MÓDULOS	8,00	unidad	10.400	118.800	57598,15071	186798,15
INSTALACIÓN DE LARGUEROS	48,00	unidad	0	38.500	17163,53562	55663,54
INSTALACION VIGAS DE PISO	5,00	unidad	0	40.150	17899,11572	58049,12
INSTALACION DEL TABLERO	26	M2	66.750	25.988	41342,94506	134080,45
INSTALACION DE ARRIOSTRES	16,00	unidad	19.200	28.050	21064,33917	68314,34
DETALLADO	1	glogal	25000	46.200	31741,39575	102941,40
PINTURA	1	glogal	81.971	99.720	80999,12342	262690,49
OTROS	1	glogal	50.000	61.600	49751,963	161351,96
					0	0,00
TOTALES			3.117.048,67	951.990,13	1814002,401	5.883.041,20

Nota: Tipo de cambio a la fecha: ¢376
MS Excel

Especificaciones

Normas y materiales de protección.

En la preparación de las superficies de acero por pintar se seguirán las recomendaciones del Steel Structures Painting Council , contenidas en su norma de la American National Standard Institute A159-1-SURFACE PREPARATION SPECIFICATIONS y Se utilizaran las ultimas revisiones de las siguientes especificaciones: ANSI D1.5, SSPC-SP1 (limpieza con solventes), PSC-SP6 (limpieza comercial con chorro), SSPC.VIS1-89 (estándar visual para limpieza por chorro abrasivo), PSC-PA-11 (pintura de mantenimiento en taller y en campo), PSC-XRAX(especificaciones para abrasivos reciclables), PSC-AB-1 (Abrasivos minerales y esconficados)

Todos los perfiles, elementos, componentes y accesorios de acero deben ser pintados con dos manos de pintura anticorrosiva y dos manos de acabado de poliuretano. Una de las manos de pintura de acabado debe ser aplicada antes del transporte del taller al sitio del puente.

La pintura anticorrosiva será a base de cromato de zinc y el acabado será con una pintura a base de resina resistente al impacto; el espesor de cada capa de pintura será de 50 micras.

Preparación de superficies

En la preparación de las superficies de acero se seguirá la norma ANSI 159.1.

Las superficies deben estar secas libres de polvo, grasa, suciedad e impurezas y se deberán eliminar todas las evidencias de oxidación presente en el metal. La limpieza

puede ser a base de chorro de arena , agua a presión y/o abrasivos mecánicos.

Se deberán emplear solventes para remover grasas y aceites. Únicamente se emplearan herramientas manuales en zonas de difícil acceso y con el consentimiento del inspector.

Aplicación de pinturas

La aplicación de la pintura debe hacerse inmediatamente después de efectuada la limpieza; se deberán reparar los defectos superficiales de los perfiles de acero previamente a la aplicación del revestimiento, así como remover los contaminantes producto de esta operación.

En la aplicación de la pintura se deben seguir las recomendaciones del fabricante.

No se debe aplicar pintura en sitios polvorientos ni durante tiempo excesivamente húmedo, lluvioso o ventoso. La temperatura de las superficie no deberá exceder las 37 °C ni bajar de 4°C.

Los ingredientes de la pintura deberán mantenerse mezclados uniformemente durante la aplicación mediante agitación mecánica.

No se debe adelgazar la pintura para aplicarla, excepto que el fabricante lo recomiende.

Cada mano de pintura se debe aplicar uniformemente sin irregularidades. La segunda mano de la pintura de acabado debe aplicarse cuando la instalación y todas las conexiones del puente estén concluidas

Acero Estructural

La fabricación y la erección de todos los componentes se harán según la mejor práctica establecida para este tipo de obra , siguiendo las

recomendaciones del instituto americano para la construcción en acero (AISC), el instituto americano del hierro y acero (ANSE) la asociación americana de carreteras y transportes (A.A.S.H.T.O), el código sísmico de Costa Rica (C.S.C.R), el A.S.T.M A33 y A570.

Los pernos serán de alta resistencia según ASTM 325 y las tuercas y arandelas serán los apropiados para pernos de alta resistencia.

Fabricación, erección y montaje

Antes de proceder a la instalación en el sitio deberán revisarse los niveles, medidas entre ejes, condiciones del sitio como: estratigrafía del suelo bajo los puntos de cimentación niveles freáticos, capacidad soportante del suelo, planos de falla, etc.

La erección y montaje se hará siguiendo las normas del instituto americano de construcción en acero (AISI).

Las dimensiones, medidas u otros datos serán revisados y comparados con los elementos construidos asegurando la localización coordinación e instalación del acero estructural.

Se deberá proveer la obra de soporte temporal, las tarimas y plataformas necesarias para poder llevar a cabo el trabajo en forma efectiva.

Es aconsejable construir una estructura liviana que se conoce como nariz de lanzamiento, en el caso en que se quiera lanzar el puente, partir de una construcción sencilla con los componentes principales, esto en el caso de no contar con grúa o equipó pesado en el sitio de construcción.

Otra forma o método de montaje en sitio es unir los módulos de las armaduras laterales a la orilla del sitio de puente y lanzar, de preferencia, cada armadura por separado uniéndolas, al final, con las vigas de piso. Se deberá alinear y ajustar los módulos a nivel controlando las deformaciones máximas permitidas.

Ensamblaje

Los módulos serán preferiblemente fabricados en taller en estricto apego lo indicado en planos constructivos y con especial cuidado de verificar

la coincidencia de los elementos pares que conformarán las piezas de unión entre módulos y entre estos y los arriostres.

Los diversos componentes del puente deberán alinearse con precisión, previamente al anclaje permanente. De igual manera elementos adyacentes serán empernados entre sí antes de su amarre permanente.

Los elementos en compresión deberán estar en completo contacto antes de completar el empernado de la unión en ningún caso se utilizará menos pernos de los indicados en los planos y nunca se utilizará menos de dos pernos para unir dos elementos cualquiera.

Luego de lanzado el puente se procede a la construcción o instalación de los apoyos, uno móvil y el otro fijo, esto se logra a partir de elementos prefabricados, mediante placas y pasadores.

Al final se coloca el piso de madera y los tensores entre paneles.

Cuando el puente esté completo en su lugar se verificarán los niveles en ambos sentidos, debido a que de esto depende la Distribución uniforme de la carga durante la vida útil del puente.

Análisis de Resultados

Diseño del sistema de piso

Superficie de rodamiento.

Para el diseño de la superficie de rodamiento se consideró el uso de tablonces de madera con medidas nominales de 5 X 30 cm. Para lo cual se consideró la madera en estado húmedo y cepillada. Se analizaron veinticuatro especies diferentes de madera con el fin de obtener una separación adecuada desde el punto de vista económico y de diseño.

De las especies analizadas se obtuvieron los resultados que se ordenan en la Tabla N° 1; indicándose para cada especie, los valores de la separación requerida según los criterios de flexión, cortante (no se genera valor pero se revisa que cumpla con esta condición) y deflexión. De estos valores se extraen en la columna “separación máxima” los valores máximos para cada caso. Se observa un valor mínimo de 18,02 cm para la especie Areno y un valor máximo de 31,36 cm para la especie Almendro.

En el gráfico N° 1 se observan los resultados obtenidos para las distintas especies. Se puede notar en un rango de separación entre 27 y 33 cm a cinco especies; para lo cual se ha tomado para efectos de diseño un valor promedio aproximado de 30cm de separación entre los largueros del sistema de piso.

De los datos obtenidos anteriormente se puede concluir que la madera representa una solución con limitaciones considerables desde el

punto de vista de capacidad estructural para soportar las cargas que se han considerado.

Largueros y vigas de piso.

Del análisis de estos elementos se obtienen las secciones IPN 220 para los largueros e IPN 300 para las vigas de piso. En el caso de los largueros se esperaba obtener una sección IPN 200 por efectos de disponibilidad en el país ya que la obtenida requeriría de un pedido especial para importarla directamente.

La sección de viga de piso obtenida es una sección de cierto peso que para transportarla se requiere (una viga de seis metros) de aproximadamente seis personas. Si bien este factor está en un nivel de peso manejable, atenta con uno de los objetivos del sistema constructivo que se pretende obtener, que sea ligero y de fácil transporte manual; sin embargo de lo anterior se puede obtener un dato beneficioso a saber: la rigidez de estos elementos permite un acercamiento a que la estructura de piso se comporte como un diafragma rígido que soporte la fuerzas laterales adecuadamente.

Diseño de la armadura

Armadura de puente

Como se indica en el Apéndice para el análisis de la armadura se utilizó el programa de análisis y

diseño mencionado en dicha sección, a partir del cual se obtuvieron los valores que se muestran en la tabla N° 2, tomando en cuenta las respectivas condiciones de carga. Los elementos se disponen en grupos con el fin de facilitar la formación de criterios para la toma de decisiones al diseñador.

En la condición de carga analizada se obtienen dos valores para cada grupo, correspondientes al análisis de las fuerzas de sismo debidas a la carga muerta y a la carga viva en ambas direcciones del tráfico y en la dirección ortogonal respectiva.

Se presentan valores para dieciséis condiciones de carga de las cuales cabe aclarar las últimas cuatro corresponden a condiciones con muy poca probabilidad de darse y que se consideraron por ser las que generan los esfuerzos mayores en los elementos como se puede determinar con una inspección visual de los valores presentados en dicha tabla; estas condiciones suponen dos camiones que se mueven en una dirección uno hacia delante y otro en reversa haciendo que sus ejes traseros coincidan con dos nudos adyacentes; esta condición es poco probable ya que la extensión trasera del chasis del camión no permitiría en un caso normal la cercanía propuesta, además de que se debe tomar en cuenta que el puente está diseñado para el tránsito en una dirección. La decisión de incluir estas condiciones de carga en análisis surge al tomar en cuenta la característica de que al ser un puente para casos de emergencia, no se puede garantizar un uso óptimo de diseño por parte de los usuarios durante el tiempo que el puente se encuentre en operación.

Para el caso de los elementos del grupo "A" (Horizontales), según el diseño mostrado en el Apéndice se está aprovechando al máximo su capacidad de resistencia. Lo contrario ocurre con los elementos del grupo "B" y "C" para los cuales los esfuerzos a los que están sometidos permiten el uso de secciones más económicas, sin embargo con el objetivo de mantener una uniformidad de secciones en el módulo se opta por el uso de las secciones propuestas, cuyo diseño también se adjunta.

Con el uso del módulo propuesto es posible cubrir luces de hasta ocho metros; pudiendo modularse un puente con luces menores sin necesidad de realizar ajustes en el diseño.

Para luces mayores se recomienda el uso de refuerzos en las cuerdas superior e inferior con el objetivo de aumentar su resistencia tomando en cuenta que son los elementos más esforzados (ver Tabla N° 2). A partir de cierta longitud se podría implementar un modelo de doble armadura para lo cual se deben tomar en cuenta: un mayor número de condiciones de carga, realizar el ajuste respectivo en la carga muerta debida a la armadura adicional (esto aumentaría el efecto de la fuerza de sismo debido a la carga muerta) y la capacidad de resistencia que tendería a duplicarse con dicha disposición de armaduras. Dicho análisis no forma parte del alcance de este trabajo.

De la Tabla N° 2 se puede obtener un valor máximo de deformación de 0,44 cm, el cual se encuentra muy por debajo de lo que establece A.A.S.H.T.O 10.6.2, cuyo valor no debe exceder de $L / 800$, que para la luz considerada (800 cm) el valor máximo de deflexión sería de 1 cm.

Para efectos de diseño de los apoyos del puente (cimentación) la Tabla N° 2 se presentan los valores de las reacciones en los apoyos, obteniéndose un máximo de 19,944.56 kg, dato que se tomó en cuenta para el cálculo respectivo.

Arriostre para carga lateral

Para tomar en cuenta el efecto de sismo y cargas laterales en el modelo propuesto se ha provisto al mismo de arriostres (ver Apéndices, detalles), para lo cual se obtuvo una sección similar a la de los elementos del grupo "C" de la armadura. Las cargas de viento no se consideraron en análisis por carga lateral ya que no representan un factor crítico para las luces que se manejan.

Diseño de Uniones

La fijación de los distintos elementos que convergen en una intersección se diseña basado en pernos de alta resistencia, considerando que este tipo de uniones es lo típico de las armaduras; no obstante como se aprecia en la tabla 3, los diámetros de los pernos y los espesores de las placas de unión son relativamente grandes, lo que redundará en los costos y eleva sustancialmente el peso total de la

estructura, lo que, en cierto modo contraviene la hipótesis de que la solución esperada tendría entre otras ventajas la de ser una estructura liviana.

Para el cálculo de los pernos y placas de unión se mantiene el criterio de que el módulo es típico y puede ser usado en cualquier posición a lo largo del puente. Por tanto se consideran las máximas cargas actuantes en una cuerda, puntal o diagonal, aunque en el resultado del análisis los elementos que soportan las mayores cargas estén claramente ubicados.

Con base en lo anterior y apreciando que existe una clara violación a lo establecido en las normas, referente a la relación de espesores entre el elemento base y la placa o cubre placa, se establece la necesidad de aumentar el espesor de las cuerdas en la armadura en el área afectada por la placa de unión.

La unión entre módulos consecutivos, se propone con pasadores y acoples tipo “macho-hembra” en los que se prolongan las cuerdas superiores e inferiores y, en esa sección, se aumenta los espesores de las cuerdas y/o refuerzan mediante la utilización de secciones dobles formando cajas.

Costos

Los costos de fabricación y de construcción se establecen a partir de los costos de materiales y estimaciones de mano de obra basados, principalmente, en la experiencia en construcción de estructuras metálicas. Debido a que ese tipo de obra no es común en nuestro medio, no existen bases de datos sobre rendimientos, sobre todo en la parte de instalación, armado y desarmado de estas estructuras. Por lo cual los costos deben considerarse como preliminares.

Conclusiones

La madera representa una solución con limitaciones considerables desde el punto de vista de capacidad estructural para ser utilizada como superficie de rodamiento en puentes sometidos a cargas móviles y de impacto, específicamente para camiones H 15-44 o mayores.

Las secciones de largueros obtenidas no están disponibles en el país por lo que se deberá proceder a: la importación de las mismas, implementar una sección diferente con disponibilidad en el mercado nacional, o utilizar una sección más robusta y disponible (como una IPN 300), para lo cual si se opta por alguna de las dos últimas, se deberá realizar el ajuste de cargas y revisar el diseño.

Las secciones obtenidas para las vigas de piso son pesadas (aunque en un margen manejable), dificultando su maniobrabilidad en la construcción.

El diseño obtenido permite soportar condiciones de carga extremas como las últimas cuatro presentadas en la Tabla N° 2 (condiciones $\pm 13, 14, 15$ y 16)

La deflexión de la armadura no es un factor crítico según los datos obtenidos del análisis (ver Tabla N° 2).

El módulo propuesto se puede utilizar para luces de dos a ocho metros de longitud; para luces mayores se deberá optar por arreglos de refuerzo de cuerdas superior e inferior o doble módulo (en paralelo), haciendo el ajuste respectivo en el diseño.

Las uniones pernadas resultan poco prácticas dadas las magnitudes de las cargas y el poco espesor de las secciones UPN.

Para el caso de la cimentación, según el diseño presentado en la sección de "Apéndices" y tomando una capacidad de suelo promedio de 15 ton/m² se determina una placa de 1,2m x a,2m x 0,5m con acero #6 @ 10,5cm AD.

El espesor de las placas o cubre placas resulta excesivo, por lo cual es necesario evaluar la posibilidad de realizar todas las uniones

soldadas o utilizar secciones en las cuerdas con espesores mayores.

Los costos deberán ajustarse en función de: la cantidad de módulos o elementos a fabricar a la vez, las condiciones del sitio de instalación, la disponibilidad de equipos y / o maquinaria.

Apéndices

Diseño del sistema de piso.

- Superficie de rodamiento.

- Largueros.

- Vigas de piso.

- Diseño de armadura.

Diseño de miembros de armadura.

- Elementos Horizontales.

- Elementos Verticales.

- Elementos diagonales.

Diseño de arriostre para cargas horizontales.

Diseño de uniones en nudos.

Diseño de fundación.

Cálculo de costos.

Diseño del sistema de piso

Superficie de rodamiento: A partir de tabloncillos de madera.

Se presenta el diseño para la especie: Níspero.

Datos Generales:

Estado de la madera: Verde, cepillada.

Dimensiones nominales (hxb) = 5 x 30 cm

Dimensiones reales (hxb) = 4,7 x 29,4 cm (Anexos 6)

Ancho de superficie de rodamiento (L) = 325 cm

Peso específico de la madera (G) = $9,3 \times 10^{-4}$ kg/cm³

Módulo de ruptura (F_u) = 1,111 kg / cm²

Módulo de elasticidad (E) = 177,000 kg / cm²

Esfuerzo cortante máximo (V_{max}) = 142 kg / cm²

Factor de humedad flexión (F_b) = 0.86 (Anexos 5)

Factor de humedad cortante (F_v) = 0.97 (Anexos 5)

Factor de duración de carga (F_d) = 1.73 (Anexos 4)

Condición de carga: Viga continua.

Carga muerta (P_m): (el peso del tramo de tabla se considera despreciable)

Carga viva (P_v): 6000 kg (H 15-44. AASHTO 3.7.3)

Factor de carga de impacto (F_i) 30%max:

= $50 / (L + 125)$ (L en pies) (AASHTO 3.8.2.1)

Carga de impacto (P_i):

= $P \times F_i$

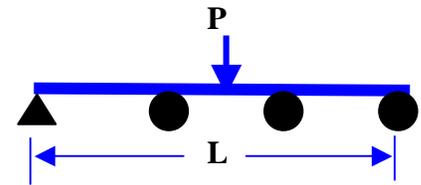


Fig. N° 11: Condición de carga, superficie de rodamiento.

$$F_i = 36,84 \% \text{ (usar 30\%)}$$

$$P_i = 1800 \text{ kg}$$

Revisión de la Resistencia:

Flexión:

Esfuerzo Permissible (F_p):

= $F_u \times F_b \times F_d$

$$F_p = 1652,94 \text{ kg/cm}^2$$

Módulo de sección (S):

= $(b \times h^2) / 6$

$$S = 108,24 \text{ cm}^3$$

Espaciamiento requerido entre apoyos (s):

= $[4(S \times F_p)] / (P_v + P_i)$

$$s = 91,75 \text{ cm}$$

Cortante:

Cortante actuante (V_a):

= $0,6 \times P_v$

$$V_a = 3600 \text{ kg}$$

Esfuerzo permisible (T_p):

= $V_{max} \times F_v \times F_d$

$$T_p = 238,29 \text{ kg / cm}^2$$

Esfuerzo Actuante (T_a):

= $\{1,5[V_a / (a \times b)]\}$

$$T_a = 50,80 \text{ kg / cm}^2$$

$T_a < T_p \Rightarrow \text{Ok}$

Deflexión:

Inercia (I):

= $(b \times h^3) / 12$

$$I = 254,37 \text{ cm}^4$$

Espaciamiento requerido entre apoyos (s):

= $[(48 \times E \times I) / (360 \times P_v)]^{1/2}$

$$s = 25,83 \text{ cm}$$

Diseño de largueros: A base de vigas "IPN"

Datos Generales:

Longitud (L)= 200 cm

F_y (A36)= 2530,62 kg/cm²

Condición de carga: Simplemente apoyada.

Carga muerta (W_{cm}):

Tablones sobre largueros:

Densidad (D)= $9,3 \times 10^{-4}$ kg/cm³ (Níspero)

Ancho tributario (b)= 30 cm

Espesor del tablón (h)= 4,7 cm

Peso del tablón (W_{tab}):

$$= D \times b \times h$$

Peso propio (suponer "IPN" 200) (Anexos 8)

Peso por centímetro lineal (W_p)

$$= 27 / 100$$

$$W_{cm} = W_{tab} + W_p$$

Carga viva (P_v) (AASHTO 3.7.3)

$P = 6000$ kg

Factor de carga de impacto (F_i) 30%max:

$$= 50 / (L + 125) \text{ (L en pies) (AASHTO 3.8.2.1)}$$

Carga de impacto (P_i):

$$= P \times F_i$$

$$P_v = P + P_i$$

Carga de sismo (EQ): (AASHTO 3.21)

$EQ = C \times F \times W$ (método de fuerza estática equivalente)

C= coeficiente sísmico

F= 0,8 (AASHTO 3.21.1.1)

W= Peso muerto en libras

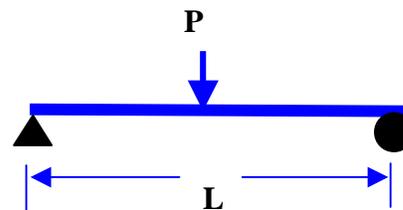


Fig. N° 12: Condición de carga, largueros.

$$W_{tab} = 0,13 \text{ kg/cm}$$

$$W_p = 0,27 \text{ kg/cm}$$

$$W_{cm} = 0,40 \text{ kg/cm}$$

$$F_i = 38\% \text{ (usar 30\%)}$$

$$P_i = 1800 \text{ kg}$$

$$P_v = 7800 \text{ kg}$$

$$C = 0,33 \text{ (coeficiente simplificado)}$$

$$W = 176,4 \text{ lb}$$

$$EQ = 46,6 \text{ lb}$$

$$EQ = 21,12 \text{ kg}$$

Revisión de la flexión (dirección “- Z”):

Momentos:

Momento debido a carga muerta (M_{cm}):

$$= (W_{cm} \times L^2) / 8$$

$$M_{cm} = 2000 \text{ kg-cm}$$

Momento debido a carga viva (M_{cv}):

$$= (P_{vn} \times L) / 4$$

$$M_{cv} = 390000 \text{ kg-cm}$$

Momento total (M_t):

$$= M_{cm} + M_{cv}$$

$$M_t = 392000 \text{ kg-cm}$$

Cálculo del módulo (S_x) requerido:

$$= M / \sigma F_y \text{ (con } \sigma = 0,6)$$

$$S_x = 258,17 \text{ cm}^3$$

Selección “IPN 220” con $S_x = 278 \text{ cm}^3$ (Anexos 8)**Revisión de la flexión (dirección “Y”):**Momento debido a carga de sismo (M_{EQ}):

$$= (EQ \times L) / 4$$

$$M_{EQ} = 1056 \text{ kg-cm}$$

Cálculo del módulo (S_y) requerido:

$$= M / \sigma F_y \text{ (con } \sigma = 0,6)$$

$$S_y = 0,695 \text{ cm}^3$$

Para $S_x = 0,695 \Rightarrow$ “IPN “80” (usar “IPN 220”)**Revisión del cortante:**Cortante actuante (V_a): (para la carga viva colocada muy cerca del apoyo)

$$\approx P_v + (W_{cm} \times L) / 2$$

$$V_a = 7840 \text{ kg}$$

Esfuerzo actuante (T_a):

$$= V_a / A_w$$

$$T_a = 494,83 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo permisible (T_p):

$$= \sigma F_y \text{ (con } \sigma = 0,4)$$

$$T_p = 1012,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_p > T_a \Rightarrow \text{OK}$$

Revisión de la deflexión:Deformación permisible (Y_p):

$$= L / 800$$

$$Y_p = 0,25 \text{ cm}$$

Def. Por carga muerta (Y_{cm}):

$$= (5 \times W_{cm} \times L^4) / (384 \times E \times I)$$

$$Y_{cm} = 0,00129 \text{ cm}$$

Def. Por carga viva (Y_{cv}):

$$= (P \times L^3) / (48 \times E \times I)$$

$$Y_{cv} = 0,20 \text{ cm}$$

Def total (Y_t):

$$= Y_{cm} + Y_{cv}$$

$$Y_t = 0,20129 \text{ cm}$$

$$Y_t < Y_p \Rightarrow \text{OK}$$

Diseño de vigas de piso: A base de vigas "IPN"

Datos Generales:

Longitud (L)= 363 cm

F_y (A36)= 2530,62 kg/cm²

Condición de carga: Simplemente apoyada

Carga muerta (W_{cm}):

Tablones sobre largueros:

Densidad (D)= $9,3 \times 10^{-4}$ kg/cm³ (Níspero)

Ancho tributario (b)= 200 cm

Espesor del tablón (h)= 4,7 cm

Peso del tablón (W_{tab}):

$$= D \times b \times h$$

Largueros sobre vigas de piso:

Peso por centímetro lineal (W_i)

$$= 32 / 100$$

Peso propio (suponer "IPN" 280) (Anexos 8)

Peso por metro lineal (W_p)

$$= 49 / 100$$

$$W_{cm} = W_{tab} + W_i + W_p$$

Carga viva (P_v) (AASHTO 3.7.3)

P_1 = 6000 kg

P_2 = 6000 kg

Factor de carga de impacto (F_i) 30%max:

$$= 50 / (L + 125) \text{ (L en pies) (AASHTO 3.8.2.1)}$$

Carga de impacto (P_i):

$$= P \times F_i$$

$$P_{v1} = P_1 + P_i$$

$$P_{v2} = P_2 + P_i$$

Carga de sismo (EQ): (AASHTO 3.21)

$$EQ = C \times F \times W$$

C= Coeficiente sísmico

F= 0,8 (AASHTO 3.21.1.1)

W= Peso muerto en libras

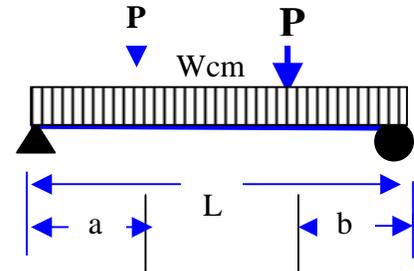


Fig. N° 13: Condición de carga, vigas de piso.

$$W_{tab} = 0,87 \text{ kg/cm}$$

$$W_i = 0,32 \text{ kg/cm}$$

$$W_p = 0,49 \text{ kg/cm}$$

$$W_{cm} = 1,68 \text{ kg/cm}$$

$$F_i = 36\% \text{ (usar 30\%)}$$

$$P_i = 1800 \text{ kg}$$

$$P_{v1} = 7800 \text{ kg}$$

$$P_{v2} = 7800 \text{ kg}$$

$$C = 0,33$$

$$W = 828,4 \text{ lb}$$

$$EQ = 218 \text{ lb}$$

$$EQ = 99,18 \text{ kg}$$

Revisión de la flexión: (dirección “- Z”)

Momentos:

Momento debido a carga muerta (M_{cm}):

$$= (W_{cm} \times L^2) / 8$$

$$M_{cm} = 27671,49 \text{ kg-cm}$$

Momento debido a carga viva (M_{cv}):

$$= (P_{vn} \times L) / 3$$

$$M_{cv} = 943800 \text{ kg-cm}$$

Momento total (M_t):

$$= M_{cm} + M_{cv}$$

$$M_t = 971471,49 \text{ kg-cm}$$

Cálculo del módulo (S_x) requerido:

$$= M_t / \phi F_y \text{ (con } \phi = 0,6)$$

$$S_x = 639,81 \text{ cm}^3$$

Selección “IPN” 300 con $S_x = 653 \text{ cm}^3$ (Anexos 8)**Revisión de la flexión: (dirección “Y”)**Momento debido a carga de sismo (M_{EQ}):

$$= (EQ \times L) / 4$$

$$M_{EQ} = 9000,5 \text{ kg}$$

Cálculo del módulo (S_y) requerido:

$$= M / \phi F_y \text{ (con } \phi = 0,6)$$

$$S_y = 5,92$$

Para $S_y = 5,30 \Rightarrow$ “IPN 120” (usar “IPN 300”)**Revisión del cortante:**Cortante actuante (V_a): (para la carga viva colocada muy cerca del apoyo a 20cm aprox.)

$$\approx P_v / L (L-a+b) + (W_{cm} \times L) / 2$$

$$V_a = 10,808.26 \text{ kg}$$

Esfuerzo actuante (T_a):

$$= V_a / A_w$$

$$T_a = 373.97 \text{ kg/cm}^2$$

Cortante permisible (T_p):

$$= \phi F_y \text{ (con } \phi = 0,4)$$

$$T_p = 1012,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_p > T_a \Rightarrow \text{OK}$$

Revisión de la deflexión:Deformación permisible (Y_p):

$$= L / 800$$

$$Y_p = 0,40 \text{ cm}$$

Def. Por carga muerta (Y_{cm}):

$$= (5 \times W_{cm} \times L^4) / (384 \times E \times I)$$

$$Y_{cm} = 0,00578 \text{ cm}$$

Def. Por carga viva (Y_{cv}):

$$= [(P_v \times a) / (24 \times E \times I)] \times (3L^2 - 4a^2)$$

$$Y_{cv} = 0.29 \text{ cm}$$

Def total (Y_t):

$$= Y_{cm} + Y_{cv}$$

$$Y_t = 0,296 \text{ cm}$$

$$Y_t < Y_p \Rightarrow \text{OK}$$

DISEÑO DE ARMADURA DE PUENTE

Análisis de la Armadura:

Como herramienta de análisis de la armadura se utilizó el programa de análisis estructural Sap2000 (versión educacional). Para lo cual se consideró la siguiente información a partir de la geometría del modelo:

Carga muerta:

Peso de los tablonces:

Espesor de tablón = 4.7 cm

Densidad (ejemplo) = 9.3 E-4 kg/cm^3

Ancho tributario = 162.5 cm

Peso por cm = 0.71 kg/cm

Reacción en nudos internos = 142 kg

Reacción en nudos extremos = 71 kg

- Peso de largueros (IPN 220):

Largueros en ancho tributario = 5.5 un

Longitud de larguero = 4400 cm

Peso lineal = 0.32 kg/cm

Peso de largueros = 1.76 kg/cm

Reacción en nudos internos = 352 kg

Reacción en nudos extremos = 176 kg

- Peso de vigas de piso (IPN 300):

Longitud de viga por nudo = 300 m

Longitud total de viga = 1500 cm

Peso lineal = 0.56 kg/cm

Peso de largueros = 1.05 kg/cm

Reacción en nudos internos = 210 kg

Reacción en nudos extremos = 105 kg

- Peso de armadura:

Peso de angulares = 0.37 kg/cm

Peso de canales = 0.44 kg/cm

Peso total = 0.81 kg/cm

Reacción en nudos internos = 162 kg

Reacción en nudos extremos = 81 kg

Reacción total nudos internos = 866 kg

Reacción total nudos extremos = 433 kg

1. Carga viva:

La carga viva se aplicó en los nudos respectivos según la condición de carga indicada en la Tabla N° 2

- Carga de eje trasero = 12,000 kg
Carga de impacto = 3,600 kg
Carga total = 15,600kg
Reacción en nudos = 7,800 kg
- Carga de eje delantero = 3,000 kg
Carga de impacto = 900 kg
Carga total = 3,900kg
Reacción en nudos = 1,950 kg

2. Carga sismo (EQ): (AASHTO 3.21)

- Debida a carga muerta:

$C = 0.33$

$F = 0.8$ (AASHTO 3.21.1.1)

W (para nudos internos) = 866 kg

W (para nudos extremos) = 433 kg

EQ_{cm} = 228.8 kg (nudos internos)

EQ_{cm} = 114.3 kg (nudos extremos)

- Debida a carga viva:

$C = 0.33$

$F = 0.8$ (AASHTO 3.21.1.1)

W (nudos internos eje delant.) = 6,000 kg

W (nudos extremos eje tras.) = 1,500 kg

EQ_{cv} = 1,584 kg (nudos internos)

EQ_{cv} = 396 kg (nudos extremos)

Para cada caso las cargas de sismo se aplican en los ejes "X" y "Y", según la convención de ejes propuesta en la Tabla N° 2

3. Carga horizontal: (AASHTO 3.9)

Según la norma AASHTO se debe tomar en cuenta una carga horizontal de un 5% de la carga viva en la dirección del tráfico y a una altura aproximada de 1.83 m sobre la superficie de rodamiento. Dicha carga se traduce en un momento actuando al nivel inferior de la armadura. Como no se tiene un mecanismo real de aplicación de este momento sobre un nudo de la armadura, se consideró transformar dicho momento en dos fuerzas iguales de sentido contrario en dirección "Z" y "-Z", aplicadas en los nudos sobre los cuales se ubica un eje de carga determinado para la condición de carga respectiva.

$Ch = 750 \text{ kg}$

Momento nivel de sup. = 137,250 kg-cm

Reacciones debidas al momento en nudos

separados 400cm = 343.125 kg

Diseño de miembros de cercha y arriostre.

1. Grupo: Horizontales, UPN 120 (ver tabla N° 2, Resultados)

Ubicación del elemento (ver Anexos 1)

Datos Generales:

Longitud (L)= 200 cm

Area (A)= 17 cm²

Radio de giro (r₃)= 4,62 cm

F_y (A36)= 2530,62 kg/cm²

Diseño por compresión: (sección compacta)

Factor de longitud efectiva (K)= 1 (columna articulada)

Resistencia requerida (P) (Tabla N° 2, condición 14_{+x})

Esfuerzo en la sección (F_c):

$$= P / A$$

Relación de esbeltez (λ):

$$= (K \times L) / r < 126 \text{ (AASHTO 10.32.1.A)}$$

Esfuerzo permisible (F_a): (AASHTO 10.32.1.A)

$$= 16980 - 0,53(KL/r)^2 \text{ (Lb/pulg}^2\text{)}$$

F_a > F_c OK

Diseño por tensión:

Resistencia requerida (P) (Tabla N° 2, condición 14_{+x})

Cálculo del área neta:

Espesor de pernos (s)=0.95 cm

Espesor del alma (s_a) = 0.7 cm

Cantidad de pernos en extremo = 4

Area de pernos (A_p):

$$= s \times s_a \times 4$$

Area mínima de pernos (A_m)= 15% A (AASHTO 10.18.1.1)

Area neta (A_n):

$$= A - (A_p - A_m)$$

Cálculo del esfuerzo de tensión (f_t):

$$f_t = P / A_n$$

Esfuerzo permisible de tensión (F_t):

$$= 0,55 F_y \text{ (AASHTO 10.32.1.A)}$$

F_t > f_t OK.

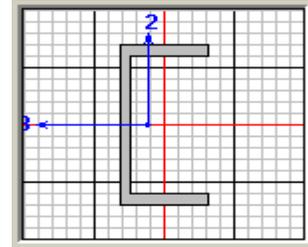


Fig. N° 14: Sección UPN.
MSDAINT

$$P= 17,665.08 \text{ kg}$$

$$F_c= 1,039.12 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda = 43.29 \text{ OK}$$

$$F_a= 15,986.76 \text{ Lb/pulg}^2$$

$$F_a= 1,123.78 \text{ kg/cm}^2$$

$$P= 17,418.94 \text{ kg}$$

$$A_p= 2.66 \text{ cm}^2$$

$$A_m= 2.55 \text{ cm}^2$$

$$A_n= 16.89 \text{ cm}^2$$

$$f_t= 1,031.36 \text{ kg / cm}^2$$

$$F_t= 1,391.84 \text{ kg/cm}^2$$

2. Grupo: Verticales, UPN 100 (ver tabla N° 2, Resultados)

Ubicación del elemento (ver Anexos 1)

Datos Generales:

Longitud (L)= 150 cm

Area (A)= 13.5 cm²

Radio de giro (r₃)= 3.91 cm

F_y (A36)= 2530,62 kg/cm²

Diseño por compresión: (sección compacta)

Factor de longitud efectiva (K)= 1 (columna articulada)

Resistencia requerida (P) (Tabla N° 2, condición 14_{+x})

Esfuerzo en la sección (F_c):

$$= P / A$$

Relación de esbeltez (λ):

$$= (K \times L) / r < 126 \text{ (AASHTO 10.32.1.A)}$$

Esfuerzo permisible (F_a): (AASHTO 10.32.1.A)

$$= 16980 - 0,53(KL/r)^2 \text{ (Lb/pulg}^2\text{)}$$

F_a > F_c OK

Diseño por tensión:

Resistencia requerida (P) (Tabla N° 2, condición 14_{+x})

Cálculo del área neta:

Espesor de pernos (s) = 0.95 cm

Espesor del alma (s_a) = 0.6 cm

Cantidad de pernos en extremo = 4

Area de pernos (A_p):

$$= s \times s_a \times 4$$

Area mínima de pernos (A_m)= 15% A (AASHTO 10.18.1.1)

Area neta (A_n):

$$= A - (A_p - A_m)$$

Cálculo del esfuerzo de tensión (f_t):

$$f_t = P / A_n$$

Esfuerzo permisible de tensión (F_t):

$$= 0,55 F_y \text{ (AASHTO 10.32.1.A)}$$

F_t > f_t OK.

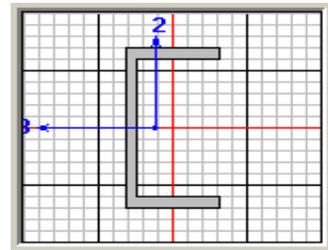


Fig. N° 15: Sección UPN.
MCDALINT

$$P = 5,938.32 \text{ kg}$$

$$F_c = 439.87 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda = 38.36 \text{ OK}$$

$$F_a = 16,200 \text{ Lb/pulg}^2$$

$$F_a = 1,138.77 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = 4,711.94 \text{ kg}$$

$$A_p = 2.28 \text{ cm}^2$$

$$A_m = 2.025 \text{ cm}^2$$

$$A_n = 13.245 \text{ cm}^2$$

$$f_t = 355.75 \text{ kg / cm}^2$$

$$F_t = 1,391.84 \text{ kg/cm}^2$$

3. Grupo: Diagonales, L 4" X 4" X 1/2" (ver tabla N° 2, Resultados)

Ubicación del elemento (ver Anexos 1)

Datos Generales:

Longitud (L)= 125 cm
 Area (A)= 24.19 cm²
 Radio de giro (r₃)= 3.093 cm
 F_y (A36)= 2530,62 kg/cm²

Diseño por compresión: (sección compacta)

Factor de longitud efectiva (K)= 1 (columna articulada)
 Resistencia requerida (P) (Tabla N° 2, condición 14_x)

Esfuerzo en la sección (F_c):
 = P / A

Relación de esbeltez (λ):
 = (K x L) / r < 126 (AASHTO 10.32.1.A)

Esfuerzo permisible (F_a): (AASHTO 10.32.1.A)
 = 16980 – 0,53(KL/r)² (Lb/pulg²)
 F_a > F_c OK

Diseño por tensión:

Resistencia requerida (P) (Tabla N° 2, condición 14_x)

Cálculo del área neta:

Espesor de pernos (s)=0.95 cm
 Espesor del ala (s_a) = 1.27 cm
 Cantidad de pernos en extremo = 4
 Área de pernos (A_p):

= s x s_a x 4

Área mínima de pernos (A_m)= 15% A (AASHTO 10.18.1.1)

Área neta (A_n):

= A - (A_p - A_m)

Cálculo del esfuerzo de tensión (f_t):

f_t = P / A_n

Esfuerzo permisible de tensión (F_t):

= 0,55 F_y (AASHTO 10.32.1.A)

F_t > f_t OK.

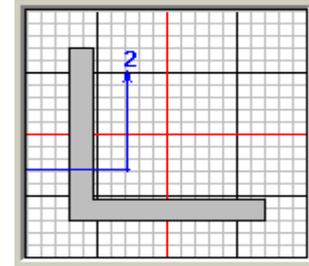


Fig. N° 16: Sección de angular.
 M52PAIN1

P= 10,458.85 kg

F_c= 432.36 kg/cm²

λ = 40.41 OK

F_a= 16,114.36 Lb/pulg²

F_a= 1132.75 kg/cm²

P= 9,897.19 kg

A_p= 4.82 cm²

A_m= 3.62 cm²

A_n= 22.99 cm²

f_t= 430.5 kg / cm²

F_t= 1,391.84 kg/cm²

4. Arriostre, L 4" X 4" X 1/2" (ver tabla N° 2, Resultados)
Ubicación del elemento (ver Anexos 1)

Datos Generales:

Longitud (L)= 192 cm
 Area (A)= 24.19 cm²
 Radio de giro (r₃)= 3.093 cm
 F_y (A36)= 2530,62 kg/cm²

Diseño por compresión: (sección compacta)

Factor de longitud efectiva (K)= 1 (columna articulada)
 Resistencia requerida (P) (Tabla N° 2, condición 14.x)

Esfuerzo en la sección (F_c):
 = P / A

Relación de esbeltez (λ):
 = (K x L) / r < 126 (AASHTO 10.32.1.A)

Esfuerzo permisible (F_a): (AASHTO 10.32.1.A)
 = 16980 – 0,53(KL/r)² (Lb/pulg²)
 F_a > F_c OK

Diseño por tensión:

Resistencia requerida (P) (Tabla N° 2, condición 14.x)

Cálculo del área neta:

Espesor de pernos (s) = 0.95 cm
 Espesor del ala (s_a) = 1.27 cm
 Cantidad de pernos en extremo = 4
 Área de pernos (A_p):
 = s x s_a x 4

Área mínima de pernos (A_m)= 15% A (AASHTO 10.18.1.1)
 Área neta (A_n):
 = A - (A_p - A_m)

Cálculo del esfuerzo de tensión (f_t):

f_t = P / A_n
 Esfuerzo permisible de tensión (F_t):
 = 0,55 F_y (AASHTO 10.32.1.A)
 F_t > f_t OK.

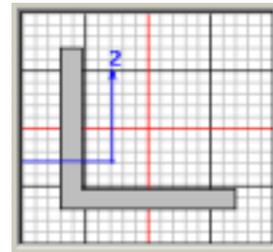


Fig. N° 17: Sección de angular.
 MSDPAINT

P= 2,901.9 kg

F_c= 119.96 kg/cm²

λ = 40.41 OK

F_a= 16,114.36 Lb/pulg²

F_a= 1132.75 kg/cm²

P= 2,901.9 kg

A_p= 4.82 cm²

A_m= 3.62 cm²

A_n= 22.99 cm²

f_t= 126.22 kg / cm²

F_t= 1,391.84 kg/cm²

Diseño de una unión de armadura con cubre placa y pernos de alta resistencia.

De los resultados del análisis, se determina cuales son las fuerzas máximas en los elementos (horizontal, vertical y diagonal) y considerando la posibilidad de que los módulos se utilicen en cualquier posición en el puente, se calcula el número de pernos necesario según esas fuerzas máximas, aunque no es posible que esta situación ocurra en un nudo en particular. Es decir, para cualquier nudo, dependiendo de la condición de carga y de la posición que el módulo ocupe en el eje longitudinal del puente, resultará mayormente esforzada alguna de la cuerdas o diagonales.



Fig. N° 18: Fuerzas en el nudo.
MSPAINIT

Datos Generales:

Método de diseño: cargas de servicio.

Fuerza compresión en el elemento A = (Fa) = 17665 Kg

Fuerza a compresión en el elemento C = (Fc) = 5938 Kg

Fuerza a tensión en el elemento B = (Fb) = 9553 Kg

Tipo de tornillo: Tornillos A325 (ASTM) o M164 (AASHTO)

Esfuerzo admisible al cortante = $f_v = 19000 \text{ lbs/pul}^2$

Carga permisible = (F_s) = 15500 lbs

Diámetro del tornillo (Dt) = 1.905 cm

A.A.S.H.T.O. 10.32.3.B

$f_v = 1335 \text{ kg/cm}^2$

AASHTO 10.32.3.3B

F_s = 7029 kg

AASHTO 10.32.3.3C

Calculo del n° de pernos.

A- Cálculo del número de pernos para la unión del miembro A.

$$N = Fa \times 4 / (f_v \times \pi \times Dt^2) = (17665 \times 4) / (1335 \times 3.1415 \times 1.9^2)$$

Para A el número de pernos es:

N = 4.67 => **usar 5 pernos**

B- Cálculo del número de pernos para la unión del miembro B.
 $N = (F_b \times 4) / (f_v \times \pi \times D_t^2) = (9553 \times 4) / (1335 \times 3.1415 \times 1.9^2)$

Para B el número de pernos es:

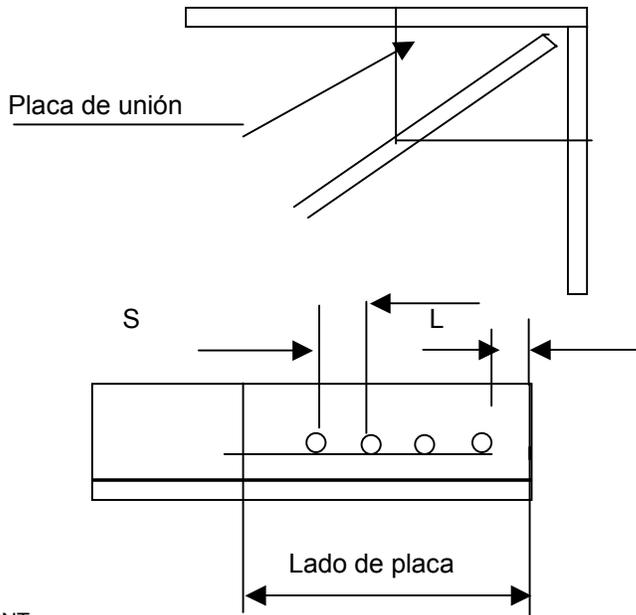
$N = 3.3 \Rightarrow$ **usar 4 pernos**

C- Cálculo del número de pernos para la unión del miembro C.
 $N = F_c \times 4 / (f_v \times \pi \times D_t^2) = (5938 \times 4) / (1335 \times 3.1415 \times 1.9^2)$

Para C el número de pernos es:

$N = 2.09 \Rightarrow$ **usar 3 pernos**

D. Dimensiones de la placa, a partir del elemento B.



MSPAINT

D.1- Cálculo del diámetro del hueco (Dh)

$D_h = D_t + 0.32 \text{ cm} = 1.9 + 0.32 = 2.22 \text{ cm}$
 (AASHTO 10.16.14.6)

$D_h = 2.22 \text{ cm}$

D.2- Cálculo de la distancia entre pernos (S)

$S = 3D_t = 3 \times 1.9 = 5.7 \text{ cm}$

$S = 5.7 \text{ cm}$

D.3- Cálculo de la distancia al borde (L)

$L = 1.5D_t = 1.5 \times 1.9 = 2.85$

$L = 2.85 \text{ cm}$

D.4- El lado de la placa medido paralelo al elemento B

$\text{Lado de placa} = 3 \times S + 4 D_h + 2 \times L$
 $L_p = 3 \times 5.7 + 4 \times 2.22 + 2 \times 2.85 = 31 \text{ cm}$

$L_p = 31 \text{ cm}$

E- cálculo del espesor de la placa (E_p)

El esfuerzo permisible a cortante en la placa

$$F_v = 0.75 f_y$$

$$F_v = 0.75 * 36000 = 14400 \text{ lbs/pul}^2$$

$$F_v = Fa / (N * Dt/2 * E_p) \Rightarrow E_p = Fa / (N * Dt/2) * F_v$$

$$F_v = 1897 \text{ kg/cm}^2$$

E.1 Para el caso del elemento A

El espesor será:

$$E_p = 17665 / ((5 * 1.9/2) * 1897)$$

$$E_p = 1.9 \text{ cm}$$

E.2 Para el caso del elemento B

El espesor será:

$$F_v = Fb / (N * Dt/2 * E_p) \Rightarrow E_p = Fb / (N * Dt/2) * F_v$$

$$E_p = 9553 / ((4 * 1.9/2) * 1897)$$

$$E_p = 1.06 \text{ cm}$$

E.3 Para el caso del elemento C

El espesor será:

$$F_v = Fc / (N * Dt/2 * E_p) \Rightarrow E_p = Fc / (N * Dt/2) * F_v$$

$$E_p = 0.65 \text{ cm}$$

$$E_p = 5938 / ((3 * 1.27/2) * 1897)$$

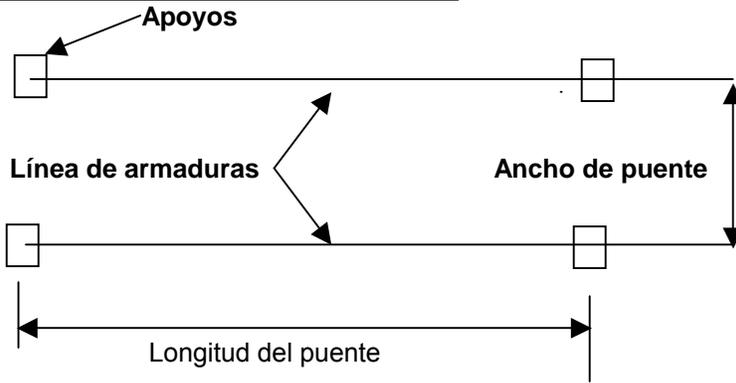
$$E_p = 9553 / ((5 * 1.9/2) * 1897)$$

**Usar placa acero A36
De 1.9 cm o 3/4"**

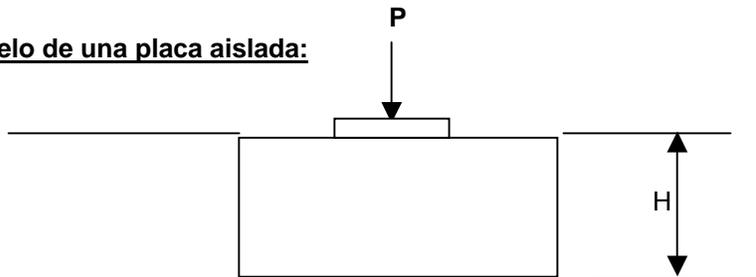
Diseño de la fundación

Se considerará como una placa aislada sobre la que se apoya cada extremo de las armaduras de puente.

Esquema: Disposición de fundaciones.



Modelo de una placa aislada:



Datos Generales:

Método de diseño: esfuerzos de trabajo.

Fuerza máxima en el apoyo: (P) = 19457 Kgs

Capacidad del concreto (f_c) = 210 kg/cm²

Capacidad del acero (F_y) = 2800 kg/cm²

Peso unitario del concreto (Ψ) = 2400 kgs/ m³

Capacidad soportante del suelo (q) = 15 ton/m²

Como carga última se toma la reacción máxima en los apoyos, resultado del análisis de la armadura.

Cálculo de la presión neta en el suelo (p_s).

$$p_s = cs - \Psi \times H$$

$$p_s = 15 - (2.4 \times 0.50) =$$

$$p_s = 13.8 \text{ ton/m}^2$$

Area requerida: (A_r)

$$= P / p_s$$

Se propone una placa de **1,2m X 1,2m X 0,5m**

Cálculo del esfuerzo en el suelo: (ρ)

$$A_r = 1.4 \text{ m}^2$$

usar #5 @ 8 cm AD (ver Anexos 9)

$$= P / A_r \pm M / S \quad (M=0)$$

$$\rho = 13.51 \text{ t/m}^2$$

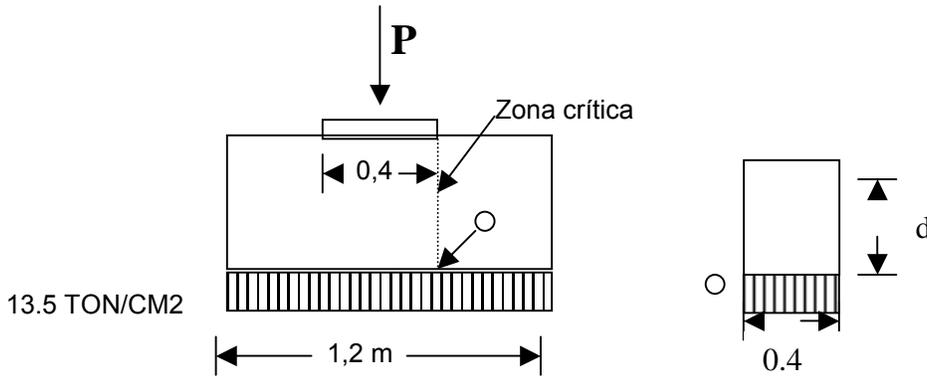


Fig. N° 18: Condición de carga, fundación.

b = 1.2m
t = 50 cm
d = 40cm

Cálculo del momento en el punto "O"

Momento provocado: (M_u)

$$M_u = 13.51 \times 0.4 \times 1.2 \times 0.2$$

$$M_u = 1.297 \text{ ton-m}$$

Diseño por cortante

Cálculo del cortante ultimo: (V_u)

$$= d \times \rho \times b$$

$$V_u = 6.5 \text{ ton}$$

Comportamiento en una o dos direcciones de la placa

$L / L = 1 < 2 \Rightarrow$ Acción en dos direcciones.

Cálculo de la capacidad en cortante: (V_c)

$$= 0.5 \times (f'c)^{1/2} \times b \times d$$

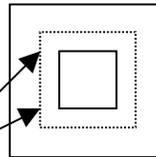
$$V_c = 34.8 \text{ ton} \quad \leftarrow \text{RIGE}$$

En dos direcciones: (V_c)

$$= 0.25 (2 + (4/(L/L))) \times (f'c)^{1/2} \times p_e \times d$$

$$V_c = 278.234 \text{ ton}$$

separación = $d/2$
 p_e = perímetro



$$\phi V_c = 0.85 \times 35.65$$

$$\phi V_c > V_u \quad \text{OK}$$

$$\phi V_c = 30.3 \text{ ton}$$

Diseño por flexión:

Porcentaje de acero: (a_s)

$$= M_u / (\phi \times b \times d^2 \times f'c)$$

$$a_s = 0.0034$$

Porcentaje de acero mínimo: (a_m)

$$= 14 / f_y$$

$$a_m = .005 \quad \leftarrow \text{RIGE}$$

Area de acero: (A_s)

$$= a_m \times b \times d$$

$$A_s = 24 \text{ cm}^2$$

PRESUPUESTO DE PUENTE MODULAR PREFABRICADO

Fecha: **15 DE DICIEMBRE DEL 2002**

Mano de obra unitaria		
tipo	cod	sal/hr
jefe c.	j	¢650
operario	o	¢800
Ayudante	a	¢600
peón	p	¢475

1.0 - FABRICACION DE MODULOS

ELEMENTOS	UN MODULO		CUATRO MODULOS	
	Cantidad	longitud	Cantidad	longitud
UPN 120 horizontales	2,00	2,00	16,00	32,00
UPN 100 verticales	2,00	1,50	16,00	24,00
ANGULAR 10x10x1,27 cms	4,00	1,25	32,00	40,00
Placas de unión 40*40 CM	4,00	40,00	32,00	0,00
Placas de unión 25 X 25 M	1,00	40,00	8,00	1,00
Pernos A325 1,27*3,8 cms	60,00	0,00	480,00	0,00
Pintura por mano	5,40		43,20	
peso total	177,50		1420,00	

A - Mano de Obra.

Unitarios.				
A-1 . cortes. Cuadrilla (1OP) (40 cortes /jn)	unidad	(m ³)		
	0,025	jn	¢8.800	220,0
A-2 . Esmerilado y pulido. Cuadrilla (1P) (40 cortes /jn)	unidad	(m ²)		
	0,025	jn	¢5.225	130,6
A.3. apernada. Incluye perforaciones Cuadrilla (1Op+1ay) (1 mod/jn)	unidad	(kg)		
	1	jn	15400	15400,0
A.4. pintura. Limpieza+base+mano de acabado Cuadrilla (1Op+1ay) (30m2/jn)	unidad	(kg)		
	0,033333	jn	¢15.400	513,3

Resumen de mano de obra

A-1 . cortes.	48,00	UNID.	220,0	10560,00
A-2 . Esmerilado y pulido.	48,00	UNID.	130,6	6270,00
A.3. apernada.	8,00	UNID.	15400,0	123200,00
A.4. pintura.	43,20	m2	513,3	22176,00
Mano de obra directa ----->				162206,00

B - Materiales.	CANT.	UNID.	U. MAT	TOT. MAT
UPN120	5,33	UNID.	14351	76538,67
UPN100	4,00	UNID.	11445	45780,00
Angular 10x10x1,27 cms	6,67	UNID.	17515	116766,67
Lámina 122 x244 x1,9 cms	1,49	UNID.	60000	89600,00
Discos de pulir 7"	8,00	UNID.	950	7600,00
Oxigeno	0,75	UNID.	4500	3375,00
Acetileno de 7 kgs	0,20	carga	10500	2100,00
Pernos A325, 1,9 cms	480,00	UNID.	883,09	423883,20
Aguarráz	2,16	galón	1390	3002,40
Minio rojo	2,88	galón	7042,16	20281,42
Esmalte industrial	1,44	galón	10605,05	15271,27
Brochas	2,00	UNID.	650	1300,00
Lijas	10,00	UNID.	95	950,00
Brocas	1,00	UNID.	5000	5000,00
Mecha	2,00	Kgs	350	700,00
Total materiales				812148,63

MODULOS	
A - Mano de Obra.	Directos 162206,00
B - Materiales.	812148,63
Total costos	974354,63
Costo DIRECTO MODULO / m DE PUENTE----->	121794,33

MSPAINT

2.0 - FABRICACION DE LARGUEROS

ELEMENTOS	UN MODULO		CUATRO MODULOS	
	Cantidad	longitud	Cantidad	longitud
UPN 300	12,00	2,00	48,00	96,00
Pintura por mano	26,40		105,60	
Peso total	1344,00		5376,00	

A - Mano de Obra.

Unitarios.				
A-1 . cortes.	unidad	(m ³)		
Cuadrilla (10P) (40 cortes /jn)	0,025	jn	φ8.800	220,0
A-2 . Esmerilado y pulido.	unidad	(m ²)		
Cuadrilla (1P) (40 cortes /jn)	0,025	jn	φ5.225	130,6
A.3. pintura.	unidad	(kg)		
Limpieza+base+mano de acabado				
Cuadrilla (1Op+1ay) (30m2/jn)	0,033333	jn	φ15.400	513,3

Resumen de mano de obra

A-1 . cortes.	16,00	UNID.	220,0	3520,00
A-2 . Esmerilado y pulido.	48,00	UNID.	130,6	6270,00
A.4. pintura.	316,80	m2	513,3	162624,00

Mano de obra directa ----->

172414,00

B - Materiales.	CANT.	UNID.	U. MAT	TOT. MAT
IPN 300	16,00	UNID.	58592,59259	937481,48
Discos de pulir 7"	12,00	UNID.	950	11400,00
Oxigeno	2,69	UNID.	4500	12096,00
Acetileno de 7 kgs	1,00	carga	10500	10500,00
Aguarráz	5,28	galón	1390	7339,20
Minio rojo	7,04	galón	7042,16	49576,81
Esmalte industrial	3,52	galón	10605,05	37329,78
Brochas	4,00	UNID.	650	2600,00
Lijas	25,00	UNID.	96	2375,00
Mecha	2,00	Kgs	350	700,00
Total materiales				1071398,26

LARGUEROS	
A - Mano de Obra.	Directos 172414,00
B - Materiales.	1071398,26
Total costos	1243812,26
Costo DIRECTO LASRGUEROS / m- DE PUENTE----->	155476,533

MSPAINT

3.0 - FABRICACION DE VIGAS DE PISO

ELEMENTOS	UN MODULO		CUATRO MODULOS	
	Cantidad	longitud	Cantidad	longitud
UPN 400	1,00	6,00	5,00	30,00
Pintura por mano	6,66		33,30	
Peso total	570,00		2850,00	

A - Mano de Obra.

Unitarios.				
A-1 . cortes.	unidad	(m ³)		
Cuadrilla (1OP)	0,025	jn	φ8.800	220,0
(40 cortes /jn)				
A-2 . Esmerilado y pulido.	unidad	(m ²)		
Cuadrilla (1P)	0,025	jn	φ5.225	130,6
(40 cortes /jn)				
A.3. pintura.	unidad	(kg)		
Limpieza+base+mano de acabado				
Cuadrilla (1Op+1ay)	0,033333	jn	φ15.400	513,3
(30m2/jn)				

Resumen de mano de obra

A-1 . cortes.	0,00	UNID.	220,0	0,00
A-2 . Esmerilado y pulido.	0,00	UNID.	130,6	0,00
A.4. pintura.	99,90	m2	513,3	51282,00

Mano de obra directa -----> **51282,00**

B - Materiales.	CANT.	UNID.	U. MAT	TOT. MAT
IPN 400	5,00	UNID.	99398,14815	496990,74
Aguarráz	1,67	galón	1390	2314,35
Minio rojo	2,22	galón	7042,16	15633,60
Esmalte industrial	1,11	galón	10605,05	11771,61
Brochas	1,00	UNID.	650	650,00
Mecha	2,00	Kgs	350	700,00
Total materiales				528060,29

VIGAS DE PISO

A - Mano de Obra.	Directos	51282,00
B - Materiales.		528060,29
	Total costos	579342,29
Costo DIRECTO VIGAS DE PISO / m- DE PUENTE-----		72417,78643

MSPAINT

4.0 - FABRICACION SUPERFICIE DE RODAMIENTO

ELEMENTOS	UN MODULO		CUATRO MODULOS	
	Cantidad	longitud	Cantidad	longitud
TABLONES 5 X 30 CMS	6,67	3,25	26,67	160,00
PIEZAS 10 X 10 CMS	3,20		12,80	
PRESERVANTE	24,05		120,25	
Peso total	101,68		406,72	

A - Mano de Obra.

Unitarios.				
A-1 . Perforaciones	unidad	(m ³)		
Cuadrilla (10P 1 AY)	0,01	jn	φ15.400	154,0
(100 huecos /jn)				
A.2. Tratamiento.	unidad	(kg)		
Limpieza+base+mano de acabado				
Cuadrilla (2P)	0,037037	jn	φ10.450	387,0
(27 tablonces/jn)				

Resumen de mano de obra

A-1 . Perforaciones	266,67	UNID.	154,0	41066,67
A.2. Tratamiento.	27,00	UNID.	387,0	10450,00

Mano de obra directa -----> **51516,67**

B - Materiales.	CANT.	UNID.	U. MAT	TOT. MAT
Madera 5 x 30 cms	27,00	UNID.	8136	219644,88
Madera 10 x10 cms	6,00	UNID.	7232	43392,00
Xilocrom	0,00	Cubeta	10000	0,00
Brocas	3,00	UNID.	1500	4500,00
Total materiales				267536,88

SUPERFICIE DE RODAMIENTO

	Directos
A - Mano de Obra.	51516,67
B - Materiales.	267536,88
Total costos	319053,55
Costo DIRECTO RODAMIENTO / m- DE PUENTE----->	39881,69333

MSPAINT

5.0 - FABRICACION DE ARRIOSTRES

ELEMENTOS	UN MODULO		CUATRO MODULOS	
	Cantidad	longitud	Cantidad	longitud
Angular 10 x 10 x1,27 cms	4,00	2,00	16,00	32,00
Pintura por mano	3,04		12,16	
Peso total	144,00		576,00	

A - Mano de Obra.

Unitarios.				
A-1 . cortes.	unidad	(m ³)		
Cuadrilla (1OP) (40 cortes /jn)	0,025	jn	φ8.800	220,0
A-2 . Esmerilado y pulido.	unidad	(m ²)		
Cuadrilla (1P) (40 cortes /jn)	0,025	jn	φ5.225	130,6
A.3. pintura.	unidad	(kg)		
Limpieza+base+mano de acabado				
Cuadrilla (1Op+1ay) (30m2/jn)	0,033333	jn	φ15.400	513,3

Resumen de mano de obra

A-1 . cortes.	16,00	UNID.	220,0	3520,00
A-2 . Esmerilado y pulido.	16,00	UNID.	130,6	2090,00
A.4. pintura.	36,48	m2	513,3	18726,40

Mano de obra directa -----> **24336,40**

B - Materiales.	CANT.	UNID.	U. MAT	TOT. MAT
Angular 10x 10x1,27 cms	5,33	UNID.	17515	93413,33
Aguarráz	0,61	galón	1390	845,12
Minio rojo	0,81	galón	7042,16	5708,84
Esmalte industrial	0,41	galón	10605,05	4298,58
Brochas	0,00	UNID.	650	0,00
Mecha	0,25	Kgs	350	87,50
Total materiales				104353,38

ARRIOSTRES		
A - Mano de Obra.		Directos
		24336,40
B - Materiales.		104353,38
	Total costos	128689,78
Costo DIRECTO ARRIOSTRES / m- DE PUENTE----->		16086,22225

MSPAINT

6- EXCAVACION PARA FUNDACION.

Detalles de las placas.	cant/ long	Ancho	Largo	Espesor	Sello
placa aislada tipo A	4,00	1,20	1,20	0,50	0,05
Cálculo de cantidades.			Prof med	Excav Bancc	Tot excav
Placa aislada tipo A			0,5	0,72	2,88
	Total excavación V1 0.0----->			2,88	

A - Mano de Obra.

Unitarios.				
A-3 . Excavación manual	unidad	(m ³)		
Cuadrilla (1P)	0,29	jn	φ5.225	1492,9
(3,5 m3/jn)				
Totales.				
DESCRIPCION	CANT.	UNID.	U. M.O.	TOT. MO
A-3 . Excavación manual en c	2,88	(m ³)	1493	4299,43
Mano de obra directa ----->				4299,43
B - Materiales.				
Total materiales----->				0
2.3- Excavación placas aisladas				
			Directos	Totales
A - Mano de Obra.			4299,43	4299,428571
B - Materiales.			0	0
			4299,43	
Costo DIRECTO EXCAVACIONES / m- DE PUENTE----->				¢ 537,43

MSPAIN

7- CONSTRUCCION DE FUNDACIONES.

Volumetría de placas de concreto reforzado				
Volumetrías unitarias.				
placa aislada tipo A	unidad	Cto105 0,072	Cto210 0,72	var #5(m) 38,40
Volumenes totales				
placa aislada tipo A	unidad	Cto105 0,288	Cto210 2,88	var #5(m) 153,60
Total		0,29	2,88	153,60
		3,17	kg/m	1,24
			kg	189,70
			Kg totales	189,70

A - Mano de Obra.

Unitarios.

A.1. Colado de concreto	unidad	(m ³)		
Incluye fabricación e instalación.				
Cuadrilla fab(1Op+6p)	0,1	jn	40150	4015
(10m3/jn).				
Cuadrilla Inst. (1Op+1ay+4p	0,1	jn	36300	3630
(10m3/jn).			p/m3	7645
A.2. Encofrado.	unidad	(m ²)		
Cuadrilla (1Op+1ay)	0,055556	jn	15400	855,6
(18.0 m2/jn)				
A-3 . Curado de concreto.	unidad	(m ²)		
Incluye curado manual por varios días.				
Cuadrilla (1P)	0,01	jn	ø5.225	52,25
(100m2/jn)				
A.4. Acero de refuerzo.	unidad	(kg)		
Cuadrilla (1Op+1ay)	0,01	jn	15400	154
(100kgs/jn)				

Totales.

DESCRIPCION	CANT.	UNID.	U. M.O.	TOT. MO
A.1. Colado de concreto	3,17	(m ³)	7645	24219,36
A.2. Encofrado.	9,6	(m ²)	856	8213,33
A-3 . Curado de concreto.	5,76	(m ²)	52	300,96
A.4. Acero de refuerzo.	189,70	(kg)	154	29213,18

Mano de obra directa -----> **61946,84**

B - Materiales.	CANT.	UNID.	U. MAT	TOT. MAT
Cemento	25,34	saco	2450	62092,80
Arena	2,38	m ³	4000	9504,00
Piedra	3,62	m ³	6000	21723,43
varilla #5	25,60	UNID.	1500	38400,00
Alambre # 16	9,48	kg	290	2750,59
Discos de corte	3,00	UNID.	950	2850,00
Transporte de cemento	25,34	saco	10	253,44
Transporte de acero	189,70	kg	5	948,48
Cedazos, cajones , etc	1,00	glb	500	500,00
Total materiales				139022,74

3.1- CONSTRUCCION placa corrida y placas aisladas

A - Mano de Obra.	Directos	61946,84
B - Materiales.		139022,7
TOTAL		200969,58
Costo fundación tipo A / m3----->		¢ 63.437,37

MSPAINT

8.0 - INSTALACION DE MODULOS

ELEMENTOS	Cantidad	longitud
MODULOS	8,00	2,00
Pernos de unión	16,00	un
peso total	1416,00	

A - Mano de Obra.

Unitarios.				
A-1 . Instalacion módulos. Cuadrilla (1OP+4 P) (2 mod /jn)	unidad	(m ³)		
	0,5	jn	φ29.700	14850,0
Resumen de mano de obra				
A-1 . Instalacion módulos.	8,00	UNID.	14850,0	118800,00
Mano de obra directa ----->				118800,00
B - Materiales.	CANT.	UNID.	U. MAT	TOT. MAT
Pernos A325 de 1,9 x ***	16,00	UNID.	650	10400,00
Total materiales				10400,00

MODULOS		
A - Mano de Obra.		Directos 118800,00
B - Materiales.		10400,00
	Total costos	129200,00
Costo DIRECTO instalacion MODULO / m DE PUENTE-----		16150,00

9.0 - INSTALACION DE LARGUEROS

ELEMENTOS	Cantidad	longitud
LARGUEROS	48,00	2,00
peso total	5376,00	

A - Mano de Obra.

Unitarios.				
A-1 . Inst. LARGUEROS. Cuadrilla (1OP+2 P) (24 LARGUEROS /jn)	unidad	(m ³)		
	0,041667	jn	φ19.250	802,1
Resumen de mano de obra				
A-1 . Inst. LARGUEROS.	48,00	UNID.	802,1	38500,00
Mano de obra directa ----->				38500,00
B - Materiales.	CANT.	UNID.	U. MAT	TOT. MAT
	0	UNID.	0	0,00
Total materiales				0,00

LARGUEROS		
A - Mano de Obra.		Directos 38500,00
B - Materiales.		0,00
	Total costos	38500,00
Costo DIRECTO instalacion LARGUEROS / m DE PUENTE-----		4812,50

MSPAINT

10.0 - INSTALACION DE VIGAS DE PISO

ELEMENTOS	Cantidad	longitud
VIGAS	5,00	6,00
peso total	2850,00	

A - Mano de Obra.

Unitarios.				
A-1 . Instalacion VIGA. Cuadrilla (1OP+4 P) (5 VIGAS /jn)	unidad	(m ³) jn	φ40.150	8030,0
Resumen de mano de obra				
A-1 . Instalacion VIGA.	5,00	UNID.	8030,0	40150,00
Mano de obra directa ----->				40150,00
B - Materiales.	CANT.	UNID.	U. MAT	TOT. MAT
0	0,00	UNID.	0	0,00
Total materiales				0,00

VIGAS		Directos
A - Mano de Obra.		40150,00
B - Materiales.		0,00
	Total costos	40150,00
Costo DIRECTO instalacion VIGAS / m DE PUENTE-----		5018,75

11.0 - INSTALACION PISO DE MADERA

ELEMENTOS	Cantidad	longitud
TABLONES	26,67	3,25
Tornillos tipo carrocería	266,67	un
peso total	2976,00	

110,22

A - Mano de Obra.

Unitarios.				
A-1 . Instalacion piso Cuadrilla (1OP+2 P) (20 tab /jn)	unidad	(m ³) jn	φ19.250	962,5
Resumen de mano de obra				
A-1 . Instalacion piso	27,00	UNID.	962,5	25987,50
Mano de obra directa ----->				25987,50
B - Materiales.	CANT.	UNID.	U. MAT	TOT. MAT
Tornillo tipo carrocería	267,00	UNID.	250	66750,00
Total materiales				66750,00

PISO		Directos
A - Mano de Obra.		25987,50
B - Materiales.		66750,00
	Total costos	92737,50
Costo DIRECTO instalacion piso / m DE PUENTE-----		11592,19

MSPAIN

12.0 - INSTALACION DE ARRIOSTRES

ELEMENTOS	Cantidad	longitud
ARRIOSTRES	16,00	2,00
peso total	218,88	

A - Mano de Obra.

Unitarios.				
A-1 . Inst.ARRIOSTRTES. Cuadrilla (1OP+1 P) (8 ARRIOSTRES/jn)	unidad	(m ³)		
	0,125	jn	φ14.025	1753,1
Resumen de mano de obra				
A-1 . Inst.ARRIOSTRTES.	16,00	UNID.	1753,1	28050,00
Mano de obra directa ----->				28050,00
B - Materiales.	CANT.	UNID.	U. MAT	TOT. MAT
Pernos A325 de 1,9 x 5 cms	64,00	UNID.	300	19200,00
Total materiales				19200,00

ARRIOSTRES		Directos
A - Mano de Obra.		28050,00
B - Materiales.		19200,00
	Total costos	47250,00
Costo DIRECTO instalacion ARRIOSTRES / m DE PUENTE-----		5906,25

13, PINTURA DE PAREDES .

AREAS DE PINTURA.

MODULOS	VIGAS	LARGUER	ARRIOSTRES
43,20	33,30	105,60	12,16

A - Mano de Obra.

Unitarios.				
A-1 . Pintura Interior Incluye una mano de pintura de acabado Cuadrilla (1OP+1ay) (30m2/jn)	unidad	(m ²)		
	0,033333	jn	15400	513,3
			p/m2	513,3
Totales.				
DESCRIPCION	CANT.	UNID.	U. M.O.	TOT. MO
A-1 . Pintura GENERAL	194,26	(m ²)	513,3	99720,13
Mano de obra directa ----->				99720,13
B - Materiales.	CANT.	UNID.	U. MAT	TOT. MAT
Esmalte	6,48	galon	10605,05	68671,23
Diluyente	3,00	galon	1200	3600,00
Brochas	2,00	UNID.	600	1200,00
Lija	10,00	UNID.	100	1000,00
Rodillo y felpas	1,00	UNID.	2500	2500,00
Otros materiales.	1,00	glb	5000	5000,00
Total materiales				81971,23

PINTURA		Directos
A - Mano de Obra.		99720,13
B - Materiales.		81971,23
		181691,37
Costo PINTURA / m de puente----->		€22.711,42

MSPAINT

Anexos

1. Ubicación de elementos de la armadura. (Sap 2000, Versión Educacional.)
2. Ubicación de los nudos de la armadura. (Sap 2000, Versión Educacional.)
3. Propiedades físicas de las especies de madera. (Vega G, Roberto. 2001. Apuntes del curso de Estructuras temporales.)
4. Gráfico para obtener el factor de duración de carga. (Vega G, Roberto. 2001. Apuntes del curso de Estructuras temporales.)
5. Tabla con factores de humedad. (Vega G, Roberto. 2001. **Apuntes del curso de Estructuras temporales.**)
6. Tabla de tamaños reales de piezas de madera. (Vega G, Roberto. 2001. **Apuntes del curso de Estructuras temporales.**)
7. Propiedades de secciones "UPN". (Manual de Acero, copias suministradas por Aceros Roag.)
8. Propiedades de secciones "IPN". (Manual de Acero, copias suministradas por Aceros Roag.)
9. Areas y perímetros de varillas. (Copia manual de PC.)
10. Plano con detalles del modelo diseñado.

Referencias

- McCormac, Jack, 1972. **Diseño de estructuras metálicas**. México: Representaciones y servicios de ingeniería S.A .
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes.1999. **Puentes modulares tipo Bailey, México:** Ingenieros Civiles Asociados, SA de CV, 185p.
- Tuck D, Juan B. 1981. **Diseño y construcción de estructuras de madera**. Costa Rica. Editorial Tecnológica de Costa Rica , 149p.
- A.A.S.H.TO. 2001. **Standard specifications for highway bridges**. Fourteenth edition.
- Brockenbrough, Roger L y Merrit, Frederick. 1997. **Manual de diseño de estructuras de acero**. : Tomo III, segunda edición, McGrawhill.
- Colegio Federado de Ingenieros de Arquitectos de Costa Rica. 1986. **Código Sísmico de Costa Rica**.
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes, 2001. **Manual para la atención de emergencias**, México, 149p.
- Editorial Larousse 1975. **Pequeño Larousse de Ciencias y Técnicas**. México: Ediciones Olimpia S.A, 1056p
- Grupo Océano, 2002. **Diccionario enciclopédico, Océano Uno**. España: Editorial Oceano S.A, 1784p
- Chávez N, Cipriano. 1946. **PUENTE CONTINUO DE CONCRETO REFORZADO DE TRES LUCES**. Tesis de incorporación. Escuela de Ingeniería, Universidad nacional de México. 70 p.
- Quirós L, Ana Lorena. 1976. **Superestructuras de concreto para puentes vecinales en Costa Rica**. Informe de proyecto final para graduación. Escuela de ingeniería, Universidad de Costa Rica. San José. 139p.
- Salas S , Espíritu. 1946. **DISEÑO DE UN PUENTE DE 90 PIES CON LOOSA DE CONCRETO Y VIGAS DE ACERO**. Tesis de graduación. Escuela de Ingeniería, Universidad de Costa Rica. San José.
- Solano S, Santiago. 1980. **Uso de concretos expansivos en losas de puentes**. Tesis de graduación. Escuela de Ingeniería, Universidad de Costa Rica. San José. 70 p.
- Vega G, Roberto. 2001. **Apuntes del curso de Estructuras temporales**. Instituto Tecnológico de Cost