Evaluación para la Rehabilitación del Puente de Calle Prusia



Abstract

Resumen

The evaluation for the rehabilitation of the bridge at Prusia Street is essential for the community, due to its touristic and agricultural importance. It must determine the maximum load that should carry the bridge and so the solutions to rehabilitate the bridge in study, this must include the economic impact. It is also important to highlight the critical elements present on de the bridge. To realize this task, it has to be used a software for design and analysis of structures named SAP 2000, also, Excel worksheets must be done for the review of the different stresses involved in the structure.

The bridge in study turns not to be as bad as the Municipality presented it, so the only non destructive test realized was the ultrasound to determinate de section of a doubtful element.

Besides, the studies determinate that the bridge doesn't comply in terms of resistance and deflection with the AASHTO normative, since in most of the load cases the stress is greater than the capability of the section.

The maximum load the bridge should manage is about 18 tons, so as an immediate action, the bridge should have a cleaning and painting of the structure, and also a substitution of the deck.

Keywords:

AASHTO, Bailey, Bridge, Cartago Municipality Loads, Prusia, Rehabilitation, Stress.

La evaluación para la rehabilitación del puente de Calle Prusia es esencial para la comunidad, debido a su gran importancia turística y agropecuaria. Se debe determinar la máxima carga que debe circular por el puente, así como las soluciones para la rehabilitación del mismo incluyendo dentro de esto su impacto económico. Además es importante destacar cuales son los elementos críticos del puente. Para llevar a cabo esto, se utiliza un software de análisis y diseño estructural llamado SAP 2000, así como la realización de hojas de cálculo en Excel para la revisión de los diferentes esfuerzos presentes en la estructura.

El puente en estudio resulta no estar en las condiciones tan graves como es presentado al inicio por la Municipalidad, por lo que el uso de ensayos no destructivos se limita a utilizar únicamente el ultrasonido para determinar el tipo de sección de un elemento que se tiene duda.

Además se determina que este puente no cumple con la normativa AASHTO en términos de resistencia y deflexión ya que para la mayoría de los casos de carga los esfuerzos en los elementos son mayores que los admisibles.

La capacidad máxima del puente es de 18 toneladas así como la acción inmediata a tomar es la realización de una limpieza y pintura sobre la estructura metálica, esto además de sustituir la superficie de rodamiento por nuevos tablones.

Palabras Clave:

AASHTO, Bailey, Cargas, Esfuerzos, Municipalidad de Cartago, Prusia, Puente, Rehabilitación.

Evaluación para la Rehabilitación del Puente de Calle Prusia

Castro Briceño Esteban

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

Setiembre del 2012

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN

Contenido

Prefacio	1
Resumen Ejecutivo	2
Introducción	4
Marco Teórico	5
Objetivos	12
Metodología	13
Cargas Utilizadas	20
Modelos Estructurales	27
Resultados	31
Análisis de Resultados	44
Costos de Rehabilitación	52
Conclusiones y Recomendaciones	55
Apéndices	
Anexos	57
Referencias	58

Prefacio

El análisis estructural de puentes es una actividad de suma importancia para el país, ya que como es claro se tiene un evidente problema con el mantenimiento de puentes. Si bien el puente en estudio se trata de un puente tipo Bailey, y estos son estructuras temporales, este en especial, así como muchos en el país, son estructuras que se colocaron inicialmente como temporales, pero llevan años en su sitio, lo cual las convierte en estructuras permanentes.

En la actualidad los puentes Bailey son diseñados para soportar cargas como cualquier otro puente permanente, ya el concepto de temporal se eliminó, dichos puentes hoy en día son diseñados con base a la normativa AASHTO vigente.

El objeto del proyecto es realizar un modelo estructural para determinar la capacidad máxima del puente y además realizar una inspección ligada a la realización de ensayos para determinar el estado actual del puente y así poder determinar las diferentes acciones a tomar para su rehabilitación. Además de brindar las soluciones desde un punto de vista de costos, esto con el fin de tomar decisiones acerca de los presupuestos que se deben manejar para la ejecución de las recomendaciones brindadas.

Se agradece a la profesora Giannina Ortiz por ser la guía en este proyecto de graduación y por las recomendaciones brindadas. De igual forma la atención brindada por los profesores Gustavo Rojas y Mauricio Carranza cuya ayuda logró llevar a cabo el proyecto con sus consejos en el área estructural. Mi esposa e hija que han estado día a día viviendo conmigo este proyecto, brindando todo su apoyo, gracias a ellas se pudo lograr esta meta.

Resumen Ejecutivo

Este proyecto de graduación se realizó con el fin de ayudar a la Municipalidad de Cartago en la toma de decisiones con respecto al puente de Calle Prusia. Vecinos de la zona han determinado la importancia de dicho puente, y se lo han hecho saber a la municipalidad. A continuación se presenta una figura del puente en estudio.



Microsoft Office Picture Manager Vista panorámica del puente de Calle Prusia.

Este puente es de gran importancia para la comunidad ya que tiene gran actividad turística y agropecuaria. Esto debido a que el volcán se encuentra muy cerca del mismo y en la zona se encuentra varias fincas productoras de leche. El mal estado del camino y del puente lleva a los conductores a tomar otras rutas para llegar al volcán, así como las compañías lecheras han cesado la recolecta debido al mal estado del puente y su camino.

Estas fincas lecheras obtienen ingresos por ¢80,000,000.00 mensuales que generan empleo y mueven la economía local.

Este puente tiene una gran importancia desde el punto de vista de seguridad nacional, ya que estudios de la Comisión Nacional de Emergencia (CNE) y de Organismos

Internacionales han catalogado la zona como de alto riesgo ante la posible amenaza de erupción del volcán, la vulnerabilidad cae en el mal estado de los caminos que impiden la rápida evacuación.

No se cuenta con ninguna información respecto a este puente, por lo que no se conoce tampoco su capacidad de carga, por esta razón es que se pretende obtener la carga máxima a circular por el puente, así como las diferentes acciones actuantes en el mismo.

También como se indica es un puente en mal estado por lo que se debe identificar los elementos en estado más crítico, y llevar a cabo una solución junto con su propuesta económica para poder ser empleada por la municipalidad. Además se realizan planos para que la municipalidad cuente con un respaldo del puente en estudio

Para llevar a cabo dicho proyecto fue esencial el uso de un software para el análisis estructural, en este caso se utilizó el SAP 2000. De este programa se obtienen los esfuerzos actuantes en cada elemento producto de las cargas aplicadas. Estas cargas están estipuladas en el American Association of State Higway and Transportation Officials (AASHTO).

Se crearon hojas de cálculo de Excel para la revisión de cada esfuerzo, compresión, tensión, flexión y cortante. De este modo el valor obtenido a través del análisis mediante el modelo estructural en SAP 2000, se compara con el obtenido en las hojas de cálculo. Si este valor es mayor al de la resistencia del elemento esto quiere decir que el elemento no soporta las cargas aplicadas y debe de revisarse la sección.

Además se toma en cuenta un caso de carga real, que lo que quiere representar es el peso de un camión típico sin utilizar factores que aumenten la carga, de esta forma se obtiene la carga máxima que debe pasar por el puente.

Una vez realizada la inspección se determinó que el puente no se encuentra en estado estructural crítico, sin embargo se encuentra a tiempo para realizar una limpieza y una pintada utilizando pintura a base de zinc. Esta es la recomendación inmediata para la rehabilitación del puente, pues se determina que las secciones aún conservan su espesor nominal.

Esto lleva a que únicamente se realice el ensayo del ultrasonido para determinar la sección del elemento 10 (Ver Apéndice 1), el cual debido a su forma es dudosa su sección transversal.

El puente en estudio no cumple con los requerimientos dados por AASHTO, lo cual es de esperar ya que esta normativa no era la seguida en la época, además de que este puente se diseñó para ser un puente temporal, no un puente permanente como ha sido utilizado en la zona de Prusia.

El costo para la rehabilitación inmediata es de ₡19.672.727,20, e incluye el cambio del entablillado de madera, la limpieza y la pintura del puente. Estas son las acciones inmediatas que se deben tomar.

Otra opción a considerar es si se desea aumentar la capacidad de carga, pues por el puente actualmente circulan vehículos de 28 toneladas lo cual es una carga en estado muy crítico y puede llevar a la falla en cualquier momento. Para realizar esto se tienen dos opciones, la primera es reforzar el puente, esto mediante piezas actuales de Bailey como el cordón de refuerzo, cambio en el sistema de piso, cambio de paneles de cortante, entre otros. Este reforzamiento puede llegar a salir tan caro como la compra de un puente Bailey nuevo, cuyo monto está alrededor de los \$\pi68.944.185. También se puede proceder a la construcción de un puente compuesto de vigas de acero y losa de concreto, este tipo de puente tiene un costo aproximado de \$\mathbb{Q}\$159.171.484,65.

Para dicho puente se recomienda como acción inmediata restringir el paso a una capacidad máxima de 18 toneladas pasando a través del puente un solo camión a la vez, mantener un constante mantenimiento sobre el puente, para que no se den los agentes corrosivos que invadieron el puente en primer lugar. La colocación de un rótulo indicando la capacidad de carga es elemental para que se lleve a cambo la recomendación de carga mencionada.

Introducción

Este proyecto consiste en la evaluación estructural del puente para determinar las acciones a tomar para su rehabilitación, dichas acciones deben quedar cuantificadas en un monto de pago para que así la municipalidad como ente administrativo del puente lo tenga en consideración en sus presupuestos. Para llevar esto a cabo se procede primero a realizar un modelo estructural por medio de un software, en este caso se utiliza el SAP 2000.

Realizado el modelo se deben determinar las diferentes cargas actuantes sobre la estructura para poder aplicarlas en el modelo, así de esta forma se obtienen los esfuerzos en cada elemento del puente como producto de las cargas empleadas.

Cada pieza del puente tiene una resistencia propia, la cual debe ser determinada y comparada con los esfuerzos actuantes en la estructura, se debe cumplir el principio básico que los esfuerzos debido a las cargas actuantes sean menores o iguales a los esfuerzos admisibles por las secciones.

Todo puente ya sea para su diseño o revisión debe cumplir las normas estipuladas por la American Association of State Higway and Transportation Officials (AASHTO), por lo que debe cumplirse las ecuaciones de carga última estipuladas en el mismo.

Además se toma en consideración un caso de carga real el cual tiene el objeto de presentar un camión de peso común en la zona, esto con el fin de llegar al camión máximo, o carga máxima admisible en el puente.

Por medio de los ensayos, y la inspección visual se determina el estado del puente y cómo influye esto a la capacidad estructural del mismo.

Se desconoce el periodo en el que fue construido el puente pero se asume que puede ser alrededor de los años 50 cuando se dieron las erupciones del volcán Irazú.

La estructura se puede observar como no se presenta en las condiciones de servicio más óptimas, por lo que es preocupante para los usuarios del mismo. Esta zona es muy importante tanto para el turismo, como para las fincas lecheras y los mismos vecinos de la comunidad, por lo que su importancia se justifica.

El puente en estudio es un puente tipo Bailey el cual debido a su configuración es un puente realizado alrededor o antes de los años 60, por lo que su uso es temporal, como el resto de Baileys de la época.

Este es presentado como una estructura bastante deteriorada, por lo que se decide incorporar los ensayos no destructivos con el fin de cuantificar dicho deterioro, sin embargo una revisión a la inspección inicial muestra que el puente no se presenta en condiciones severas, por lo que el único ensayo que se realizó es el de el ultrasonido, y esto para determinar la sección de un elemento dudoso.

Además se puede determinar como el puente es usado bajo condiciones de cargas que no deben ser admitidas, debido al peligro de falla del mismo.

Este estudio se enfoca principalmente en el análisis estructural del puente, y la demostración de cómo un puente temporal es utilizado como un puente permanente. Se abarca además el área de mantenimiento de estructuras, en este caso puentes.

Marco Teórico

Ingeniería de Puentes

"La ingeniería de puentes puede definirse como el conjunto de conocimientos y técnicas que permiten aplicar el saber científico a la utilización de los materiales para la construcción de puentes". (Monleón, 1997).

La ingeniería de puentes es un tema de suma importancia para poder realizar los diseños y análisis de los puentes de una forma mucho más eficaz. El ingeniero especializado en obras de puentes es quien sabe cual tipo de puente es mejor dependiendo de la luz del puente y su carga, este conoce al respecto de los materiales que los constituyen y cómo funcionan mejores estos dependiendo de su utilización.

Este énfasis de la ingeniería se desglosa de la ingeniería estructural, la cual es una rama de la ingeniería que se basa en el diseño por la resistencia de los materiales. Por lo tanto se puede decir que se encarga de realizar diseños de estructuras funcionales, es decir, diseños que sean económicos, de producto de calidad y que soporten los esfuerzos para los que están siendo diseñados. El ingeniero estructural debe velar no solo porque la estructura cumpla con sus objetivos de soporte estructural sino también por que cumpla sus condiciones de servicio.

Consideraciones Generales de Diseño

En todo diseño se debe cumplir el principio de que la resistencia de la estructura debe ser mayor o igual al efecto producido por las cargas, ambos casos, tanto la resistencia como las cargas, deben ser evaluados bajo las mismas condiciones.

Cuando un estado de carga alcanza su límite se asume que se dio un fallo en la estructura, es decir, la condición de carga se

convierte en un modo de falla. A esta condición se le conoce como estado límite de falla, donde Barker y Pucket definen en su libro Design of Highway Bridges de la siguiente forma: "Un estado límite es una condición más allá del cual un sistema de puente o componente de puente deja de cumplir la función para la que fue diseñado".

Una meta muy importante que se debe cumplir en el diseño es evitar que este estado límite sea alcanzado. También por supuesto, se debe cumplir con un diseño que cumpla con la función para la que fue diseñado, que tenga la apariencia con la que fue diseñado y que además esto se realice de la forma más económica posible.

Para el diseño y análisis de los puentes se establecen diferentes procedimientos o teorías de diseño, estos son el diseño por esfuerzos de trabajo o ASD, por sus siglas en ingles (Allowable Stress Design) y el diseño por resistencia última o LRFD, por sus siglas en inglés (Load and Resistance Factor Design).

El ASD recibe este nombre ya quelas especificaciones establecieron límites a los esfuerzos, y su ecuación básica es la siguiente:

 $\frac{\textit{Resistencia}}{\textit{Factor de Seguridad}} \geq \textit{Efecto de Cargas}$ Ecuación 1.

La seguridad en el diseño radica en disminuir la resistencia con un factor de seguridad y que efecto de las cargas que debe soportar este material debe ser menor o igual que esta resistencia disminuida. El problema del ASD es que no se hace distinción entre las cargas, es decir, asume que todos los tipos de carga (muerta, viva, viento) tienen el mismo grado de incertidumbre.

El método ASD tiene una serie de desventajas, entre las cuales se pueden mencionar:

- 1. Los conceptos de resistencia están basados en que el material es isotrópico y homogéneo, y además que su comportamiento es elástico.
- 2. No toma en cuenta la fuerza, medida que es más importante que el esfuerzo permisible.
- 3. El factor de seguridad únicamente es aplicado a la resistencia, ya que las cargas se consideran no variables.
- 4. La selección del factor de seguridad es subjetiva, y no es una medida confiable en lo que a probabilidad de falla se refiere.

Para contrarrestar estas desventajas se creó el LRFD, el cual es una teoría que se basa en la resistencia del material, considera como variable tanto la resistencia como las cargas aplicadas y además los factores de seguridad están relacionados con la probabilidad de falla. El LRFD consiste básicamente en mayorizar las cargar y minorizar la resistencia, esto por medio de valores estadísticos.

$$\varphi R_n \ge efecto de \sum_i \gamma_i Q_i$$
Ecuación 2.

El factor que multiplica la resistencia (φ) , toma en cuenta variables como: propiedades de los materiales, ecuaciones para obtener la resistencia, mano de obra y control de calidad. El factor que multiplica los tipos de carga (γ) , toma en cuenta las siguientes variables: magnitud de las cargas, posición de las cargas y posibles combinaciones entre cargas.

Sin embargo la teoría de diseño por LRFD tiene sus desventajas, entre las cuales se pueden mencionar:

- 1. Se requiere un cambio en la filosofía de diseño, es decir, un cambio de ASD a LRFD.
- Se requiere conocer y entender acerca de los conceptos básicos de probabilidad y estadística.
- Se requieren muchos datos estadísticos y probabilísticos para realizar los ajustes en los factores de resistencia.

Para satisfacer todos los estados límites, la AASHTO especifica que se debe cumplir la siguiente ecuación:

$$\eta \sum_{i} \gamma_i Q_i \leq \phi R_n$$
Ecuación 3.

Esta nueva ecuación se diferencia de la Ecuación 2 en el símbolo η , el cual es un factor modificador de carga, el cual toma en cuenta la ductilidad, redundancia e importancia de operación del puente. Este factor esta dado por la siguiente expresión:

$$\eta = \eta_D \eta_R \eta_I \ge 0.95$$
Ecuación 4.

El Factor de Ductilidad η_D es muy importante para la seguridad del puente, si la ductilidad está presente los elementos más cargados de la estructura pueden distribuir esta carga a elementos que no están diseñados para soportar tanta carga. Esta distribución de carga depende de la habilidad del elemento cargado y de sus conexiones de desarrollar deformaciones inelásticas sin que estas lleven a la falla. Los valores a utilizar son: $\eta_D = 0,95$ para componentes y conexiones dúctiles, y $\eta_D = 1,05$ para componentes y conexiones no dúctiles.

El Factor de Redundancia η_R , afecta el margen de seguridad de la estructura de un puente, una estructura estáticamente indeterminada es redundante si tiene más restricciones que las necesarias para satisfacer el equilibrio. Los valores a utilizar son $\eta_R=0,95$ si tiene elementos redundantes, y $\eta_R=1,05$ si tiene elementos no redundantes.

El factor de importancia operacional η_I , está ligado a la importancia para la que va a ser utilizado el puente, esta importancia es determinada por el criterio del ingeniero diseñador. Los valores a utilizar son $\eta_I=0,95$ para puentes no importantes y $\eta_I=1,05$ para puentes de importancia operacional.

Las combinaciones de carga a utilizar para el diseño varían de acuerdo al estado límite que se esté trabajando, para el estado límite de servicio se tienen tres diferentes estados límites. El primer estado límite se refiere a las combinaciones de carga relacionadas con un uso operacional normal, el segundo se utiliza únicamente para estructuras de acero y el tercer estado límite se refiere a las combinaciones de carga de tensión en estructuras de concreto pre-esforzado.

El estado límite de fatiga y fractura se refiere a un conjunto de restricciones en el rango de esfuerzos causados por el camión de diseño. Estas restricciones dependen de las excursiones

del rango de esfuerzos esperadas a ocurrir durante el diseño de la vida útil del puente.

Los estados límites de fuerza se dividen en cinco: El primero se refiere a una combinación básica, relacionada con un uso vehicular normal sin considerar el viento. El segundo está relacionado con la combinación donde el uso del puente es por los vehículos permitidos y sin considerar el viento. El tercer estado límite considera el viento con velocidades que exceden los 90 km/h. El cuarto estado se utiliza en combinaciones donde la razón Carga Permanente/Carga Temporal es muy alta. El último estado de límite es para combinaciones de uso vehicular normal y con vientos de 90km/h.

Los estados límites para eventos extremos se clasifican en dos, el primero que hace referencia a combinaciones con sismo, carga debida al agua y fricción. El segundo considera las cargas producidas por el hielo, colisiones de barcos o vehículos y a ciertos eventos hidráulicos con carga viva reducida.

Cargas

Las cargas pueden ser divididas principalmente en dos categorías: las muertas y las vivas. Las muertas son las que permanecen con el puente por toda su vida de servicio, mientras que las vivas son las que cambian con el tiempo.

Las cargas gravitacionales son aquellas causadas por el peso de un objeto hacia el puente, estas pueden ser tanto muertas como vivas. Entre las muertas se tienen: carga muerta de los componentes estructurales y no estructurales adjuntos, carga muerta de las superficies de desgaste, carga muerta de rellenos de tierra, carga por presión de la tierra y carga producida por la sobrecarga de tierra.

Si bien es cierto, los automóviles son la carga viva más común en un puente, es el camión el que produce el efecto más crítico. El efecto de carga principal es el gravitacional ejercido por el camión, pero también se debe tomar en cuenta efectos como el impacto, fuerzas de frenado, fuerzas centrífugas y el efecto de otros camiones también presentes.

Por esta razón, para determinar las cargas vivas se debe definir además: el carril de diseño, las cargas vehiculares de diseño, las cargas por fatiga, cargas peatonales, cargas por losa y barandas, presencia múltiple, efectos

dinámicos, fuerzas centrífugas y las fuerzas de frenado.

Además de las cargas gravitacionales, se deben contemplar además las cargas laterales, entre ellas se pueden mencionar: Fuerzas por fluidos como el viento y el agua, cargas sísmicas y fuerzas producidas por el hielo,

También deben considerarse las fuerzas debidas a la deformación, como los son la temperatura, fluencia y retracción y asentamientos.

Por último se deben considerar las cargas producidas por colisiones, estas pueden ser producidas por barcos, vehículos o trenes, esto dependiendo del uso del puente.

Importancia del puente en Calle Prusia

Los puentes son importantes ya que se encargan de salvar un accidente geográfico o cualquier otro obstáculo físico o artificial que impida el paso. En el caso del puente en estudio este conecta la zona de Sabanillas con Prusia.

Este puente es de gran importancia para la comunidad ya que esta comunidad tiene gran actividad turística y agropecuaria. Esto debido a que el volcán se encuentra muy cerca del mismo y en la zona se encuentra varias fincas productoras de leche. El mal estado del camino y del puente lleva a los conductores a tomar otras rutas para llegar al volcán, así como las compañías lecheras han cesado la recolecta debido al mal estado del puente y su camino.

Estas fincas lecheras obtienen ingresos por ¢80,000,000.00 mensuales que generan empleo y mueven la economía local.

Este puente tiene una gran importancia desde el punto de vista de seguridad nacional, ya que estudios de la Comisión Nacional de Emergencia (CNE) y de Organismos Internacionales han catalogado la zona como de alto riesgo ante la posible amenaza de erupción del volcán, la vulnerabilidad cae en el mal estado de los caminos que impiden la rápida evacuación.

Tipos de Puentes

Los puentes tienen diversas formas de clasificarse, entre estas puede ser por el material del que se construyeron:

- Concreto reforzado
- Arcos de concreto y mampostería
- Acero
- Concreto presforzado
- Madera

La escogencia del material a utilizar depende del criterio del ingeniero diseñador así como del presupuesto que se disponga para dicha construcción. También se pueden clasificar según su función en:

- Puentes vehiculares: paso de vehículos.
- Puentes peatonales: paso de personas.
- Puentes ferroviarios: paso de trenes.
- Pasos a desnivel: paso que cruza una vía existente.
- Para salvar pasos de agua: como lo son las alcantarillas y los vados.

Los puentes pueden ser clasificados también de acuerdo a la superestructura en:

- Vigas: cuando el elemento principal es una losa de concreto con un sistema de vigas.
- Cercha: consiste en dos armaduras unidas por la losa, diafragmas transversales y sistemas de arriostramiento. Estas cerchas pueden ser clasificadas como cercha de paso superior, cerchas de paso inferior o cerchas de media altura.
- Arco: cuando está compuesta por vigas o armaduras de arco que presencian esfuerzos de compresión. Así como las cerchas este tipo de superestructura se puede dividir en arco de paso superior y arco de paso inferior.
- Suspendida: compuesta de sistemas atirantados que generalmente se utilizan para puentes muy largos. Estos se pueden dividir en puentes colgantes o puentes atirantados.

Puente Bailey

Los puentes Bailey tienen alrededor de 68 años, pues fueron realizados por primera vez durante la

segunda guerra mundial por el ingeniero Donald Bailey.

Este ingeniero nació en Rotherham el 18 de setiembre de 1901, y los primeros modelos de producción se produjeron en 1941 y pesaba 39 toneladas. Para la realización de este modelo se tomaron en cuenta 5 consideraciones básicas (Think Defense, 2012):

- Flexibilidad para poder ser construido con la capacidad de crear vanos de longitud variable, varias configuraciones y capacidad de tener fortaleza in situ de ser necesario.
- Todas las partes debían ser hechos de materiales fácilmente disponibles.
- Todas las partes habían de ser capaz de ser fabricadas por las prácticas estándar de ingeniería y compañías que impedían tolerancias extremadamente finas, aunque la tolerancia y la consistencia debe ser suficiente para permitir la interoperabilidad.
- Todas las partes iban a caber en camiones de servicio general y que no haya más de 600 libras de peso, o una elevación de seis hombres.
- 5. Se prestó una particular atención al lanzamiento y la elevación, y el diseño debía ser simple de construir.

El diseño final consta de las siguientes partes del puente: El panel, este está formado por acero soldado de 3.05m x 1.52m y 2.54cm. Cada panel cuenta con un machihembrado en los extremos donde se conectan por medio del pin. El mismo tiene un peso de 259kg.

La viga de cruce tiene 5.49m de largo, 25.4cm de alto y 10.16cm de ancho, unido a los paneles por medio de abrazaderas de travesaño. Las vigas tienen 5 sets de terminales en la superficie para colocar los largueros de la carretera. Estas vigas tienen un peso de 202kg.

La abrazadera de viga es una llave de tornillo que asegura la viga con el panel y tiene un peso de 3.2kg.

Los arriostres van debajo de la calzada de un extremo de la parte inferior del panel al otro extremo en diagonal de la parte inferior del panel. Su peso de 30kg.

Los largueros son el soporte del tablero de la carretera, tienen 3.05m de largo, 30.48cm y 22.86cm de ancho y 10.16 cm de profundidad. Los dos largueros externos son llamados largueros de amarre, ya que tienen botones a lo largo del borde para colocar el tablero de la carretera su peso es de 23kg.

El tablero consta de 3.66m de largo, 20.32cm de ancho y 5.08cm de profundidad y están hechos de madera. Estos se colocan a través de los largueros y amarrados por medio de los botones de los mismos su peso es de 23kg.

Las cintas sujetadoras son de 15.24cm por 15.24cm, con 3.05m de largo colocadas en ambos lados, sostienen el tablero en su lugar y cumplen la función de freno para proteger el panel. Estas pesan 43kg.

Los rakers son colocados de la parte de arriba del panel hasta la viga cerca del final de esta. Se encarga de mantener el panel vertical. Su peso es de 8kg.

El marco de refuerzo se utiliza para conectar los paneles, y esta hecho de acero medio ligero. Pesa 10kg.

El poste final son tanto machos como hembras, depende el extremo del puente. Pesan 60kg.

El pin del panel se utiliza para conectar los paneles y se aseguran con un pin más pequeño.

El acero utilizado en estos puentes es el BS968, el cual tiene un fy=3304.43kg/cm2.

En la actualidad los puentes Bailey han evolucionado mucho, ya no son las estructuras temporales utilizadas para paso de tanques. Estos puentes son pre-fabricados, pre-diseñados y además modulares, lo cual hace que su ensamblaje se torne bastante fácil inclusive con mano de obra no calificada. Estos puentes son altamente adaptables, reutilizables y reubicables, estos son además totalmente galvanizados lo cual lleva a prolongar su vida útil con el menor mantenimiento.

Estos puentes pueden soportar la carga de cualquier tipo de vehículo, únicamente que de esta variable es que depende su configuración.

Dentro de las diferentes aplicaciones que tienen estos puentes se pueden destacar:

- 1. Aplicaciones rurales permanentes
- 2. Puentes temporales y semi-permanentes
- 3. Estructuras para respuesta a emergencias
- 4. Estructuras para contingencias
- 5. Puentes para ayuda en catástrofes
- 6. Puentes flotantes
- 7. Puentes peatonales
- Sobre-puentes para estructuras débiles o dañadas

Estas características corresponden exclusivamente al modelo de puentes Bailey Compact 200, sin embargo existen otros tipos,

como lo son el Universal, el Delta y los puentes de apoyo logístico.

Mantenimiento de Puentes

El mantenimiento de puentes es de las actividades más importantes a realizar para poder llevar a cabo la conservación de la red vial. "Su objetivo final, como la de toda labor de conservación, es la del mantenimiento de todas las condiciones de servicio de la carretera en el mejor nivel posible" (Flores, 2010).

La falta de mantenimiento conlleva a problemas como limitaciones de carga, restricciones de paso, riesgo de accidentes, entre otros. El mantenimiento debe ser planeado desde la etapa del diseño del puente, se debe llevar a cabo un mantenimiento rutinario que permita aprovechar al máximo el puente diseñado y poder prolongar su vida útil.

Por eso dependiendo del grado de deterioro que presente el puente así se clasifican las acciones de mantenimiento: Mantenimiento rutinario, reparaciones y reforzamientos. Siendo el grado más crítico de deterioro el que se tiene que contrarrestar con reforzamientos.

Los problemas que se presentan en un puente son muchos, entre ellos se puede mencionar la presencia de agua debido a una mala evacuación de la misma. Esto afecta de forma grave a los elementos metálicos ya que sitios de mucha humedad son el origen de fuertes problemas de corrosión. La oxidación de la armadura activa puede ser extremadamente grave ya que un elemento sometido a tensión que presente corrosión puede producir una rotura frágil.

La corrosión es el daño más común que se presenta en estructuras metálicas, para poder evaluarla se debe clasificar primero en la forma en que se produce. Por ejemplo, cuando la superficie de un metal se corroe de una forma uniforme se dice que es de tipo superficial y esta es la menos peligrosa ya que gasta el material de una forma gradual.

Otra forma de corrosión es la corrosión por picadura, "se presenta cuando una superficie metálica que ha sido pasivada se expone a un medio agresivo. Durante el picado, el ataque se

localiza en puntos aislados de superficie metálicas pasivas y se propaga hacia el interior del metal formando en ocasiones túneles microscópicos" (Flores, 2010).

Para que se presente corrosión debe ser o por qué es un metal o aleación susceptible o es un medio ambiente específico como húmedo o salado.

Las reparaciones en un puente se dan cuando el mantenimiento realizado con anterioridad ha sido deficiente o ya no satisface las necesidades del puente en estudio. Las reparaciones es una acción de mantenimiento que se realiza cuando el puente está en muy malas condiciones para ser únicamente intervenido por un mantenimiento rutinario, pero que las condiciones estructurales del puente son aún las apropiadas y por lo tanto únicamente como su palabra lo dice necesita una reparación.

El reforzamiento de un puente se da cuando, como etapa crítica del mantenimiento, cuando ya el puente se encuentra tan deteriorado que el solo repararlo no es suficiente, ya que sus elementos nos están satisfaciendo los requerimientos estructurales deseados. Es importante mencionar que el reforzamiento se da también cuando se necesita aumentar la capacidad de carga del puente.

Es importante realizar un mantenimiento rutinario y continuo, esto con el fin de evitar tener que realizar reparaciones y reforzamientos, esto debido a un tema de costo, ya que es mucho más barato realizar estos mantenimientos que las reparaciones y por supuesto mucho menos que los reforzamientos.

Ensayos No Destructivos (END)

Hay muchas metodologías disponibles para circunstancias establecidas para mejorar la habilidad de identificar, localizar, medir, y caracterizar el grado de deterioro o defecto que puede tener un elemento de un puente. Familiarizarse con estas capacidades y las limitaciones que se tienen de cada metodología además de saber cuándo usarlas puede llegar a mejorar la eficacia de los inspectores de puentes.

Hay problemas que van asociados al tipo de material del que está hecho el puente y del tipo de diseño, o por lo menos existen detalles similares. Los puentes de superestructura metálica son susceptibles a agrietamientos ocasionados por fallas en la soldadura y propensos a daños por fatiga. Cuando las gritas no están muy evolucionadas es muy difícil detectarlas por medio de una simple inspección visual, en cambio por medio de los ensayos no destructivos (END) se puede identificar, localizar y evaluar estas grietas.

Por supuesto como toda metodología, los END tienen sus ventajas y desventajas, a continuación se explican algunos ensayos.

Pruebas con ultrasonidos: Usan vibraciones mecánicas similares a las indas del sonido solo que en una frecuencia más alta. Se utiliza para la inspección de pernos, soldaduras y tomar medidas de longitud y grosor. Una limitante es que la condición de la superficie es crítica.

Corrientes de Eddy: Pueden detectar cerca de la superficie defectos a través de la pintura. Tiene el inconveniente de que las propiedades magnéticas de la soldadura puede influir en los resultados y la orientación de la sonda durante el escaneo puede alterar los resultados.

Radar de penetración terrestre: Es una técnica que utiliza ondas electromagnéticas para examinar los materiales no ferrosos, concreto y otros. Se utiliza para la detección de metales incrustados, el espesor de los materiales, ubicación del refuerzo y profundidad de cobertura. El problema de este ensayo es que es ambientalmente sensible a la presencia de humedad, las sales de carretera y al ruido electromagnético.

Impacto Eco/Eco de pulsos: Da información de la profundidad y la calidad del concreto. La mejor aplicación que se le puede dar es la de determinar el espesor de los elementos.

Termografía infrarroja: Esta técnica cubre grandes áreas, más que otro métodos, lo cual hace muy efectivo su costo. Esta técnica provee un porcentaje del grado de deterioro que tiene el área de la región analizada.

CUADRO 1. ELEMENTOS TÍPICOS DEL PUENTE Y LAS PRÁCTICAS DE INSPECCIÓN

(Jalinoos, 2009) < Microsoft Office Excel>

Elementos del puente	Mayores Preocupaciones	Práctica Estándar	END Utilizado	
Losa de Concreto	De laminación/	Cadena de arrastre/	Radar de Penetración Terrestre	
Losa de Concreto	corrosión de refuerzo	Martillo	Imacto Eco	
			Termografía infrarroja	
Pins/Hangers/Eye Bars	Grietas por fatiga	Líquidos penetrantes/ partículas magnéticas	Ultrasonidos	
			Corrientes de Eddy	
Vigas de		Líquidos	Ultrasonidos	
Acero/Armaduras	Grietas por fatiga	penetrantes/partículas	Infrarrojos	
Accionalitadalas		magnéticas	Radiografías	
			Emisiones Acústicas	
Vigas de concreto pre-	Strand Corrosion	Martillo	Pérdida de flujo	
esforzado			magnético	
			Extensómetros	
Vigas de concreto pos-	0	N.A. (21)	Impacto/Eco ultrasónico	
tensado	Corrosión, Grout Voids	Martillo	Radar de penetración terrestre	
Decrine.	Movimiento, falta de	NI/A	Medidores de inclinación	
Bearing	movimiento	N/A	Remote Sensor Bearings	
			Radar de penetración	
Columnas de concreto	Corrosión del refuerzo	Martillo	terrestre	
			Velocidad de pulso	
			ultrasónico	
Fundación			Sonar	
	Integridad y	Sondeo	Crosshole Sonic Logging	
	socavación		Time Domain	
			Reflectometry	
			Parallel Seismic	

Objetivos

Objetivo General

Realizar un análisis de campo y estructural que permita obtener los datos para la rehabilitación del puente de Calle Prusia.

Objetivos Específicos

- Realizar una revisión a la inspección para obtener un diagnóstico del estado del puente.
- Identificar cuáles son los elementos críticos a tomar en cuenta en la estructura durante la inspección.
- Identificar y evaluar los ensayos no destructivos necesarios para cuantificar los daños y deterioros del puente en estudio.
- Realizar un levantamiento de planos para el puente en estudio.
- Realizar una propuesta económica para la reparación del puente.
- Determinar las cargas que actúan sobre el puente.
- Realizar un análisis estructural del puente en estudio para determinar las cargas que puede soportar y los elementos que se deben reparar para soportar dicha carga.

Metodología

Para llevar a cabo la evaluación estructural de la superestructura del Puente en Calle Prusia se debe llevar a cabo los siguientes procedimientos:

Inspección Visual

Se realiza una visita al sitio para poder conocer el estado actual del puente, en este paso se deben tomar todos los apuntes necesarios para poder llevar a cabo el trabajo de oficina, dichos apuntes se refieren a la toma de fotografías, toma de medidas para un levantamiento de planos y posteriormente el diseño de un modelo estructural para poder verificar la condición del puente.

De esta inspección se escoge además cuales son los elementos críticos a ser tomados en cuenta para la toma de las pruebas no destructivas.

Por medio de los datos tomados en la inspección visual se puede tomar una decisión acerca el estado del puente, y definir qué tan grave se encuentra este como para ser intervenido o no.

Modelaje del Puente

Se realiza un modelo estructural del puente por medio de las mediciones realizadas en la inspección visual con la suposición de que todos los elementos del puente se encuentran en buen estado y las uniones funcionan como deben ser. De esta forma se puede obtener un comportamiento del puente en estado reparado, y así obtener la capacidad de carga máxima que puede soportar el puente con todos sus elementos reparados.

Este modelo es de suma importancia ya que va a servir como un patrón de comparación para el puente en su estado actual y además se convierte en el comportamiento ideal al que se busca que vaya a trabajar el puente.

Una vez que se tiene dibujado el puente en el respectivo el SAP 2000, en la pestaña de "Define", se debe agregar el material, en este caso el acero a utilizar por tratase de un puente Bailey es el acero BS968. Luego se deben definir las distintas secciones que componen el puente, estas secciones son las tomadas por medio de mediciones tomadas en obra y las cuales son mostradas en los planos adjuntos (Apéndice 1).

Luego se debe definir los distintos casos de carga, para los cuales corresponden los diferentes tipos de carga los cuales son DC, DW, LS, LL y EQ. Una vez definidos los casos de carga se define la función de espectro, esto se realiza para poder determinar el sismo por medio del método dinámico, así de esta forma estos valores ingresados en la función coinciden con los Factores Dinámicos de Espectro (FED) del CSCR-02 de acuerdo a la zona sísmica en que se encuentra el puente así como las otras variables para poder determinar el FED de una estructura.

Una vez realizado esto se debe escoger en los análisis de carga del sismo, que estos respondan al espectro y así poder determinar el sismo tanto en la dirección X como en la dirección Y. Posteriormente se realizan las combinaciones de carga que afectan a la estructura, dichas combinaciones serán aplicadas con mayor detalle en secciones más adelante.

Una vez que se tiene el modelo dibujado y definido se procede a asignar las masas en x y en y, de las tuberías en sus respectivos sitios, así como sus cargas en dirección gravitacional. También se colocan las masas provocadas por la superficie de ruedo, para el caso de estas masas se realizó mediante un "line mass", y de igual forma, la carga a la que somete la estructura, es mediante una carga distribuida.

Teniendo ya todo asignado se procede a correr el programa y dentro de las primeras cosas que se realizan para verificar el comportamiento de la estructura es la revisión de los periodos de la misma.

De este modelo ya se puede obtener información para poder realizar el proceso de revisión de elementos, esto para el caso del puente teórico, es decir, del puente en perfecto estado y en condiciones originales.

Pruebas No Destructivas

Para la realización del ensayo no destructivo utilizado el cual fue el ultrasonido, es necesario antes de realizar cualquier medición limpiar las superficies en las que se tomarán las mediciones.

Esta limpieza se realiza mediante un cepillo de acero y lija, esto para eliminar toda suciedad y capas de pintura que no me permitan tomar una medida directa del elemento en acero.

Una vez que se tiene limpia la superficie se procede a untar con un gel especial la superficie a tomar la medida.

Luego se procede con la calibración del equipo, esto se realiza mediante un cubo del mismo material que el dispositivo de toma de datos, este cubo tiene una medida definida y conocida por el usuario, de forma tal que la primera medida que se debe tomar es la de este cubo. El ensayo brinda medidas directas en mm, por lo que un error en la toma de este dato cuyo valor se conoce significa que el equipo no se encuentra calibrado.

La toma de datos es de forma directa, por lo que el dispositivo se coloca sobre la superficie y este brinda las medidas requeridas.

Además de este ensayo no destructivo se procede a tomar una pequeña porción de un elemento no estructural del puente para analizarlo en el laboratorio. A este elemento se le realizará un ensayo de composición química y un ensayo de dureza. El primero para poder conocer los componentes del acero que constituyen los elementos principales, y el ensayo de dureza se realiza ya que este está ligado al esfuerzo último del acero, y este a su vez se puede obtener una aproximación del esfuerzo de fluencia.

Revisión de Elementos

Tensión

Miembros que estén cargados axialmente a tensión son diseñados de manera que la carga axial de análisis sea menor que la resistencia nominal del elemento multiplicado por el factor de resistencia. Lo primero que se debe de realizar en la selección del tipo de miembro, grado del acero y los detalles del tipo de conexión.

Se deberá determinar las acciones últimas las cuales provienen del modelo realizado para tal efecto, la determinación preliminar de la conexión permite determinar la eficiencia de la unión.

 $\emptyset Pn \ge P_u$ Ecuación 5 (AISC, 1994).

Donde:

 $\emptyset Pn = Fy \times Ag$ Ecuación 6 (AISC, 1994).

Ag=área bruta de la sección transversal sin reducir los huecos.

Fy= esfuerzo de fluencia del acero a utilizar

Estado límite de fractura del área neta efectiva total de la sección

 $\emptyset Pn = Fu \times Ae$ Ecuación 7 (AISC, 1994).

Donde:

Ae=área neta menos el área de los huecos Fu= esfuerzo de último del acero.

Deben de determinarse de manera preliminar, si la conexión es a pernada, la cantidad de pernos así como su paso y gramil o bien la conexión sea soldada. Luego de definida la conexión se procede al cálculo de U

 $1 - x/L \le 0.9$ Ecuación 8 (AISC, 1994).

Donde:

x= distancia del centroide del área conectada la plano de la conexión.

L= longitud de la conexión

El área efectiva está definida como

 $Ae = U \times An$ Ecuación 9 (AISC, 1994). Si el área obtenida con la ecuación 9, cumple con los siguientes requisitos, la pieza es aceptada:

$$Ae \ge Ae, req y Ag \ge Ag, req$$

Compresión

El diseño por compresión es un proceso iterativo, para entrar en la parte de diseño de los diferentes elementos, se requiere que el modelo esté trabajando con las cargas respectivas que representen mejor la realidad. Las fallas más representativas de elementos sometidos a compresión son por pandeo.

El dimensionamiento de una estructura cargada axialmente en compresión, es decir el procedimiento, se describe brevemente aquí:

Primero que todo deberá de seleccionarse un perfil preliminar que permita establecer el esfuerzo crítico a partir de las relaciones ancho-espesor.

Seguido de esto se define el factor de longitud efectiva (K), según el caso que se corresponda

Una vez obtenido este factor se procede a obtener el parámetro de esbeltez

$$\lambda = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{Fy}{E}}$$

Ecuación 10 (AISC, 1994).

Donde: L= Longitud R=radio de giro E= Módulo de elasticidad del Acero.

Si $\lambda \leq 1,5$

$$Fcr = \left(0.658^{\lambda^2}\right) \times Fy$$

Ecuación 11 (AISC, 1994).

Pero si $\lambda > 1,5$

$$Fcr = \left(\frac{0.877}{\lambda^2}\right) \times Fy$$

Ecuación 12 (AISC, 1994).

Se determina la resistencia del elemento con:

$$Pn = Ag \times Fcr$$

Ecuación 13 (AISC, 1994).

$$Pu = \theta \times Pn$$
; $con \theta = 0.85$
Ecuación 14 (AISC, 1994).

Flexión

Antes de introducirse de lleno el dimensionamiento de elementos sometidos a flexión, lo importante es la determinación de cómo se debe seguir este procedimiento debido a que se pueden presentar dos formas diferentes de llevar a cabo el dimensionamiento de la pieza requerida, la cual se presenta con la ecuación 40.

$$\frac{\dot{h}}{t_w} \le \frac{970}{\sqrt{Fy}}$$
 Ecuación 15 (AISC, 1994).

Donde:

h=peralte de la sección t_w= espero del alma Fy= esfuerzo de fluencia del acero

Si esta relación se cumple se procederá a realizar el diseño como si se tratase de una viga, sino deberá de ser diseñada tomándose con una trabe armada, procedimiento en el cual se centrará esta sección.

Una vez determinada de manera preliminar la sección se debe de revisar las relaciones ancho-espesor tanto del alma como de las alas, para establecer la capacidad nominal del momento de la pieza, las relaciones están dadas por las siguientes ecuaciones:

Relación ancho-espesor del alma:

$$\lambda = {^h/_{t_w}} \label{eq:lambda}$$
 Ecuación 16 (AISC, 1994).

Relación ancho-espesor de las alas:

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$$

Ecuación 17 (AISC, 1994).

Donde h= peralte de la viga tw= espesor del alma bf= ancho del patín tf= espesor del patín

Tanto la ecuación 16 como la 17 deberán de compararse con las relaciones siguientes para establecer si el patín o el alma son compactos, no compactos o esbeltos, y que no ocurra la falla localmente por pandeo en el patín en compresión o bien se de pandeo local en la parte comprimida del alma respectivamente

Relación ancho-espesor límite compacta para el alma

$$\lambda p = \frac{640}{\sqrt{Fy}}$$
 Ecuación 18 (AISC, 1994).

Relación ancho-espesor límite no compacta para el alma:

$$\lambda r = \frac{970}{\sqrt{Fy}}$$
Ecuación 19 (AISC, 1994).

Relación ancho-espesor límite compacta para el ala:

$$\lambda p = \frac{65}{\sqrt{Fy}}$$
Ecuación 20 (AISC, 1994).

Relación ancho-espesor límite no compacta para el ala:

$$\lambda r = \frac{141}{\sqrt{Fy - Fr}}$$
 Ecuación 21 (AISC, 1994).

Ahora bien dadas una vez las relaciones se procede a dar las comparaciones necesarias con la finalidad de clasificar el perfil seleccionado, determinando tanto para el alma como para el patín si:

$$\lambda \leq \lambda p \Rightarrow \text{compacta}$$
 Ecuación 22 (AISC, 1994).

$$\lambda p < \lambda \le \lambda r \Rightarrow$$
 no compacta *Ecuación* 23 (AISC, 1994).

$$\lambda > \lambda r \Rightarrow$$
 esbelta.
Ecuación 24 (AISC, 1994).

Ahora para determinar si la sección es compacta, no compacta o esbelta se tiene que cumplir lo siguiente:

 tanto el alma como el ala cumplen respectivamente sus relaciones, dadas por la ecuación 21 la sección se clasifica como compacta y su momento nominal (Mn) estará determinado por la siguiente ecuación:

$$Mn = Mp = Fy \times Z$$

Ecuación 25 (AISC, 1994).

Donde:

Fy= Esfuerzo de fluencia del acero Z= Módulo de sección plástico.

Se clasifica la sección como no compacta cuando el ala o el alma en su relación cumple con la ecuación 22 y su resistencia nominal al momento está dada por:

$$Mn = Mp - \left(Mp - Mr\left(\frac{\lambda - \lambda p}{\lambda r - \lambda p}\right)\right)$$

Ecuación 26 (AISC, 1994).

Donde Mr=Sx(Fy-Fr) Sx= módulo de sección elástico Fy=esfuerzo de fluencia Fr=esfuerzo residual

Si por el contrario la sección excede lo planteado en la ecuación 24 la sección se considera esbelta y el momento nominal se calculará como:

$$Mn = S_x F_{CR}$$

Ecuación 27 (AISC, 1994).

También deberá de ser considerado el efecto por pandeo lateral torsionante para lo cual se hace necesario determinar la longitud de arriostramiento de la viga (Lb), una vez que esta longitud se tiene se procede a determinar el arriostramiento plástico (Lp):

$$Lp = \frac{300ry}{\sqrt{Fy}}$$
Ecuación 28 (AISC, 1994).

Y también se hace necesario determinar el inicio del arriostramiento elástico (Lr)

$$Lr = \frac{X1 * ry}{Fy - Fr} \sqrt{1 + \sqrt{X2(Fy - Fr)^2}}$$
Ecuación 29 (AISC, 1994).

Donde:

$$X1 = \frac{\pi}{Sx} \sqrt{\frac{EGJA}{2}}$$
Ecuación 30 (AISC, 1994).

$$X2 = \frac{4Cw}{Iy} \left(\frac{Sx}{GJ}\right)^2$$
Ecuación 31 (AISC, 1994).

E= Módulo de Elasticidad del Acero
G=11200 ksi
S=Módulo de sección elástica
Ry=Radio de giro respecto al eje y
J= Constante de torsión
A= Área de la sección transversal
ly= Momento de inercia respecto al eje y
Cw= Constante de alabeo

Si Lb ≤ Lp, entonces el momento nominal será

$$Mn = Mp = ZFy$$

Ecuación 32 (AISC, 1994).

Si Lp \leq Lb \leq Lr, el momento nominal se calcula como:

$$Mn = Cb \left(Mp - \left(Mp - Mr \left(\frac{Lb - Lp}{Lr - Lp} \right) \right) \right)$$
Equación 33 (AISC, 1994).

Y por último si Lr<Lb

$$Mn = Mcr = \frac{Cb\pi}{Lb} \left(\sqrt{EIyGJ} \right) \left(\sqrt{1 + \pi^2 ECw} / GJLb^2 \right)$$

Ecuación 34 (AISC, 1994).

Para el cálculo del coeficiente de flexión, se aplica si existe un gradiente en el momento aplicado a la viga y se define como:

$$Cb = \frac{12,5 \ Mmax}{2,5 Mmax + 3 Ma + 4 Mb + 3 Mc}$$

Ecuación 35 (AISC, 1994).

Donde:

Mmáx= valor absoluto del momento máximo dentro de la longitud no arrisotrada Ma= valor absoluto del momento máximo a un cuarto (1/4) de la longitud no arrisotrada Mb= valor absoluto del momento en el centro (1/2) de la longitud no arrisotrada Mc= valor absoluto del momento en el punto tres cuartos (3/4) de la longitud no arriostrada

Cortante

Como el marco presenta conexiones rígidas entre las vigas y las columnas es importante el revisar el cortante que se genera en la viga con el fin de verificar que su resistencia es la más adecuada para ello se establecen tres estados límites

Plastificación del alma: con una relación ancho/espesor

$$h/t_W \le \frac{418}{\sqrt{Fy}}$$

Ecuación 36 (AISC, 1994).

Y su resistencia cortante se define como:

$$Vn = 0.6 \times Fy \times Aw$$

Ecuación 37 (AISC, 1994).

.Pandeo inelástico del alma

$$418 / \sqrt{Fy} \le h / t_W \le \frac{523}{\sqrt{Fy}}$$

Ecuación 38 (AISC, 1994).

$$Vn = 0.6 \times Fy \times Aw \times (418 / \sqrt{Fy}) (h / tw)$$

Ecuación 39 (AISC, 1994).

Pandeo elástico del alma

$$\frac{523}{\sqrt{Fy}} < h/_{tw} \le 260$$

Ecuación 40 (AISC, 1994).

 $Vn = 132000 \times Aw \times (h / tw)^2$ Ecuación 41 (AISC, 1994). Por esta razón se debe realizar el diseño de ambos sistemas, para poder determinar espesores y tipo y así poder obtener el costo de cada sistema.

Conexiones

Se analizan dos tipos de conexiones, las conexiones por soladura y las conexiones atornilladas.

Atornilladas

Esta revisión va ligada al diseño por tensión y compresión, sin embargo en este apartado se enfatizará únicamente en la obtención de la resistencia del tornillo.

Capacidad en cortante simple

 $\phi Pn_c = \phi RnAt$ Ecuación 42 (AISC, 1994).

Donde:

Φ= 0,75 para conexiones Rn= Resistencia del Tornillo At= Área del tornillo

Es importante destacar que el cortante doble se toma como 2 veces la resistencia del cortante simple.

Capacidad por Aplastamiento

 $\phi P n_a = \phi Let F u \leq 2,4 dt F u$ Ecuación 43 (AISC, 1994).

Donde:

Φ= 0,75 para conexiones
 Le= Distancia al borde
 Fu= Esfuerzo último de fluencia
 d= Diámetro del tornillo
 t= Espesor mínimo

- Soldadas

 $\phi Rn = \phi 0,707wLFw$ Ecuación 44 (AISC, 1994).

Donde:

Φ= 0,75 para conexiones
 w= Espesor de garganta
 L= Longitud de soldadura
 Fw= 0,60Fexx= Resistencia de soldadura, donde
 Fexx depende del electrodo utilizado.

Deflexión

Para la revisión de las deflexiones se utiliza:

$$\Delta \leq \Delta_{perm} = \frac{Lb}{800}$$

Ecuación 45 (AASHTO).

Diseño de Superficie de Ruedo

La determinación de la carga W se realiza según lo especifica la AASHTO, Para determinar el área de contacto de los neumáticos se utilizan las siguientes ecuaciones:

Ancho de Neumático = $\frac{P}{142}$ Ecuación 46 (AASHTO).

Longitud de Neumático = $165\gamma \left(1 - \frac{IM}{100}\right)$ Ecuación 47 (AASHTO).

Donde:

γ: Factor de Carga

IM: Porcentaje de incremento por carga

ainamica

P: Carga de rueda de diseño (N)

De esta forma para obtener la carga por metro cuadrado se debe dividir la carga de la rueda sobre el área del neumático.

Una vez que se cuente con la carga por unidad de área para determinar la carga por metro lineal se debe multiplicar por el ancho tributario y así obtener la carga W.

Superficie Madera

se toma como base el principio de claros máximos de diseño de madera, por lo que se debe tomar el menor entre el claro debido a la flexión, al cortante y a la deflexión.

Claro máximo debido a la Flexión:

$$L = \sqrt{\frac{f_b S}{C W}}$$
Equación 48

Donde:

fb: Esfuerzo permisible en flexión

S: El módulo de Sección Elástico

C: Constante debido a apoyos (1/8, 1/10, 1/12,...)

W: Carga distribuida actuante

Claro máximo debido al Cortante:

$$L = \frac{2Af_v}{3CW} + 2h$$

Donde:

fv: Esfuerzo permisible en cortante

A: Área Neta de la sección

h: Peralte de la sección

C: Constante debido a apoyos (1/2, 6/10,...)

W: Carga distribuida actuante

Claro máximo debido a la Deflexión:

$$L = \sqrt[3]{\frac{EI}{KCW}}$$

Ecuación 50.

Donde:

E: ;Módulo Elástico de la madera escogida

I: Momento de Inercia de la Sección

K: Constante por deflexión permisible (200, 240, 360)

C: Constante debido a apoyos (5/384, 1/148,...)

W: Carga distribuida actuante.

En el puente se tiene establecido cual es la separación entre los elementos, por eso, para llevar a cabo la escogencia de la superficie de ruedo en madera, esta longitud obtenida de estas fórmulas debe ser menor o igual a la longitud real, para llevar a cabo esto se aumenta o disminuye el peralte de la pieza según corresponda.

Cargas Utilizadas

En el siguiente capítulo se especifican las diferentes cargas a ser aplicadas al puente en estudio, así como su ubicación, uso y tipo estructural. Estas diferentes cargas son normadas de acuerdo al "American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO", de este código se obtienen además las combinaciones de carga y los estados límites de falla.

Si bien estas cargas y combinaciones se utilizan para diseñar puentes nuevos, estos requisitos deben ser aplicados para la evaluación de puentes existentes como lo es el caso del puente en estudio.

Además de las cargas especificadas por la AASHTO, se analizan también estados de carga "real" para determinar la capacidad máxima del puente.

Carga Permanente DC, DW

Estas cargas son definidas de acuerdo a la AASHTO, donde DC comprende las cargas permanentes de los elementos estructurales y sus accesorios no estructurales, es decir, el peso propio de estas. Las cargas DW comprenden las cargas permanentes de la superficie de rodamiento e instalaciones de servicio unidas a la estructura tales como tuberías.

CUADRO 2. CARGAS PERMANENTES SOBRE LA ESTRUCTURA < Microsoft Office Excel>						
Cargas DC			Cargas DW			
Peso de	el Acero	7849,05 kg/m3		Peso de Tubo de acero ø6" 7,80 kg/ml		,80 kg/ml
Difere	ntes Elemento	s de la Estru	ıctura	Peso Tubo PVC ø2" 0,25 kg/		,25 kg/ml
Elemento	Area (m2)	Longitud (m)	Peso(kg)	Peso Específico del Agua	100	0,00 kg/m3
#1	0,0011	420,32	3629,02	Peso Específico de Madera	880,00 kg/m3	
#2	0,0007	446,33	2452,27	Diferentes Cargas Sobre la Estructura		
#5	0,0004	42,42	133,18	ITEM		Carga
#6	0,0006	7,81	36,79	Carga Sobre Cercha Oeste		2,21 kg/ml
#7	0,0002	50,81	79,76	Carga Sobre Cercha Este		25,47 kg/ml
#8	0,0009	502,12	3547,07	Carga Sobre Superficie de Ruedo		44,00 kg/m2
#9	0,0068	123,03	6566,28			
#10	0,0099	13,20	1025,71			
Peso T	otal por Peso	Propio	17470,08			

El cuadro 2 muestra los diferentes elementos que se tomaron en cuenta para determinar estas dos tipos de carga permanente, siendo las cargas tipo DC las que comprenden el peso propio de la estructura. Este no es un dato importante para exportar al modelo estructural ya que el programa utilizado para realizar el mismo se encarga de obtener este peso propio, sin embargo el cuadro mostrado da una idea de lo pesada que es la estructura.

Este cuadro 2 muestra además las otras cargas permanentes, las DW, estas cargas están comprendidas por una tubería de agua ubicada en el costado Este del puente de 150mm en acero, la cual se supone se dirige llena de agua. En el costado Oeste del puente también se ubica una tubería pero esta es de menor diámetro, de 50mm para ser preciso, y el material de esta es de PVC, aunque esta se encuentra dentro de una tubería de metal vieja, el peso de esta tubería metálica se desprecia por falta de información del material, también esta tubería se supone llena de agua.

La otra carga actuante sobre la estructura es la provocada por la superficie de rodamiento, la cual la constituye una losa de 5cm de espesor en madera, al desconocerse el tipo de madera empleada se realizó un promedio de los pesos específicos de las maderas más comunes en el país.

Las cargas DW si deben exportarse al programa SAP 2000 y ubicaron de la misma forma en que estas actúan, es decir, las cargas provocadas por las tuberías se apoyan sobre cada tramo de viga principal que pasa a través de las cerchas, de forma tal que se obtiene una pequeña luz, como del cuadro 2 se obtiene una carga por metro lineal, esta carga se transforma en carga puntual sobre estos tramos de vigas principales por medio de anchos tributarios.

Para el caso de la superficie de rodamiento, al ser una carga por metro cuadrado esta se transforma en una carga por metro lineal sobre los elementos tipo 8, esto por medio de los anchos tributarios.

Carga Temporal LL

Las cargas LL se obtienen a partir de un modelo que incluye tres cargas diferentes:

Camión de Diseño, CD

El camión de diseño es un modelo de cargas que se asemeja al típico camión semi-remolque. Este camión posee cargas en dos ejes de 14,5 toneladas entre 4,3m y 9m y una carga de 3,5ton en el eje delantero separado 4,3m, la separación transversal de las ruedas según la norma es de 1,8m, la siguiente figura ilustra el camión de diseño.

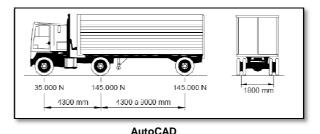


Figura 01. Características del camión de diseño.

Tándem de Diseño, TD

Este consiste en un par de ejes de 11 toneladas separadas a 1,2m, al igual que el camión de diseño, la separación de las ruedas es de 1,8m. En la siguiente figura se ilustra el tándem de diseño.

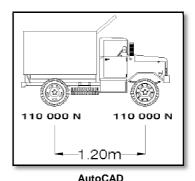


Figura 02. Características del tándem de diseño.

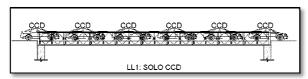
Carril de Diseño, CCD

Esta carga consiste en una carga distribuida de 9,3N/mm en un ancho de 3000, es decir, 310kg/m2.

Los efectos de las cargas del camión de diseño y el tándem de diseño cada una deben ser

superpuestos con el efecto de la carga por el carril de diseño.

En las siguientes figuras se muestran los siete diferentes casos que se analizaron para determinar los diferentes escenarios para la carga vehicular LL.



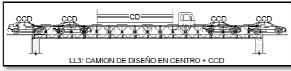
AutoCAD

Figura 03. Carga temporal vehicular debida únicamente por la acción de la carga de carril de diseño.



AutoCAD

Figura 04. Carga temporal vehicular debida a un camión de diseño en cada extremo y la carga de carril de diseño.



AutoCAD

Figura 05. Carga temporal vehicular debida a un camión de diseño en el centro y la carga de carril de diseño.



AutoCAD

Figura 06. Carga temporal vehicular debida a un tándem de diseño en cada extremo y la carga de carril de diseño.



AutoCAD

Figura 07. Carga temporal vehicular debida a un tándem de diseño en cada extremo y en el centro además de la carga de carril de diseño.



AutoCAD

Figura 08. Carga temporal vehicular debida a un tándem de diseño en el centro y la carga de carril de diseño.



AutoCAD

Figura 09. Carga temporal vehicular debida a la máxima ocupación de tándems de diseño y la carga de carril de diseño

Carga de Sismo EQ

La carga de sismo se calcula a partir de métodos probabilísticos, el cual busca cuantificar un posible evento de acuerdo a su ubicación y probabilidad de ocurrencia, por esta razón se utiliza el Código Sísmico de Costa Rica del 2002 (CSCR-02).

El puente en estudio se encuentra en la provincia de Cartago, Cantón de Cartago y Distrito de Tierra Blanca, por esta razón este puente se encuentra en una zona sísmica III

Como no se tiene ningún dato acerca del tipo de suelo en el cual se encuentra apoyado el puente, el sitio de cimentación se clasifica como un S3.

Dado que el puente se encuentra en una zona III y su sitio de cimentación es un S3, la aceleración pico efectiva de acuerdo a la tabla 2.2 del CSCR-02 es de 0,36.

Según la tabla 4.1 del CSCR-02, el puente de Calle Prusia es una instalación la cual no se puede interrumpir su servicio, sin embargo no está ubicado en una zona muy transitada y tampoco es un puente que se considere esencial para la comunidad ya que existe otro camino de acceso para el paso de vehículos, eso sí, este es más incómodo y difícil de transitar. Por esta razón se considera esta estructura como una estructura de Ocupación Especial, es decir Grupo C, por lo tanto el factor de importancia I=1,00 (sismo severo).

Se trabaja con todos los elementos en el rango elástico, además de que el puente está compuesto por elementos que conforman cerchas de acero, las cuales trabajan básicamente a compresión y a tensión, por esta razón se trabaja con una ductilidad global asignada µ=1,0.

La sobre resistencia se establece con un valor de SR=2,0. Según el CSCR-02, este valor debe ser igual a 2 para estructuras tipo marco, dual y muro e igual a 1,2 para estructuras tipo voladizo y otros. El SR=2,0 se basa en que la estructura está compuesta de cerchas, las cuales se pueden tomar como marcos arriostrados para efectos de la determinación de este valor.

El coeficiente sísmico se obtiene de acuerdo a la ecuación 5.1 del CSCR-02, la cual es:

$$C = \frac{a_{ef} \ I \ FED}{SR}$$
Founción 51

El término FED corresponde al factor espectral dinámico, según el CSCR-02, este es la modificación en aceleración que sufre un sistema de un grado de libertad con respecto a la aceleración del suelo. Este término depende del sitio de cimentación, de la zona sísmica, de la ductilidad global asignada y del periodo.

De estos términos de los cuales depende el FED, se cuenta ya calculados con todos excepto el periodo, por esta razón para poder calcular el FED se utiliza la tabla D7 del CSCR-02, específicamente la columna de μ =1,0, los valores de esta tabla se muestran en la siguiente figura:

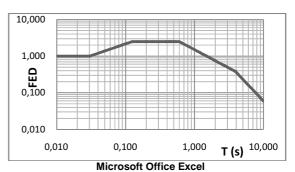


Figura 10. Variación del FED en función del periodo (T).

Para lograr determinar la verdadera acción del sismo en la estructura se realiza un modelo estructural el cual se realiza por medio de análisis dinámico, el cual se revisa tanto en el sentido longitudinal como transversal del puente. Así de esta forma se logra obtener un periodo con su respectivo FED para cara dirección.

Con los datos obtenidos anteriormente se puede definir el coeficiente sísmico en función del FED de la siguiente forma:

> Csismico=0,18 FED Ecuación 52.

Sin embargo a la hora de ingresar este dato al programa SAP2000, para obtener de este la fuerza sísmica se debe indicar el número por el cual multiplicar para obtener dicha fuerza, este número se llama el factor de escala y se obtiene de la siguiente forma:

Factor escala= 0,18*9,81 Factor escala= 1,7658 Ecuación 53.

Combinaciones de Carga

En el siguiente cuadro se muestran las diferentes combinaciones de carga que se deben aplicar a la estructura del puente en estudio.

CUADRO 3. ESTADOS LÍMITES Y FACTORES DE CARGA <microsoft excel="" office=""></microsoft>						
	Factor de Carga					
Estado Límite	DC	DW	IM	LL	LS (CCD)	EQ
	Co	ondiciones de	Resistencia			
Resistencia I	1,25	1,50	1,33	1,75	1,75	-
Resistencia II	1,25	1,50	1,33	1,35	1,35	-
Resistencia III	1,25	1,50	1,33	-	-	-
Resistencia IV	1,25	1,50	1,33	-	-	-
Resistencia V	1,25	1,50	1,33	1,35	1,35	-
	E	vento de Sisn	no Extremo			
Evento Extremo I	1,25	1,50	1,33	0,50	0,50	1,00
Evento Extremo II	1,25	1,50	1,33	0,50	0,50	-
	Condiciones de Servicio					
Servicio I	1,00	1,00	1,33	1,00	1,00	-
Servicio II	1,00	1,00	1,33	1,30	1,30	-
Servicio III	1,00	1,00	1,33	0,80	0,80	-
Fatiga						
Fatiga	-	-	1,15	0,75	0,75	-

El cuadro 3 se elabora mediante la tabla 3.4.1-1 de AASHTO. Se obtiene un valor de γ_p acorde a la tabla 3.4.1-2 de AASHTO, el cual especifica que para las cargas de elementos y accesorios (DC) debe ser igual a 1,25 como máximo, y para las cargas de superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos (DW) debe ser igual a 1,5 como máximo.

El incremento por carga dinámica (IM) se obtiene por medio de la tabla 3.6.2.1-1 de AASHTO, la cual indica que para el estado límite de fatiga debe ser del 15%, mientras que para el resto de los estados límites debe ser del 33%.

Se considera además un $\gamma_{EQ} = 0,50$

según AASHTO para el estado límite de Evento Extremo I.

Del cuadro 3 se puede deducir que las combinaciones Resistencia II y Resistencia V son iguales, de igual forma sucede con las combinaciones Resistencia III y Resistencia IV. El Evento Extremo II no aplica ya que la única carga que se está analizando es la de sismo.

De esta forma el cuadro 4 establece las combinaciones de carga que serán aplicadas a la estructura.

CUADRO 4. COMBINACIONES DE CARGA <microsoft excel="" office=""></microsoft>			
Estado Límite	Combinación de Carga		
Condiciones de Resistencia			
Resistencia I	CU1= 1,25DC + 1,50DW + 1,33*1,75LL + 1,75LS		
Resistencia II y V	CU ₂ = 1,25DC + 1,50DW + 1,33*1,35LL + 1,35LS		
Resistencia III y IV	CU ₃ = 1,25DC + 1,50DW		
Evento de Sismo Extremo			
Evento Extremo I	CU4= 1,25DC + 1,50DW + 1,33*0,5LL + 0,5LS + EQ		
Condiciones de Servicio			
Servicio I	CU5= DC + DW + 1,33LL + 1,33LS		
Servicio II	CU6= DC + DW + 1,33*1,30LL + 1,30LS		
Servicio III	CU7= DC + DW + 1,33*0,80LL + 0,80LS		
Fatiga	CU8= 1,15*0,75LL + 0,75LS		

Es importante mencionar que la carga LL debe aplicarse para los siete distintos casos establecidos anteriormente, así como la carga LS corresponde a la carga por carril de diseño (CCD) ya explicada anteriormente.

Condiciones de Carga Reales

Las combinaciones mostradas anteriormente son impuestas por la AASHTO para el diseño de puentes, estas combinaciones son las mismas que deben revisarse para corroborar el estado de un puente existente.

No obstante este se trata de un puente antiguo, el cual evaluarlo bajo estas combinaciones es muy exigente ya que establecen condiciones de resistencia futuras, donde las normas son más recientes que la construcción de dicho puente.

Por esta razón se realizará un diferente caso de carga, un caso en el que se contemplen cargas reales, es decir, cargas que realmente serán soportadas por la estructura.

Para llevar a cabo la escogencia del camión real que debe soportar el puente, se utilizó la información brindada por el Ingeniero Dennis Aparicio, Ingeniero Municipal. El ingeniero brindó un Estudio de TPD (Tránsito Promedio Diario) sobre el puente, estudio que se encuentra en la sección de anexos.

Según este estudio la clase de vehículo que pasa por el puente cuya carga es más grande un vehículo clase 5. Esta clase de vehículo corresponde a un camión de tres ejes o un bus. Según el diagrama de pesos permitidos del CONAVI el peso máximo autorizado para un vehículo tipo C3 (Camión de 3 Ejes) es de 22,5 toneladas.

Con respecto la colocación de las cargas se tomará en cuenta tres distintas circunstancias. La primera con el camión real en el centro, la segunda un camión en el centro de cada tercio externo y la tercera el camión colocado en el centro del puente y en los extremos. Esta combinación se realizará considerando un sismo moderado, debido a la baja probabilidad de ocupación del puente frente a un sismo.

El camión real a considerar es un camión Hyundai HD170, este es un camión de 18,8 toneladas el cual tiene una longitud máxima de 9,525m un ancho de 2,495m y una altura de 2,91m.

La ecuación que se toma en cuenta para dicho análisis es la siguiente:

CUr= DC + DW + LL +-EQ Ecuación 54. En esta ecuación no se toma la carga LS ya que por la zona donde se encuentra ubicado el puente y el tipo de puente del que se trata, únicamente pasa un vehículo a la vez, por lo que se castiga mucho el análisis si se toma en cuenta dicha carga

A continuación se muestran los detalles del camión a considerar así como los dos distintos casos de carga.

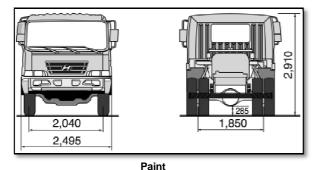


Figura 11. Dimensiones Transversales del Camión en Estudio.

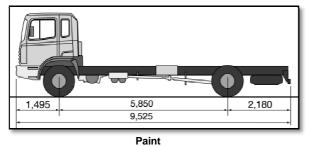
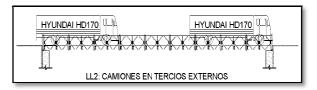


Figura 12. Dimensiones Longitudinales del Camión en



AutoCAD
Figura 13. Caso de Carga para Carga Real LL1, Camión Real en el Centro del Puente.



AutoCAD

Figura 14. Caso de Carga para Carga Real LL2, Camión Real en Tercios Externos del Puente.



Figura 15. Caso de Carga para Carga Real LL3, Camión Real en Centro y en Extremos del Puente.

Modelos Estructurales

El puente de calle Prusia está constituido por dos cerchas unidas entre sí por medio de las vigas principales en cada margen del puente. El puente se encuentra apoyado en 8 apoyos de las estructura, cada apoyo corresponde a un lado de las cuatro cerchas mencionadas y estos apoyos se pueden considerar como simplemente apoyados.

Para el presente estudio se trabaja únicamente con el análisis de la superestructura. La siguiente figura muestra la vista en planta de la estructura que se analiza en el programa SAP2000.

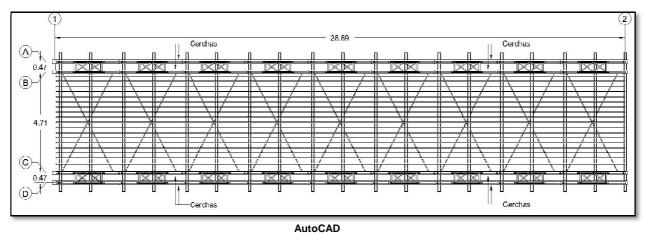


Figura 16. Vista en planta de la estructura principal del puente de Calle Prusia.

Como se puede observar en la figura anterior el puente está constituido por dos cerchas idénticas en cada margen del puente, localizadas en los ejes A,B y C,D. Estas cerchas están unidas por medio de las vigas principales, las cuales son las vigas transversales que se pueden apreciar en la figura y además también son unidas por un elemento constituido por angulares y platinas en la parte superior de las cerchas. Estas cerchas se unen además por medio de un elemento en diagonal que une la parte superior de la cercha interna con la viga principal.

La estructura cuenta además con una serie de vigas secundarias las cuales se ubican a lo largo del puente, estas son vigas de pequeña sección que se colocan sobre las vigas principales.

Es importante destacar que también se cuenta con barras de 3cm de diámetro como arriostres para constituir el diafragma. Estas se colocan en forma de equis uniendo los tramos.

Estos tramos son idénticos y son 9 en total, cada tramo cuenta con una misma configuración de cercha y cada tramo cuenta con su elemento que las une en la parte superior del que ya se mencionó. Además cada tramo soporta dos vigas principales, lo cual se constituye un total de 18 vigas y una número 19 que está ubicada justo en el apoyo.

En las siguientes figuras se explica con más detalle cada tramo, así como las secciones que lo comprenden.

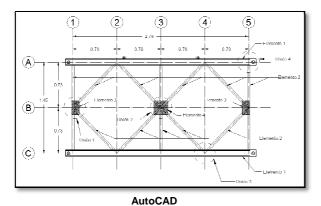


Figura 17. Detalle de Cercha en Elevación.

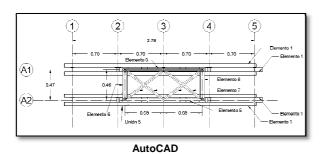


Figura 18. Detalle de Cercha en Planta.

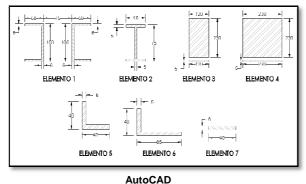


Figura 19. Secciones de Cercha.

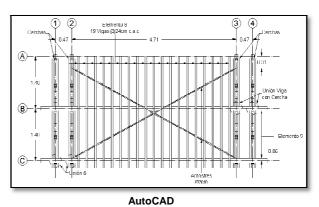


Figura 20. Detalle de Tramo, Planta de Vigas.

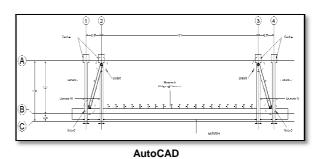


Figura 21. Detalle de Sección Transversal, Entrada de Puente.

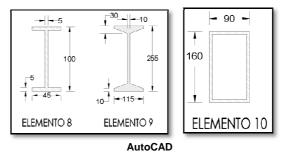


Figura 22. Secciones de Vigas, y de Entrada de Puente.

Las figuras mostradas anteriormente obedecen al levantamiento de planos que se realizó a dicho puente por medio de las visitas al sitio. Cada una de las figuras es elemental para poder definir la geometría del puente en el programa de análisis estructural empleado.

Para realizar el modelo estructural de la estructura se utilizó un programa de elementos finitos, como lo es el SAP2000. Las cargas y combinación a utilizar en dicho programa se establecieron en el apartado anterior.

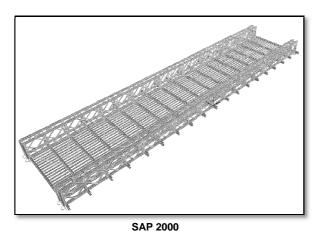


Figura 23. Vista Tridimensional del Puente de Calle Prusia.

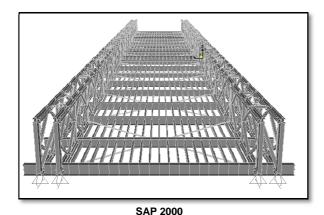


Figura 24. Vista Frontal del Puente de Calle Prusia.

El tipo de acero empleado es el BS 968, esto debido a que los puentes tipo Bailey en los años 40 estaban hechos de este tipo de acero, el cual tiene un límite de fluencia de 3304.43kg/cm2.

Una vez que se tenga bien definido las cargas, y la geometría del puente se procede a correr el programa, el cual dará información bastante precisa de las condiciones del puente. Es importante mencionar que este modelo estructural se realiza suponiendo que todos los elementos que constituyen el puente se encuentran en perfectas condiciones y con las secciones transversales tal y como si fuesen nuevas.

De esta forma para poder aplicar correctamente las masas y cargas sobre la estructura en el modelo, se muestra el siguiente cuadro el cual resume dichas cargas y modelos

CUADRO 5. CARGAS Y MASAS APLICADAS. <microsoft excel="" office=""></microsoft>						
Tipo de Carga	Descripción	Ubicación	Carga	Masa		
DW	Superficie de Ruedo	Vigas Longitudinales borde	9,51 kg/ml	0,97 kg/ml		
		Vigas Longitudinales centro	10,56 kg/ml	1,08 kg/ml		
	Tubería de Hierro	Vigas Trasversales borde	21,38 kg	2,18 kg		
		Vigas Trasversales centro	37,31 kg	3,80 kg		
	Tubería de PVC	Vigas Trasversales borde	1,86 kg	0,19 kg		
		Vigas Trasversales centro	3,24 kg	0,33 kg		
LS	Carga por Carril de Diseño	Vigas Longitudinales borde	67,56 kg/ml	N/A		
		Vigas Longitudinales centro	74,99 kg/ml	N/A		

Así teniendo claro las cargas y masas que se deben colocar en el modelo estructural realizado por el programa SAP2000 se pueden observar las siguientes figuras obtenidas a partir del programa.

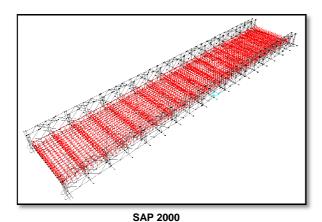


Figura 25. Vista tridimensional de la aplicación de cargas LS.

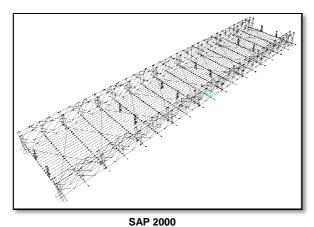
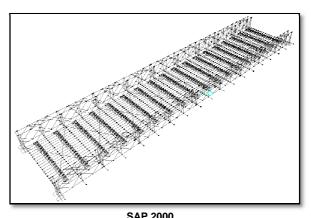


Figura 26. Vista tridimensional de la aplicación de cargas LL2.



SAP 2000
Figura 27. Vista tridimensional de la aplicación de masas debidas a la superficie de rodamiento.

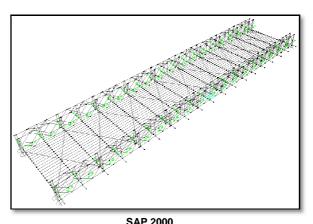


Figura 28. Vista tridimensional de la aplicación de masas debidas a las tuberías de los costados.

Resultados

Inspección Visual

Es importante destacar que la inspección visual consta de dos partes, la primera parte consiste en la inspección realizada por el señor Gilberth Marín del Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales de la Universidad de Costa Rica (LANAMME) el día 17/11/10. La segunda parte cosiste en la visita al sitio que se realizó en conjunto con la ingeniera Giannina Ortiz del Instituto Tecnológico de Costa Rica (ITCR) y el Ingeniero Dennis Aparicio de la municipalidad de Cartago el día 18/02/12.



Microsoft Office Picture Manager
Figura 29. Vista panorámica del puente el día de su inspección.



Figura 30. Superficie de rodamiento el día de su inspección.



Microsoft Office Picture Manager
Figura 31. Vista panorámica del puente el día de la visita al sitio.



Microsoft Office Picture Manager
Figura 32. Superficie de rodamiento el día de la visita al sitio.



Microsoft Office Picture Manager Figura 33. Grado de deterioro de las cerchas el día de la inspección.



Microsoft Office Picture Manager
Figura 34. Deterioro de las cerchas el día de la visita al sitio.



Microsoft Office Picture Manager Figura 35. Deterioro de los pernos el día de la inspección.



Microsoft Office Picture Manager Figura 36. Deterioro de los pernos el día de la visita al sitio.



Microsoft Office Picture Manager
Figura 37. Perno de seguridad el día de la visita al sitio.



Microsoft Office Picture Manager
Figura 38. Grado de deterioro del perno de seguridad el día de la visita al sitio.



Microsoft Office Picture Manager
Figura 40. Detalle de la soldadura de las diagonales y
verticales del panel el día de la visita al sitio.



Microsoft Office Picture Manager Figura 39. Vista frontal y trasera del perno de unión de paneles el día de la visita al sitio.



Microsoft Office Picture Manager
Figura 41. Grado de deterioro en perno debido a las plantas
que crecen cercanas a la estructura.



Microsoft Office Picture Manager
Figura 42. Detalle de la soldadura de las diagonales con los verticales del panel el día de la visita al sitio.



Microsoft Office Picture Manager Figura 43. Grado de oxidación del perno que une la pequeña estructura que une los paneles el día de la visita al sitio.



Microsoft Office Picture Manager Figura 44. Corrosión en elemento de la cuerda superior debido a la acumulación de tierra en los canales.



Microsoft Office Picture Manager
Figura 45. El panel del margen nor-oeste del puente se encuentra totalmente enterrado.



Microsoft Office Picture Manager
Figura 46. Grado de suciedad presente en las vigas longitudinales del puente, debajo del tablero.

Pruebas No Destructivas

CUADRO 6. DATOS OBTENIDOS A PARTIR DEL ENSAYO DE ULTRASONIDO PARA EL ELEMENTO 10 «Microsoft Office Excel»		
Elemento Interno (lado noroeste)	Elemento Interno (lado noreste)	Elemento Externo (lado noreste)
6,32mm	6,46mm	6,03mm
6,32mm	6,47mm	6,44mm
6,34mm	6,48mm	6,41mm
Medida promedio==	6,36 mm	



Microsoft Office Picture Manager
Figura 47. Equipo de ultrasonido para mediciones de espesores.

Otras Pruebas Realizadas

Además del ultrasonido como ensayo no destructivo, se procedió a tomar una pequeña platina del puente, cuya función no es relevante para el desempeño del puente.

Esta pequeña porción del puente fue llevada al laboratorio de la Escuela de Ciencias de los Materiales del Tecnológico para realizarle un ensayo de dureza y de composición química.

El valor de dureza obtenido es de 72.82HRb (72.82 en la escala Rockwell b), lo que es equivalente a aproximadamente 135HV (135 en la escala Vickers) o 128HB (128 en la escala Brinell)

Además del ensayo de composición química se obtiene que el acero tomado se trate de un acero al carbono sin aleación, similar a un acero AISI/SAE 1015.

El Anexo 6 muestra los resultados obtenidos para dichos ensayos realizados por el Ingeniero Mario Conejo.

Revisión de Modelos y Elementos

El siguiente cuadro indica los diferentes periodos así como sus respectivas masas participativas para cada dirección.

CUADRO 7. PERIODOS Y MASAS PARTICIPATIVAS DE LA ESTRUCTURA <microsoft excel="" office=""></microsoft>			
Modo	Dirección	Periodo T (s)	% Masa Participativa
1	Z (Gravitacional)	0,3202	78,20%
3	Y (Transversal)	0,1485	66,20%
4	X (Longitudinal)	0,1095	43,40%

Los siguientes cuadros muestran las resistencias que poseen los diversos elementos. Esto teniendo en cuenta que los elementos 1, 2, 6, 10 funcionan tanto a compresión como a tensión y los elementos 8 y 9 trabajan en flexión. El elemento 11 trabaja a tensión, como diafragma.

CUADRO 8. RESISTENCIA A LOS ESFUERZOS AXIALES ELEMENTO 1 <microsoft excel="" office=""></microsoft>		
Longitud de elemento (KL)	140,00 cm	
Area bruta (Ag)	22,56 cm2	
Radio de giro menor (Rx)	3,85 cm	
Ancho (bf)	17,5 cm	
Espesor (tf)	0,60cm	
Esfuerzo de fluencia (Fy)	3304,43 kg/cm2	
Factor de reducción (U)	1,00	
Diámetro de conector	5,00 cm	
Area efectiva (Ae)	19,37 cm2	
Capacidad tensión, øPn,t	79666,85 kg	
Capacidad compresión, øPn,c	57847,81 kg	

CUADRO 10. RESISTENCIA A LOS ESFUERZOS AXIALES ELEMENTO 6 <microsoft excel="" office=""></microsoft>		
Longitud de elemento (KL)	47,00 cm	
Area bruta (Ag)	5,94 cm2	
Radio de giro menor (Rx)	1,12 cm	
Ancho (bf)	6,50 cm	
Espesor (tf)	0,60cm	
Esfuerzo de fluencia (Fy)	3304,43 kg/cm2	
Factor de reducción (U)	1,00	
Diámetro de conector	2,00 cm	
Area efectiva (Ae)	4,55 cm2	
Capacidad tensión, øPn,t	18712,34 kg	
Capacidad compresión, øPn,c	14817,27 kg	

CUADRO 9. RESISTENCIA A LOS ESFUERZOS AXIALES ELEMENTO 2 <microsoft excel="" office=""></microsoft>		
Longitud de elemento (KL)	92,00 cm	
Area bruta (Ag)	7,25 cm2	
Radio de giro menor (Rx)	2,89 cm	
Ancho (bf)	4,00 cm	
Espesor (tf)	0,50cm	
Esfuerzo de fluencia (Fy)	3304,43 kg/cm2	
Factor de reducción (U)	1,00	
Diámetro de conector	3,00 cm	
Area efectiva (Ae)	5,59 cm2	
Capacidad tensión, øPn,t	22996,11 kg	
Capacidad compresión, øPn,c	19004,78 kg	

CUADRO 11. RESISTENCIA A LOS ESFUERZOS AXIALES ELEMENTO 10 <microsoft excel="" office=""></microsoft>		
Longitud de elemento (KL)	127,00 cm	
Area bruta (Ag)	23,79 cm2	
Radio de giro menor (Rx) 3,51 cm		
Ancho (bf)	9,00 cm	
Espesor (tf)	0,63 cm	
Esfuerzo de fluencia (Fy)	3304,43 kg/cm2	
Factor de reducción (U)	1,00	
Diámetro de conector	5,00 cm	
Area efectiva (Ae)	20,41 cm2	
Capacidad tensión, øPn,t	83947,23 kg	
Capacidad compresión, øPn,c	62599,13 kg	

En las siguientes figuras se puede observar si la carga máxima que deben soportar cada elemento puede ser resistida por los mismos, esto de acuerdo a lo mostrado en los cuadros anteriores y con ayuda de la ecuación de desempeño de la sección.

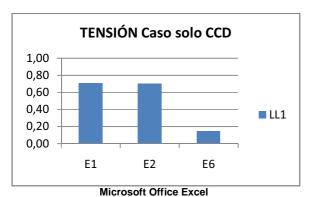


Figura 48. Ecuación de Desempeño de la Sección para el caso de carga de solo CCD para los elementos sometidos a tensión.

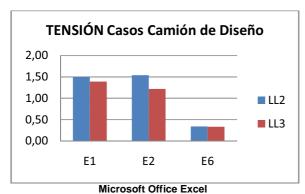


Figura 49. Ecuación de Desempeño de la Sección para los casos de carga de camión de diseño para los elementos sometidos a tensión.

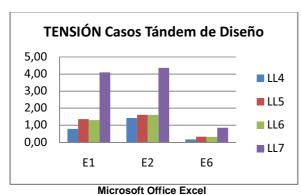


Figura 50. Ecuación de Desempeño de la Sección para los casos de carga de tándem de diseño para los elementos sometidos a tensión.

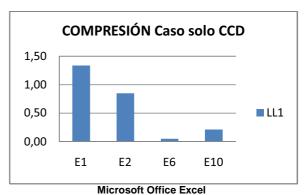


Figura 51. Ecuación de Desempeño de la Sección para el caso de carga de solo CCD para los elementos sometidos a compresión.

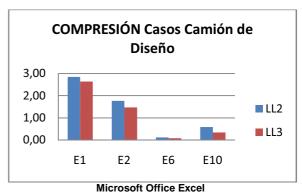


Figura 52. Ecuación de Desempeño de la Sección para los casos de carga de camión de diseño para los elementos sometidos a compresión.

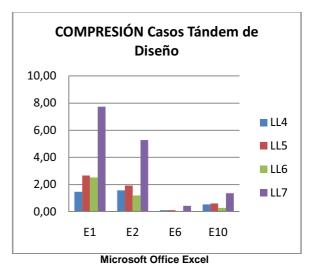


Figura 53. Ecuación de Desempeño de la Sección para los casos de carga de tándem de diseño para los elementos sometidos a compresión.

CUADRO 12. RESISTENCIA A LA TENSIÓN ELEMENTO 11 <microsoft excel="" office=""></microsoft>		
Area bruta (Ag)	7,08 cm2	
Radio de giro menor (Rx)	0,75 cm	
Diámetro (d)	3,00 cm	
Esfuerzo de fluencia (Fy)	3304,43 kg/cm2	
Factor de reducción (U)	0,87	
Area efectiva (Ae)	6,15 cm2	
Capacidad en tensión, øPn,t	25292,56 kg	
Carga última en tensión, Pu,t	22804,37 kg	
CRITERIO	CUMPLE	

Los siguientes cuadros muestran los esfuerzos de flexión y cortante que pueden soportar las vigas longitudinales y transversales del puente. A su vez se muestran las figuras con la ecuación de desempeño de la ecuación de las dos vigas para los diferentes casos de carga.

CUADRO 13. RESISTENCIA A LOS ESFUERZOS DE FLEXION Y CORTANTE ELEMENTO 8 <microsoft excel="" office=""></microsoft>		
Esfuerzo de fluencia (Fy)	3304,43 kg/cm2	
Módulo de Sección (Sx)	26,38 cm3	
Módulo de Sec. Plástico (Zx)	31,46 cm3	
Radio de Giro (ry)	0,91 cm	
Area Transversal (A)	9,03 cm2	
Constante Torsional (J)	0,33 cm3	
Espesor del Alma (tw)	0,51 cm	
Espesor del Patín (tf)	0,51 cm	
Peralte (h)	8,99 cm	
Ancho (bf)	4,50 cm	
Long. Arriostramiento (Lb)	140,00 cm	
Coeficiente de Flexión (Cb)	1,33	
Relación (h/tw)	17,99	
Capacidad en Cortante, øVn	9071,85 kg	
Capacidad en Flexión, øMn	905,48 kg-m	

CUADRO 14. RESISTENCIA A LOS ESFUERZOS DE FLEXION Y CORTANTE ELEMENTO 9 <microsoft excel="" office=""></microsoft>		
Esfuerzo de fluencia (Fy)	3304,43 kg/cm2	
Módulo de Sección (Sx)	355,60 cm3	
Módulo de Sec. Plástico (Zx)	419,84 cm3	
Radio de Giro (ry)	2,34 cm	
Area Transversal (A)	46,52 cm2	
Constante Torsional (J)	5,90 cm3	
Espesor del Alma (tw)	0,99 cm	
Espesor del Patín (tf)	0,99 cm	
Peralte (h)	23,50 cm	
Ancho (bf)	11,51 cm	
Long. Arriostramiento (Lb)	471,00 cm	
Coeficiente de Flexión (Cb)	1,14	
Relación (h/tw)	n/tw) 23,50	
Capacidad en Cortante, øVn	45359,24 kg	
Capacidad en Flexión, øMn	6006,29 kg-m	

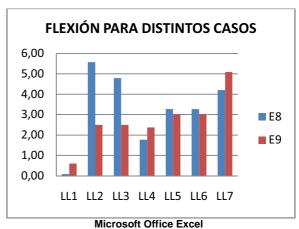


Figura 54. Ecuación de Desempeño de la Sección para los distintos casos de carga para los elementos sometidos a flexión.



Figura 55. Ecuación de Desempeño de la Sección para los distintos casos de carga para los elementos sometidos a cortante.

Los siguientes cuadros y figuras representan la capacidad de las principales uniones de la estructura para soportar las cargas propuestas.

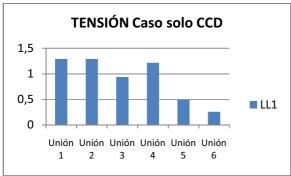
CUADRO 15. CAPACIDAD DE LA UNION 1 y 2 <microsoft excel="" office=""></microsoft>		
Esfuerzo de fluencia de Elementos (Fy)	3304,43 kg/cm2	
Tamaño de Soldadura (w)	0,50 cm	
Largo de Soldadura Lateral	2x 8,00cm	
Electrodo Utilizado	E70	
Proceso Empleado	SMAW	
Espesor Efectivo de Garganta	0,36 cm	
Resistencia de la Soldadura, øRn	12,53 ton	

CUADRO 16. CAPACIDAD DE LA UNION 3		
<microsoft excel="" office=""></microsoft>		
Esfuerzo de fluencia de Elementos (Fy)	3304,43 kg/cm2	
Tamaño de Soldadura (w)	0,50 cm	
Largo de Soldadura Lateral	2x 8,00cm	
Largo de Soldadura de Extremo	4,00 cm	
Electrodo Utilizado	E70	
Proceso Empleado	SMAW	
Espesor Efectivo de Garganta	0,36 cm	
Resistencia de la Soldadura, øRn	17,22 ton	

CUADRO 17. CAPACIDAD DE LA UNION 4 EN CORTANTE DOBLE Y APLASTAMIENTO <microsoft excel="" office=""></microsoft>		
Esfuerzo de fluencia de Elementos (Fy)	3304,43 kg/cm2	
Tipo de Tornillo	A325	
Diámetro de Tornillo	5,00 cm	
Distancia al Borde	2,83 cm	
Cuerdas no excluidas del plano de corte		
Capacidad en Cortante Doble, øRn,c		99,39 ton
Capacidad por Aplastamiento, øRn,a		46,56 ton

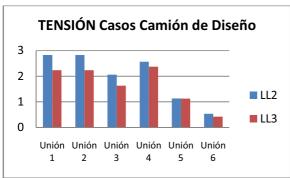
CUADRO 18. CAPACIDAD DE LA UNION 5 EN CORTANTE SIMPLE Y					
APLASTAMIEI <microsoft i<="" office="" td=""><td></td><td></td></microsoft>					
Esfuerzo de fluencia de Elementos (Fy)	3304,	43 kg/cm2			
Tipo de Tornillo	A325				
Diámetro de Tornillo	2,00 cm				
Distancia al Borde	2,25 cm				
Cuerdas no excluidas del pl	Cuerdas no excluidas del plano de corte				
Capacidad en Cortante Doble, øRn,c 7,95					
Capacidad por Aplastamiento, ø	5,55 ton				

CUADRO 19. CAPACIDAD DE LA UNION 6 EN CORTANTE SIMPLE Y APLASTAMIENTO <microsoft excel="" office=""></microsoft>				
Esfuerzo de fluencia de Elementos (Fy)	3304,43 kg/cm2			
Tipo de Tornillo	A325			
Diámetro de Tornillo	3,00 cm			
Distancia al Borde	1,75 cm			
Cuerdas no excluidas del pla	Cuerdas no excluidas del plano de corte			
Capacidad en Cortante Doble, øR	n,c	17,89 ton		
Capacidad por Aplastamiento, øRn,a 14,40 t				



Microsoft Office Excel

Figura 56. Ecuación de Desempeño de la Sección para las distintas Uniones Sometidas a Tensión para el Caso de Carga que Contempla Únicamente la Carga por Carril de Diseño.



Microsoft Office Excel

Figura 57. Ecuación de Desempeño de la Sección para las distintas Uniones Sometidas a Tensión para los Casos de Carga por Camión de Diseño.

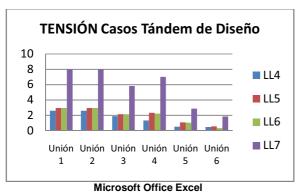
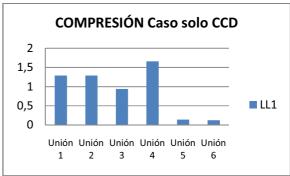


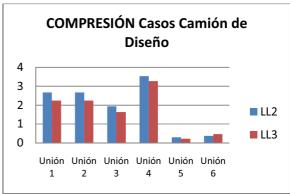
Figura 58. Ecuación de Desempeño de la Sección para las distintas Uniones Sometidas a Tensión para los Casos de

Carga por Tándem de Diseño.



Microsoft Office Excel

Figura 59. Ecuación de Desempeño de la Sección para las distintas Uniones Sometidas a Compresión para el Caso de Carga que Contempla Únicamente la Carga por Carril de Diseño.



Microsoft Office Excel

Figura 60. Ecuación de Desempeño de la Sección para las distintas Uniones Sometidas a Compresión para los Casos de Carga por Camión de Diseño.

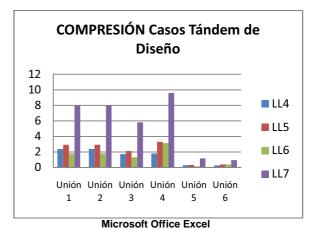


Figura 61. Ecuación de Desempeño de la Sección para las distintas Uniones Sometidas a Compresión para los Casos de Carga por Tándem de Diseño.

A continuación se presentan los datos relacionados con los casos en que se analiza la carga real. En el siguiente cuadro se muestra las resistencias máximas admitidas por elemento.

CUADRO 20	CUADRO 20. RESISTENCIAS MÁXIMAS ADMITIDAS POR ELEMENTO SOMETIDO A CARGA AXIAL <microsoft excel="" office=""></microsoft>					
Elemento	Compresión (kg)	Tensión (kg)	Unión (kg)	Capacidad Máxima (kg)		
1	57847,81	79666,85	46558,68	46558,68		
2	19004,78	22996,11	12526,09	12526,09		
6	14817,27	18712,34	5552,49	5552,49		
10	62599,13			62599,13		
11		25292,56		25292,56		

CUADRO 21. RESISTENCIAS MÁXIMAS ADMITIDAS POR ELEMENTO SOMETIDO A FLEXIÓN Y CORTANTE <microsoft excel="" office=""></microsoft>				
Elemento	Flexión (kg-m)	Cortante (kg)		
8	905,48	8924,18		
9	6006,29	45502,01		

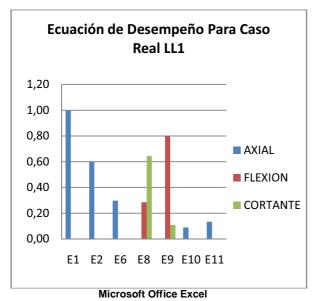


Figura 62. Ecuación de Desempeño de la Sección para los Distintos Elementos para el Caso Real LL1



Figura 63. Ecuación de Desempeño de la Sección para los Distintos Elementos para el Caso Real LL

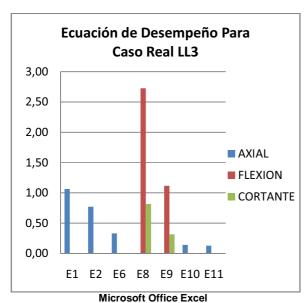


Figura 64. Ecuación de Desempeño de la Sección para los Distintos Elementos para el Caso Real LL3

A continuación se muestran los diferentes resultados de las deflexiones obtenidas a partir de los distintos casos de carga y además para el caso de carga real, es importante destacar que la deflexión máxima admisible es la obtenida a partir de la ecuación 45, es decir que Zmax=3,31cm

CUADRO 22. DEFLEXIONES PARA COMBINACIONES DE SERVICIO AASHTO I <microsoft excel="" office=""></microsoft>			
Combinación de Carga de Servicio	Z (cm)		
CU5=DC+DW+1,33LL1+1,33LS	13,79		
CU5=DC+DW+1,33LL2+1,33LS	26,23		
CU5=DC+DW+1,33LL3+1,33LS	24,42		
CU5=DC+DW+1,33LL4+1,33LS	14,95		
CU5=DC+DW+1,33LL5+1,33LS	24,41		
CU5=DC+DW+1,33LL6+1,33LS	23,25		
CU5=DC+DW+1,33LL7+1,33LS	66,55		

CUADRO 23. DEFLEXIONES PARA COMBINACIONES DE SERVICIO AASHTO II <microsoft excel="" office=""></microsoft>			
Combinación de Carga de Servicio	Z (cm)		
CU6=DC+DW+1,33*1,30LL1+1,30LS	13,60		
CU6=DC+DW+1,33*1,30LL2+1,30LS	29,82		
CU6=DC+DW+1,33*1,30LL3+1,30LS	27,47		
CU6=DC+DW+1,33*1,30LL4+1,30LS	15,11		
CU6=DC+DW+1,33*1,30LL5+1,30LS	27,42		
CU6=DC+DW+1,33*1,30LL 6+1,30LS	25,90		
CU6=DC+DW+1,33*1,30LL7+1,30LS	82,20		

CUADRO 24. DEFLEXIONES PARA COMBINACIONES DE SERVICIO AASHTO III <microsoft excel="" office=""></microsoft>				
Combinación de Carga de Servicio	Z (cm)			
CU7=DC+DW+1,33*0,80LL1+0,80LS	10,49			
CU7=DC+DW+1,33*0,80LL2+0,80LS	20,46			
CU7=DC+DW+1,33*0,80LL3+0,80LS	19,01			
CU7=DC+DW+1,33*0,80LL4+0,80LS	11,42			
CU7=DC+DW+1,33*0,80LL5+0,80LS	18,99			
CU7=DC+DW+1,33*0,80LL6+0,80LS	18,06			
CU7=DC+DW+1,33*0,80LL7+0,80LS	52,70			

CUADRO 25. DEFLEXIONES PARA COMBINACIONES DE SERVICIO REAL <microsoft excel="" office=""></microsoft>			
Combinación de Carga de Servicio	Z (cm)		
Cur=DC+DW+LL1	10,34		
Cur=DC+DW+LL2	8,45		
Cur=DC+DW+LL3	9,68		

Las siguientes figuras muestran la ecuación de interacción para el camión máximo que puede soportar el puente, para esto se eliminó el Phi para considerar el máximo camión a pasar sin factores de seguridad. El caso 1 representa un camión cisterna colocado en el centro del puente,

el caso 2 indica únicamente un camión cisterna saliendo del puente y el último caso el caso 3 representa el mismo camión ubicado a un tercio extremo del puente.

Ecuación de Desempeño para Cisterna 28ton Caso 1 (sin φ) 4,00 3,00 2,00 1,00 0,00 E1 E2 E6 E8 E9 E10E11

Microsoft Office Excel

Figura 65. Ecuación de Desempeño de la Sección para los Distintos Elementos para el Caso 1 de Carga Máxima.

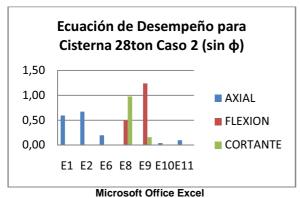


Figura 66. Ecuación de Desempeño de la Sección para los Distintos Elementos para el Caso 2 de Carga Máxima.

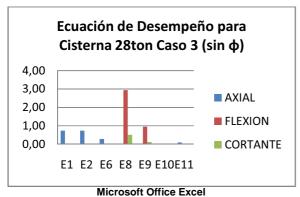


Figura 67. Ecuación de Desempeño de la Sección para los Distintos Elementos para el Caso 3 de Carga Máxima.

Diseño Superficie de Ruedo

DE N	CUADRO 26. DATOS SOBRE LA PIEZA DE MADERA A UTILIZAR PARA SUPERFICIE DE RUEDO <microsoft excel="" office=""></microsoft>					
Datos I	ngresados	Resultado	os Obtenidos			
Tipo=	Jaúl Grado 3	S=	524,39 cm3			
f'b=	62 kg/cm2	A=	309,68 cm2			
f'v=	6 kg	I=	2663,88 cm4			
E=	92000 kg/cm2	Lmax Flexión=	30,02 cm			
Ancho=	30,48 cm	Lmax Cortante=	26,04 cm			
Peralte=	10,16 cm	Lmax Deflexión=	62,28 cm			
Carga Aplicada=	360,78 kg/cm					
Separación de Vigas=	24 cm	Condición=	Cumple!!			

Análisis de Resultados

La Municipalidad de Cartago es el ente encargado de la administración de dicho puente. Para la Municipalidad es de suma importancia conocer el estado estructural del puente debido a la actividad lechera y turística que presenta la zona. El ingeniero Dennis Aparicio de la Municipalidad muestra el puente en un estado bastante deteriorado, y no indica tampoco que se trata de un puente Bailey, por las fotografías mostradas con anterioridad, se logra apreciar que en efecto el puente se encuentra en un estado deplorable y debido al tipo de fotografías tomadas, no se puede apreciar que es un puente tipo Bailey.

Inspección Visual

El día 18 de febrero del 2012 se realiza una visita al sitio, en el cual se puede observar el verdadero estado del puente. Por medio de la inspección realizada se puede determinar que el puente no se encuentra en un mal estado, si es cierto presenta bastantes elementos oxidados, corrosión en unos sitios, falta de pernos, pero en términos generales el puente se encuentra en un estado estructural relativamente aceptable.

Esto no concuerda con la información brindada desde un inicio pues en las fotografías iniciales se muestra un puente muy dañado. Básicamente el elemento más comprometido en las fotografías iniciales se trata de la superficie de ruedo.

Los anexos 1 y 2, muestran el inventario y la inspección del puente realizado por el LANAMME, este estudio fue brindado por el ingeniero Aparcio para ser revisado en dicho proyecto. De este documento es que se puede observar la diferencia entre las fotografías tomadas el día de esta inspección e inventario en comparación con las tomadas el día de la visita al sitio en el mes de febrero. Dicho inventario e inspección fue realizado el día 17 de noviembre

del 2010, como se puede observar en la figura 30 la superficie de ruedo está tan dañada que hasta hay zonas en la que hace falta la misma, solo se cuenta con tablones en el sentido del puente (cama superior) y los que se encuentran en la zona inferior (cama inferior) están totalmente cubiertos por tierra, dicha fotografía fue tomada el día de la inspección.

Comparando la anterior fotografía con la figura 32, la cual muestra la superficie de ruedo tomada el día de la visita al sitio, es apreciable que se ha realizado trabajos en el puente, los tablones de la cama superior están alineados, se taparon los huecos de la cama inferior y además la superficie como tal se encuentra mucho más limpia.

Las fotografías 33 y 34 muestran el estado de corrosión de las cuerdas superiores del puente, se puede apreciar cómo se ven las mismas bastante oxidadas, sin embargo la corrosión no ha realizado una disminución del espesor del elemento. Esta corrosión en estos elementos se debe básicamente al contacto entre la vegetación de la zona y la estructura, esto se puede evidenciar bastante bien en las figuras 29 y 30, como los paneles del puente se encuentran cubiertos totalmente por vegetación.

Nuevamente este factor corrosivo no se encuentra en tal magnitud a la fecha de realizada la visita al sitio, tal y como se observa en la figura 31. Este contacto crea una gran humedad en los perfiles del puente, especialmente en el elemento 1 (cuerda superior cuya sección es un doble canal, ver planos Apéndice 1), ya que en las esquinas se acumula toda esta tierra y agentes provenientes de la vegetación.

En estas zonas de este elemento se presentan escamas (figura 44), es decir, que se puede apreciar cómo se va perdiendo el recubrimiento galvanizado que posee la estructura, y una vez perdido este recubrimiento es acero queda expuesto y es totalmente vulnerable a la corrosión y a la pérdida de sección.

Los elementos inferiores como las vigas transversales y las longitudinales también presentan el problema de la suciedad del entorno como agente de corrosión, ya que toda la tierra, y suciedad proveniente de la superficie de ruedo se deposita en estas vigas tipo W y S para elementos 8 y 9 respectivamente (Ver planos en Apéndice 1).

Estos elementos presentan una gran suciedad en la misma o mayor magnitud que los elementos 1, este nivel de deterioro se puede apreciar en la figura 46.

Los pernos son tal vez los elementos que presentan mayor corrosión y esto se debe a su constante esfuerzo, ninguno de los pernos principales, es decir los referentes a las uniones 4, 5 y 6 (Ver planos en apéndice 1), presenta un grado de deterioro al punto que existe pérdida de sección, únicamente cuentan con deterioro de la capa galvanizada del mismo. Sin embargo las uniones que presentan mayor problema son la unión de viga con cercha, está en algunos casos no se encuentra, en otros se encuentra tan deteriorado como en la figura 38 y en otros casos se aprecia una sección poco dañada como el de la figura 37. La vegetación también produce un daño a los pernos como se muestra en la figura 41.

Si bien es cierto una falta de un perno debe ser tomado como grave, no lo es para dicho puente, ya que como se menciono anteriormente el elemento que está faltante en ciertos casos es el de la unión de viga con cercha, dicho elemento es un elemento meramente constructivo que busca fijar la viga transversal o principal al panel del puente.

El bastión Sur al igual que como se indica en la inspección, se encuentra en buen estado, sin embargo el del lado Norte no se puede apreciar debido a la gran cantidad de vegetación que se presenta en la zona. Tanta es la vegetación de este lado del puente que los paneles se encuentran totalmente atrapados en el suelo, tal y como se muestra en la figura 45.

Esta cantidad de tierra encima del panel debe ser removida en su totalidad ya que se demuestra según el análisis anteriormente realizado como los agentes naturales provocados por la vegetación afectan la estructura del puente.

En general se puede determinar que el puente en estudio no presenta un peligro notable, únicamente presenta un superficie de ruedo un poco dudosa y no amigable a la vista, pero que

funciona. El puente se encuentra a tiempo para realizar una intervención menor, pero es urgente dicha intervención pues si se procede a esperar más, se tendrá que realizar una intervención de mayor magnitud.

De inspección realizada determina además que el puente en estudio es un puente Tipo Bailey, bastante viejo, el cual puede rondar los años 50, esto se asume de tal forma ya que la municipalidad no cuenta con un dato de cuanto tiene de existir, y se asume que es de estos años debido a la configuración que posee, la cual es muy vieja y notoriamente no coincide con los tipos de puente Bailey de la actualidad; y además por que alrededor de estos años es que se produjeron las erupciones del volcán Irazú, en las que se crearon cabezas de lodo que viajaron por el río Reventado. Dicho desastre dio cabida a la incorporación de puentes tipo Bailey a las zonas afectadas.

Aún sabiendo que se trata de un Bailey se procedió a tomar las medidas respectivas al puente, esto para la realización de los planos y posteriormente el modelo estructural. Como rasgos generales, el puente tiene 28 metros de largo, 5.81m de ancho total, 4.53m de ancho de calzada, y las barandas tienen un alto de 1.02m.

El puente se puede clasificar de una forma bastante general como un puente vehicular de acero constituido por cerchas de media altura, su superficie de ruedo se basa en madera atornillada de 5cm de espesor.

Pruebas No Destructivas y Otros Ensayos

Después de evaluar el puente se determina que el estado del puente no es crítico y las pruebas no destructivas no son necesarias en este caso, sin embargo se procede a realizar un ultrasonido al elemento 10 (Ver planos en apéndice 1), ya que este elemento difícilmente se puede saber si es un elemento en caja o sólido.

El ultrasonido proporciona una medición directa con el espesor del elemento medido en milímetros, dichos resultados son tabulados en el cuadro 6 y se puede determinar que el espesor del elemento es de 6.36mm, es decir, que el elemento 10 es una caja compuesta por láminas de 6.36mm de espesor.

Además del ultrasonido como ensayo no destructivo empleado, se realizó la toma de una pequeña muestra del puente, esto cortando una pequeña porción del panel cuya función no es estructural para no comprometer la estructura para realizar un ensayo de dureza y otro de composición química.

La dureza de un material se puede relacionar con la resistencia a la tensión (esfuerzo de ruptura) de un material, esta relación no es del todo precisa, pero es un resultado que se puede usar en caso de que no se cuente con información necesaria o un verdadero ensayo de resistencia a la tensión. El problema de realizar un ensayo de resistencia a tensión es que se debe tomar unas probetas de prueba y para adquirir estas se debe comprometer secciones del puente.

Tomando esta relación con base a los resultados obtenidos, se define que la resistencia a la tensión es de 430 N/mm2, lo cual es equivalente a 4283,10 kg/cm2. De este dato se puede obtener un aproximado del límite de fluencia (fy) el cual sería de 3163,81 kg/cm2.

Con respecto al ensayo de composición química, el ingeniero Mario Conejo, encargado de realizar dicho ensayo concluye que el acero a tratar es similar al AISI 1015, este acero con el que lo compara posee un fu de 5386.1 Mpa, lo que equivale a 3937,19 kg/cm2 y un fy de 284.4Mpa lo que equivale a 2900,16 kg/cm2.

Estos datos como se pueden apreciar son bastante cercanos unos de los otros, por lo que se crea una seguridad para ser empleados en el análisis estructural.

Revisión de Modelos y Elementos

Teniendo claro el estado del puente se procede a verificar su estado estructural, es decir, se realiza un análisis estructural del puente para conocer el estado del mismo. Si bien es cierto el puente en estudio es un puente tipo Bailey, y estos puentes cuentan con tablas de diseño para diferentes cargas, este puente para efectos de este proyecto se modela utilizando el programa SAP 2000 y se analiza como un puente cualquiera.

El método de análisis empleado en el SAP, es mediante un análisis dinámico, por lo que se toman los parámetros indicados en el código sísmico para obtener el factor de escala. Aunque este código establece muy claro que no debe ser usado para el diseño o análisis de estructuras como puentes, este está siendo utilizado como único parámetro sísmico de nuestro país, ya que no se cuenta con normativa sísmica para puentes,. Nuevamente, de este únicamente se obtienen parámetros como la zonificación, factor de importancia, entre otros, no es utilizado propiamente para el análisis.

El análisis estructural empleado sigue la normativa establecida por AASHTO para el diseño de puentes, por lo que se revisa para casos de carga que involucren el camión de diseño, el tándem de diseño y además la carga por carril de diseño. Este modelo a realizar se hace asumiendo el puente en perfectas condiciones, es decir, como debe funcionar luego de su rehabilitación.

Para la realización de dicho análisis se toma en cuenta el valor del límite de fluencia obtenido de la literatura, es decir el del acero BS 968, esto debido a que su límite de fluencia es de 3304,43 kg/cm2, mientras que el obtenido por medio del ensayo de dureza y composición química muestra un fy de 3163,81 kg/cm2 y 2900,16 kg/cm2 respectivamente. Estos tres datos son bastante parecidos, lo cual brinda bastante seguridad a la hora de usar los mismos. Los datos obtenidos a partir del ensayo de dureza son una aproximación y no deben ser tomados como un valor relevante, en realidad, el valor relevante a tomar es el obtenido por el ensayo de tensión, de la misma forma ocurre con el ensayo composición química, este según las conclusiones del ingeniero encargado de realizar dicho ensayo, muestra que el acero es muy similar a uno con el límite de fluencia indicado, por lo que tampoco es del todo un dato representativo.

En este puente en específico se considera la carga provocada por las tuberías que viajan a ambos márgenes del puente, la del margen este es de hierro mientras que la del margen oeste es de PVC, estas además de ser consideradas como cargas permanentes sobre las estructura significan además una masa a ser considerada por el sismo, lo mismo sucede con la superficie de rodamiento.

Lo más importante a la hora de realizar un modelo, para verificar cómo se comporta la estructura es corroborar los periodos de la misma, en el cuadro 7 se muestran los tres periodos fundamentales, en las direcciones z, y y x, por supuesto debido a la configuración del puente el mayor periodo se obtienen en el eje Z con una masa participativa del 78.20%, sin embargo esta dirección no es relevante a la hora de considerar el sismo. Las direcciones que si son relevantes son la dirección transversal y la longitudinal, siendo las de los ejes Y y X respectivamente. Como se puede observar en el cuadro, el eje transversal tiene mayor periodo y por consiguiente mayor masa participativa, esto es de esperar debido al tipo de diafragma que posee y además por qué esta es menos rígida en este sentido.

A este programa se le ingresan las combinaciones, cargas, secciones y todos los datos mencionados en las secciones anteriores para poder obtener los datos de esfuerzos sobre los elementos. Los esfuerzos a evaluar son los de carga axial (tensión y compresión) básicamente en los elementos de las cerchas, ya que se sigue el principio básico de las armaduras las cuales trabajan bajo carga axial pura. Las vigas, tanto longitudinales como transversales son diseñadas para cumplir los esfuerzos de flexión y cortante.

Elementos Sometidos a Carga Axial

Los cuadros del 8 al 11 muestran las capacidades de compresión y tensión que poseen los diferentes elementos sometidos a estas cargas. Es claro como todos los elementos tienen mayor capacidad de carga en tensión que en compresión, lo cual es fundamentado por la teoría ya que el acero es un material bastante dúctil, a diferencia del concreto que su mayor capacidad de carga es en compresión.

Las figuras 48 a la 53 muestran la ecuación de desempeño de la sección, o ecuación de interacción para los distintos elementos y su respectivo caso de carga, siendo el primer caso de carga (LL1) tomando en cuenta únicamente la carga por carril de diseño, los casos de carga LL2 y LL3 para el camión de diseño y los restantes casos para el tándem de diseño.

Es importante destacar que todo valor por debajo de la unidad en estas figuras indica que la sección cumple con los esfuerzos a los que están siendo sometidos, lo contrario sucede con los valores por arriba de la unidad, los cuales no cumplen con los esfuerzos.

Por lo tanto observando las figuras mencionadas se puede apreciar como en general el elemento que está más esforzado en tensión en es el 2, excepto para el caso de carga LL3, donde el más crítico es el 1. Lo contrario sucede para el caso de la carga en compresión, ya que para esta el elemento más crítico es el 1 para todos los casos de carga.

Tanto la cuerda superior como la inferior están compuestas de elementos tipo 1, claro está que la cuerda inferior está sometida a tensión y la superior está sometida a compresión. Debido a que el acero tiene mayor capacidad de carga en tensión, la cuerda inferior no se convierte en un elemento crítico, mientras que en compresión si tiene una menor capacidad, y el esfuerzo en compresión es tan alto en la cuerda superior que el elemento no cumple para ninguno de los casos de carga propuestos.

En los puentes Bailey que se realizan hoy en día este problema se solventó, y se puede observar cómo se cuenta con un elemento de refuerzo, que básicamente está constituido por un elemento tipo 1 adicional sobre la cuerda superior, lo cual hace que doble su capacidad de carga en compresión.

El elemento 6 presenta bajas cargas debido a que su función no es tanto estructural como constructiva, su función es unir los dos paneles de forma tal que estas funcionen como un conjunto. El elemento 10 tiene una sección suficiente para soportar los esfuerzos, por lo que tampoco se convierte en un elemento crítico.

También se puede destacar como tanto para tensión como para compresión el caso de carga más crítico es el representado por el caso de todo el puente abarcado por tándems de diseño, seguido por el caso de dos tándems de diseño en los extremos y uno en el centro. El caso menos crítico es obviamente el que solo incluye la carga por carril de diseño y dentro de los casos de camión de diseño es más crítico el caso de los dos camiones de diseño en los extremos que el del camión de diseño en el centro del puente.

El cuadro 12 muestra exclusivamente los resultados obtenidos para el elemento 11, el cual

es el que representa el diafragma del puente. Este elemento funciona únicamente en tensión, cuando la fuerza de sismo afecta la estructura de forma tal que este elemento debe trabajar en compresión, el resto de elementos deben soportar dicha carga debido a la incapacidad del elemento a soportar fuerzas en compresión. Este elemento no puede soportar dichos esfuerzos debido a su esbeltez. Así que tomando en cuenta el mayor esfuerzo de tensión producido en la estructura para todos los casos de carga propuestos, este elemento está en capacidad de soportar dichas cargas.

Elementos Sometidos a Flexión y Cortante

Como se mencionó anteriormente los elementos sometidos a estos esfuerzos son los 8 y 9, es decir, las vigas longitudinales y transversales respectivamente, en los cuadros 13 y 14 se muestran las capacidades de para soportar estos esfuerzos.

La figura 54 muestra la ecuación de desempeño de la sección o bien la ecuación de interacción de los elementos 8 y 9 para soportar los elementos en flexión. Claro está que ambos elementos cumplen cuando se analiza el caso de carga en que únicamente se toma en consideración la carga por carril de diseño. También es notorio para el caso del elemento 9 como se obtienen peores resultados para los casos de tándem de diseño que para los de camión de diseño.

Para el caso del elemento 8, los datos no son muy relevantes debido a que la carga por cada llanta es colocada en directamente sobre esta viga, y por supuesto la carga es bastante grande, y no se está tomando en consideración el caso real de que el neumático posee un área de acción, por lo que la carga se distribuye a lo largo de esta área., por eso es que se tiene un muy variado dato de variación de un caso a otro para este elemento, está de más comentar que si la carga se coloca en el centro del claro del elemento su esfuerzo en flexión es mucho mayor.

Para el caso del cortante sucede lo mismo con respecto al elemento 8, por lo que no se puede confiar del todo en este dato más que para crearse una idea, de querer obtener datos más precisos se debe proceder a distribuir las

fuerzas de las llantas. De la figura 55 se puede determinar que para todos los casos de carga excepto para el caso en que el puente se encuentra totalmente lleno de tándems de diseño, la viga en sitio cumple con los esfuerzos de cortante ocasionados a la estructura. Lo que lleva a concluir que en estas vigas rige la flexión sobre el cortante.

Revisión de Conexiones

La estructura del puente cuenta tanto con uniones apernadas como con conexiones por soldadura. Esta soldadura es realizada por máquinas y con un proceso de manufactura bastante estricto, sin embargo se analizaran para poder cumplir con el objetivo de analizar el puente como una estructura permanente.

Las uniones 1, 2 y 3 son soldadas mientras que las 4, 5 y 6 corresponden a uniones atornilladas, estas se pueden observar en el apéndice 1, Planos del Puente. Las uniones soldadas deben soportar las cargas en tensión y compresión de los elementos tipo 2 de las cerchas, es decir, las diagonales y verticales de las mismas, la unión 1 y 2 son iguales pero la 3 tiene la diferencia de que tiene soldadura no solo a los lados del elemento sino también en el extremo, lo cual la hace más resistente. Es importante destacar que para la revisión de las uniones soldadas se asume que el proceso empleado es el SMAW y el electrodo es E70.

Para este tipo de unión los casos más críticos son los mismos que para el diseño del propio elemento 2, es decir, cuando los vehículos se colocan en los extremos del puente, esto se debe a que estos elementos transmiten el cortante, es su función, y el cortante máximo se presenta en los extremos.

Como se puede observar en las figuras estas uniones no cumplen para ningún caso de carga, únicamente la unión 3 para el caso de carga donde se considera únicamente la carga por carril de diseño.

Para el caso de las conexiones atornilladas, la unión 4 es la encargada de unir los paneles Bailey, esto mediante un pin de 5cm de diámetro, esta conexión se revisa tanto para el cortante doble como por aplastamiento, y como bien se puede observar en el cuadro 17, rige la capacidad por aplastamiento ya que es la menor.

La unión 5 es la encargada de unir el elemento rigidizador de paneles con el mismo panel, es decir, que por medio de esta conexión es que se une a cada panel para que estos trabajen en conjunto como un solo panel. En este caso el tornillo es de 2 cm y también rige la capacidad por aplastamiento. La última conexión, la unión 6 es la encargada de unir el elemento tipo 2 con los paneles y las vigas transversales. Este elemento en esta ocasión cumple la función de mantener vertical el panel, dicho perno tiene un diámetro de 3cm, y al igual que las otras dos conexiones atornilladas la capacidad de carga que predomina es la obtenida por aplastamiento.

De estas uniones la más crítica es por supuesto la de uniones de paneles, es decir la unión 4. Esto se debe a los grandes esfuerzos de compresión generados en la cuerda superior. Así como se mencionó en la sección de elementos sometidos a carga axial que una solución para poder soportar mayor carga era colocarle un refuerzo, de igual forma sucede con la unión.

Es importante tener bastante claro que un conjunto de elementos es tan fuerte como su elemento más débil, por esto se debe entender que la unión es el elemento más débil para soportar la tensión o la compresión, por lo que este predomina como la carga máxima en tensión o compresión a soportar.

Análisis de Deflexiones Según Normativa

Las deflexiones en una estructura según la normativa vigente de la AASHTO, deben cumplirse para cargas últimas obtenidas a partir de las combinaciones de servicio. Los cuadros 22, 23 y 24 muestran las deflexiones obtenidas a partir de la carga última provocada. A partir de los cuadros se puede deducir que la segunda combinación por servicio es menos crítica que el resto y que la combinación 3 es la más crítica.

Cada combinación se debe presentar para cada caso de carga, por lo que obviamente el caso de carga que produce mayor deflexión es el LL7.

En ninguno de los casos la deflexión debe ser mayor que 3.31cm, que representa el resultado de L/800 donde L es la longitud del puente. Es claro como todos los casos no cumplen con este valor. Este resultado es de

esperar ya que el diseño inicial de un puente Bailey fue para trabajos temporales y se despreciaba la deflexión provocada, además del tipo de conexiones y ubicaciones de las mismas, hacen que el puente en estudio sea bastante flexible.

Análisis Estructural Según Normativa AASHTO

Según lo mencionado y observando en las secciones anteriores se puede determinar como el puente no cumple con los requerimientos de la normativa AASHTO, ya que el único caso de carga que logra pasar en algunas ocasiones es el caso debido al carril de diseño (LL1). El puente fue colocado alrededor de los años 50, y para este entonces las normativas eran totalmente diferentes.

Análisis Estructural Para el Caso de Carga Real

De los cuadros 20, 21 y 25, incluyendo las figuras de la 62 a la 67 muestran los resultados referentes al estudio del análisis de carga real. El caso real consiste en obtener la máxima capacidad de carga del puente, es decir, que el camión Hyundai HD17 de 18,8 toneladas es la máxima carga que debe soportar el puente en estudio.

El cuadro 20 indica cuales son las máximas resistencias admitidas por elemento, por ejemplo para el elemento 1, que debe soportar cargas tanto en tensión como en compresión y tiene una unión apernada, se debe tomar la mínima de las tres, en este caso, la unión. De igual forma sucede con el resto de elementos.

Esto se debe realizar para poder comparar los esfuerzos sobre la estructura debido a una carga real, y estos deben ser menores a los mostrados en la tabla. De igual forma en el cuadro 21 se muestran los valores admitidos para flexión y cortante.

Para el primer caso de carga real (LL1) se puede observar como todos los elementos se encuentran por debajo de la unidad, por lo que se puede concluir que el camión mencionado,

cumple para este caso de carga. Si se puede apreciar como el elemento 1 se encuentra muy cercano a la unidad, lo cual lo convierte en el elemento más crítico.

Para el caso LL2, sucede lo mismo, únicamente que el elemento 1 deja de esforzarse tanto y en cambio el elemento 2 pasa a ser un elemento más esforzado que en el caso anterior, esto se debe por qué este caso es cuando hay un camión en cada tercio exterior de la longitud del puente, donde el cortante es mayor en un puente, y justamente este elemento 2, que está constituido por las verticales y las diagonales de la cercha del panel es el elemento en cargado de transmitir dicho cortante.

El caso LL3 es un caso un poco más extremo ya que considera que exista la posibilidad de que transite un camión y se ubique en el centro del puente, otro camión entrando al mismo y otro tercer camión saliendo. Para dicha condición se puede observar como 3 elementos no cumplen, por lo que el valor de la ecuación de interacción se encuentra por encima de la unidad, estos son el elemento 1, el 9 y el 8. El 8 es el elemento compuesto por las vigas longitudinales, en estas vigas es que se colocan las cargas directas de los ejes, lo cual es llevarlas a una situación crítica y poco probable, ya que la carga es distribuida a lo largo del tablero y es transmitida luego a estas vigas.

En caso de que este elemento no cumpliera para los dos casos pasados hubiese sido necesario realizar un análisis aparte para realmente corroborar que este elemento no falla, y que se debe únicamente a la distribución de cargas en el modelo.

Por tal razón es que se puede decir que el máximo camión permitido a transitar por el puente debe ser un camión de 18 toneladas máximo y que debe pasar únicamente un camión a la vez.

Además de la resistencia, los reglamentos solicitan que sebe tomarse en cuenta también el servicio, por esto es que en el cuadro 25 se muestra las deflexiones obtenidas para el caso real del camión Hyundai HD170. Como se puede observar el caso LL1, donde el camión se coloca en el centro del puente es donde se obtiene mayor deflexión, y por supuesto el caso LL2 es el menor, esto por qué son dos camión en los extremos. Tomando en cuenta lo estipulado en AASHTO, que este valor no puede ser mayor a L/800, siendo L la longitud del puente

y obteniendo como resultado 3.31cm se determinar que en ningún caso se cumple con la deflexión, por lo que se espera que al pasar un camión de este tipo el puente se flexione bastante.

Sin embargo por la zona transitan vehículos de mayor envergadura, como lo son los camiones cisterna de leche. Analizando un camión cisterna de 28 toneladas como peso bruto, se determina que este no cumple con las ecuaciones de interacción, y que desde un punto de ingeniería el puente falla, sin embargo, el puente permanece ahí y no ha fallado, por lo que se procede y se realiza un análisis de cierta forma "puro" sin factores de seguridad sin aumentar la carga, y sin disminuir la capacidad de las secciones, esto se muestra en las figuras 65, 66 y 67.

El primer caso se refiere a un camión colocado en el centro del puente, y como se puede observar el elemento 1 que es el más crítico se encuentra muy cercano a la unidad, también en el mismo estado se encuentra el elemento 9. Para el caso del elemento 8, como se mencionó anteriormente este depende de donde se coloque la carga en el modelo realizado. Se puede concluir que si cumple, y que el puente soporta este camión.

El segundo caso indica cuando el camión entra al puente, se puede observar como el elemento 9 no cumple, esto se debe a que en el modelo, la carga se coloca totalmente sobre este elemento, de esta forma se está castigando mucho, ya que en realidad son cuestiones de segundos lo que qué pasa esa carga sobre esa viga.

El último caso es ubicando un camión en un tercio exterior de la longitud del puente, esto se realiza que esta es la zona de mayor cortante, y como se puede observar en la figura 67, al igual que en análisis pasados el elemento 2 aumenta acercándose a la unidad, pero los elementos 1 y 9 permanecen siendo los más críticos.

De este análisis se puede determinar que el puente puede soportar un camión cisterna de 28 toneladas, aún inclusive puede ser hasta de 30 toneladas, sin embargo esto no es recomendado desde un punto de vista ingenieril, ya que la capacidad máxima del puente es de 18 toneladas.

Análisis General

El puente en estudio es un puente que no tiene registros de cuando se construyó, sin embargo según estudios realizados es un puente perteneciente a la antigua empresa llamada Mabey & Jhonson, la cual ahora es llamada Mabey Bridges.

El diseño de este puente no cumple con las normativas AASHTO actuales y eso queda totalmente evidenciado en las figuras discutidas a lo largo de este análisis, esto debido a que para la época estos puentes eran construidos bajo el término de temporales, y las bases de diseño eran otras.

Investigando acerca el tema de puentes Bailey se obtuvo un manual en el que se especifica resistencia de cada elemento, colocación de piezas, tablas de cargas y demás información, dicho manual se muestra en la sección de referencias. En dicho manual se menciona que para un puente de esta longitud, La carga de seguridad es de 26.42 toneladas y que esta incluye un 25% de impacto. Sin embargo se hace énfasis de que es un dato únicamente utilizado para un puente temporal, que para puentes permanentes que involucren fatiga se debe realizar el análisis pertinente. Esto lleva a evidenciar el por qué el puente puede soportar esas 28 toneladas de camión cisterna analizado.

Sin embargo este puente tiene al menos 50 años, por lo que estamos hablando de que es un puente permanente, un puente temporal que se utiliza como permanente, por esto es que se debe tomar en cuenta la restricción de carga y de capacidad, es decir, que por este puente si se mantienen las condiciones actuales, la capacidad máxima es de 18 toneladas y debe pasar un camión a la vez.

Otra consideración que hay que tomar en cuenta es si se desea aumentar la carga del puente, de ser así una solución relativamente sencilla es colocar cordones de refuerzo en las cuerdas superiores de la cercha. Para esto se debe solicitar la pieza ya sea a Inglaterra si se desea comprar a Mabey Bridges o a estados Unidos si se quiere comprar con Acrow. Si se desea aumentar aún más la capacidad se debe sustituir el piso, pero esto ya es un tema más complicado ya que las piezas al ser tan viejas no se trata solo de remover el emplantillado de madera y colocar otro de acero, si no que se trata

de cambiar hasta las vigas principales, esto prácticamente se convierte en construir un puente nuevo

Con el fin de estudiar mejor el puente se procedió a consultar con los representantes de puentes Bailey en el país acerca del mismo, en primera instancia se hablo con el ingeniero José Paganella, gerente de Titan Representaciones quienes son los representantes de Mabey Bridges en el país, por medio de él se realizó una consulta a Inglaterra donde se recibió respuesta indicando que este puente no era de ellos, que hablara con Acrow. Esto creó cierta incertidumbre ya que el manual anteriormente mencionado claramente indica que es de Mabey, de todas formas se prosiguió con la información. Se habló con Celsur Engineering, directamente con el gerente Carlos Arguedas y ellos indicaron también que el puente no era norteamericano, por qué lo que prácticamente no se pudo tener más información acerca del puente. Sin embargo el señor Carlos brindó información valiosa acerca de los Baileys actuales y como estos cumplen con la normativa AASHTO actual y pueden ser utilizados prácticamente como puentes permanentes, esto ya que en el transcurso del tiempo se ha modificado dos factores que diferenciaban lo temporal de lo permanente, la deflexión y la fatiga.

Retomando el puente en estudio, el deterioro de la estructura no es tan grave, únicamente está requiriendo de manera inmediata una limpieza y pintura, ya que las secciones en su gran mayoría aún presentan su espesor nominal. Otra opción a considerar es el sustituir el puente por uno nuevo.

Costos de Rehabilitación

Superficie de Ruedo de Madera

La superficie de ruedo del puente de Calle Prusia es sin lugar a duda el elemento más crítico a recibir atención. La mayoría de los tablones no se encuentran en buen estado por lo que se deben de remover en su totalidad. En las épocas de invierno, los vehículos que transitan por la zona transportan mucho material como tierra y este queda en el puente, no se da una limpieza de la superficie, el problema es que esta tierra pasa entre las ranuras de los tablones y se deposita en las vigas, provocándoles a estas últimas una alta corrosión.

Es importante tener en cuenta que la construcción de dicha superficie debe realizarse en dos camas, o capas de tablones. La primera cama debe ser constituida por tablones de 2x12", los cuales se colocan en sentido transversal al sentido de vía del puente, a estos tablones en la zona de borde se deben perforar unos pequeños agujeros para ser anclados a las vigas longitudinales de borde y así de esta forma amarrar el tablero al sistema, para llevar a cabo dicho emplantillado se necesitan 176 tablas de 1x12" en 3 varas

Luego la cama superior está constituida por piezas de 3x12", estas piezas se colocan en sentido perpendicular a la cama inferior, pero estas se colocan formando dos carriles de tres tablas cada carril distanciados a 70cm uno de otro. Para llevar a cabo esto se necesita 66 tablas de 3x12" en 3 varas.

Finalmente se deben colocar los guarda ruedas, los cuales son los encargados de amarrar la cama inferior a las vigas longitudinales, dichas piezas serán de 4x4" y deben colocarse 22 de estos postes de 4x4" en 3 varas. Estas piezas son las que requieren de mayor intervención, pues son las que se encuentran en peor estado.

Esta configuración es prácticamente la misma configuración que se tiene actualmente en el sitio, la diferencia es que para esta se utilizará una madera de buena calidad, una madera semi-dura, el Gavilán.

Tomando en cuenta la cantidad de material necesario para realizar el cambio del emplantillado de madera se puede determinar que el precio por materiales para la superficie de ruedo de madera es de £8.717.557,20 en lo referente a la madera y su fijación. Para realizar este trabajo se estima que la mano de obra tiene un costo de £100.000,00

Por último se puede decir que el costo directo de la superficie de ruedo en madera, tomando en cuenta materiales, mano de obra y equipo necesario para dicha actividad es de \$\mathbb{Q}8.817.557,20\$. No se toma en cuenta en el análisis el costo futuro por mantenimiento.

Rehabilitación

La intervención que se le debe realizar al puente es menor, en el sentido de que no se debe realizar intervención estructural, pues prácticamente todos los elementos aún poseen sus espesores nominales. No obstante las labores de limpieza y pintura al puente son urgentes.

A parte de la superficie de ruedo, la cual queda a escogencia de la municipalidad de Cartago que tipo de sistema utilizar, se deben de cambiar unos pernos que se encuentran en muy mal estado, estos pernos son los que unen las vigas principales a los paneles. Sin embargo estos pernos están diseñados básicamente para realizar una función constructiva y de seguridad más que estructural, por lo que pueden tomarse fuera de la lista de urgencias.

A lo que si hay que enfatizar es que el puente de calle Prusia necesita inmediatamente una limpieza y un pintado de todos los elementos, esto antes de que la corrosión deteriore los elementos del puente.

Todas las superficies deben limpiarse de forma tal que se elimine el polvo, suciedad o hasta tierra que se tiene acumulada en las esquinas de los perfiles, El acero se debe limpiar por medio de un chorro de arena en seco (Sand Blast). Esto se debe realizar para eliminar todas las escamas sueltas del laminado y otras sustancias adheridas a los perfiles, este limpiado se debe realizar hasta dejar el acero liso descubierto.

La limpieza se puede realizar con perdigones SAE N°S-330 o menores, arenisca de esmeril SAE N°G-25 o menores, o arena seca que pase por un tamiz de malla de 1/4" o 3/16".

El equipo básico a utilizar debe estar constituido por un compresor de 600 CFM, una olla de 600lb de depósito de arena para el sand Blast y por supuesto el equipo especial para el trabajador que aplique el sand blast.

Inmediatamente concluida con la limpieza, se procede a la pintura, antes de ser esta aplicada toda superficie debe estar libre de polvo o material suelto, por lo que se debe realizar una pequeña limpieza.

La pintura debe realizarse en dos etapas, la primera etapa consiste en la pintura base, esta debe aplicarse en dos manos, la primera con una brocha y la segunda con un soplete de alta presión. La pintura a colocar en la primera etapa deber ser preparada de plomo rojo o mínimo con cromato de zinc, óxido de zinc y óxido de hierro en base de aceite crudo o aceite fraccionada de linaza, o mezclada de aceite de linaza y sólidos de resina alquídica, esto de acuerdo a AASHTO M72.

La segunda etapa de la pintura es la de acabado, Esta debe realizarse también a dos manos con soplete de presión del color escogido por la municipalidad tipo esmalte agrícola e industrial.

Es muy importante saber que no se puede aplicar pintura cuando la temperatura del ambiente pase de los 38°C, cuando haya niebla, cuando este lloviznando o lloviendo, o cuando la humedad relativa ambiente exceda de 85% o cuando la temperatura del aire sea menor de 5°C.

El proceso de limpieza y pintura para el puente en estudio tiene un costo estimado de \$\mathcal{Q}\$10.855.170.00.

Propuesta puente nuevo

Es importante destacar que el puente en estudio se trata de un puente tipo Bailey, estos son puentes temporales los cuales se utilizan para solventar emergencias, como por ejemplo el arreglo de una carretera y para no dejar incomunicados los caminos e puede colocar un puente Bailey. Estos puentes están diseñados para soportar cargas por un corto periodo de tiempo, y no están diseñados para ser considerados un puente permanente donde la fatiga es un factor muy importante.

La mejor recomendación para este tipo de puente es la de cambiar el puente por uno permanente, sin embargo esta es una opción mucho más cara que arreglar los daños actuales en el puente, de todos modos se deja a criterio de la municipalidad de Cartago la opción a elegir.

Para la construcción de dicho puente se consulto a la empresa Puente Prefa, en la misma se habló con el ingeniero Carlos Gamboa, la propuesta para la realización del puente se describe a continuación.

Las estructura del puente está compuesta por 5 vigas tipo W, las dos de los extremos son vigas tipo W36x194 y las 3 vigas interiores son tipo W27x94 a lo largo de la longitud del puente, el diafragma está constituido por perfiles tipo C12x30 uniendo las vigas principales tipo W, tanto en la parte superior como en la inferior del alma de las mismas., uniéndose a estas por placas PL 5.5x1/2". Este diafragma se colocará a cada 3.75m. Se coloca además barandas en ambos lados del puente tipo "Flex Beam"

La losa a construir está constituida por concreto de 280kg/cm2 de resistencia, cuyo espesor es de 20cm en el centro del puente y de 18cm en los extremos. El acero longitudinal de la losa es de varilla #4 a cada 30 cm tanto en la parte superior como en la inferior de la losa, y el acero transversal del puente está constituido por varilla #5 a cada 30cm, de igual forma, tanto en la parte superior como en la parte inferior de la losa. Toda la varilla de refuerzo es de grado 60, fy=4200kg/cm2.

Para el caso de los bastiones se debe realizar un estudio en sitio para poder determinar si los bastiones existentes pueden funcionar para la nueva estructura, de no ser así se debe hacer un estudio de suelos de la zona para poder determinar la capacidad soportante el suelo y así

poder diseñar el bastión acorde a las necesidades del puente.

En la sección de anexos se adjuntan los planos de un proyecto realizado por Puente Prefa, dichas especificaciones indicadas anteriormente se basan en estos planos. Hablando con el ingeniero Carlos Gamboa, el indica que la solución para el puente en estudio es muy similar al del puente indicado en los anexos.

Por lo tanto para la construcción de dicho puente se determina que el valor del mismo es de \$\mathbb{Q}77.115.398,51 sin incluir los bastiones, ya que como se mencionó anteriormente estos dependen en gran parte por el sitio, sin embargo, si se quisiera obtener un monto aproximado, en el cual se incluyan los bastiones el monto es aproximadamente de \$\mathbb{Q}159.171.484,65. Es importante destacar que este monto que incluye los bastiones, toma en cuenta los bastiones diseñados para el proyecto brindado por Puente Prefa.

Se puede tener en consideración la colocación de otro puente Bailey, por supuesto que de los modernos, estos puentes tipo Bailey actuales están diseñados para comportase como un puente permanente y en zonas rurales como es el caso funcionan a la perfección. La ventaja de estos puentes es su rápida instalación y que no se necesita mano de obra calificada para la instalación. Un puente para dicha zona de esta longitud tiene un costo aproximado de \$137.888,37 (Aprox \$\mathbb{Q}68.944.185) únicamente el puente puesto en puerto Limón, esto solicitándolo con la empresa Acrow, por medio de Celsur Engineering.

Conclusiones y Recomendaciones

Conclusiones

- El estado del puente no es de riesgo sin embargo se deben tomar las medidas de rehabilitación recomendadas.
- Debido al estado del puente, únicamente es necesario aplicar el ensayo del ultrasonido a un elemento de sección dudosa.
- 3. Los elementos en estado más crítico son los pernos en general, seguido por las cuerdas superiores de las cerchas.
- 4. Se debe restringir el paso del puente a vehículos de 18 toneladas, pasando un vehículo a la vez sobre el puente.
- 5. Las cargas actuantes sobre la estructura son el peso propio, la carga del tablero, las tuberías a sus costados, la carga de sismo y la carga por el vehículo.
- 6. Se considera como crítico el paso de los vehículos cisterna de 28 toneladas que pasan por el puente.
- 7. El puente no cumple con las especificaciones AASHTO, incluyendo las deformaciones.
- 8. El puente en estudio no cumple con las deflexiones permitidas para el caso de la carga real.
- Para todos los elementos, la capacidad está dada por la conexión.
- 10. El sismo se presenta en mayor magnitud en el eje transversal que en el longitudinal.
- 11. Para aumentar la capacidad de carga del puente se debe solicitar piezas extra a los proveedores de puentes Bailey, tales como cordones de refuerzo, tableros de piso, vigas de principales y paneles de cortante.
- 12. La rehabilitación del puente la constituye la limpieza, la pintura y el entablillado de madera y tiene un costo de ₡19.672.727,20.
- 13. La colocación de un puente nuevo tiene un costo aproximado de ₡159.171.484,65.

Recomendaciones

- Inmediatamente realizar una limpieza y pintura según lo especificado.
- Llevar un adecuado mantenimiento a la estructura una vez pintada que involucre la limpieza de la superficie de ruedo y la remoción de vegetación alrededor del puente.
- 3. Colocar un rótulo que indique la capacidad de carga máxima con la leyenda "Él paso de un camión a la vez".
- 4. Marcar los guarda-llantas y los elementos de entrada con pintura especial.
- Estudiar la necesidad de tener una mayor capacidad de carga en el puente para definir si se decide realizar un puente nuevo o comprar las partes necesarias para reforzar el actual.

Apéndices

La sección de apéndice se encuentra compuesta por los siguientes documentos, los cuales son productos complementarios:

- Planos del Puente
 Diseño de Elementos en Compresión
 Diseño de Elementos en Tensión
 Diseño en Flexión

- 5. Revisión de Conexiones
- 6. Espesor Superficie de Ruedo7. Datos Entrada y Salida del SAP 2000

Apéndice 1. Planos del Puente.

EVALUACIÓN PARA LA REHABILITACIÓN DEL PUENTE DE CALLE PRUSIA

PROYECTO DE GRADUACIÓN CO-5057



NOTAS GENERALES

ESPECIFICACIONES

- ESPECIFICACIONES ESTANDAR PARA PUENTES DE CARRETERA AASHTO 2002.
- 2. DIVISION 1-A DISEÑO SISMICO DE AASHTO 2002
- 3. ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA CONSTRUCCION DE CAMINOS, CARRETERAS Y PUENTES, CR-77.
- 4. CODIGO SISMICO DE COSTA RICA CSCR 2002

CARGA MUERTA:

- CARGAS DEBIDAS AL PESO DE LA SUPERFICIE DE RODAMIENTO
 CARGAS DEBIDAS AL PESO DE LA SUPERFICIE DE RODAMIENTO
- CARGA VIVA:

- CAMION DE DISEÑO DE 18 TONELADAS
 TANDEM DE DISEÑO DE 22 TONELADAS
 CARGA POR CARREIL DE DISEÑO 310Kg/m²
 CAMION REAL HYUNDAI HD 170 DE 18.8 TONELADAS

FUERZA DE SISMO:

1. OBTENCION DE CARGA POR SISMO MEDIANTE UN ANALISIS ESPECTRAL DINAMICO UTILIZANDO PARAMETROS DEL CODIGO SISMICO DE COSTA RICA

ESTRUCTURAS DE ACERO:

- TODOS LOS ELEMENTOS DE LOS PANELES SON DE ACERO BS968.
- 2. OTROS ELEMENTOS ADEMAS DE LOS QUE CONSTITUYEN LOS PANELES ESTAN CONSTITUIDOS DE ACERO BS15.
- 3. LOS PINES DE LOS PANELES UTILIZAN ALEACIONES DE ACERO AL MANGANESO Y MOLIBDENO.

CARACTERISTICAS DEL PUENTE:

- 1. EL PUENTE ES UN TIPO "STANDARD WIDENED BAILEY" DS (DOUBLE SINGLE)
- 2. EL TIPO DE PANELES DEL PUENTE SON TIPO BB1



PROYECTO:

PROFESOR GUÍA:

Ing. Giannina Ortíz Quesada

EVALUACION PARA LA REHABILITACION DEL PUENTE DE CALLE PRUSIA Proyecto de Graduación CO-5057

ESTUDIANTE:

Esteban Castro Briceño 200729491

PORTADA

NOTAS GENERALES

Indicada	ESCALA:
S	
ndicada Setiembre, 2012	FECHA:





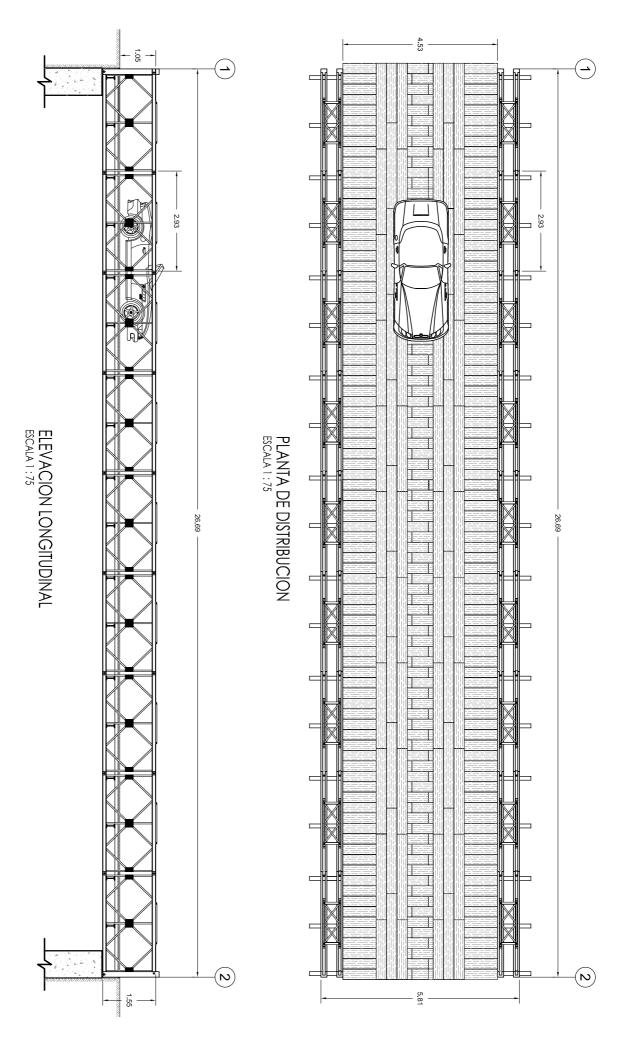
Indicada

Setiembre, 2012

ESCALA:

FECHA:

LAMINA:







ESTUDIANTE:

Esteban Castro Briceño

200729491

CONTENDO:
DETALLE DE CERCHA
SECCIONES DE CERCHA
UNIONES DE CERCHA

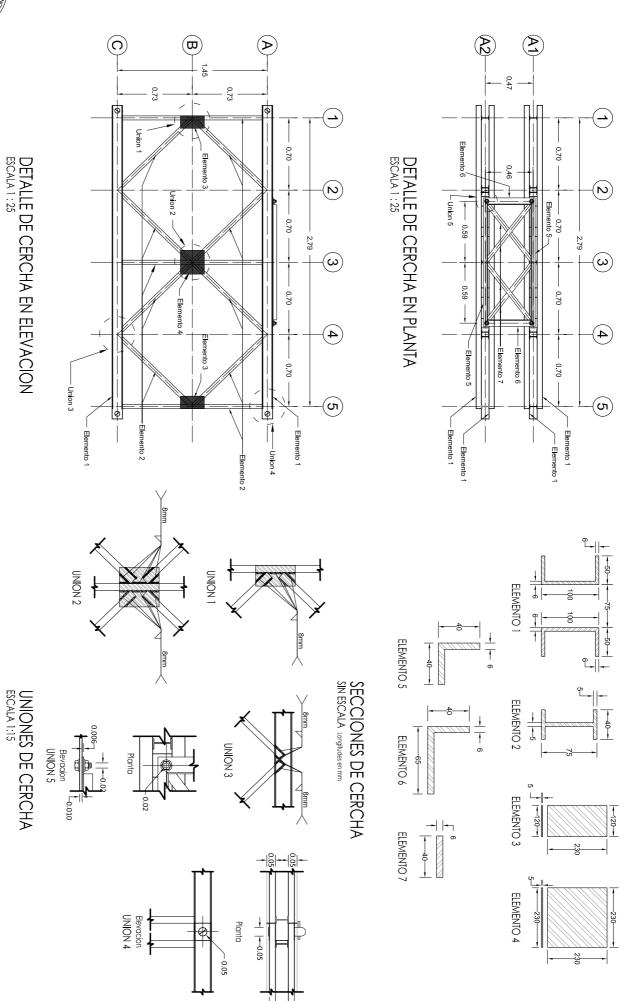
ndicada

Setiembre, 2012

ESCALA:

FECHA:

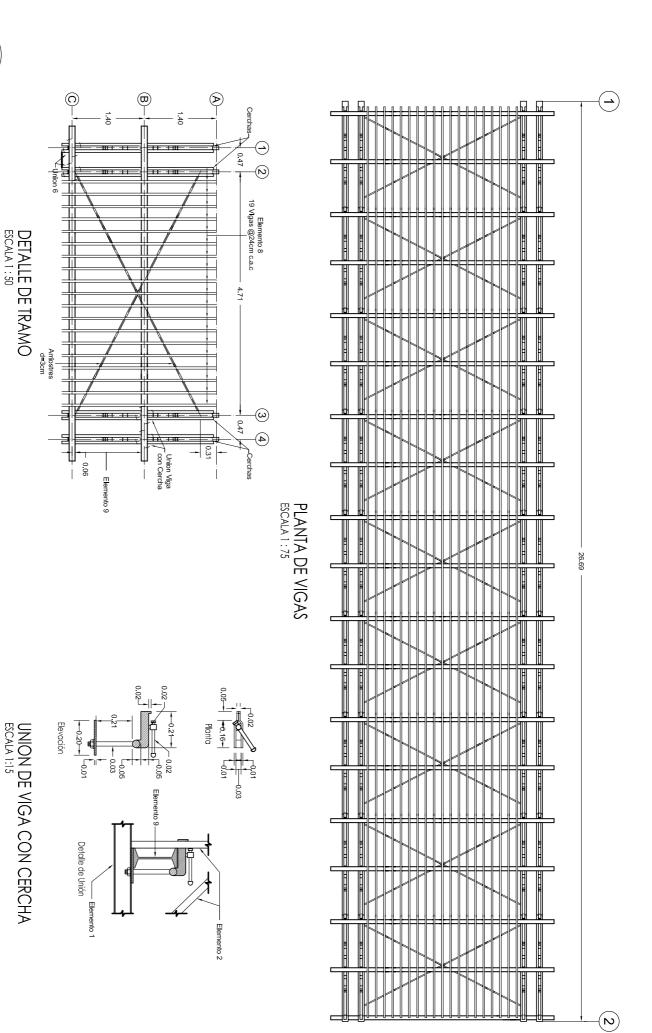
LAMINA:



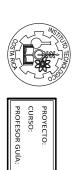




LAMINA:







Ing. Giannina Ortíz Quesada

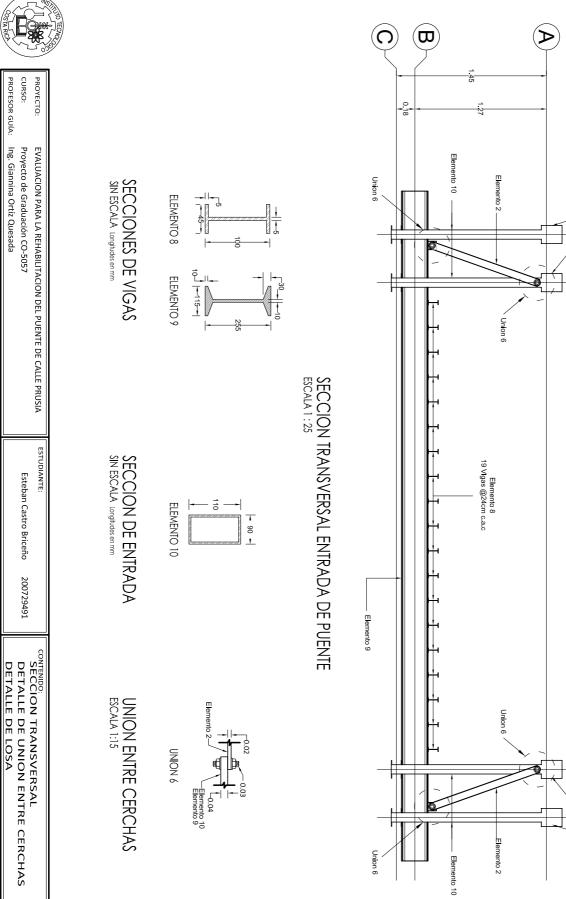
Indicada

Setiembre, 2012

ESCALA:

FECHA:

LAMINA:



Cerchas

-0.47-

(2)

 \bigcirc

4

-0.47-

Cerchas

Apéndice 2. Diseño de Elementos en Compresión.

Diseño en Compresión

Proyecto: Evaluación para la Rehabilitación del Puente de Calle Prusia Utilizando Ensayos No Destructivos



Esfuerzo de fluencia del acero a utilizar: 47,00 ksi
Esfuerzo de ruptura del acero a utilizar: 78,00 ksi

Carga última: **77339,67 kg**

Longitud del elemento: 1,40 m

Caso de carga: LL1

Elemento: 1

CARACTERISTICAS SECCIÓN ESCOGIDA						
Area (in²) Ix (in⁴) rx (in) Iy (in⁴) ry (in) bf (in) t (in)					t (in)	
3,50	8,01	1,51	16,03	2,14	6,89	0,24

Factor de longitud efectiva (k): 1,00

Apoyo superior Rotación libre y traslación impedida

Apoyo inferior Rotación libre y traslación impedida

▼

Relacion de esbeltez critica: 36,41

Se utiliza el rx

Relacion de esbeltez efectiva (λ): 0,47 Esfuerzo critico (Fcr): 42,91 ksi

Resistencia de la columna: ==>57847,81 kg **SECCION INADECUADA**

SECCION INADECUADA PARA SOPORTAR ESFUERZOS DE COMPRESION

**Ecuación de Desempeño de la Sección:

Pu/øPn= 1,34

Este número indica que tanto cumple las condiciones de carga última, siendo el 1,00 el límite. Es decir, que un número por debajo de 1,00 esta cumpliendo con los esfuerzos de compresión y si el número es mayor a 1,00 significa que no esta cumpliendo con dichos esfuerzos.

Apéndice 3. Diseño de Elementos en Tensión.

Diseño en Tensión

Proyecto: Evaluación para la Rehabilitación del Puente de Calle Prusia Utilizando Ensayos No Destructivos



Esfuerzo de fluencia del acero a utilizar: 47,00 ksi
Esfuerzo de ruptura del acero a utilizar: 78,00 ksi

Carga última: 16175,65 kg

Area total requerida (Ag,rec): 5,44 cm²
Area neta efectiva requerida (Ae,rec): 3,93 cm²

Seleccionar miembro a tensión:
Caso de carga: LL1
Elemento: 2

	CARACTERISTICAS SECCIÓN ESCOGIDA					
Area (in²)	lx (in ⁴)	rx (in)	ly (in⁴)	ry (in)	bf (in)	t (in)
1,12	1,45	1,14	0,13	0,34	1,57	0,20

Tipo de conexión Atornillada

Diámetro de Tornillo/Perno 5,00 cm

Coeficiente de eficiencia de la unión (U):

Area neta (An): 4,59 cm²
Area neta efectiva (Ae): 4,59 cm²

LA SECCION CUMPLE CON LOS ESFUERZOS DE TENSION

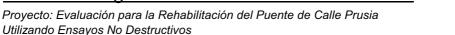
**Ecuación de Desempeño de la Sección:

Pu/øPn= 0,86 18882,12 kg

Este número indica que tanto cumple las condiciones de carga última, siendo el 1,00 el límite. Es decir, que un número por debajo de 1,00 esta cumpliendo con los esfuerzos de tensión y si el número es mayor a 1 significa que no esta cumpliendo con dichos esfuerzos.

Apéndice 4. Diseño en Flexión.

Diseño de Vigas de Acero Utilizando Perfiles W





DATOS

Acero a Utilizar= **BS968** 1 Momento Último (Mu)= **75,50 kg-m**Fy= **47 ksi** Cortante Último (Vu)= **176,42 kg**

Fu= **78 ksi**

Caso de carga= LL1 ▼
Elemento a analizar= Elemento 8

PROPIEDADES DEL PERFIL ESCOGIDO

Zx= 1,92 in ³	Cw= 0,57 in6	1,77 in	
Sx= 1,61 in ³	tw= 0,20 in6		
ry= 0,36 in ³	d= 3,94 in6		
A= 1,40 in ³	bf= 1,77 in6	3,94 in	
$J= 0.02 in^3$	tf= 0,20 in6	3,94 III	
ly= 0,18 in ³	h= 3,54 in6		

RELACIONES ANCHO-ESPESOR

Parámetro de Esbeltez	: (λ)	λр	λr	Descripción
$\frac{b_f}{2t_f} =$	4,50	9,48	23,18	Sección Compacta en Patín
$\frac{h}{t_w} =$	17,99	93,35	141,49	Sección Compacta en Alma

POR LO TANTO EL PERFIL ES COMPACTO

ESTADO LIMITE PARA PANDEO LOCAL DE LOS PATINES (PLP) Y PANDEO LOCAL DEL ALMA (PLA)

Al ser un perfil Compacto

Mn= 90 klb-in

LONGITUD DE ARRIOSTRAMIENTO

Longitud de Arriostramiento (Lb)= 1,40 m Límite de Arriostramiento Plástico (Lp)= 15,92 in Inicio de Arriostramiento Elástico (Lr)= 54,65 in

COEFICIENTE DE FLEXIÓN (Cb)

Mmax: Valor Absoluto del momento máximo dentro de la longitud no arriostrada=	75,50 kg-m
Ma: Valor Absoluto del momento en el punto cuarto de la longitud no arriostrada=	20,71 kg-m
Mb: Valor Absoluto del momento en el centro de la longitud no arriostrada=	75,50 kg-m
Mc: Valor Absoluto del momento en el punto tres cuartos=	52,18 kg-m

Cb= 1,33

ESTADO LIMITE PARA PANDEO LATERAL TORSIONANTE

Al ser Lb >Lr

Mn= 87 klb-in

REVISION DE ESFUERZOS EN FLEXION

ΦMn <=====> Mu 79 klb-in ≥ 7 klb-in

EL PERFIL SOPORTA LOS ESFUERZOS EN FLEXIÓN PRESENTES EN LA ESTRUCTURA

ESTADOS LIMITES PARA DETERMINAR RESISTENCIA A ESFUERZOS CORTANTES

Estado Límite		h
Plastificación del Alma	60,97	Al ser = 17,99
Pandeo Inelástico del Alma	76,29	w
Pandeo Elástico del Alma	260,00	Vn= 21,86 kip

REVISION DE ESFUERZOS EN CORTANTE

ΦVn <====> Vu 20 kip ≥ 0,39 kip

EL PERFIL SOPORTA LOS ESFUERZOS EN CORTANTE PRESENTES EN LA ESTRUCTURA

CONCLUSIÓN

EL PERFIL CUMPLE TANTO EN FLEXION COMO EN CORTANTE Y A SU VEZ CUMPLE CON LA DEFORMACION MAXIMA PERMISIBLE

Apéndice 5. Revisión de Conexiones.

Revisión de Conexiones Atornilladas

Proyecto: Evaluación para la Rehabilitación del Puente de Calle Prusia Utilizando Ensayos No Destructivos



DATOS Unión a Analizar Unión 6 Acero de Elementos (fy) 47,00 ksi Acero de Elementos (fu) 78,00 ksi Tipos de Tornillos A490 Diámetro de Tornillos 3,00 cm Dimensión del Agujero 3,16 cm Estándar 1,75 cm Distancia al Borde Cuerdas No Excluidas del Plano de Corte **RESULTADOS** Capacidad en Cortante Simple ØPn,c= φRnAt øPn,c= 22,36 ton Capacidad por Aplastamiento øPn,a= φLetFu ≤ 2,4dtFu øPn,a= 14,40 ton

Revisión de Conexiones Soldadas

Proyecto: Evaluación para la Rehabilitación del Puente de Calle Prusia Utilizando Ensayos No Destructivos



DATOS

Unión a Analizar

Acero de Elementos (fy)

Tamaño de Soldadura

Largo Soldadura Lateral

Largo Soldadura en Extremo

Electrodo Utilizado

Proceso Empleado

Unión 1

47,00 ksi

80,00 mm

0,00 mm

E70

SMAW

RESULTADOS

Espesor Efectivo de Garganta 0,14 in

Resistencia en Extremo

øRn,e= 0,00 ton

Resistencia en Laterales

øRn,L= 12,53 ton

Resistencia de la Soldadura

øRn= 12,53 ton

Apéndice 6. Espesor Superficie de Ruedo.

Superficie de Ruedo en Madera

Proyecto: Evaluación para la Rehabilitación del Puente de Calle Prusia Utilizando Ensayos No Destructivos



DATOS

Tipo de Madera: Jaúl Grado 3 Dimensiones de Pieza para Tablero

 f'b: 62,00 kg/cm2
 Ancho: 30,48 cm

 f'v: 6,00 kg
 Peralte: 10,16 cm

E': 92000 kg/cm2

Carga Aplicada: 360,78 kg/cm
Separación Vigas: 24,00 cm

CALCULOS

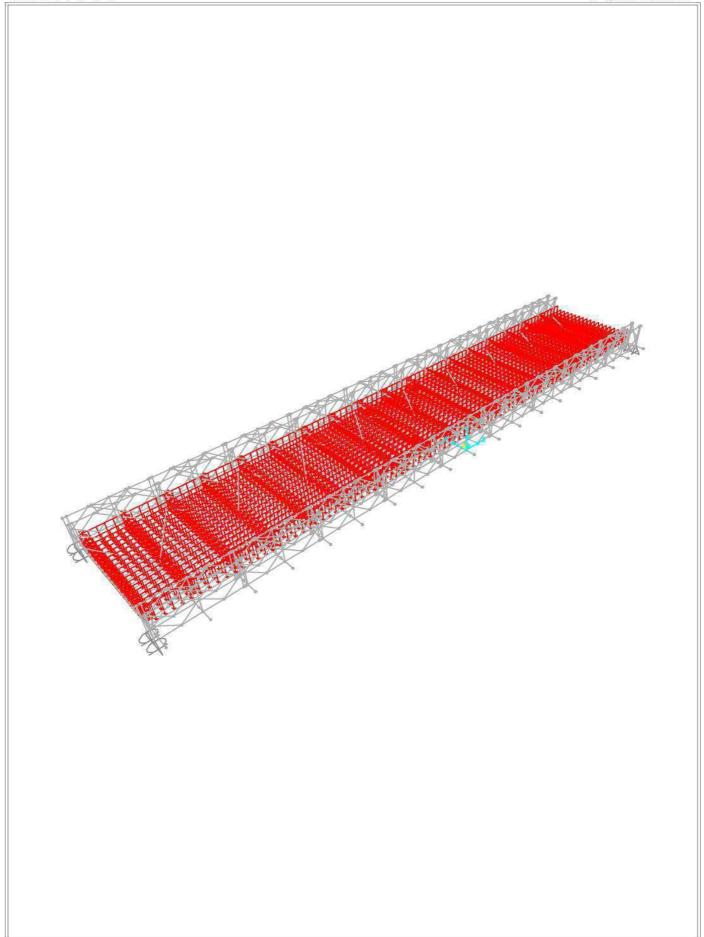
S= 524,39 cm3 A= 309,68 cm2 I= 2663,88 cm4

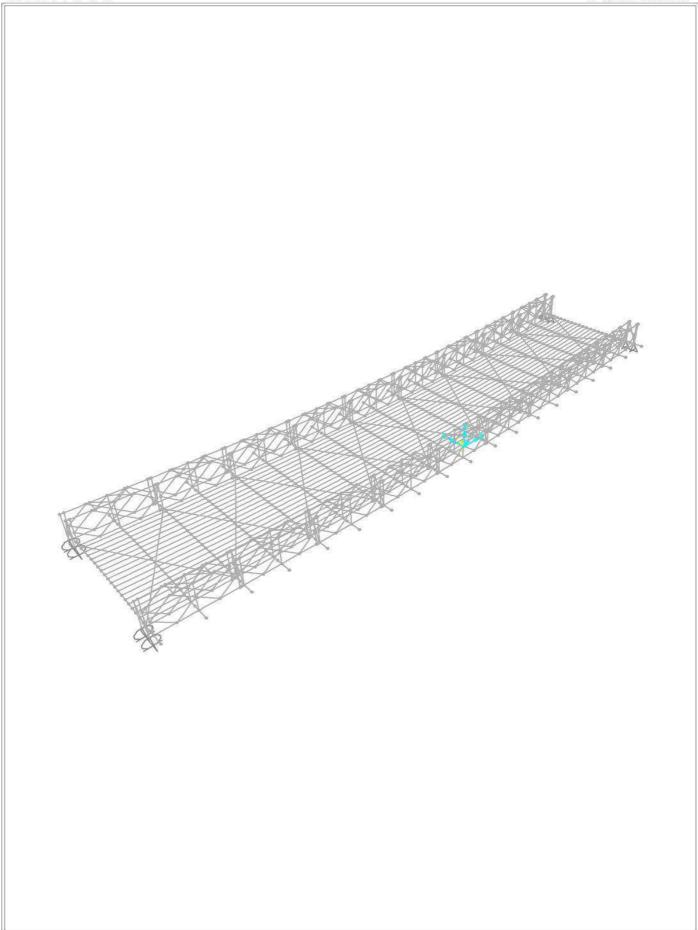
RESULTADOS

Lmax por Flexión= 30,02 cm Lmax por Cortante= 26,04 cm Lmax por Deformación= 62,28 cm CRITERIO=== Espesor Adecuado

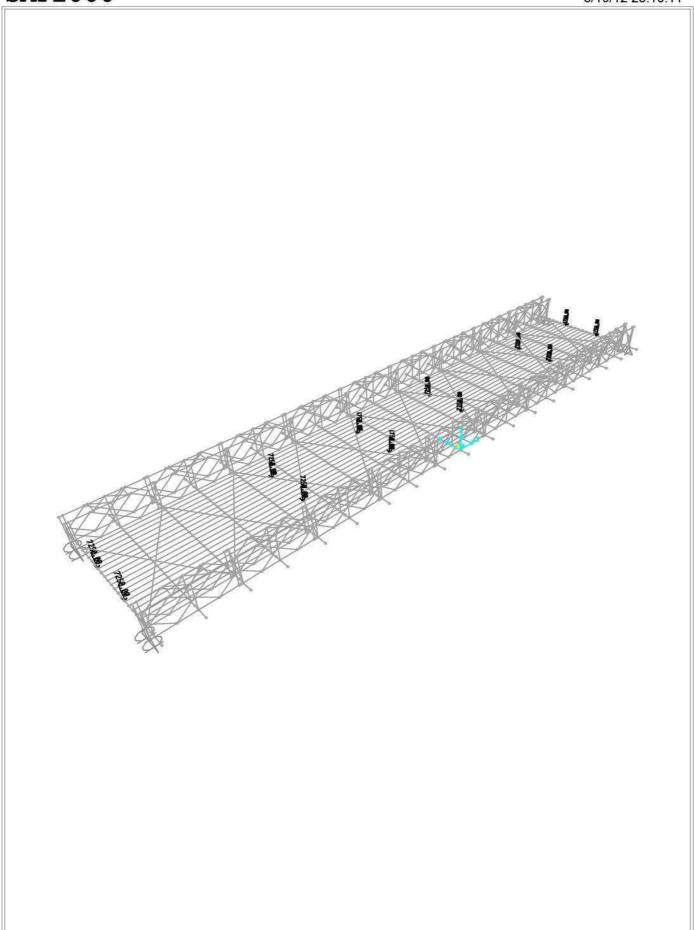
Se llega a la conclusión de que se puede utilizar de una madera suave a una dura, por su puesto que esto influye en los costos

Apéndice 7. Datos de Entrada y Salida del Sap 2000.

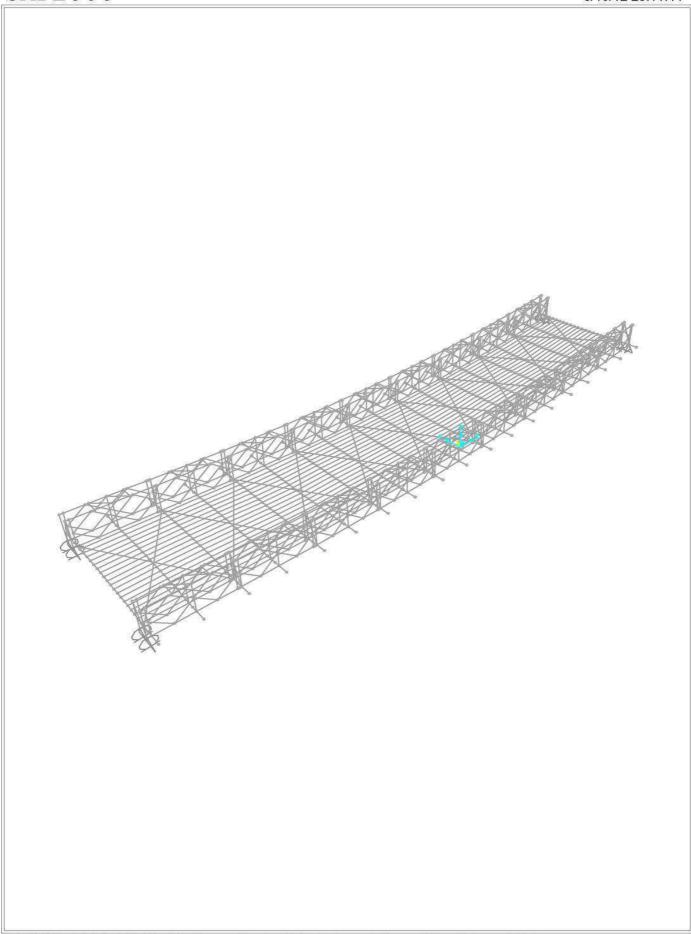




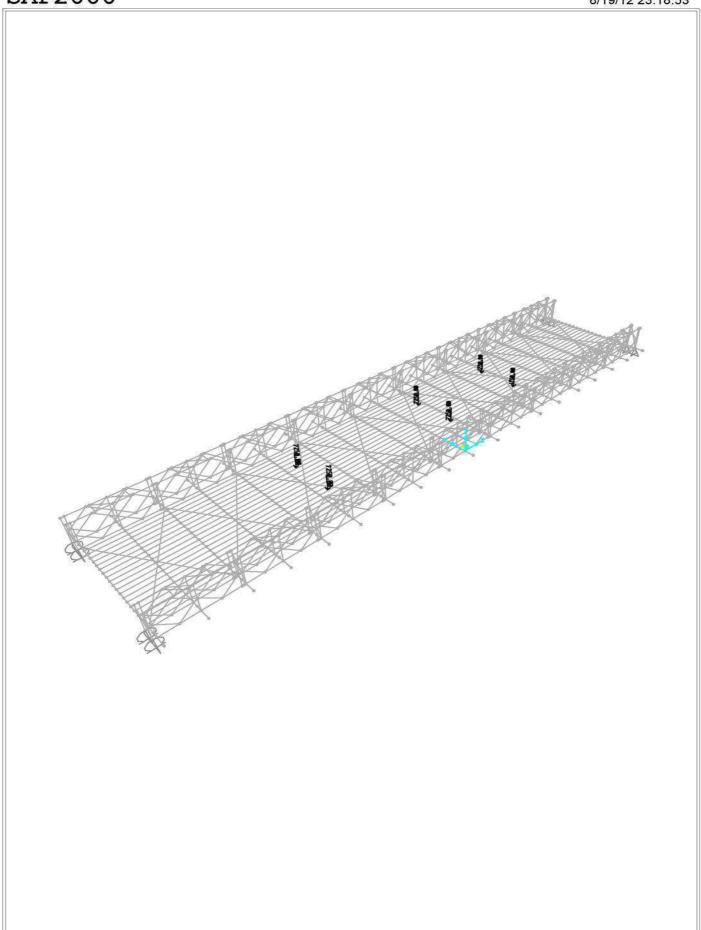




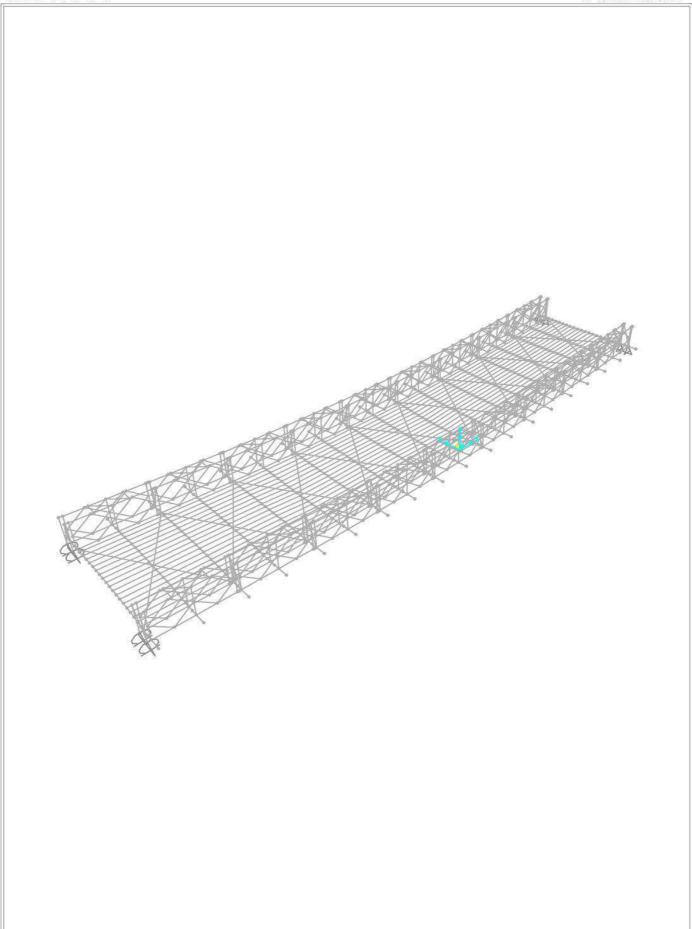
SAP2000 v11.0.0 - File:Modelo Puente Prusia, LL2 - Frame Span Loads (LL) (As Defined) - Kgf, m, C Units

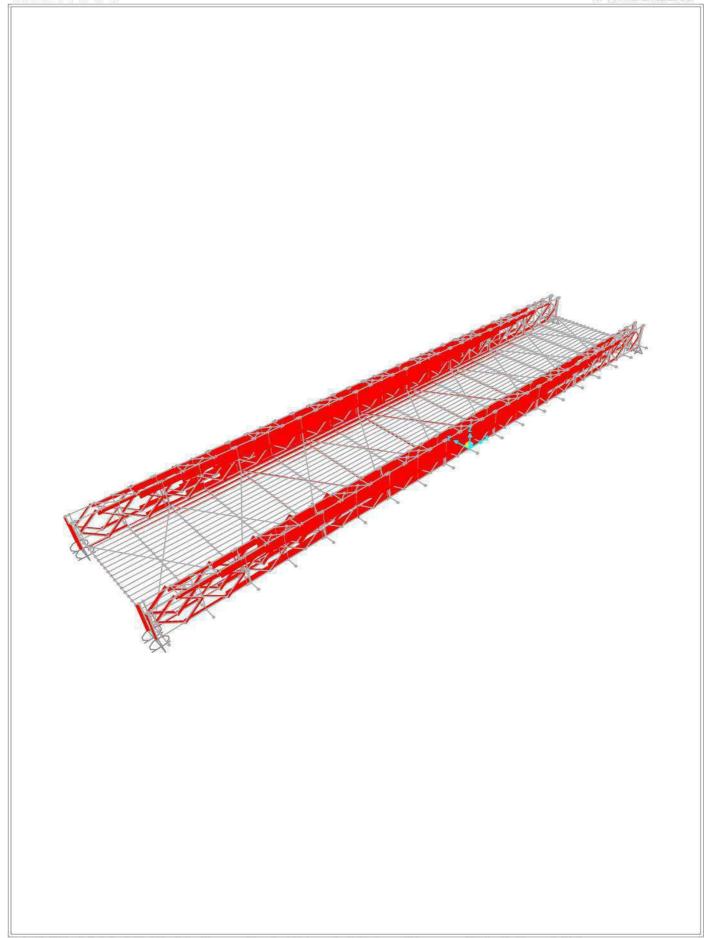


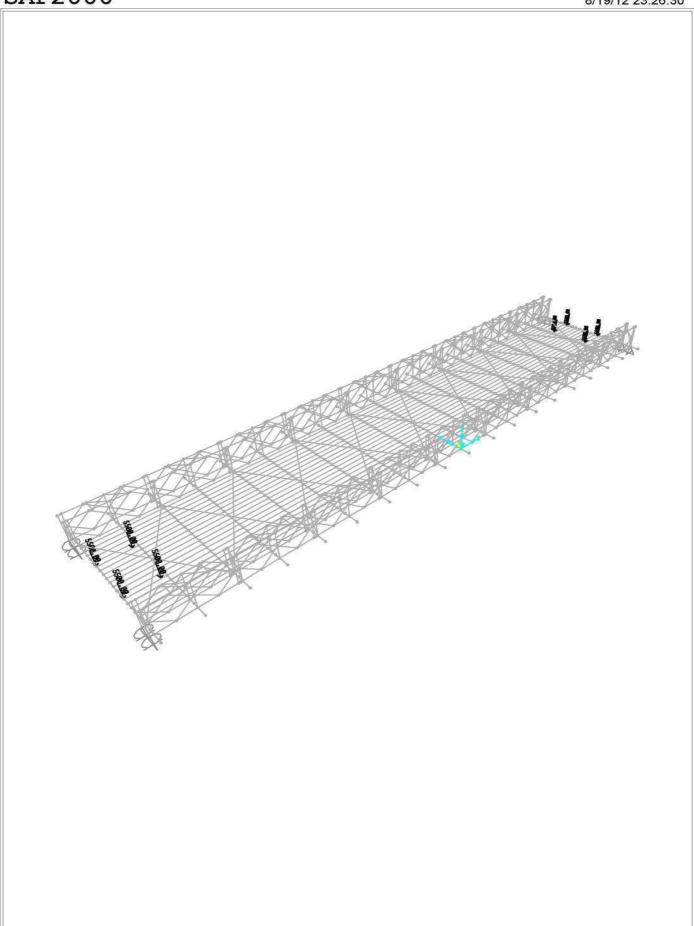


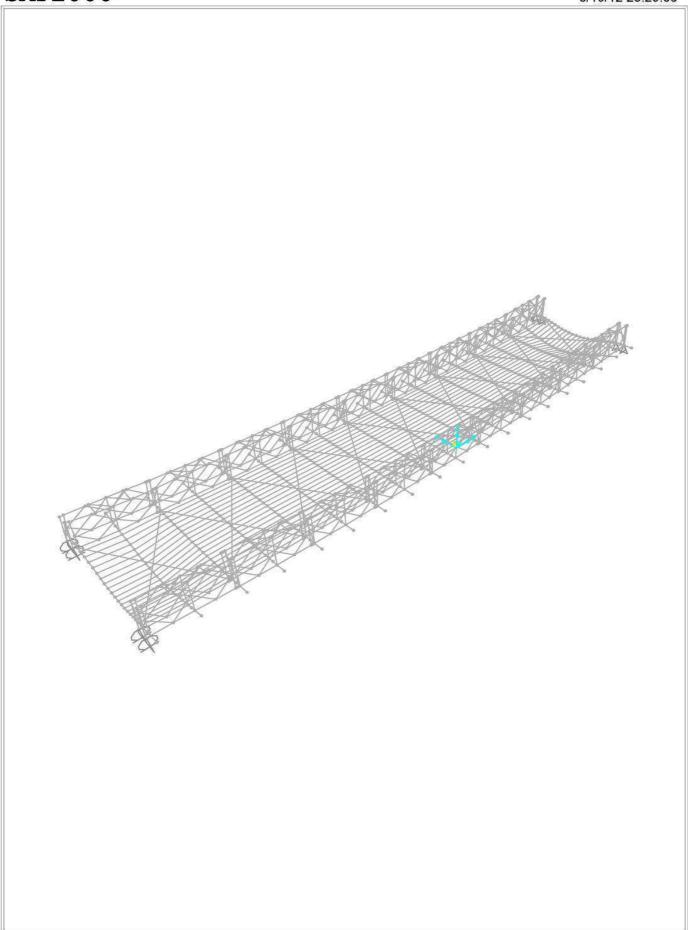


SAP2000 v11.0.0 - File:Modelo Puente Prusia, LL3 - Frame Span Loads (LL) (As Defined) - Kgf, m, C Units



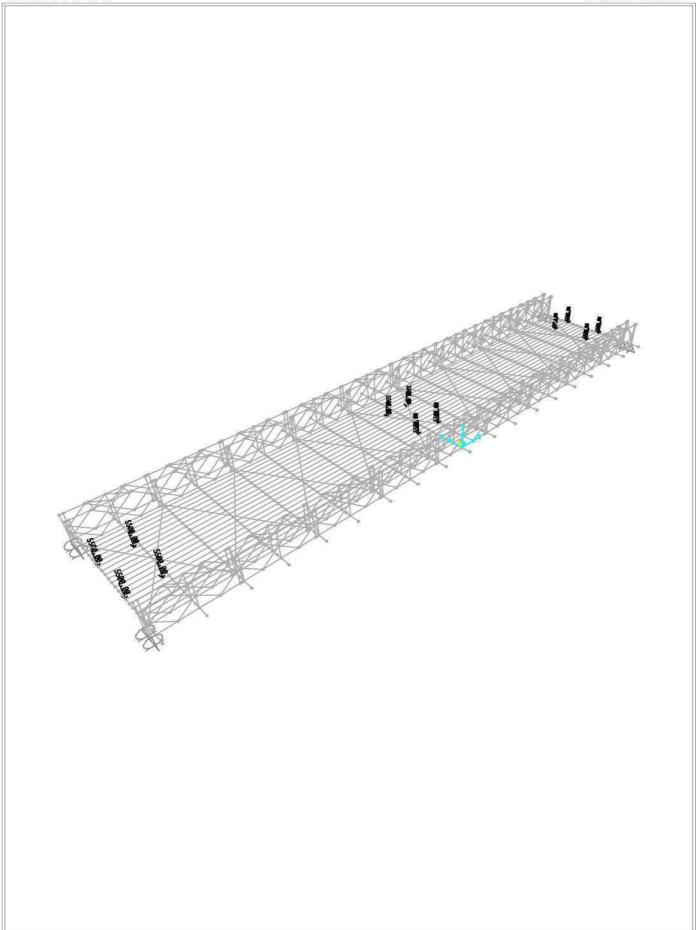


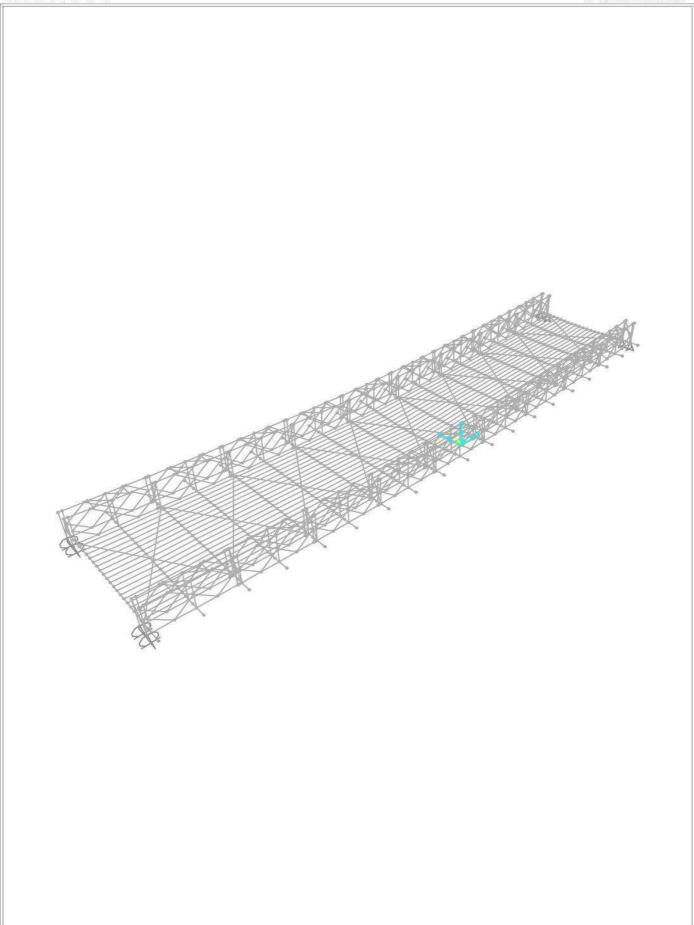




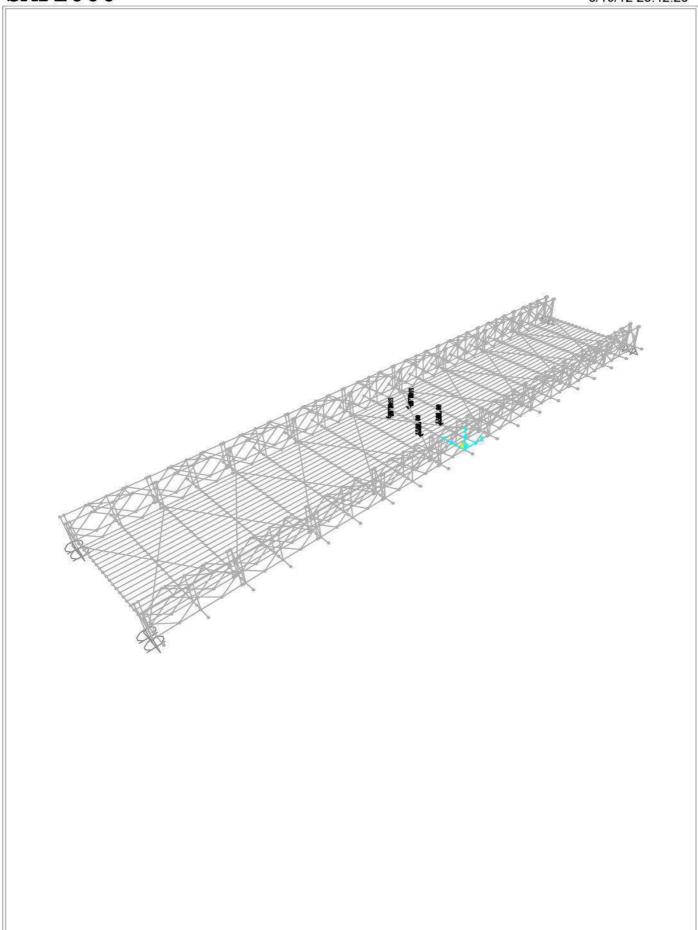
SAP2000 8/19/12 23:30:12

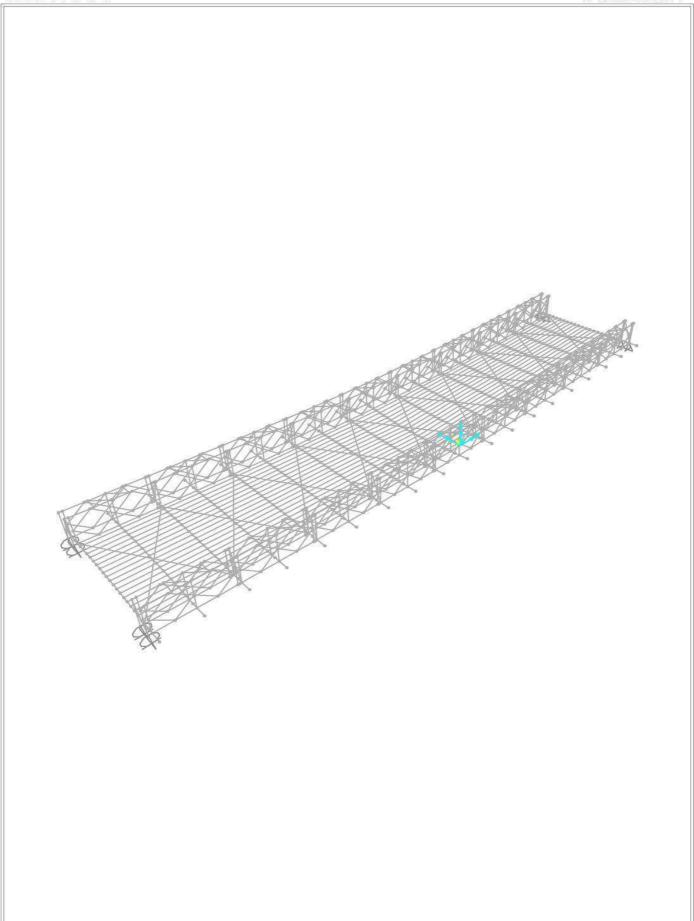


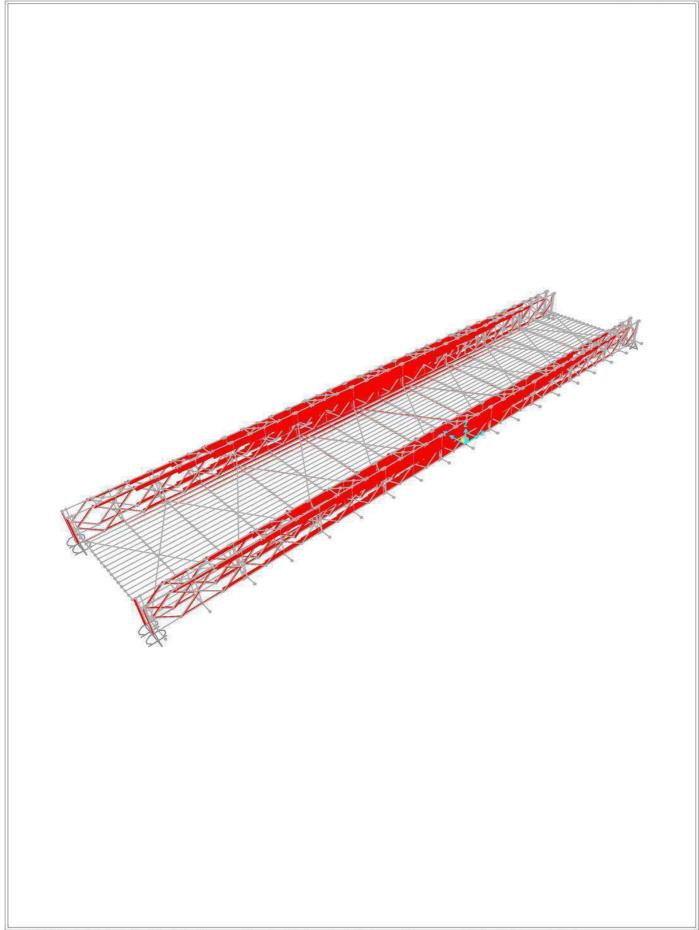


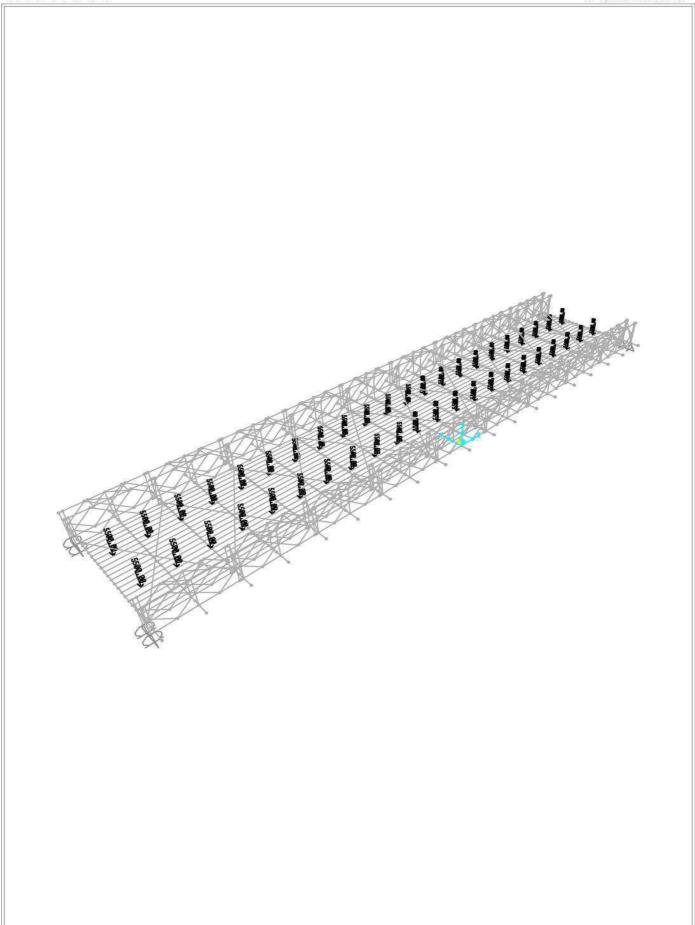


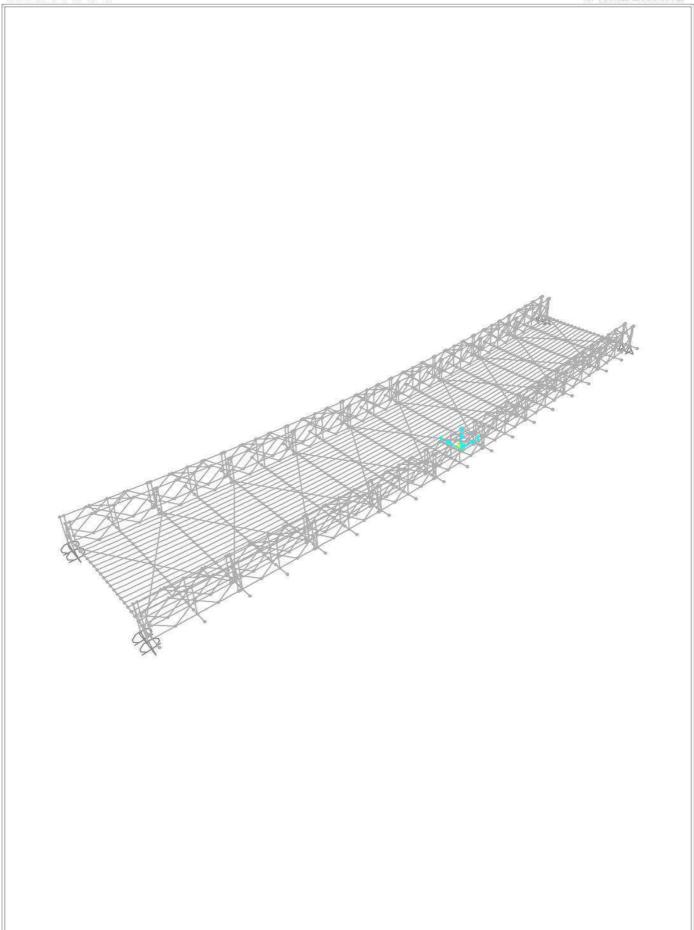








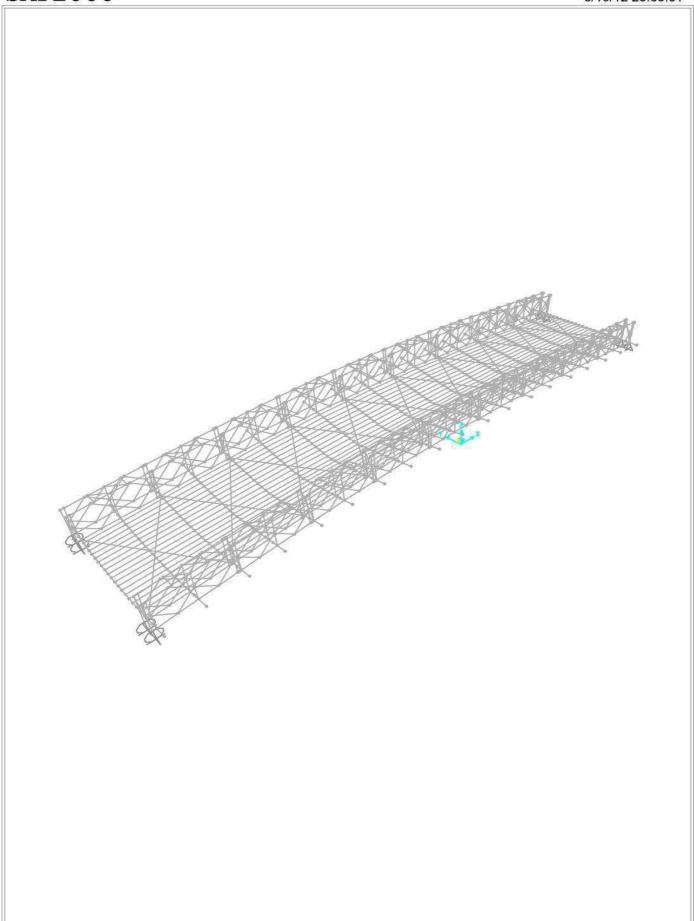


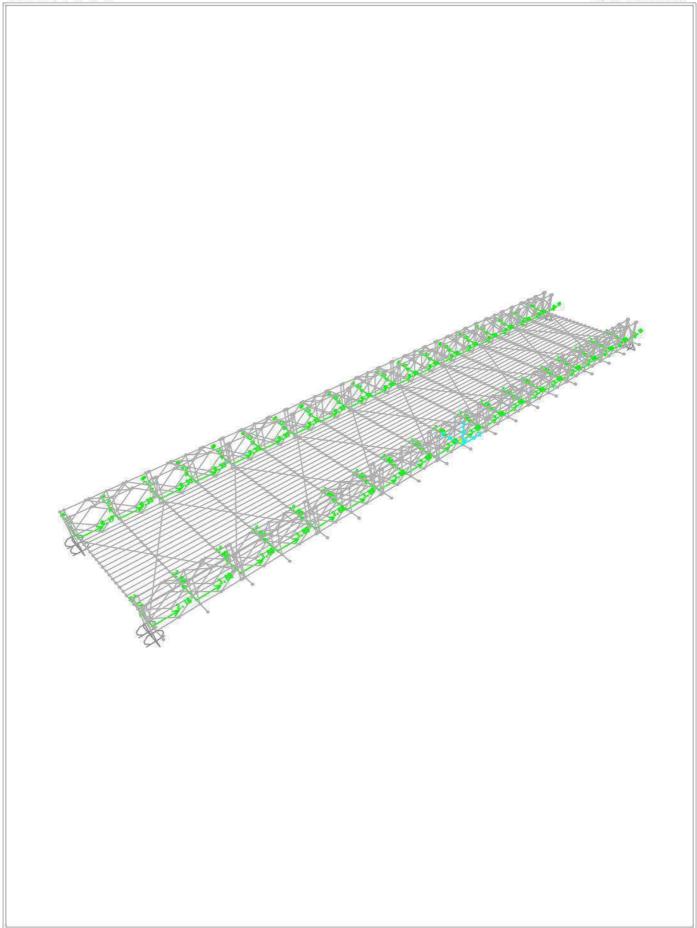


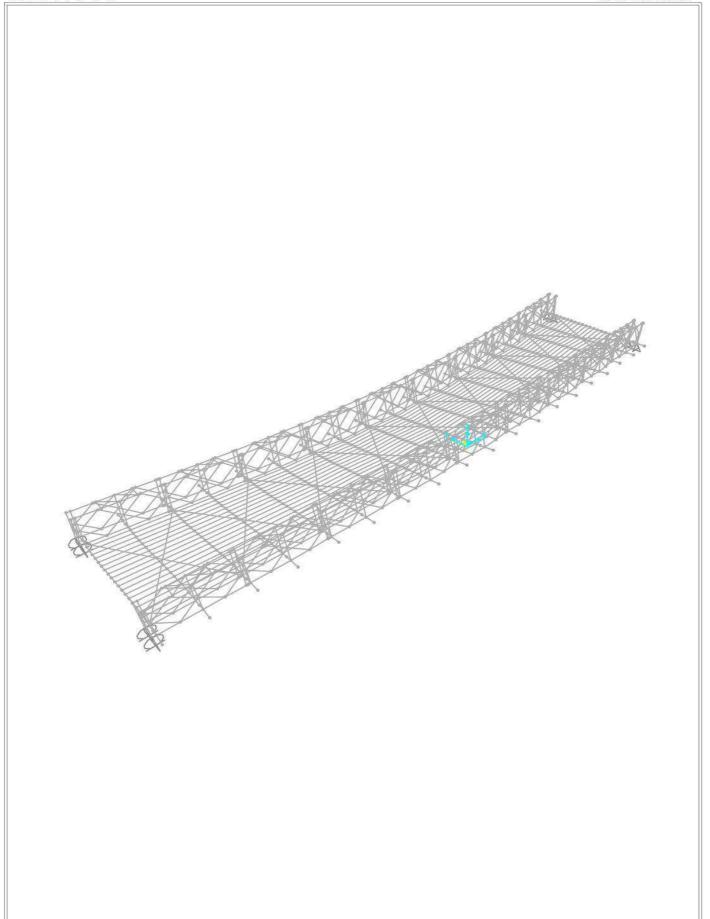
SAP2000 8/19/12 23:52:38

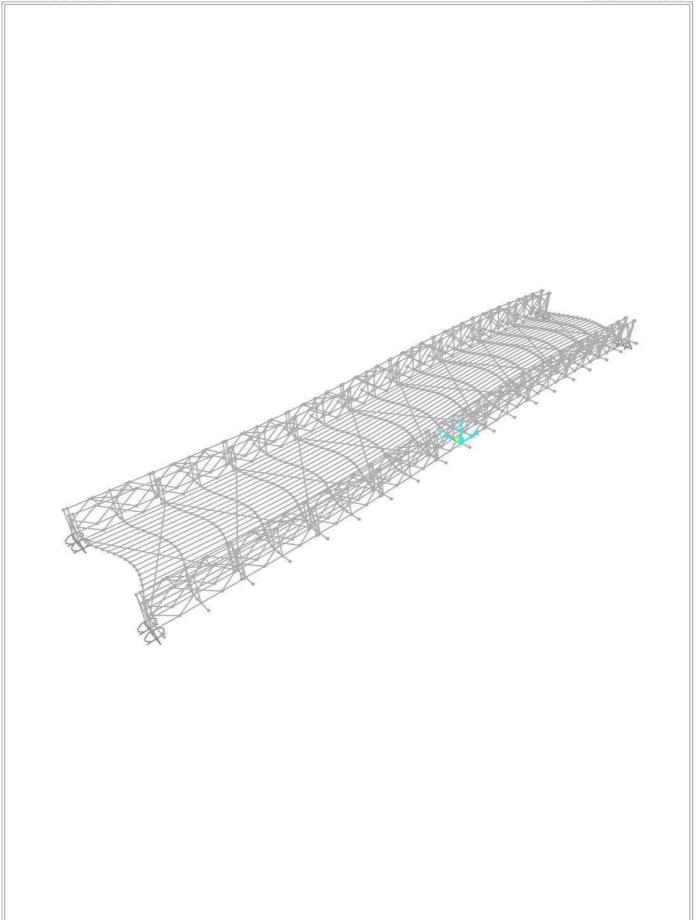


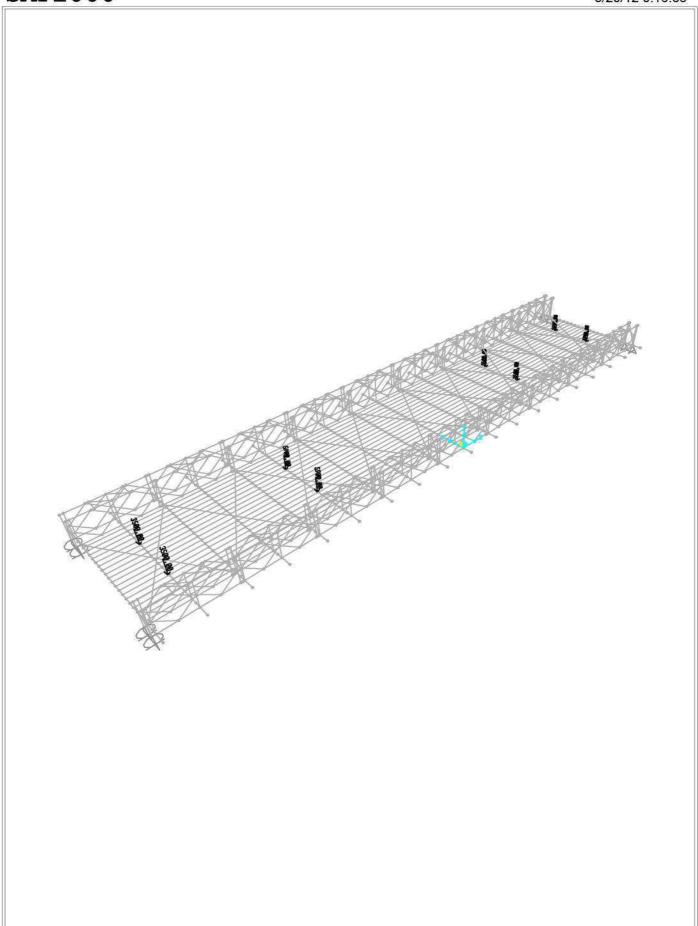
SAP2000 v11.0.0 - File:Modelo Puente Prusia, LL7 - Axial Force Diagram (LL) - Kgf, m, C Units

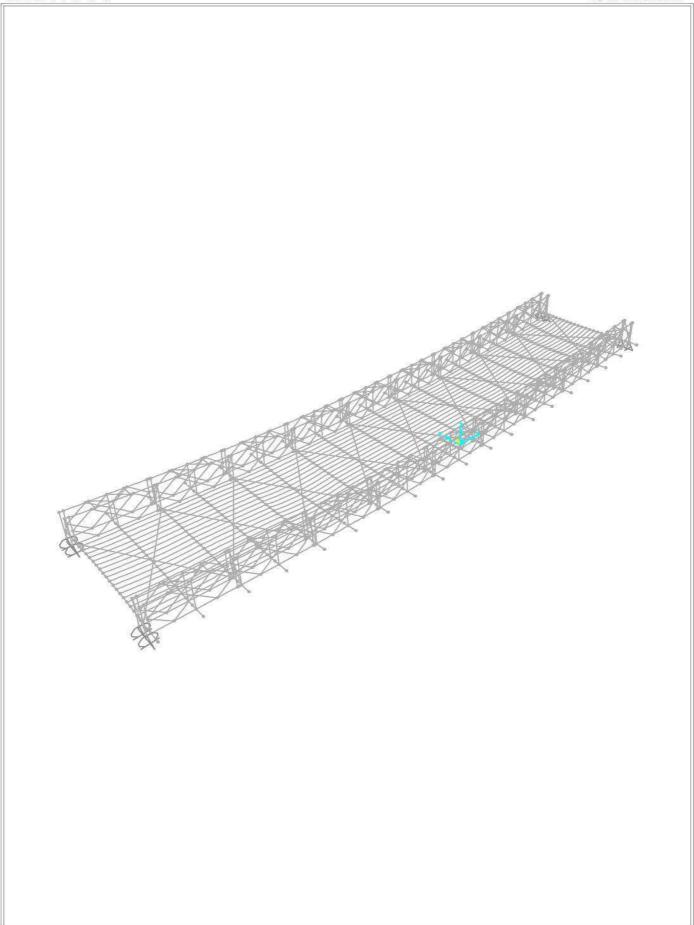














Anexos

La sección de anexos se encuentra compuesta por el siguiente documento, el cual ayudó a la realización del proyecto:

- 1. Inventario de Puente Calle Prusia
- 2. Inspección de Puente Calle Prusia
- 3. La relevancia Agropecuaria y Turística de Sabanillas-Prusia Zona Norte de Cartago
- 4. TPD (Tránsito Promedio Diario) sobre puente de Calle Prusia.
- 5. Ficha Técnica Camión Hyundai HD170
- 6. Ficha Técnica Equipo de Ultrasonido Empleado
- 7. Resultados Pruebas de Dureza y Composición Química
- 8. Planos Constructivos "Puente sobre Río Las Cabras
- Estimación de Costos basándose en la estimación de "Puente sobre Río Las Cabras"
- Cotización para Limpieza y Pintura de Puente.

Anexo 1. Inventario de Puente Calle Prusia.



INVENTARIO BASICO DE PUENTES



											Universidad de Costa Rica	ita Rica	
	1. IDENTIFICACION Y UBICACIÓN	Y UBICACIÓ	N							-		=	
	NOMBRE DEL PUENTE	ENTE:	Prusia		PROVINC	IA:		Cartago		DIREC	DIRECCION DE VIA:	Parque Prusia	sia
	RUTA No:		30-10-07.		CANTON:			Cartago		CRUZ	CRUZA SOBRE:	Rio Reventado	ado
	CLASIFICACION DE RUTA:	E RUTA:	Cantonal		DISTRITO	.:		Tierra Blanca	ıca	FECH,	FECHA DE DISEÑO:	Desconocido	Q.
	KILOMETRO:		Desconocido		LATITUD	:		.9°26'25,6"		FECH	FECHA DE CONSTRUCCIÓN:	Desconocido	qo
	ADMINISTRADO POR:	OR:	Municipalidad de Cartago	de Cartago	LONGITUD:	D:		83°52'59,0"	=				
	2. ELEMENTOS BASICOS	soors			3. DIMENS	3. DIMENSIONES (m)				7	UBICACIÓN (Mapa del Sitio)	(0)	
	Tipo de estructura =	.,		Puente	Ancho tota	= /=	3′5	5,81m	GOLGOECHEA				
	Longitud total (m) =			28	Ancho de	calzada =	4,5	4,53m			Sapanilla	Enda la	
	Numero de superestructuras (unid.) =	tructuras (ur	nid.) =	1	W1 =	0,64m	H1 =	1,02m		mada			8M7
-	Numero de tramos (unid.)	unid.) =		1	W2 =	0m	H2 =	0m					Siles I
7 <i>V</i>	Numero de subestructuras (unid.) =	ıcturas (unic	1.) =	2	<i>W</i> 3 =	4.53m	H3 =	0m	Constant Institute of the Constant Institute	Finca Payas	and the second	Contract of the Place of the Pl	an Juan de
EB	Longitud de desvió (km) =	(km) =		Desconocido	W4 =	0m	H4 =	0m	200	St. K			
IN.	Pendiente longitudinal (%) =	nal (%) =		%0	W5 =	0m	H5 =	0m		CARTAGO	83°52'59"W, 9°56'25, 6'1	144	encount of
35	Servicios públicos :			No tiene	W6 =	0m	H6 =	0m		pavas	Things Prinsing A	OREAMUNO S	
۸ (C	Por Carga (Ton)	Ton) =	No tiene	W7 =	0,64m	H7 =	1,02m	Llano Gran	de			\$100 \ \$100 \ \$1
10	Kestricciones	Por Altura (m) =	(m) =	No tiene		44					- Agua	2165	
CI		Por Ancho (m)	= (<i>m</i>)	No tiene		1	ę,		Alto Coyofes	No.	Tanque:	Dona Cost.	
۸N	4. CLARO LIBRE				in in	\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\	4		PART OF THE PART O		Ortiga, 2336	0 90	1 () () () () () () () () () (
1 2	Altura libre vertical superior (m) =	superior (m)	11	No aplica	4		4	4		The state of the s		nd C	3
10	Altura libre vertical inferior (m) =	inferior (m) =		17	4	\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\\			Rodeo			1- NEW 3/1	
۸۲	Ancho de losa de aproximación (m)=	oroximación	=(<i>m</i>)	9		i i	Ly on				VISTA PANORAMICA		
"	5. ANTECEDENTES DE INSPECCION	DE INSPEC	CION										
A	Fecha día/mes/año	tsul	Inspector		Tipo de Inspección	spección						と	
	17/11/2010	Tec. Gilb€	Tec. Gilberth Marín A.	Inventario	Inventario de puentes	e inspección de daños.	n de daños					+	
		Lanam	Lanamme UCR.									The second second	
											THE REAL PROPERTY OF THE PARTY		
			101011144		10001								
			6. ANIECEDE	6. AN I ECEDEN I ES DE REHABILITACION	HACION								
	Fecha día/mes/año	Element	Elemento reparado	Re	Resumen de contramedidas	ontramedic	das						
	17/11/2010				No hay información	ormación.				The second second			
												1	



	Universidad de Costa Rica	Parque Prusia	Rio Reventado	Desconocido	ICCIÓN: Desconocido	
	Univers	DIRECCION DE VIA:	CRUZA SOBRE:	FECHA DE DISEÑO:	FECHA DE CONSTRUCCIÓN:	
E PUENTES		Cartago	Cartago	Tierra Blanca	09°56'25,6"	83°52'59,0"
INVENTARIO BASICO DE PUENTES		PROVINCIA:	CANTON:	DISTRITO:	LATITUD :	LONGITUD:
		Prusia	30-10-07.	Cantonal	Desconocido	Municipalidad de Cartago

	Parque Prusia	Rio Reventado	Desconocido	Desconocido			ALTURA (m)	1,02					EMPRESA ENCARGADA					
Universidad de Costa Rica	Parqu	Rio R	Desc				No DE VIGAS	2				RA	EMPRES,	No tiene				
Universida	DIRECCION DE VIA:	CRUZA SOBRE:	FECHA DE DISEÑO:	FECHA DE CONSTRUCCIÓN:			TRAMO MAXIMO	28				CARACTERISTICAS DE PINTURA	FECHA DE ULTIMA PINTURA	No tiene				
701010	DIRECT	CRUZA	FECHA	FECHA			UPERESTRUCTURA LONGITUD (m)	28				CARACTE	AREA PINTADA (m2)	No tiene				
7	Сападо	Cartago	Tierra Blanca	09°56'25,6"	83°52'59,0"		VIGAS PRINCIPALES DE SUPERESTRUCTURA TIPOS LONGITUD (m)	Otros (cercha)					TIPO DE PINTURA	No tiene				
2.4	CIA:	t:	0:		JD:		SUPER-ESTRUCTURA	Cercha de paso inferior				LOSA	ESPESOR (m)	0,05				
Name of the last o	PROVINCIA:	CANTON:	DISTRITO:	LATITUD :	tago LONGITUD :		MATERIAL	Acero					MATERIALES	Madera				
	Prusia	30-10-07.	Cantonal	Desconocido	Municipalidad de Cartago	-	ALINEACION DE PLANTA	Recto				TIPOS DE JUNTA DE EXPANSION	UBICACIÓN FINAL	Abierta				
						CTURA	No DE TRAMOS	1				TIPOS DE JUNT	UBICACIÓN INICIAL	Abierta				
Alowop Dr. Dura	NOMBRE DEL PUENTE	RUTA No:	CLASIFICACION DE RUTA:	KILOMETRO:	ADMINISTRADO POR:	7. SUPERESTRUCTURA	No DE SUPER ESTRUCTURA	1					No DE SUPER ESTRUCTURA	1				

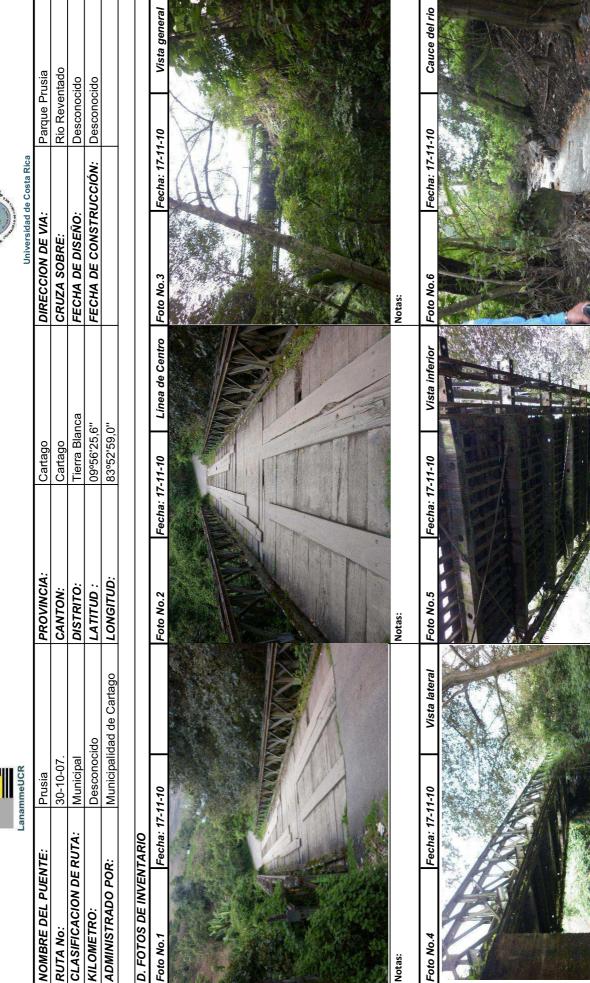


INVENTARIO BASICO DE PUENTES

	ia	opı	0	0				ANCHO DE	ASIENTO	0,40m	0,40m															
_	Parque Prusia	Rio Reventado	Desconocido	Desconocido			APOYOS		FINAL	XXXXXX	Fijo															
Universidad de Costa Rica								OdIL	INICIAL	Fijo	XXXX															
Universidad	IA:		10:	FECHA DE CONSTRUCCIÓN:				TIPO DE	PILOTES	No aplica	No aplica															
	DIRECCION DE VIA:	CRUZA SOBRE:	FECHA DE DISEÑO:	DE CONS			FUNDACIONES	DIMENSIONES		No se observan	No se observan															
	DIREC	CRUZA	FECHA	FECHA			FUND	DIME	ANCHO	No se	No se															
								Cair	2	No aplica	No aplica															
			anca	.9,	0'	TURAS		IONES	LARGO	6m	6m															
	Cartago	Cartago	Tierra Blanca	09°56'25,6"	83°52'59,0"	8. SUBESTRUCTURAS		DIMENSIONES	ANCHO	0,80m	0,80m															
						8. SUB		V Ma C 3		No aplica	No aplica															
	PROVINCIA:	CANTON:	DISTRITO:	LATITUD:	LONGITUD:		PILAS	VOIT IV	AL I OKA	3,90m	3,90m															
					Sartago		BASTIONES Y PILAS																			
	Prusia	30-10-07.	Cantonal	Desconocido	Municipalidad de Cartago		BASTIC	Cair		Muro	Muro															
uck								IVIGHTAN	INA I ENIAL	Concreto	Concreto															
LanammeUCR	NOMBRE DEL PUENTE:	RUTA No:	CLASIFICACION DE RUTA:	KILOMETRO:	ADMINISTRADO POR:			9	ā	1	2															
												A	NE	1	วก	LB	S	38	กร	s :	2					



INVENTARIO BASICO DE PUENTES



D. FOTOS DE INVENTARIO

Notas:

Anexo 2. Inspección de Puente Calle Prusia.



INSPECCION DE PUENTES (EVALUACION DEL DAÑO)

	Universidad de Costa Rica	
ÑO)		

	NOIMBRE DEL POENIE: Prusia	PROVINCIA	CA:		Cartago	DIRECCION DE VIA:	I DE VIA:	Parque Prusia
RUTA No:	30-10-07.	CANTON:	ν:		Cartago	CRUZA SOBRE:	BRE:	Rio Reventado
CLASIFICACION DE RUTA.	ERUTA: Cantonal	DISTRITO:	ö		Tierra Blanca	FECHA DE DISEÑO:	DISEÑO:	Desconocido
KILOMETRO:			D:		09°56'25,6"	FECHA DE	FECHA DE CONSTRUCCIÓN:	Desconocido
ADMINISTRADO POR :		rtago LONGITUD :	.nD:		83°52'59,0"			
B. DATOS DE INSPECCIÓN	ECCIÓN.							
Inspeccionado por:	Tec. UCR - Gilberth Marín A.	Marín A. Fecha	17/11/2010	Condiciones del clima	s del clima	Soleadas		
Inspección previa por:	No hay información	Fecha		Reporte No.				
Fecha de la próxima inspección:								
C. INFORMACIÓN GENERAL	÷ENERAL.							
Tipo de estructura.	Puente /	NOTAS:						
Longitud total (m)	28m							
Numero de claros	-							
Ancho total (m)	5,72m							
Ancho de calzada (m)) 4,53m							
No de vías	1							
OS	ELEMENTO				EVALUACIÓN DEL GRADO DE DAÑO.	3RADO DE DAÑO.		
SES	Superficie de rodamiento	Ondulación	Surcos	so	Agrietamiento	Baches	Sobre capas asfalto	
		No aplica	No aplica	lica	No aplica	No aplica	No aplica	
	lintas de expansión	Sonidos extraños	Filtración de agua	de agua	Faltante o Defor.	Mov. Vertical	Obstruida	Acero Expuesto
St		3	4		1	4	1	1
ναν S I	Baranda - Metalica	Deformación	Oxidación	ión	Corrosión	Faltante		
ΑS		1	4		4	1		
HA8	oforono D - chacred	Agrietamiento	Refuerzo expuesto	xpuesto	Faltante.			
	Daraina - College	No aplica	No aplica	lica	No aplica			
ITEM ITEM	ELEMENTO				EVALUACIÓN DE GRADO DE DAÑO.	RADO DE DAÑO.		
30		Grietas en una direc.	. Grietas en dos direc.	los direc.	Descascaramiento	Refuerzo expuesto	Nidos de piedra	Eflorescencia
7 S		No aplica	No aplica	lica	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica
AT1	LOSA	Agujeros						
ΙEΝ		2						
CON	solenionian sexiV	Grietas en una direc.	. Grietas en dos direc.	los direc.	Descascaramiento	Refuerzo expuesto	Nidos de piedra	Eflorescencia
) 13	vigas principales	No aplica	No aplica	lica	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica
7	June distraction	Grietas en una direc.	: Grietas en dos direc.	los direc.	Descascaramiento	Refuerzo expuesto	Nidos de piedra	Eflorescencia
	Vigas Ulaitagillas	No aplica	Police ON	ESI	No aplica	No aplica	No aplica	No anlica

S	α	Wisconian serial	Oxidación	Corrosión	Deformación	Perdida de pernos	Grietas en sol/placa	
JЯ. ITO	٥	vigas principales	4	4	-	2	2	
EST ST	o	Sietoma do Arripetramionto	Oxidación	Corrosión	Deformación	Perdida de pernos	Roturas de conexiones	Rotura de elementos
EW	6	Sistema de Amostramiento	4	4	1	2	2	1
	40	Dintura	Decoloración	Ampollas	Descascaramiento			
ns	2		No tiene	No tiene	No tiene			
	ITEM	ELEMENTO			EVALUACIÓN DE GRADO DE DAÑO.	RADO DE DAÑO.		
	,		Rotura de pernos	Deformación extraña	Inclinación	Desplazamiento		
	=	Apoyos		-	-	-		
			Grietas en una direc.	Grietas en dos direc.	Descascaramiento	Refuerzo expuesto	Nidos de piedra	Eflorescencia
ΑS	12	- (Sastión (viga cabezal v aletones)	7	7	_	-	_	_
IUT	!	(2010)	Protección de talud					
on								
ЯТ		1	Grietas en una direc.	Grietas en dos direc.	Descascaramiento	Refuerzo expuesto	Nidos de piedra	Eflorescencia
.S∃	13	Rastión (cuerno principal)	-	-	-	_	-	-
an	2	Castion (cast bo binicipal)	Protección de talud	Socavación.				
ıs#			1	3				
·a	11	()crodeo esiny elia	Grietas en una direc.	Grietas en dos direc.	Descascaramiento	Refuerzo expuesto	Nidos de piedra	Eflorescencia
	ţ	riid (Viga cabezai)	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica
			Grietas en una direc.	Grietas en dos direc.	Descascaramiento	Refuerzo expuesto	Nidos de piedra	Eflorescencia
	12	Dila (carana parana)	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica	No aplica
	2	riia (cuerpo principai)	Socavación.					
			No aplica					
	ITEM			COI	COMENTARIOS			
•	-	La superficie de ruedo es de madera y se encuentra en mal estado, faltan secciones.	y se encuentra en mal	estado, faltan secciones.				
	2	Las juntas tienen sonidos extraños, filtración de	filtración de agua y algúr	agua y algún movimiento vertical.				
soi	ĸ	Las barandas tienen oxidación y corrosión por la falta de limpieza y mantenimiento.	rosión por la falta de lim	pieza v mantenimiento.				
AAT		l a loca as de madera y se encrentra muy deteri	a mily deferiorada					
ΝΞ	۲	במיסים כט מכי ווממכים א מכי כוסמכים	a cocadaa.					
IWO	8 y 9.	Las vigas y el sistema de Arrostramiento les falta limpieza y pintura y revisar el estado real en que se encuentran.	iento les falta limpieza y	pintura y revisar el estado re	aal en que se encuentra	in.		
) S.C	10	No le han dado mantenimiento de pintura en mucho tiempo.	intura en mucho tiempo.					
a '	11	Los apoyos son fijos y están en buen estado del lado oeste en el este no se pudo observar.	en estado del lado oeste	en el este no se pudo obser	rvar.			
	12 y 13	El bastión del lado oeste se encuentra en buen estado y el del lado este no se pudo observar por falta de equipo adecuado.	ira en buen estado y el d	el lado este no se pudo obse	ervar por falta de equipo	o adecuado.		
		-						



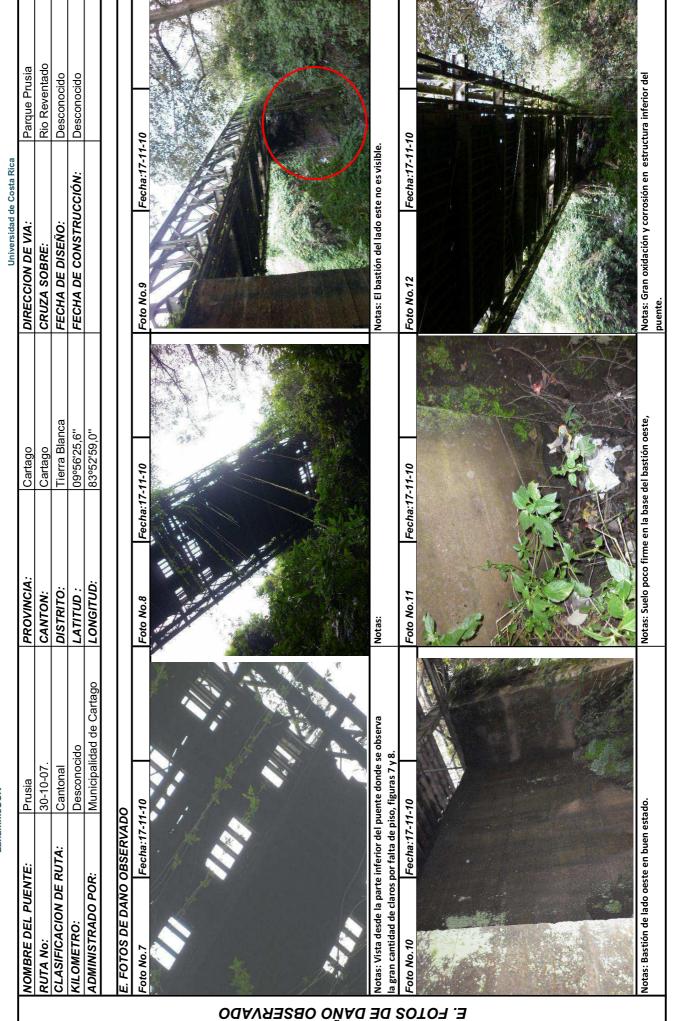
INSPECCION DE PUENTES



NOUNDEE ECH PLENTE: 10-10-10 NOUNDEE ECH PLENTE: NOUNDE:		Lanam	LanammeUCR			Universidad de Costa Rica	
RUTA NO: CLASTFICACION DE RUTA: Gartago CLASTFICACION DE RUTA: Gartago CLASTFICACION DE RUTA: Gartago LONGITUD: GASTFICACION DE RUTA: Gartago LONGITUD: GASTFICACION DE RUTA: Gartago LONGITUD: GASTFICACION DE Banca LONGITUD: GASTFICACION G	Ž	OMBRE DEL PUENTE:	Prusia	PROVINCIA:	Cartago	DIRECCION DE VIA:	
Canton Cut Asir Canton	<u> ~</u>	UTA No:	30-10-07.	CANTON:	Cartago	CRUZA SOBRE:	Rio Reventado
NIL OMETRO: Desconocicido LATITUD: 109°56/25.6°	<u> </u>	LASIFICACION DE RUTA:	Cantonal	DISTRITO:	Tierra Blanca	FECHA DE DISEÑO:	Desconocido
## Polito No.4 Polito No.4 Polito Paria Cartago LONGITUD: 83°52°59,0°	ヹ	ILOMETRO:	Desconocido	LATITUD :	09°56'25,6"	FECHA DE CONSTRUCCIÓN:	Desconocido
Foto No. 1 Fecha:17-71-10 Foto No. 1 Foto No. 1 Foto No. 3 Foto No. 1 Foto No. 4 Foto No. 4 Foto No. 4 Foto No. 5 Foto No. 5 Foto No. 5 Foto No. 6 Foto No. 7 Foto No	₹	DMINISTRADO POR:	Municipalidad de Cartago	LONGITUD:	83°52'59,0"		
Folio No. 1 Fecha: 17-11-10 Folio No. 2 Fecha: 17-11-10 Folio No. 2 Fecha: 17-11-10 Folio No. 3 Fecha: 17-11-10 Folio No. 4 Fecha: 17-11-10 Folio No. 5 Fecha: 17-11-10 Fecho No. 5 Fecha: 17-11-10 Fecho: 17-11-1	Ē	FOTOS DE DAÑO OBSERVA	4DO				
Notas: Gran deteriore en capa de rodadura de puente. Foto No. 4 Foto No. 4 Foto Acta Facha:17-11-10 Foto No. 5 Foto N	F		11-10	/	ha:17-11-10		11-10
		oto No.4 Fecha:17-:	adura de puente. 11-10 Transilores y juntas s, 4 - 5 y 6.	A Palta la	puente para poder observar ha:17-11-10	Notas: Falta gran cantidad de madera es e a quebrado y podrido. Foto No.6 Fecha:17-	an el piso del puente que 11-10



INSPECCION DE PUENTES



Lineamientos para la evaluación (calificación) del grado de deterioro del puente

Tabla 1. Grado de	e daño por ondulaciones
Grado de daño	Descripción
1	Sin ondulación
2	La profundidad de la ondulación es de 2 cm
3	La profundidad de la ondulación es entre 2.0 y 4.0 cm
4	La profundidad de la ondulación es mayor que 4.0 cm
5	Es necesario detener el vehículo para detener la ondulación

Tabla 2. Grado de	e daño por surcos
Grado de daño	Descripción
1	No hay surcos
2	La profundidad de los surcos es de 2 cm
3	La profundidad de la ondulación es entre 2.0 y 4.0 cm
4	La profundidad de los surcos es mayor que 4.0 cm
5	Es necesario detener el vehículo para detener los surcos

Tabla 3. Grado d	e daño por grietas (pavimento)
Grado de daño	Descripción
1	No se observan grietas
2	El espesor de la grieta es menor a 5.0 mm
3	El espesor de la grieta es entre 5.0 y 10.0 mm
4	Se observan grietas en red
5	Se observan grietas en red y en algunas partes hay desprendimiento del concreto

Tabla 4. Grado de	e daño por baches
Grado de daño	Descripción
1	No se observan baches
2	La profundidad de los surcos es de 2 cm
3	El espesor de la grieta es entre 5.0 y 10.0 mm
4	Se observan grietas en red
5	Se observan grietas en red y en algunas partes hay desprendimiento del concreto

Tabla 5. Grado d	Tabla 5. Grado de daño por Sobrecapas de asfalto	
Grado de daño	Descripción	
1	No se observan Sobrecapas de asfalto	
2	No aplica	
3	Se observa una sobrecopa de asfalto	
4	No aplica	
5	Se observa mas de una sobrecopa de asfalto	

5	Se observa mas de una sobrecopa de astaito
Tabla 6. Grado d	e daño por deformación (Baranda de acero)
Grado de daño	Descripción
1	No se observan daños de deformación en el elemento
2	Deformación menor a 5 cm
3	Deformación entre 5 cm y 10 cm con respecto al original
4	Deformación entre 10 cm y 20 cm con respecto al original
5	Deformación mayor a 20 cm con respecto al original
Tabla 7. Grado d	e daño por oxidación (Baranda de acero)
Grado de daño	Descripción
1	No se observa oxidación en el elemento
2	Se observa comienzos de oxidación
3	20% del elemento esta cubierto con oxidación
4	50% del elemento esta cubierto con oxidación

4	50% del elemento esta cubierto con oxidación
5	Mas del 50% del elemento esta cubierto con oxidación
Tabla 8. Grado de	e daño por corrosión (baranda de acero)
Grado de daño	Descripción
1	No se observa corrosión en el elemento
2	Se observa el principio de la corrosión
3	La corrosión creció y ha ocasionado orificios en partes del elemento
4	Algunas partes del elemento están reducidas por corrosión
5	Algunas partes del elemento se han perdido por la corrosión

Tabla 9. Grado de	e daño por baranda faltante (Acero o concreto)
Grado de daño	Descripción
1	Se cuenta con la totalidad de la baranda

-	Algunas partes de la baranda están dañadas
3	Hace falta menos del 10% de la baranda
4	Hace falta entre 10% y 30% de la baranda
5	Hace falta mas del 30% de la baranda

Tabla 10. Grado de daño por grietas (Baranda de concreto)	
Grado de daño	Descripción
1	No hay grietas
2	Se observan algunas grietas
3	El espesor de la grieta es menor a 0.30 mm con intervalos de 50 cm
4	El espesor de la grieta es mayor a 0.30 mm con intervalos de 50 cm
5	Se observan grietas con espesores de varios mm

Tabla 11. Grado de daño por acero de refuerzo expuesto (Barandas de concreto)	
Grado de daño	Descripción
1	Descascaramiento en al superficie de concreto
2	Se observan cascaras a lo largo del refuerzo principal
3	El refuerzo esta expuesto en pequeñas partes
4	Se observa el refuerzo principal expuesto y oxidado
5	Se observa el acero principal expuesto y con reducción de la sección

Tabla 12. Grado de daño por filtración de agua en las juntas de expansión	
Grado de daño	Descripción
1	No hay filtración de agua proveniente de las juntas de expansión
2	Se observaron filtraciones en algunas partes de los asientos del puente
3	Se observan filtraciones en menos del 50% del muro y la viga cabezal
4	Se observan filtraciones en mas del 50% del muro y la viga cabezal
5	Las filtraciones cubren toda la pared frontal y la viga cabezal

Tabla 13. Grado d	de daño por faltante o deformación de juntas de expansión
Grado de daño	Descripción
1	No se observa faltante o deformación de juntas
2	Se observan pequeñas deformaciones
3	Algunas partes están deformadas
4	Algunas partes se han perdido
5	Los vehículos deben reducir la velocidad antes de pasar por la junta de expansión

Tabla 14. Grado	de daño por movimiento vertical de la junta de expansión
Grado de daño	Descripción
1	No se observan movimientos
2	Se observan pequeños movimientos
3	Algunas partes se mueven verticalmente y se detectaron sonidos
4	Algunas partes se mueven considerablemente o se detectaron grandes sonidos
5	La velocidad del vehículo debe reducirse antes de pasar por la junta de expansión

Tabla 15. Grado de daño por juntas obstruidas	
Grado de daño	Descripción
1	No se observan juntas obstruidas
2	No aplica
3	Se observa cierta obstrucción en la junta
4	No aplica
5	La junta esta cubierta por Sobrecapas de asfalto

Tabla 16. Grado de daño por grietas en una dirección en losas y vigas de concreto	
Grado de daño	Descripción
1	No se observan grietas
2	El ancho de las grietas es menor a 0.20 mm en intervalos de mas de 1.0 m
3	El ancho de las grietas es mayor a 0.20 mm en intervalos de mas de 1.0 m
4	El ancho de las grietas es mayor a 0.20 mm en intervalos entre 1.0 m y 0.5 m
5	El ancho de las grietas es mayor a 0.20 mm en intervalos de menos de 0.5 m

Tabla 17. Grado de daño por grietas en dos direcciones en losas y vigas de concreto	
Descripción	
No se observan grietas	
no aplica	
El ancho de las grietas es menor a 0.20 mm con intervalos mayores a 0.5 m	
El ancho de las grietas es mayor a 0.20 mm con intervalos menores a 0.5 m	
El ancho de las grietas es mayor a 0.20 mm y el concreto se esta descascarando	

Tabla 18. Grado de daño por descascaramiento en superficie de concreto	
Grado de daño	Descripción
1	No se observa descascaramiento en la superficie
2	Se observa el principio del descascaramiento
3	Ha crecido el descascaramiento en lagunas parte de la superficie de la estructura
4	Se observa un considerable descascaramiento
5	Se observa un considerable descascaramiento y oxidación

Tabla 19. Grado de daño por nidos de piedra		
Grado de daño	Descripción	
1	No se observaron nidos de piedra	
2	Se observaron nidos de piedra en algunos sitios	
3	Se observaron mas de diez nidos de piedra	
4	Se observan nidos de piedra en muchos sitios	
5	No aplica	

Tabla 20. Grado de daño por eflorescencia		
Grado de daño	Descripción	
1	No se observó eflorescencia	
2	Se observaron pequeñas manchas blancas en la superficie de concreto	
3	Se observó eflorescencia a lo largo de la grieta en menos de la mitad del área de losa	
4	Se observó eflorescencia en mas de la mitad del área de losa	
5	Se observaron estalactitas en muchos lugares causadas por el cloruro de calcio	

Tabla 21. Grado de daño por agujeros en la losa	
Grado de daño	Descripción
1	No se observaron agujeros
2	Se observaron escamas en la superficie de concreto
3	Se observan pequeños agujeros a lo lago del refuerzo de la losa
4	Se desarrollan agujeros con mas de 1.0 m3 del área bajo la losa
5	Existen evidencias de que el agujero se extiende a través de la losa

Tabla 22. Grado de daño por perdida de pernos		
Grado de daño	Descripción	
1	No faltan pernos	
2	Se observa un faltante de 2 o menos pernos	
3	Se observa un faltante de entre 3 y 5 pernos	
4	Se observa un faltante de entre 6 y 10 pernos	
5	Se observa un faltante de mas de 10 pernos	

	de daño por grieta en la soldadura o la placa
Grado de daño	Descripción
1	No se observan grietas
2	No aplica
3	Se detectan varias grietas de menos de 1.0 cm
4	No aplica
5	Se detectan varias grietas de mas de 1.0 cm

Tabla 24. Grado de daño por oxidación en los elementos de arriostre	
Grado de daño	Descripción
1	No se observa oxidación en el elemento
2	Se observa oxidación en lugares determinados
3	La oxidación comienza en los bordes filosos de la superficie de la estructura
4	20% del elemento esta cubierto con oxidación
5	Mas del 50% del elemento esta cubierto con oxidación

Tabla 25. Grado de daño por deformación	
Descripción	
No se observa deformación en los elementos	
Se observa una ligera deformación	
Algunas partes de los elementos están deformados	
Algunas partes de los elementos deberán remplazarse	
El tablero o el elemento inferior de la cercha superior deberá ser sustituido	

Tabla 26. Grado de daño por rotura de conexiones		
Grado de daño	Descripción	
1	No se observa ninguna rotura en la conexiones	
2	No aplica	
3	Se observa una ligera rotura en los conexión	

4	No anlica
4 5	No aplica Algunas conexiones presentan gran rotura
<u> </u>	Algunas conexiones presentan gran rotura
	de daño por rotura de elementos
Grado de daño	Descripción
1	No se observa rotura en los elementos
2	Se observa una ligera rotura
3	Algunas partes de los elementos están arruinados
4	Algunas partes de los elementos deberán reemplazarse
5	El tablero o el elemento inferior del diafragma superior deberá ser sustituido
Tabla 28. Grado	de daño por decoloración
Grado de daño	
1	No se observa decoloración
2	No aplica
3	Se observa decoloración en un grado
4	No aplica
5	No se observa el color original
Tabla 29 Grado	de daño por ampollas en la pintura
Grado de daño	
1	No se observan ampollas en la superficie
2	Se observan ampollas ligeras
3	Han crecido ampollas en algunas partes de la superficie
4	Se detectó oxido alrededor de la ampolla en algunas partes de la superficie
5	Se observa que el oxido socava mas de 10 cm3 en la superficie
	de daño por descascaramiento de la pintura
Grado de daño	
1	No se observa descascaramiento de la pintura en la superficie
2	Se observa el principio del descascaramiento de la pintura
3	Ha crecido el descascaramiento de la pintura en algunas partes de la superficie
4	Se observa un considerable descascaramiento de la pintura
5	Se observa un considerable descascaramiento de la pintura con oxido
Tabla 31. Grado	de daño por rotura del perno de anclaje
Grado de daño	Descripción
1	No se observa daño en los pernos de anclaje
2	La tuerca no se encuentra en su posición original
3	El pero de anclaje esta deformado
4	El perno de anclaje se desplazó mas de 5 cm
5	El perno de anclaje esta completamente cortado
Tabla 32. Grado	de daño por deformación del apoyo
Grado de daño	Descripción
1	No se observan deformaciones
2	Se observa una ligera deformación
3	Se observan deformaciones pero todavía funciona
4	El apoyo esta considerablemente deformado y deberá ser reemplazado
5	El apoyo esta completamente deforme no funciona como apoyo
Tabla 33. Grado	de daño por inclinación del apoyo
Grado de daño	, , , , , , , , , , , , , , , , , , ,
1	No se observa inclinación
2	No aplica
3	Ligeramente inclinado
4	No aplica
5	Esta considerablemente inclinado y no tiene función como apoyo
	de daño por desplazamiento del apoyo
Grado de daño	•
1	No hay desplazamiento del apoyo
2	No aplica
3	El apoyo esta ligeramente desplazado
4	No aplica
5	El apoyo se desplazó mas del 5.0cm de su posición original
	de daño por protección del talud
Grado de daño	Descripcion
4	

No hay daños en el talud del relleno de aproximación

No aplica

3	El talud del relleno de aproximación colapso ligeramente
4	No aplica
5	El colapso del talud reduce el ancho de la vía

Tabla 36. Grado	de daño por colapso de la protección
Grado de daño	Descripción
1	No hay daño en el talud
2	No aplica
3	El talud en frente del bastión esta deformado ligeramente
4	No aplica
5	El talud en frente del bastión colapsó

Tabla 37. Grado	de daño por inclinación del bastión
Grado de daño	Descripción
1	No se observa movimiento
2	No aplica
3	Se confirma visualmente el movimiento ligero
4	No aplica
5	La inclinación es notable

Tabla 38. Grado d	de daño por socavación en la fundación
Grado de daño	Descripción
1	No se observa socavación
2	No aplica
3	Se observa socavación pero no se extiende a la fundación
4	No aplica
5	Aparece socavación por la fundación

Anexo 3. La Relevancia Agropecuaria y Turística de Sabanillas – Prusia Zona Norte de Cartago.

La relevancia agropecuaria y turística de Sabanillas-Prusia Zona Norte de Cartago

El área comprendida entre el Sanatorio Durán y el sector Prusia del Parque Nacional Volcán Irazú engloba una zona de importancia económica, social y ambiental.

Encontramos alrededor de 50 familias residentes cuyo ingreso primordialmente depende de la producción agrícola en parcelas aledañas o fincas circunvecinas de valor productivo a nivel nacional por su alto rendimiento en cultivos como papa, cebolla, zanahoria, higos, entre otras hortalizas que abastecen la demanda del mercado nacional.

Estas familias están compuestas por niños y niñas que cursan sus estudios tanto de escuela como de colegio. La población escolar esta compuesta por alrededor de 20 estudiantes de diferentes niveles académicos que hacen un tremendo esfuerzo por trasladarse día a día hasta el punto donde pueden tomar un bus de transporte público, muchas veces despertándose a horas de la madrugada y llegando al final de la tarde o en la noche de regreso a sus hogares.

También en la zona encontramos grandes y pequeñas fincas productoras de leche, que principalmente venden su producto a corporaciones grandes como Dos Pinos e Inlatec. Las tres fincas de mayor producción, Finca Prusia, Hacienda Retes y Finca Padua, generan una producción mensual de 65000 kilogramos a 75000 kilogramos mensuales. Esto deviene en un ingreso total de alrededor de ¢80,000,000.00 mensuales que generan trabajo y mueven la economía local mediante la compra de insumos y maquinaria para la producción agropecuaria, así como la contratación de servicios profesionales.

El baluarte económico no se limita solamente al sector agropecuario, la zona es de gran importancia para la industria turística local e internacional, ya que el Sector Prusia del Parque Nacional Volcán Irazú, se encuentra localizado al final del camino. Este parque es de amplia tradición para el turismo local ya que su popularidad se extiende hasta los vecinos de las comunidades de Llano Grande, Tierra Blanca, Cot, Potrero Cerrado, e incluso a gente del Valle Central, que tienen como costumbre cultural visitar el parque en días feriados o fines de semana. Esto deviene al Sistema Nacional de Áreas de Conservación en alrededor ¢4,200,000.00 en ingresos de cobro de entrada de 4000 turistas al año, principalmente nacionales y otros 200 que visitan el Sector de Cráteres del Parque Nacional y luego se trasladan al Sector Prusia.

En cuanto a turismo rural se encuentran diferentes proyectos familiares como el Proyecto Ecoturístico Mirador Paso del Quetzal y el Proyecto Agro-ecoturístico Hacienda Retes, que ofrecen servicios de guiado, senderos naturales, áreas de picnic, servicios de alimentación, hospedaje, áreas de acampar, entre otros y son fuentes de empleo para las familias locales.

Encontramos además al Sanatorio Durán, antiguo "hospital" para tuberculosos, el cual se ha convertido en una finca bajo la administración de UPA Nacional y ahora se ha transformado en una importante atracción turística por sus antiguas instalaciones que invocan un misterio fantasmal, sus extensas áreas verdes con mesas para picnic, así como la historia que cuentan sus paredes. La visitación promedio mensual es de alrededor de 1000 personas, lo cual implica un ingreso de ¢1,000,000.00 mensuales.

A nivel comunal la zona también es de gran importancia ya que es área de recarga acuífera y varias nacientes de la comunidad de Tierra Blanca y Llano Grande, administradas por la ASADAS locales proveen agua de excelente calidad y caudal que abastecen estas comunidades agrícolas.

En la misma línea del recurso hídrico, SENARA tiene varios proyectos, tanto en la zona media como alta, para captación, abastecimiento y riego que utilizan los productores agrícolas de la zona norte de Cartago en cultivos importantes de papa y cebolla de las comunidades de Tierra Blanca y Potrero Cerrado, principalmente.

Sin embargo, la zona de Sabanillas – Prusia no se ha podido desarrollar a su total potencial turístico y económico, principalmente por el mal estado de la vía de acceso y el puente sobre el Río Reventado, que limita la visitación de turismo nacional e internacional ya que la mayoría de vehículos familiares no pueden entrar hasta el Sector Prusia del Parque Nacional desmotivando el incremento de la visitación turística a esta zona.

Así mismo, los vehículos de los productores y camiones recolectores de leche, que en varias ocasiones han interpuesto advertencias del cese del servicio de recolección a las fincas productoras de leche, debido al mal estado del camino y puente, limitan el desarrollo económico de esta zona y deviene en altos costos de mantenimiento de vehículos, mayor liberación de emisiones y mayor inversión en hidrocarburos para transportar los productos de la producción agropecuaria.

Es importante mencionar, que estudios de la Comisión Nacional de Emergencias (CNE) y de Organismos Internacionales como la WISPA y la organización española DARA (DevelopmentAssistanceResearchAssociates, han catalogado la zona como de alto riesgo ante la amenaza de una posible erupción del Volcán Turrialba y su vulnerabilidad recae principalmente en el mal estado de los caminos que impiden una rápida vía de evacuación, tanto de animales como de gente.

Las acciones de mantenimiento del camino han sido para atender las emergencias que suscitan y se han llevado a cabo con colaboración de los vecinos y en casos mayores por parte de la Municipalidad de Cartago. No obstante, la vía de acceso y el puente requieren una intervención integral que resuelva esta problemática de manera perdurable, de esta manera activando un área de importancia socio-económica y ambiental para la provincia de Cartago y el país en general.

Anexo 4. TPD Calle Prusia.

MetroCount Traffic Executive Clases Diarias

ClasDiarias-0 -- Español (ESC)

Series de Datos:

Sitio: [Prusia] Cost oeste Santr Duran

Sentido de Circulación: 1 - Sentido Hacia el Norte, Pulso en A Primero. Carril: 0

Duración de los Aforos: 15:35 miércoles, 02 de mayo de 2012 => 13:52 lunes, 07 de mayo

de 2012 **Zona:**

Archivo: Prusia07may2012.EC0 (Plus)

Identificador: DP80DWS2 MC56-L5 [MC55] (c)Microcom 19Oct04

Algoritmo: Factory default (v3.21 - 15275)

Tipo de Datos: Sensores de Ejes - En Pares (Clase, Velocidad, Recuento)

Perfil:

Hora del Filtro: 15:36 miércoles, 02 de mayo de 2012 => 13:52 lunes, 07 de mayo de

2012

Clases Incluidas: 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12

Intervalo de Velocidades: 10 - 160 km/h.

Sentido de Circulación: Norte, Este, Sur, Oeste (Acotado)

Separación: Todos - (Intervalo Vehicular)

Nombre: Default Profile

Esquema: Clasificación Vehicular (ARX)

Unidades: Métrico (metro, kilómetro, m/s, km/h, kg, Tonelada Métrica (kg))

En el Perfil: Vehículos = 331 / 359 (92.20%)

Clases Diarias

ClasDiarias-0

Sitio: Prusia.0.0N

Descripción: Cost oeste Santr Duran

Hora del Filtro: 15:36 miércoles, 02 de mayo de 2012 => 13:52 lunes, 07 de mayo de

2012

Esquema: Clasificación Vehicular (ARX)

Filtro: Cls(1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12) Sentido(NESO) Vel.(10,160) Intervalo

Vehicular(>0)

	lunes,	30	de	abril	de	2012
--	--------	----	----	-------	----	------

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Total lun*	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
(%)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
mar*	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
(응)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
mié*	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
(응)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
jue 164	9	150	1	2	2	0	0	0	0	0	0	0
(%)	5.5	91.5	0.6	1.2	1.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
vie	2	159	0	4	2	0	0	0	0	0	0	0
167 (%)	1.2	95.2	0.0	2.4	1.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
<u>sáb</u>	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
(%)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
<u>dom</u>	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
(%)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Axles	Groups	Description	Clas	55	Parameters	Dominant Vehicle	Aggregate
2	1 or 2	Very Short - Bicycle or Motorcycle	MC	1	d(1)<1.7m & axles=2	A	
2	1 or 2	Short - Sedan, Wagon, 4WD, Utility, Light Van	sv	2	d(1)>=1.7m, d(1)<=3.2m & axles=2		1 (Light)
3, 4 or 5	3	Short Towing - Trailer, Caravan, Boat, etc.	SVT	3	groups=3, $d(1)>=2.1m$, $d(1)<=3.2m$, $d(2)>=2.1m$ & axles=3,4,5	A	
2	2	Two axle truck or Bus	TB2	4	d(1)>3.2m & axles=2	Œ	
3	2	Three axle truck or Bus	ТВ3	5	axles=3 & groups=2		2 (Medium)
>3	2	Four axle truck	T4	6	axles>3 & groups=2	4	
3	3	Three axle articulated vehicle or Rigid vehicle and trailer	ART3	7	d(1)>3.2m, axles=3 & groups=3	4	
4	>2	Four axle articulated vehicle or Rigid vehicle and trailer	ART4	8	d(2)<2.1m or d(1)<2.1m or d(1)>3.2m axles = 4 & groups>2		
5	>2	Five axle articulated vehicle or Rigid vehicle and trailer	ART5	9	d(2)<2.1m or d(1)<2.1m or d(1)>3.2m axles=5 & groups>2		3 (Heavy)
>=6	>2	Six (or more) axle articulated vehicle or Rigid vehicle and trailer	ART6	10	axles=6 & groups>2 or axles>6 & groups=3		(,,
>6	4	B-Double or Heavy truck and trailer	BD	11	groups=4 & axles>6		
>6	>=5	Double or triple road train or Heavy truck and two (or more) trailers	DRT	12	groups>=5 & axles>6		

Anexo 5. Ficha Técnica Camión Hyundai HD170.



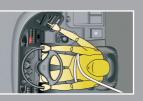
CAMIÓN / HD 170 18.290











HD 170_{18.290}

MOTOR

Modelo: Hyundai D6AB-B, Euro III.

Tipo: Turbo Intercooler, 6 cilindros en línea.

Cilindrada: 11.149 cc.

Potencia: 290 HP @ 2.000 RPM.
Torque: 1.079 Nm @ 1.200 RPM.
Invección: Bomba invectora en línea Bosch.

TRANSMISIÓN

Modelo: Hyundai M10S6 (Over Drive).

Tipo: 6 velocidades, 2da - 6ta sincronizadas

más 1 reversa. Con sobremarcha. 1ra / 6,552 6ta / 0,758.

Relaciones: 1ra / 6,552 6ta / 0,758. Embrague: Monodisco seco, control hidráulico,

servo asistido neumático.

361 VU d31311UU

Diferencial: 4,333:1.

FRENOS

De servicio: Full Aire.
De estacionamiento: Maxi brake

Auxiliar: Freno de motor. Válvula mariposa

a los gases de escape.

EJE DELANTERO

Modelo: Elliot.

Suspensión: Ballestas semielípticas parabólicas.

Capacidad: 7.000 Kg.

EJE TRASERO

Modelo: D10H. Tipo: Flotante.

Suspensión: Ballestas semielípticas laminadas.

Capacidad: 11.800 Kg.

DIRECCIÓN Servo asistida, perno sinfín

de bolas recirculantes.

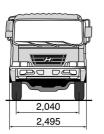
LLANTAS Y NEUMÁTICOS

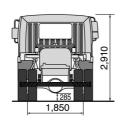
Tipo: Llanta de acero 8,25 x 22,5.

Neumáticos: 12R 22,5 - 16PR

DIMENSIONES

Distancia entre ejes: 5.850 mm. Largo Total: 9.525 mm. Largo Carrozable: 7.250 mm.





CAPACIDADES (Kg.)

CAPACIDAD TÉCNICA MÁXIMA

Eje delantero:	(Kg.)	7.000
Eje trasero:	(Kg.)	11.800
Total:	(Kg.)	18.800

PESO BRUTO VEHÍCULAR (PBV)

Total: (Kg.) 18.800

CAPACIDAD DE CARGA

Eje delantero:	(Kg.)	2.970
Eje trasero:	(Kg.)	9.390
Total:	(Kg.)	12.360

TARA

Eje delantero:	(Kg.)	4.030
Ejes trasero:	(Kg.)	2.410
Total:	(Kg.)	6.440

CHASIS

Viga de acero de alta resistencia perfil C 302x90 mm., grosor de 8 mm. Estanque de combustible de 200 litros.

SISTEMA ELÉCTRICO

Alternador: 24V/60A

Baterías: 2 baterías de 12V/150 AH

CABINA

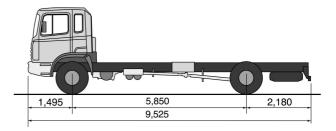
Con litera. Estructura de acero, insonorizada, tratamiento de anticorrosión, basculamiento hidráulico automático y manual.

DESEMPEÑO

Gradeabilidad máxima: 35% (18°). Velocidad máxima: 120 km/hr. Radio de giro máximo: 10,1 mts.

OTROS

Asiento del conductor con suspensión neumática / Radio CD / Encendedor / Cenicero / Conexión eléctrica interior para accesorios / Cierre centralizado / Alzavidrios eléctricos / Cortinas.







Anexo 6. Ficha Técnica Equipo Ultrasonido Empleado.

Krautkramer DMS 2

Medidores de espesor por ultrasonido con A-Scan y B-Scan





Inspección de corrosión documentada - rápida e inteligente

El DMS 2 es LA solución...

para sus tareas de inspección en el campo de la medición de corrosión -incluso si se trata de tareas muy exigentes o críticas - por ejemplo, en piezas recubiertas o en altas temperaturas.

La pantalla del DMS 2 es fácil de visualizar y le informa de todos los detalles de la medición en un solo golpe de vista. La imagen del eco (A-Scan) lle permite tener bajo control lo que usted ha medido y evitar los errores de medición condicionados por el material, como por ejemplo aquellos provocados por grietas o heterogeneidades, de esta forma usted puede distinguir tales errores de los valores de medición reales.

El cómodo registrador de datos le proporciona una gran variedad de posibilidades de documentación que cumplen con todos los requisitos en la práctica de inspección en campo.

Para mejorar su seguridad y confort en la inspección hemos equipado el DMS 2 con la última tecnología u funciones especiales. El dispositivo está disponible en tres versiones:

- El dispositivo estándar DMS 2
- El DMS 2E equipado con funciones reducidas para aplicaciones más simples y finalmente
- El DMS 2TC, un dispositivo innovador para la medición de espesor a través de pintura por medio del procesamiento denominado TopCOAT

A-Scan con indicadores de los espesores del recubrimiento y de la

Innovación: Auto-V

Innovación: TopCOAT

Gracias al ya patentado procesa-

capaces de optimizar la medición

pintura: Por medio de este proce-

samiento es posible tanto ejecutar

mediciones incluso en paredes poste-

riores de alta corrosión como detec-

tar picaduras pequeñas gracias a la

elevada ganancia del equipo. En un

y el material base y se indican los

solo paso se miden la capa de pintura

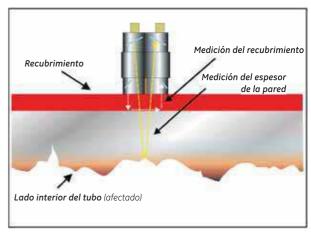
miento "TopCOAT" (DMS 2TC) somos

de la corrosión a través de capas de

Si sus piezas no están revestidas usted puede trabajar con la función Auto-V, que esencialmente facilita la medición del espesor de pared convencional. El método Auto-V permite medir el espesor de pared también en piezas a una velocidad del sonido hasta hoy desconocida y representa por este motivo el método del futuro. De esta manera usted puede medir los más diversos materiales no revestidos sin una calibración adicional - y sin ningún bloque de referencia. No es necesario conocer la velocidad del sonido para la medición, por lo que se elimina lo que hasta el momento era una desventaja.



Por medio del uso del palpador TopCOAT (con dos emisores y dos receptores) se determinan los espesores tanto del recubrimiento como de la pared en una sola operación de medición: no es necesaria una secuencia múltiple de ecos (ilustración esquemática)





Desarrollado para satisfacer sus necesidades en aplicaciones con A-Scan, B-Scan y administración de datos.

Un punto de brillo especial ...

representa la tecnología más innovadora de LCD (pantalla de cristal líquido) de elevado contraste que puede leerse hasta a la luz del sol más brillante e incluso con un mal ángulo de visiónno favorable. Usted puede adaptar el contraste a todas las condiciones de luminosidad; en un ubicación oscura puede encender la luz de fondo.

¿Qué quiere ver ?

El DMS 2 no sólo le muestra el A-Scan para un mejor control de su medición. Usted puede observar además los resultados de su medición en el B-Scan, es decir, en una imagen seccionada del espesor de la pared en función del tiempo. El DMS 2 le ofrece aquí una ilustración gráfica adicional que es ideal para inspeccionar los sectores dañados y detectar el valor mínimo de medición dentro de una zona definida.

Si lo desea también puede ver los digitos en gran tamaño, otra ventaja para el trabajo in situ.

De pequeñas dimensiones, ligero, resistente

El DMS 2 con sus pequeñas dimensiones y ligero peso de tan sólo 885 gramos (incluidas las baterías) es realmente cómodo en la práctica. El teclado de membrana y la caja fueron del mismo modo diseñados específicamente para entornos industriales. Las baterías recargables cubren una semana de trabajo.

Además su forma sofisticada y ergonómica permite un sencillo manejo con una sola mano. El concepto de manejo es claro y se aprende con rapidez – con un rápido acceso a las funciones.

Amplio rango de prácticas funciones

Mediciones de piezas con fuerte corrosión, recubrimientos gruesos, materiales desconocidos – el DMS 2 dispone de un gran número de capacidades y funciones optimizadas y orientadas a la práctica:

- Reconocimiento automático de todos los palpadores de diálogo para un ajuste, capacidad y documentación óptimos.
- Modo mejorado de emisión/recepción para conectar numerosos palpadores así como para la inspección de espesor de precisión.
- Referenciado a cero automático para el ajuste preciso del dispositivo a los palpadores y las condiciones más diversas de medición.
- Modo de captura mínima con frecuencia elevada de impulsos para indicar y almacenar el valor mínimo de medición.
- Modo de visualizador en RF, cuatro filtros automáticos pasabanda, frecuencia de actualización de visualizador seleccionable.

...y muchas otras características adicionales.



El registrador de datos - flexible y potente

Almacenar, administrar ...

El registrador de datos incorporado en el DMS 2 le proporciona todas las posibilidades modernas de documentación y administración para usted:

- Almacenamiento de 150.000 valores de medición y 1.100 A-Scan o B-Scan respectivamente (expandible)
- Adaptación flexible a la tarea de medición por medio de ocho estructuras de datos diferentes

 según la ubicación de puntos de medición que aparezca más frecuentemente
- Posibilidad de insertar y borrar posteriormente cualquiera de los valores de medición dentro de un archivo existente
- Almacenamiento de informaciones adicionales relacionadas con cada punto de medición: botón de prueba, velocidad del sonido, fecha, tiempo, calibración, etc.
- Una línea de comentario con 64 caracteres puede accesible en cualquier momento
- Trama microfina: Esta función le permite añadir hasta 81 valores de medición por cada punto de medición en cualquier momento de la misma – en tramas de 2x2 hasta 9x9. De esta manera se posibilita el análisis en directo cercano de cualquier punto de medición crítico.

VEL : .2313 (6	* ~		1 1 200
0	つ て	14	_ 6 P
U .	_ \		10
MICROGRID	I A	8	C
MICROGRID 1	A 0.210	0.231	C 0.233
MICROGRID 1 2	0.210 0.221		0.233 0.226
MICROGRID 1 2 3	A 0.210 0.221 0.214		0.233 0.226 0.216

Función microfina para la entrada posterior de tramas de valores de medición

... no podía ser más fácil

A pesar de la gran escala de capacidades del registrador de datos – las operaciones resultan muy simples. Por ejemplo, al navegar usted ve no sólo su punto actual de medición sino también los puntos adyacentes obteniendo así una visión general.

Para introducir sus datos alfanuméricos hemos creado el "teclado virtual" que aparece en la pantalla del DMS 2 y le facilita la introducción de un texto.



Navegación rápida dentro de un archivo





"Teclado virtual" que se activa de forma sencilla mediante la tecla ABC

Documentar, procesar.

Al pulsar la tecla correspondiente el dispositivo le proporciona el informe de medición en la impresora conectada. Un completo sistema de software específico para el usuario está disponible para el procesamiento continuo de los datos.

Con la ayuda de estos programas usted puede por ejemplo transferir datos al y desde el ordenador personal a otros programas estándares – como Microsoft Excel –, analizarlos, archivarlos en una base de datos o integrarlos en un sistema de garantía de calidad.





El sistema de administración de datos del DMS 2 incluido el software de transmisión y administración de datos para la documentación

Mil y una aplicaciones gracias a la gran variedad de palpadores.

Cuando es preciso medir el espesor

El DMS 2 es apto para una gran variedad de inspecciones de componentes sujetos a desgaste que incluye, por ejemplo:

- Tubos, depósitos, tanques en la industria química
- Complejas isometrías de tubos en refinerías
- Materiales austeníticos, mediciones de inspección generales en centrales eléctricas
- Medición del espesor residual de paredes a través de capas gordas de pintura y en cascos de naves reforzados por fibras de vidrio
- Piezas con alta atenuación del sonido en fundición
- Múltiples operaciones de mantenimiento y servicio en la industria aeronáutica
- Piezas de gran espesor de pared en la industria de plásticos

Invencibles – nuestros palpadores

La gran variedad de aplicaciones es posible gracias a la variedad de palpadores disponibles para el DMS 2

La serie de palpadores de diálogo representa una peculiaridad. El dispositivo reconoce los palpadores, lo que le ayuda a optimizar el ajuste y mejorar la capacidad.

También disponemos de palpadores específicos para solucionar una tarea en condiciones críticas y mediciones difíciles.

Por ejemplo: medición fiable en altas temperaturas



Con el DMS 2 no es ningún problema medir el espesor de la pared de piezas calientes. Nuestro programa incluye diversos palpadores que le permiten una medición fiable incluido el control de acoplamiento de piezas calientes a temperaturas de hasta 600 °C.

Por ejemplo: Medición a través de cubrimientos.



Ya puede olvidar la tediosa operación de retirar los recubrimientos. La función TopCOAT del dispositivo DMS 2TC mide al mismo tiempo no sólo el espesor del material básico sino también el del recubrimiento. Existen además otras posibilidades de medición a través del recubrimiento en condiciones definidas, como por ejemplo dentro de la secuencia de eco (función Dual Multi).

Por ejemplo: Medición del espesor en piezas con corrosión externa



Por medio de palpadores especiales usted puede medir el espesor de la pared residual de una área de contacto reducida en piezas a las que habitualmente no tiene acceso: aquellas muy irregulares debido a la corrosión externa.

Por ejemplo: Medición el espesor con una velocidad de sonido desconocida



Por medio de la función de Auto-V usted puede medir ahora piezas cuya velocidad de sonido se desconoce – ¡sin una medición previa de comparación mecánica! Ventajas adicionales: se evitan mediciones incorrectas causadas por variaciones de la velocidad de sonido debido a cambios de la temperatura – por ejemplo, en materiales plásticos, o provocadas por materiales heterogéneos-tales como, por ejemplo, piezas de fundición gris. Todo ello aumenta la seguridad de su medición.

DMS 2E, DMS 2, DMS 2TC - Datos técnicos y accesorios

Paquete estándar.

Dispositivo medidor de espesor DMS 2E (básico) o el DMS 2 (estándar); o el DMS 2TC equipado con la función TopCOAT y modo operacional Auto-V; incluido:

1 juego (4 piezas) de baterías alcalinas, 1 CD-ROM, programa de instalación para actualizaciones del software; Manual de manejo.

Principio de funcionamiento

Por pulso eco de ultrasonidos.

Modos de medición

Operación dual con medición a lo largo de los flancos del eco

Operación de MIN (valor mínimo), Dual Multi Sólo el DMS 2TC: TopCOAT y Auto-V; Sólo el DMS 2 / DMS 2TC: Modo con un solo elemento con medición a lo largo del flanco/pico del eco en secuencias múltiples de multi eco, medida entre el eco de interface y el primer eco de retorno.

Ajsute de referencia a cero

Automático o manual pulsando la tecla correspondiente después del acoplamiento al bloque del punto cero

Corrección del error por desviación (V-Path)

Automática

Gama de medición

DMS 2E: 0.6 mm hasta 635 mm (.025" hasta 25.00") DMS 2 y DMS 2TC: 0,2 mm hasta 635 mm (.008" hasta 25.00") en acero, el modo estándar, dependiendo del palpador, material y superficie

Resolución digital

0,01 mm o 0,1 mm (0.001 hasta 0,01") (selectiva) sobre la gama completa de medición

Unidades

Seleccionables: milímetros o pulgadas

Frecuencia de medición

32 Hz en el modo de operación MIN con B-Scan; 4 Hz o 8 Hz (seleccionable) en ajuste estándar

Amplificación

Automática o manual con incrementos de 1 dB

Anchura de banda del amplificador

0,5 hasta 15 MHz

Gama de la velocidad del sonido

1000 hasta 9999 m/s 39,400 hasta 393,662 pulgadas/seg.

Indicación

Tipo: Pantalla gráfica transflectante de LCD, 71 mm x 95 mm, 240 x 320 pixeles, iluminación de fondo conmutable, contraste ajustable;

Dígitos: Indicación de cuatro dígitos, altura de las cifras 12,7/19 mm (seleccionable)

Ajustes: A-Scan con la representación del eco completa o normal, retícula de fondo seleccionable; o B-Scan (temporizado);

Rectificación: De onda completa, de onda media positiva, de onda media negativa; sólo el DMS 2/DMS 2TC: Modo RF; Las puertas de medida son ajustables;

Ajuste: Puerta A y B: comienzo, anchura, umbral:

Símbolos de estado: Por ejemplo: Congelación, modo de medición de punto cero, indicador de alarma y de disparo, rectificación, estado de la carga de la batería, control de acoplamiento, bloqueo del teclado

Alimentación

4 baterías estándares (Mignon 1,5 V), de AlMn o NiMH

Duración

Mínimo 40 horas con baterías de NiMH (con iluminación de fondo y frecuencia de medición de 4 Hz)

Temperatura de trabajo

-10 °C hasta +50 °C

+10 °F hasta +120 °F

Teclado

Teclado de membrana impermeable al agua y al polvo

Caja / compartimento de las baterías

Protegido contra golpes, polvo y salpicaduras de agua, IP 54

Dimensiones (anchura x altura x profundidad)

 $10,1" \times 5,1" \times 1,6"$, 56 mm x 129 mm x 40 mm medida en le compartimento de las baterías

Peso

885 g (1,95 libras) incluidas las baterías

Aplicación en zonas peligrosas

Servicio seguro definido según MIL-STD-810E, método 511.3, procedimiento 1

Registrador de datos

Capacidad: 150.000 valores de medición / 1.100 A-Scan o B-Scan respectivamente Extensible a 318.000 / 2.400

Formatos de datos

8 formatos de archivos de datos (3 con el DMS 2E); configurable posteriormente; Microrejilla: Insertado posterior de tramas de 2x2 hasta 9x9 para cada punto de medición; 1 - 16 comentarios definidos por el usuario para cada formato de datos de hasta 16 caracteres alfanuméricos para cada punto de medición

Idiomas de diálogo

Español, alemán, inglés, francés, italiano..... hasta 12 idiomas

Interfaces

Interfaz serie RS 232 C en conexión con el cable TGDL, velocidad máxima de 115.200 Baud

Software para el usuario

UltraMATE LITE: Programa simple de administración de datos para la transmisión de los valores de medición al ordenador personal incluida la integración de datos en los programas de Windows

UltraMATE: Programa amplio de administración de datos para gestionar, ilustrar e imprimir datos de medición como una gráfica e introducir comentarios sobre los archivos

Accesorios adicionales

Gran número de palpadores y cables en función de la tarea de medición, juego de mano incluido cinturón, maleta transportadora de plástico duro, interruptor manual o de pedal para la memorización de los valores de medición, hojas protectoras para la pantalla de LCD; bloque de calibración escalonado, almacenamiento expandible, cable de transmisión de datos, impresora matriz de Epson alimentada por red eléctrica; impresora térmica de Seiko alimentada opcionalmente por red eléctrica o por baterías, cable paralelo para la impresora

Anexo 7. Resultados Pruebas de Dureza y Composición Química.

Escuela de Ciencia e Ingenieria de los Materiales

∇Nombre Comenta Puente Verificaci			1/2012 8:3		Combustion	es				
	Fe249 %	C165 %	Mn_Calc.	Si288 %	Cr_Calc.	Ni341 %	Mo386 %	Cu327 %	V411 %	P177 %
Promedio	99.0	0.163	0.553	0.040	0.00	0.031	0.00	0.005	0.00	0.056
Desviación estándar	0.021	0.003	0.003	0.001	0.00	0.001	0.00	0.000	0.00	0.000
%RSD	0.02	1.83	0.58	1.61	0.00	1.95	0.00	8.09	0.00	0.68
	S180 %	Al396 %	W400 %			Acormonic		10000	- Locations	
Promedio	0.045	0.002	0.00							
Desviación estándar	0.000	0.000	0.00							
%RSD	0.91	10.76	0.00							

HRB

KK.

72,29 - 72,27 - 76,97 - 74,04 - 74,04 - 71,70 - 71,43

* = 72.82. HRb

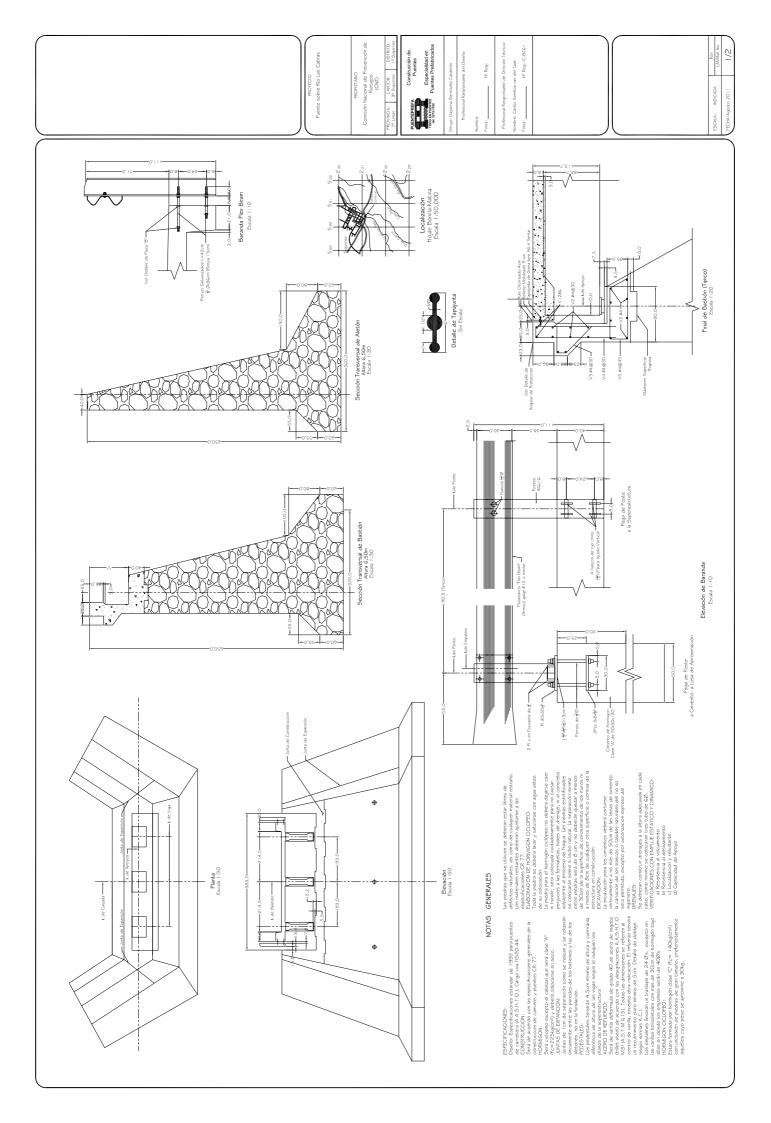
*Este valor de direza promedio (72.82 en la escala Rockwell b) es equivalente a aproximadamente 135HV (135 en la escala Vickers) ó 128HB (128 en la escala Brinell).

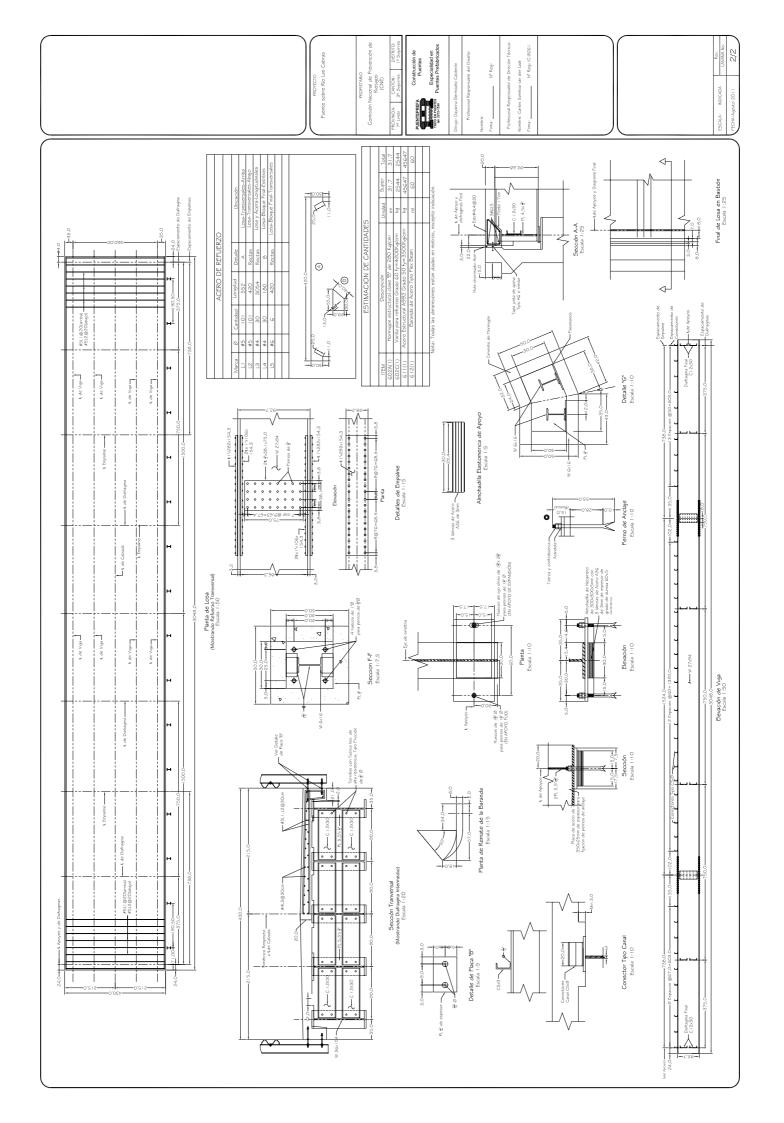
** Con base a la co-pesició quimica determinada, Se con chuye que se trata de un acero al Carbono sin aleació Similar a un a cero AISI/SAE 1015

8/14/2012 8:46:43 AM

Página 1 de 1

Anexo 8. Planos Constructivos "Puente Sobre Río Las Cabras".





Anexo 9. Estimación de Costos Basándose en la Estimación de "Puente Sobre el Río las Cabras".

	Sumario de Cantidades totales	ntidades tot	tales				
	Construcción Puente Calle Prusia. (Tomado como referencia los puntos y unitarios del Puente Las Cabras)	erencia los	puntos y un	tarios del Pue	ente Las Cabi	as)	
1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1				Cantidades			
Rengion de Pago	Descripcion	Unidad	Bastión	Super estructura	Total	Precio Unitario (¢)	Precio Total (¢)
109.04	Trabajo a costo más porcentaje a: veinte millones colones 00/100 por Global	Global			1,00	20.000.000,00	20.000.000,00
	Reparación de línea de conducción de agua potable en el sector del						
	puente a: setecientos cuarenta y cinco mil ochocientos sesenta y nueve	Global			1,00	745.869,45	745.869,45
	colones 45/100 por Global						
	PUEN	PUENTE					
107 (1)	Suministro y Colocación de señales verticales a: ciento treinta mil trescientos once colones 01/100 por u	ח	2,00		2,00	130.311,01	260.622,02
107 (3)	Suministro de equipo materiales y mano de obra para marcar vías a: dos mil veinte colones 62/100 por m	٤		28,00	28,00	2.020,62	56.577,44
107 (4)	Suministro y colocacion de marcadores de pavimento tipo D (1 cara amarilla @ 5m) a: siete mil novecientos treinta y siete colones 57/100 por u	ם		12,00	12,00	7.937,57	95.250,78
107 (4) A	Suministro y Colocacion de marcadores de pavimento tipo D (2 caras rojas @ 5m) a: siete mil novecientos treinta y siete colones 57/100 por u	ם		12,00	12,00	7.937,57	95.250,78
202 (1)	Remoción de estructuras y obstrucciones a: seis millones diecinueve mil ciento setenta y ocho colones 66/100 por Global	Global			1,00	6.019.178,66	6.019.178,66
206 (2)	Excavación para puentes a: doce mil ochocientos setenta y siete colones 78/100 por m3	m3	620,00		620,00	12.877,78	7.984.223,58
602 A (1)	Hormigón Estructural Clase A con f'c=225 kg/cm2 a: doscientos setenta y nueve mil seiscientos sesenta y uno colones 29/100 por m3	m3	10,00		10,00	279.661,29	2.796.612,91
602 A (2)	Hormigón Estructural Clase B, fc=280 kg/cm2 a: trescientos noventa y dos mil trescientos setenta y siete colones 07/100 por m3	m3		32,00	32,00	392.377,07	12.556.066,29
602 A (3)	Hormigón estructural Clase C, f'c=140 kg/cm2 a: doscientos cincuenta y dos mil doscientos setenta colones 98/100 por m3	m3	220,00		220,00	252.270,98	55.499.616,36

602 C (1)	Varilla acero de refuerzo mil ochocientos treinta colones 88/100 por Kq	Kg	620,00		620,00	1.830,88	1.135.146,93
602 C (1)	Varilla acero de refuerzo mil ochocientos treinta colones 88/100 por Ka	Kg		3.365,00	3.365,00	1.830,88	6.160.918,42
611 (1)	Acero estructural, suministros, fabricado y erigido ASTM W709 Grado 50 a: cinco mil cuatrocientos setenta v ocho colones 26/100 por Kα	Kg		3.600,00	3.600,00	5.478,26	19.721.720,29
611 (5) A	Acero estructural fabricado y erigido ASTM W709 Grado 50 a: doscientos sesenta y cinco colones 12/100 por Kg	Kg		43.998,00	43.998,00	265,12	11.664.566,39
616 (9) A	Juntas de expansión (30mm) a: setenta y dos mil doscientos trece colones 13/100 por m	ш	10,00		10,00	72.213,13	722.131,26
619 B (2)	Escollera de piedra ligada con mortero a: ciento veinte mil novecientos sesenta y dos colones 53/100 por m3	m3	100,00		100,00	120.962,53	12.096.252,73
716 (13) E	Apoyo neoprenos $50 \times 300 \times 200$, suministro, fabricado y erigido a: ciento cincuenta y seis mil ciento cuarenta y ocho colones $04/100$ por u	3	10,00		10,00	156.148,04	1.561.480,35
						TOTAL	159.171.484,65

Anexo 10. Cotización para Limpieza y Pintura de Puente.



Pinturerías de Costa Rica SA Oficinas Centrales: San José, San Francisco de Dos Ríos. Tel: (506) 2250-2014 Fax: (506) 2250-2023 Cel 8785-1676

http://www.comex.com.mx Cedúla Jurídica : 3-101-299795

	COTIZACION		
Cliente	Municipalidad de Cartago	Fecha	27/08/2012
Dirección	Dirección Tierra Blanca de Cartago	Area estimada:	618 M2
Atencion	AtencionIng. Simón Artavia Murillo	Proyecto:	Puente Bailey
Vendedor	Vendedor Vinicio Salas Quesada		

	-			
Cantidad	Descripción	Linea	Precio unit	Subtotal
618	M2 de pintura para el puente bailey estructura metalica según sistema:	1	Q 4.985,00	Q 3.080.730,00
618	M2 Por mano de obra de limpieza SSPC-PC-10 y aplicación sistema de pintura	2	Q 12.580,00	Q 7.774.440,00
	1)- Primario Inorganico de Zinc ZR-20			
	2)- Intermedio Poliamida Epóxico E-4800			
	3)- Acabado Poliuretano U-4601			
	T'N			
			Sub total	Q 10.855.170,00

OBSERVACIONES:

1. TIEMPO DE ENTREGA:

@10.855.170,00 Exento

13,00% TOTAL

- 2. VIGENCIA OFERTA: 30 DIAS CALENDARIO
 3. FORMA PAGO: CONTADO
 4. LUGAR DE ENTREGA: A CONVENIENCIA DEL CLIENTE
 SIN OTRO PARTICULAR Y A SUS ÓRDENES,

Vinicio Salas Q.

Ventas Indutriales

Celular: 70143627

Email: vsalasq@pinturascomex.com

Referencias

- AASHTO. 2004. Especificaciones para el Diseño de Puentes LRFD. Washington DC, Estados Unidos.
- Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica. 2011. Código Sísmico de Costa Rica 2010. San José, Costa Rica. Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Covial. 2011. Especificaciones Especiales.
 Guatemala. Unidad Ejecutora de Conservación Vial.
- Dirección de Puentes, MOPT. Manual de Inspección de Puentes. Tomado de: http://es.scribd.com/doc/41725393/Manual-de-Inspeccion-PUENTES
- Esquivel, Róger. Aplicación de Métodos No Destructivos en el Diagnóstico de Estructuras. Tecnocontrol S.A
- Flores Sánchez, Jesús. . Conservación de Puentes Carreteros. Tesis. Escuela Nacional de Estudios Profesionales. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Jáuregui, David. Una Reseña de Ensayos de Carga No Destructivos Usados Para la Evaluación de Puentes. Tomado de: http://academic.uprm.edu/laccei/index.php/RIDNAIC/article/viewFile/37/36.
- Mabey & Johnson Ltd. 1973. The Super Bailey Bridge Manual. United Kingdom.
- McCormac, Jack. 2002. Diseño de Estructuras de Acero Método LRFD. Editorial Alfaomega.

- Ministerio de Obras Públicas y Transportes.
 2010. Manual de Especificaciones
 Generales para Construcción de Carreteras, Caminos y Puentes CR-2010.
 San José, Costa Rica. Editorial Universidad de Costa Rica.
- Monleón, Salvador. 1997. Ingeniería de Puentes: Análisis Estructural. Valencia, España. Universidad Politécnica de Valencia.
- Think Defence. 2012. UK Military Bridging Equipment (The Bailey Bridge). Tomado de:
 http://www.thinkdefence.co.uk/2012/01/uk-military-bridging-equipment-the-bailey-bridge/
- Tuk Durán, Juan. 2010. Madera: Diseño y Construcción. San José, Costa Rica. Editorial del Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica.
- W. Bates. 1991. Historical Structural Steelwork Handbook. United Kingdom. The British Constructional Steelwork Association Limited.