



DISEÑO DEL PUENTE DE SERVICIO SOBRE EL ALIVIADERO DE LA PRESA HIDROELÉCTRICA “MANUEL PIAR”

RESUMEN

Este artículo es un resumen del Trabajo Especial de Grado presentado ante la UCAB en marzo del año 2012 como un requisito para optar al título de ESPECIALISTA EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL(17). Se trata del análisis y diseño estructural de un Puente Metálico, el cual se encuentra simplemente apoyado, en las pilas del Aliviadero de la Represa Hidroeléctrica “Manuel Piar” (Tocoma). El análisis se basa en determinar las tensiones actuantes sobre las vigas y diafragmas que constituyen el puente, para lo cual se sometió a cargas de camiones HS-20-44 y al paso de una Grúa para labores de servicio, mantenimiento y maniobra de las compuertas.

El estudio trata del cálculo de las tensiones actuantes debido a la influencia que tiene la combinación de tres casos de cargas (paso de un HS-20-44, paso de dos HS-20-44 y por último el paso de la Grúa de servicios en conjunto con un HS-20-44) a los cuales estará sometido el puente durante su vida útil, para lo cual se realizó un modelo matemático en AutoCAD, simulando los miembros del puente como elementos sólidos. Este modelo es utilizado para realizar la simulación en el software ANSYS Workbench v12.1, obteniendo como resultados de la simulación las tensiones debido a la flexión, corte y deflexiones actuantes sobre la estructura del puente. Estos resultados deben ser comparados con las tensiones y deflexiones permisibles a fin de determinar si el puente está en condiciones de soportar las cargas impuestas. Una vez realizada dicha comparación se podrá decir a que porcentaje de tensiones combinadas está trabajando cada uno de los miembros del puente, como del conjunto en general. Esto es bajo las distintas etapas

■ Suárez, Oswaldo

email: omsg63@gmail.com

Postgrado de Ingeniería Estructural
Universidad Católica Andrés Bello
Caracas

■ Vilera, Lucila

email: lucilavilera@hotmail.com

Postgrado en Ingeniería Estructural
Universidad de los Andes

Fecha de Recepción: 18 de Abril de 2012

Fecha de Aceptación: 30 de julio de 2012

de carga, con lo cual podemos deducir los factores de seguridad y el porcentaje de eficiencia de las secciones de acero que conforman la estructura del puente.

Palabras claves: represas, puentes

BRIDGE DESIGN SERVICE OVER THE SPILLWAY OF THE HYDROELECTRIC DAM “MANUEL PIAR”

ABSTRACT

This article is a summary of the Special Degree presented to the UCAB in March 2012 as a requirement for the degree of STRUCTURAL ENGINEERING SPECIALIST. It is the analysis and structural design of a metal bridge, which is simply supported on the piles of the Hydroelectric Dam Spillway “Manuel Piar” (Tocoma). The analysis is based on determining the stress on the beams and diaphragms which constitute the bridge, for which it was subjected to the loads of HS-20-44 trucks and the passage of a crane for service work and maintenance of the maneuver of the gates.

The study is the determination of the stress of the influence of the combination of three load cases (step of an HS-20-44, step of two HS-20-44 and finally the step of service Crane in conjunction with an HS-20-44) to which the bridge will be subjected during its lifetime, for which we performed a mathematical model in AutoCad, simulating the members of the bridge as solid elements. This model is used to realize the simulation in ANSYS Workbench software v 12.1, obtaining as results of the simulation the stress due to bending, shear and allowable deflections acting on the bridge structure. These results should be compared with the stress and allowable deflections to determine if the bridge is able to resist the imposed loads or not. Once made such comparison you will be able to see to what percentage of combined stress is working each of the members of the bridge, as of the assembly in general. This is under the different load stages, with which we can deduce the safety factors and the percentage of efficiency of the steel sections which conform the structure of the bridge.

Keyword: bridges, dams

1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

EDELCA opera las "Centrales Hidroeléctricas Simón Bolívar" en Guri con una capacidad instalada de 10000 Megavatios, considerada la segunda en importancia en el mundo, Antonio José de Sucre en Macagua con una capacidad instalada de 3140 Megavatios y Francisco de Miranda en Caruachi, con una capacidad instalada de 2280 megavatios.

El proyecto de la Central Hidroeléctrica "Manuel Piar en Tocomá" es el último de los desarrollos hidroeléctricos que constituyen el aprovechamiento del Bajo Caroní, junto con las centrales de Guri, Macagua y Caruachi. El mencionado proyecto está ubicado a unos 15 km aguas abajo de Guri.

La casa de máquinas de esta última Central albergará 10 unidades, generadoras tipo Kaplan, de 216 MW cada una, con una capacidad instalada total de 2160 MW, y una generación promedio anual de 11900 GWh. Una vez ejecutadas todas las obras, se creará un lago a la cota 127 msnm, inundando un área de 87 km². Actualmente Tocomá se encuentra en construcción, y se estima que la primera unidad entre en operación comercial el año 2013, y que la central esté culminada para el 2015.

La Central Hidroeléctrica "Manuel Piar", al igual que las demás centrales, se encuentra compuesta por diversos tipos de estructuras, entre las que destaca el aliviadero. El aliviadero, cuya cresta está a 106,30 msnm, tiene una longitud total de 175,86 metros y consta de 9 vanos de 15,24 metros de ancho cada uno, separados entre sí por pilas de 4,00 metros de espesor. El flujo de agua estará controlado por compuertas radiales de 15,24 metros de ancho por 22,15 metros de alto. En su parte inferior tiene 18 ductos de sección rectangular de 9,00 metros por 5,50 metros, y 46,50 metros de longitud, los cuales permitirán el paso del flujo durante la segunda etapa de desvío del río.

El aliviadero de la Central Hidroeléctrica en estudio, será de superficie del tipo cresta baja con cimacio tipo perfil Creager; el flujo estará controlado por medio de compuertas radiales y poseerá una capacidad de descarga de 28750 m³/seg. Sin embargo, en la segunda etapa de desvío, el río se hace pasar por ductos dejados en la parte inferior del aliviadero.

Es necesario que esta Central cuente con un puente de servicio que conecte las pilas del aliviadero. El puente de la carretera de servicio, tiene un ancho de 15,00 metros, es un puente de nueve (9) tramos isostáticos y estará apoyado sobre las pilas del aliviadero. Su rasante, en el eje, estará en la elevación 130,00 msnm. Este puente es de acero estructural, y servirá de acceso a la grúa pórtico y a los demás

equipos necesarios para el montaje y mantenimiento de las compuertas radiales, y para la instalación y remoción de los tapones o compuertas de mantenimiento. Para realizar esta operación el puente estará dividido longitudinalmente en dos partes independientes y poseerá rejillas removibles para acceder a la abertura por donde se operarán los tapones.

En EDELCA, el diseño estructural del puente de servicio recae en el Departamento de Ingeniería Civil, unidad organizativa adscrita a la División de Ingeniería de Construcción, el cual tiene como función principal desarrollar la ingeniería de detalle de los proyectos de expansión de generación de EDELCA, correspondientes a la disciplina ingeniería civil, mediante la revisión, supervisión y aprobación de los documentos técnicos y planos elaborados tanto internamente como por las empresas fabricantes de equipos, contratistas responsables de ejecución de la obra y consultoras especializadas en la materia, dentro de los parámetros de oportunidad, calidad y costo requerido por la organización.

Debido a la importancia del proyecto Tocomá y en función de cumplir con el cronograma de ejecución de la obra, el Departamento de Ingeniería Civil debe realizar los cálculos necesarios para el diseño de los componentes que conforman el puente de servicio, tomando en consideración que el mismo debe ser capaz de resistir las diversas tensiones a que estará sometido, bien sea por la grúa pórtico o por la grúa que servirá para el izaje de los cuerpos de las compuertas radiales a fin de ensamblar esta desde el puente sobre el aliviadero, además de las tensiones generadas por el paso vehicular.

Es por ello que se requiere el diseño de un puente de servicio suficientemente resistente sobre el aliviadero de la Presa Hidroeléctrica "Manuel Piar" (Tocomá).

2. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

Este estudio encuentra su justificación en la necesidad que posee el Departamento de Ingeniería Civil EDELCA de realizar, verificar y aprobar los cálculos y planos requeridos que permitan diseñar adecuadamente el puente de servicio sobre el aliviadero de la Presa Hidroeléctrica "Manuel Piar", a fin de cumplir con el cronograma de ejecución de la obra.

Es importante destacar que el diseño y posterior construcción facilitará la colocación de las compuertas de mantenimiento, permitirá el desarrollo del proceso de visualización y manejo de los tapones y las compuertas del Aliviadero, tráfico vehicular y soporte a las grúas.

3. OBJETIVO GENERAL

Diseñar el puente de servicio sobre el aliviadero de la Presa Hidroeléctrica “Manuel Piar” (Tocoma).

3.1 Objetivos Específicos

- Analizar las referencias bibliográficas, teóricas y prácticas referidas al diseño y la construcción de puentes de servicios en centrales hidroeléctricas.
- Analizar el puente parcialmente desmontable.
- Analizar las cargas de las compuertas y tapones durante la fase de operación
- Elaborar el modelo matemático de la estructura del puente, mediante el método de los elementos finitos con el software Ansys Workbench v12.1.
- Analizar los diagramas de tensiones arrojados por el software Ansys Workbench v12.1.
- Elaborar la memoria descriptiva del diseño del puente de servicio sobre el aliviadero de la Presa Hidroeléctrica “Manuel Piar”.
- Analizar las Memorandas de Diseño General, de Diseño Civil Estructural e Hidráulico y de Diseño Mecánico.

4. TIPO Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

4.1 Tipo

Esta investigación va dirigida a diseñar el puente de servicio sobre el aliviadero de la Presa Hidroeléctrica “Manuel Piar”. Por lo tanto, de acuerdo a la naturaleza de los objetivos y el nivel de conocimiento deseado se considera una investigación proyectiva bajo un nivel descriptivo.

La “Guía Práctica para la Elaboración del Trabajo Especial de Grado (TEG). Especialización en Gerencia de Proyectos” de la UCAB (2006) define como Investigación Proyectiva la “elaboración de una propuesta de un modelo operativo viable, o una solución posible a un problema de tipo práctico, para satisfacer necesidades de una institución o grupo social” (p. 5).

De acuerdo a la naturaleza de los objetivos y al nivel de conocimiento deseado, se considera descriptiva, en este sentido, Hernández Sampieri (2006), define la investigación descriptiva como “estudio descriptivo que busca especificar las propiedades, las características y los perfiles de los fenómenos que se sometan a un análisis (p.102)”.

Mientras que Sabino, C. (2001), la define como: “Su preocupación primordial radica en descubrir algunas características fundamentales de conjuntos homogéneos, de fenómenos, utilizando criterios sistemáticos que permiten poner en manifiesto su estructura o comportamiento”. (p. 15).

La investigación es de tipo descriptiva debido a que permitirá especificar las características más importantes de los componentes que conforman el puente de servicio, donde se dará a conocer ciertos aspectos de interés y elementos necesarios para realizar la investigación, específicamente las tensiones y deformaciones a las que estará sometido el mismo bajo diversas condiciones de operación.

4.2 Diseño

Según la estrategia adoptada por el investigador para constatar hechos con teorías y responder al problema planteado, la investigación posee un diseño de campo: Arias, F (2001) determina que “consiste en la recolección de datos directamente de la realidad donde ocurren los hechos, sin manipular o controlar variable alguna (p.48)”

La investigación es de campo ya que se pretende trabajar con datos e informaciones reales tomadas directamente del proyecto Tocoma, además de los eventos de interés que se presenten en el proceso de analizar directamente el puente parcialmente desmontable y las cargas de las compuertas y tapones, entre otros.

La recolección de datos se logrará con la colaboración de ingenieros, técnicos, supervisores y registros del Departamento de Ingeniería Civil.

5. POBLACIÓN Y MUESTRA

5.1 Población

En todo proceso de investigación se establece el objeto de la misma, como lo es la población, de ella se extrae la información requerida para su respectivo estudio. En este orden de ideas, Ramírez, T. (1998) define población como: “La que reúne tal como el universo de individuos, objetos, entre otros que pertenecen a una misma clase de características similares, se refiere a un conjunto limitado por el ámbito del estudio a realizar. La población forma parte del universo”(p. 65).

En el proceso de investigación, Méndez, C. (2001); la definió como “...un conjunto finito o infinito de personas

u objetos que presentan características comunes..." (p. 22).

La población objeto de la investigación estará conformada por los elementos civiles que engloba el puente de servicio sobre el aliviadero de todas las centrales hidroeléctricas.

Técnicas e Instrumentos para la recolección de Datos

Para Méndez (2001) las técnicas e instrumentos de recolección de datos "es la información que se obtiene de las fuentes, así como de su tabulación, ordenamiento, procesamiento y presentación" (10).

Ahora bien, de acuerdo a Mendoza (2004) las técnicas de recolección de información permiten la expresión operativa del diseño de investigación y la especificación concreta de cómo se hará la investigación. Para ello, Salazar y Trejo (2004) definen los instrumentos de recolección de información como "recursos que utiliza el investigador para registrar información o datos sobre las variables que tiene en mente" (p. 63).

Se deduce de todo lo planteado, que la recolección de datos es el uso de una gran diversidad de técnicas y herramientas que pueden ser utilizadas por el analista para conocer en detalle la información que se requiere estudiar, las cuales pueden ser la entrevista, la encuesta y la observación, entre otros.

Para lograr la recolección de datos de manera adecuada y eficiente y alcanzar los objetivos trazados en la presente investigación, es conveniente y necesario aplicar ciertas técnicas a los procesos a ser tratados, las cuales se presentan a continuación:

6. OBSERVACIÓN

Sabino, C. (2001), define que la técnica de observación es... "el uso sistemático de nuestros sentidos orientados a la captación de la realidad que queremos estudiar"(13).

A través de ésta se puede tener una visión inicial sobre la construcción de puentes de servicios en centrales hidroeléctricas, desde el análisis del puente parcialmente desmontable y las cargas de las compuertas y taponés, entre otros.

6.1 Entrevista no estructurada

De acuerdo con Sabino, C. (2001), la entrevista no estructurada "es aquella en que no existe una estandarización formal, habiendo por lo tanto un margen más o

menos grande de libertad para formular las preguntas y las repuestas. (p.37)

Analizando y utilizando ésta técnica, se facilita el proceso de investigación al estar basado en la realidad y opinión de involucrados en el proceso de estudio. La utilización de esta fuente permite detectar con mayor flexibilidad y poco margen de error características y conocimientos para diseñar el puente de servicio sobre el aliviadero de la Presa Hidroeléctrica "Manuel Piar".

También se llevará a cabo una revisión documental de referencias bibliográficas y hemerográficas; se acudirá a registros escritos como libros, archivos, tesis, revistas, publicaciones periódicas, y otros documentos en páginas web referidas a la construcción de puentes de servicio en centrales hidroeléctricas, los cuales se emplearán de soporte para fundamentar la investigación.

7. TÉCNICAS PARA EL ANÁLISIS DE LOS DATOS

Las técnicas utilizadas son de análisis cualitativo, ya que se realizará un análisis del contenido de las respuestas suministradas por las personas entrevistadas; y cuantitativo ya que se realizan gráficos, cuadros y estadísticas.

Tamayo y Tamayo (1998) comentó: "los datos cualitativos se refieren a una distribución de una clase de objetos a otra, según el tipo o la especie y no por la magnitud de los mismos" (15).

Una vez recopilada la información necesaria a través del instrumento metodológico diseñado para tal fin, se procede a cuantificar los datos obtenidos sistemáticamente para poder analizarlos y finalmente lograr la interpretación más idónea que cumpla con los objetivos de diseñar el puente de servicio sobre el aliviadero de la Presa Hidroeléctrica "Manuel Piar"...

Sabino (2001) sostuvo que "los datos cuantitativos son un tipo de operación que se efectúa naturalmente con toda la información numérica resultante de la investigación" (13).

Las técnicas de análisis consisten en el cálculo de porcentajes, los cuales permiten conocer la parte que representa cada aspecto con respecto al total, y facilita entrever su importancia en forma individual.

- En la presente investigación los análisis cuantitativo y cualitativo serán aplicados en las observaciones, datos recabados y resultados de los cálculos estructurales para el diseño del puente de servicio sobre el

aliviadero de la Presa Hidroeléctrica “Manuel Piar”, mediante la técnica de los elementos finitos con el software Ansys Workbench v12.1. también analizando los diagramas de tensiones, deformaciones y las cargas de las compuertas.

8. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

El Consorcio Consultores Caroní II (1999), realizó el siguiente proyecto: Análisis y Diseño del Puente en el Aliviadero Proyecto Caruachi, el mismo se refiere al análisis y diseño de las vigas del puente metálico sobre el aliviadero del proyecto CARUACHI. Para efectuar el análisis y el diseño de los elementos resistentes principales (las vigas) se procedió a implementar modelos de viga por medio de elementos tipo frame, resultando así tres tipos de vigas y para analizar los elementos resistentes secundarios (los diafragmas) se implementó un modelo en forma de parrilla formado por elementos tipo frame, en los cuales se incrementaron los grados de libertad, de tres (dos desplazamientos y una rotación para las vigas) a cinco (tres desplazamientos y dos rotaciones para las parrillas).

El siguiente proyecto que sirve como apoyo para esta investigación fue el diseño del Puente sobre el aliviadero del proyecto Macagua II. El criterio que gobernó para la escogencia del tipo de puente a construir en el aliviadero responde a las variables mencionadas a continuación. Puente isostático porque permite la flexibilidad de construcción por etapas independientes, de acuerdo a la construcción de sus apoyos (las pilas del aliviadero), al igual que el puente sobre el aliviadero de Guri.

Otra característica ventajosa de la isostaticidad, es que ésta le confiere al puente un mayor grado de absorción de tensiones para el caso de movimiento de sus apoyos: las pilas, de acuerdo a las condiciones de asimetría de la carga, tendrán deformaciones igualmente asimétricas y de magnitudes diferenciadas. Adicionalmente, se tiene la versatilidad de la eventual remoción de un vano e incluso, de la mitad longitudinal de un vano. Este puente, a diferencia del de Guri, presentó uniones soldadas en lugar de apernadas, lo que ofrece mayor rapidez en su construcción.

El Puente es metálico, debido a su menor peso y a la mayor versatilidad de construcción, relación peso propio-longitud a resistir es mayor. El puente metálico, asimismo, tiene cierta ventaja respecto al impacto que puede ocurrir en el caso de operación de la compuerta: las deformaciones

por impacto son mejor soportadas que en las estructuras de concreto y más fácilmente reparables. El vano típico de este puente tiene 22,50 m de luz, las cuatro vigas centrales 1,40 m de peralte y las dos vigas externas, con rieles para la grúa, 1,75 m de peralte.

A diferencia del puente sobre el aliviadero de Guri, el de Macagua II requería de una abertura central para la operación de la compuerta de mantenimiento del aliviadero, la cual es una compuerta vertical tipo Tapón (stoplug). En virtud de ello, la rigidización del mismo se debe diseñar de tal manera que los elementos principales se alejen del pandeo y de las deformaciones excesivas en su desempeño bajo condiciones asimétricas de rigidización.

En la zona de los apoyos se puede contar con un diafragma que abarque la totalidad del ancho del puente, pero en el resto del vano la rigidización solo es posible entre vigas adyacentes aguas arriba y entre vigas adyacentes aguas abajo. Esta limitación para su óptima rigidización es lo que ocasiona que las vigas principales tengan gran robustez contra el pandeo, dando lugar a perfiles constituidos por planchas de un espesor suficiente para ello, en lugar de presentar planchas delgadas suficientemente arriostadas, que sería un diseño más eficiente en el uso del material.

Los rigidizadores de almas y alas de las vigas se ubicaron cada 1875 mm. Adicionalmente, hay unas cartelas hacia la abertura para la compuerta (vigas centrales) cada 625 mm. Estas cartelas, obviamente, están ubicadas en la esquina superior de la conexión ala superior-alma, en la zona en compresión.

El siguiente proyecto que sirve como apoyo para la realización de este estudio fue el diseño del Puente sobre el aliviadero de Guri. Inicialmente el proyecto Guri se realizó en tres etapas, pero se sintetizó luego a dos etapas debido a la necesidad perentoria de la energía eléctrica que suministraría la Casa de Máquinas I. El aliviadero sería, asimismo, construido por etapas. Esto modela la escogencia del tipo de puente, y se escogió un puente metálico, isostático y desmontable, pues sería removido e instalado en diversas ocasiones en la medida que se erigiese el aliviadero.

La versatilidad del hecho de ser concebido en tramos isostáticos, independientes, y metálico, lo convierte en la mejor elección para este caso en el que esas características se adaptaban perfectamente a los requerimientos de la obra. El vano de este puente tiene un claro de 16,18m. y las siete vigas un peralte de 1,60m.

El vano típico de este puente cuenta con cuatro diafragmas que rigidizan la estructura a todo lo ancho de la misma. Estos diafragmas son desmontables. Las vigas principales son todas iguales y poseen planchas de rigidización cada 1250 mm.

9. BASES TEÓRICAS

9.1 Puentes

De acuerdo con Fratelli (2003), los puentes "son estructuras construidas de diversos materiales, cuya finalidad es superar obstáculos en el terreno a lo largo de las vías de comunicación, para permitir el paso de vehículos y/o peatones" (p.34).

Generalmente los puentes atraviesan ríos, bahías y depresiones orográficas, y en ocasiones forman parte de complejas interconexiones a distintos niveles topográficos. En términos generales, la ubicación del puente debe ser definida de acuerdo al servicio que va a prestar, y los costos, aunque generalmente viene determinada por el proyecto vial. En cuanto al tipo de puente este debe ser determinado de tal manera que resulte el más adecuado para el sitio escogido, a fin de satisfacer las condiciones primordiales de seguridad, permanencia y economía que deben privar en cualquier proyecto de Ingeniería.

9.2 Elementos de los puentes

Los puentes están compuestos por los siguientes elementos de acuerdo al mismo autor:

1.- Accesos

Formados generalmente por rellenos compactados, con su talud natural ó confinado dentro de muros de contención. Estos rellenos deben respetar la hidrología del río evitando intervenciones que la alteren significativamente.

2.- Superestructura

Formada por el tablero (losas, vigas, etc.) que salvan los vanos entre los apoyos del puente.

3.- Infraestructura

Formada por los estribos (rellenos, muros, etc.) y las pilas, que soportan la superestructura a las alturas exigidas por la rasante del proyecto.

4.-Fundaciones

Formada por los elementos estructurales (zapatas, pilotes, etc.) que transmiten y distribuyen las cargas a los estratos portantes del subsuelo.

5.-Elementos complementarios

- a.- Drenaje de la calzada.
- b.- Barandas y defensas.

- c.- Protección de las márgenes y los apoyos.
- d.- Distribución y paso de los servicios (electricidad, agua, etc.).

Para realizar el proyecto es necesario recabar información sobre el sitio escogido y sus alrededores:

1.- General

Información y documentación sobre derechos de propiedad, posibilidades de navegación, poblaciones cercanas, transporte, disponibilidad de mano de obra y cualquier otra información que resulte pertinente.

Como guía para la escogencia del sitio de puente, deben preferirse aquellos que satisfagan las siguientes reglas dentro de lo posible:

- El cauce del río en las inmediaciones del ponedero debe ser recto, profundo y estrecho, ya que dichas condiciones están asociadas a la menor abertura compatible con la sección de desagüe requerida.
- Los vados tradicionales resultan, por lo general, inadecuados para un puente, ya que las características exigidas para vadear un río, son opuestas a las requeridas para un puente económico.
- Los puentes rectos resultan menos costosos que los puentes curvos u oblicuos y en consecuencia una ubicación que permita cruzar el río en ángulo recto con su cauce, resultará más conveniente, evitando en lo posible puentes esviados o alineamientos de accesos complicados.
- Es conveniente evitar los sitios donde la velocidad del agua sea muy alta, debido a que se incrementa el peligro de erosión, así como, también se deben evitar los sitios de velocidades muy bajas ya que se producen remansos y sedimentaciones.
- Debe escogerse un sitio alejado de la confluencia del río y sus afluentes ya que se pueden producir condiciones hidráulicas difíciles de prever, que puedan afectar la estabilidad de la estructura.
- La pendiente longitudinal del tablero del puente debe ser muy pequeña o nula, y deben evitarse cambios de pendiente fuerte en la proximidad o en el sitio de puente, para disminuir problemas de visibilidad y de aumento de magnitud del impacto generado por las cargas rodantes.
- Se debe tomar en cuenta que el costo de un puente es proporcional al cuadrado de la luz

total, este criterio es empírico pero da una idea de cómo manejar la luz del puente como variable.

2.- Datos topográficos

Consiste en la topografía del sitio de puente hasta su unión con las vías de acceso (Secciones longitudinales y transversales), que cubra al menos trescientos (300 m). a cada lado del eje.

3.- Datos hidrológicos

Curva de gasto con indicación de caudales máximos, promedio y mínimo probables en el sitio de puente, registro de aforos y de las precipitaciones fluviales disponibles así como las características de la hoya hidrográfica. Comportamiento de los sedimentos, corrientes, erosiones, etc.

4.- Características de los suelos

Estudio de suelos basado en las perforaciones con recuperación de muestras, calcatas, etc., donde se recomienda emplear una capacidad portante para las estructuras, y una descripción y ubicación de materiales que pueden ser usados en la construcción.

Una vez seleccionada la ubicación del puente es necesario determinar la sección de desagüe, para permitir el paso de las mayores crecientes probables durante el lapso de tiempo que se estima como vida útil del puente, de tal manera que no se produzcan remansos apreciables de la corriente, ni se incremente excesivamente su velocidad con el consiguiente aumento de la acción erosiva del agua.

Selección del tipo de puente

De acuerdo con el Instituto Chileno del Acero (2005), cada sitio de puente presenta consideraciones particulares que influyen en la determinación del tipo de estructura más adecuada, y cada caso debe ser estudiado en particular. Sin embargo, se pueden dar principios generales para elegir el tipo más conveniente y económico (09):

1.- Uso del puente

El uso del puente determina las cargas máximas por uso para las cuales debe ser diseñada la estructura y ellas pueden determinar el tipo de puente a ser empleado. El uso también determina el ancho del puente y este puede influir en la escogencia ó eliminación de algunos tipos estructurales.

2.- Distancia entre apoyos o "Luz" del puente

De acuerdo con la magnitud de las luces parciales y totales resultarán más convenientes ciertos tipos de estructuras y para determinar la más apropiada es necesario hacer un estudio de varias alternativas y tener un conocimiento amplio de las diferentes estructuras que pudieran usarse y de las ventajas, inconvenientes y límites de aplicación de cada una.

3.- Características Topográficas

Las características del cauce y los márgenes del río y en general la geometría de la depresión en el sitio de puente escogido, influyen en el tipo de estructura a utilizar, por ejemplo, las gargantas estrechas y profundas, permiten el empleo de arcos; los cursos de aguas tranquilas, de ancho considerable, se pueden salvar con un número elevado de pequeñas luces apoyadas en pilas intermedias; los cursos de agua torrentosos no permiten el uso de pilas intermedias.

4.- Características del suelo

La capacidad portante del suelo de fundación y la magnitud de los asentamientos que pueden ocurrir bajo las cargas actuantes, constituyen un factor de aumento en el costo de la fundación. Cuando la profundidad del estrato portante es considerable, ó cuando el nivel freático complica la construcción, es conveniente reducir el número de apoyos.

También podría influir en la utilización de puentes de acero estructural en lugar de puentes de concreto armado, cuyo peso propio es menor.

9.3 Proyecto de la infraestructura

La infraestructura de un puente está formada según Vinnakota (2006), por los apoyos extremos ó estribos, con sus correspondientes muros de ala, y por los apoyos intermedios ó pilas. Tiene por objeto soportar la superestructura, transmitiendo a las fundaciones las reacciones del tablero. Generalmente se diseña en concreto armado, usando un criterio de durabilidad y resistencia.

1.- Estribos

Sirven de transición entre la estructura del puente y los rellenos de acceso, además de las cargas impuestas por la superestructura, están sometidos al empuje de tierra originado por el relleno.

a.- En términos generales los estribos estarán sometidos a las siguientes cargas:

- Peso propio.
- Peso del relleno.
- Empuje de tierra que debe tomar en cuenta las sobrecargas por el tránsito sobre el relleno.
- Cargas verticales debidas a las reacciones de la superestructura, incluyendo el impacto por cargas móviles.
- Fuerzas de tracción y frenado, (fuerzas longitudinales).
- Empuje de la superestructura durante el sismo.

- Presión del viento, agua y/o sismo.

b.- Los estribos deberán diseñarse para las combinaciones de cargas indicadas en las normas "Standard Specifications for Highway Bridges by the American Association of State Highway and Transportation Officials" (AASHTO 2010), incluyendo las recomendaciones para los casos de carga con sismo, y deberán estudiarse de tal manera que cumplan satisfactoriamente con:

- Estabilidad al volcamiento.
- Estabilidad al deslizamiento.
- Estabilidad contra la flotación.
- Tensiones admisibles del suelo de fundación.
- Resistencia adecuada de sus elementos.

c.- En el estudio de la estabilidad del estribo es conveniente observar que la resultante de las cargas esté dentro del núcleo central.

d.- Procedimiento ordenado para el diseño de los estribos:

- Conocida la ubicación del puente y por ende la ubicación del estribo y las condiciones del relleno de acceso, se procede a predimensionar el estribo.
- Se establecen las hipótesis de carga más desfavorables, entre las que se incluyen:
 - Estribo solo.
 - Estribo y puente descargado sin relleno.
 - Estribo y puente descargado con relleno y sobrecarga.
 - Estribo y puente cargado con relleno sin sobrecarga.
 - Efectos dinámicos generados por el viento, agua y/o sismo.
- Se verifica la estabilidad del estribo ante el volcamiento, el deslizamiento y la flotación, de acuerdo con lo indicado anteriormente.
- Si las condiciones de estabilidad resultan satisfactorias, se procede al cálculo de las tensiones sobre la fundación, los cuales deben ser lo más uniforme posible y no deben exceder las tensiones permisibles.

2.- Pilas

De acuerdo con Vinnakota (2006), "son los apoyos intermedios de un puente sobre los cuales no actúan los empujes del relleno" (p.56). En términos generales las pilas estarán sometidas a las siguientes cargas (16):

- Reacciones verticales: originadas por el peso propio de la superestructura, la subpresión, las

cargas móviles, cargas dinámicas como sismo, etc.

- Reacciones horizontales: originadas por el frenado y los empujes ocasionados por el viento, agua, sismo, impacto de objetos flotantes, etc.

Además, es importante describir que los dispositivos de apoyo son los elementos colocados entre las vigas de la superestructura y las pilas y/o estribos, y cumplen la función de repartir las tensiones y de absorber los movimientos de la superestructura.

Las columnas, son los elementos de conexión entre el soporte del envigado o cabezal y la fundación, y serán diseñados de tal manera que resistan las cargas verticales y horizontales que generan la superestructura y la zapata, la cual corresponde al elemento de apoyo en el suelo y se debe verificar su estabilidad ante el volcamiento, el deslizamiento y la flotación.

Si las condiciones de estabilidad resultan satisfactorias, se procede al cálculo de las tensiones sobre la fundación, los cuales no deberán exceder las tensiones permisibles del suelo.

9.4 Método de Diseño

En la práctica, Fratelli (2003), expresa que es usual que los elementos de acero estén formados por planchas delgadas conectadas entre sí, las cuales pueden sufrir inestabilidad, antes de que el miembro alcance el estado general de tensiones de falla. Si se produce pandeo local; el miembro falla en forma prematura, porque se produce una distorsión de la sección transversal que imposibilita el equilibrio de las fuerzas actuantes, por ello el pandeo local adquiere fundamental importancia en el diseño de cada una de la planchas que forman la sección. Por tal razón, los comportamientos de una viga formada por un perfil metálico pueden describirse de la siguiente manera (8):

- El acero alcanza tensiones de endurecimiento, sin falla prematura del tipo frágil ni de inestabilidad, a esta sección se le denomina compacta o plástica y su diseño puede basarse en Métodos ASD o LRFD. Los elementos diseñados bajo esta teoría deben cumplir con las siguientes condiciones:
 - Los elementos en compresión de la sección deben estar proporcionado de modo que no ocurra el pandeo local antes que se produzca la plastificación completa de la sección

- El miembro debe estar adecuadamente arriostrado contra el pandeo lateral.

Las cargas no deben originar la falla antes que se alcance la plastificación total

La viga falla por colapso del material aunque ha sido diseñada como compacta, falla por falta de arriostramiento lateral o falla debido a que debe trabajar en condiciones severas que impiden el comportamiento dúctil.

- La viga falla al perder prematuramente su capacidad de resistir cargas, luego de alcanzar las tensiones de cedencia por pandeo lateral o pandeo local, a esta sección se le denomina no compacta.
- La viga falla por pandeo lateral o pandeo local aun estando sus tensiones dentro del rango elástico debido a lo esbelto de la sección.

9.5 Cargas Consideradas

Las cargas a considerar para el análisis y diseño del puente son las siguientes (14):

- El peso propio de la grúa pórtico. $W_{Grúa} = 109 \times 10^3 \text{ kgf}$, según la memoranda de diseño civil Número 4, Numeral 3.4.1. (Ver anexo **)
- Sobre carga de la grúa pórtico:
- $F = 35 + 2,30 + 20 = 115 \times 10^3 \text{ kgf}$
- Tren de carga AASHTO HS-20-44 Cargas
Eje trasero = $14,5 \times 10^3 \text{ kgf}$
Eje delantero = $3,63 \times 10^3 \text{ kgf}$

9.6 Miembros en Flexión

En esta sección se presenta de dos maneras, la primera los conceptos principales del comportamiento y diseño de miembros de acero solicitados a tensiones de flexión: se definen los miembros en flexión, se describe su comportamiento, se presentan sus propiedades geométricas relevantes, y se indican sus modos de falla y requisitos de diseño asociados a estos modos.

Casi todos los miembros de una estructura están solicitados a una combinación de momento y carga axial. Cuando la magnitud de alguna de ellas es relativamente pequeña, su efecto se desprecia y el miembro se diseña como una viga o como una columna cargada axialmente o un miembro a tracción. En muchas situaciones ningún efecto puede despreciarse y el diseño debe considerar el comportamiento del miembro bajo carga combinada.

Como la flexión forma parte del juego, todos los factores considerados en ella aplican, particularmente los relacionados con estabilidad (pandeo lateral-torsional y pandeo local de miembros a compresión). Cuando la flexión se combina con tracción axial, se reduce la posibilidad de inestabilidad y la cedencia usualmente gobierna el diseño. Para el caso de flexión combinada con compresión axial se incrementa la posibilidad de inestabilidad; además cuando está presente la compresión axial, aparece un momento flector secundario, igual a la fuerza de compresión por el desplazamiento, la cual a su vez es función de la magnitud del momento.

9.7 Introducción al Comportamiento de las Vigas

De acuerdo a América Bendito (2010):

Un miembro en flexión está sometido a cargas perpendiculares a su eje, las que pueden incluir momentos puntuales aplicados en el tramo o los extremos del elemento. Estas cargas generan momentos flectores y corte en el miembro.

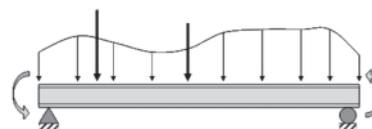


Figura 1

La resistencia de una viga de acero está dada, fundamentalmente, por su momento de inercia I . También la resistencia a la flexión puede incrementarse modificando las condiciones de apoyo, como por ejemplo, haciéndola continua en lugar de isostática.

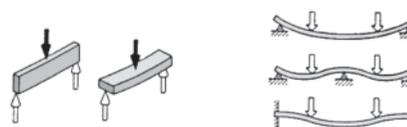


Figura 2

Sin embargo, esta resistencia puede verse reducida significativamente si no se toman previsiones contra el pandeo lateral de la viga.

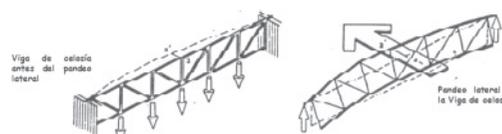


Figura 3

La forma de prevenir este pandeo lateral puede ser incrementando la resistencia de la viga, o disponiendo elementos transversales al eje de la viga que actúen como arriostramiento lateral. (p.173)

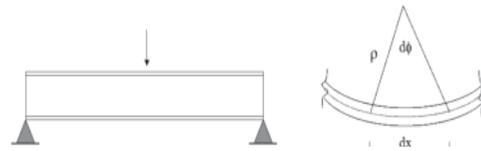


Figura 6

9.8 Comportamiento de Miembros Dúctiles

América B. (2010) define:

La capacidad de la estructura no es agotada durante la formación de la primera articulación plástica. Esta es significativamente más grande que la capacidad correspondiente a la formación de la primera rótula plástica. Al cociente entre el momento plástico M_p y el elástico M_y se le da el nombre de factor de forma.

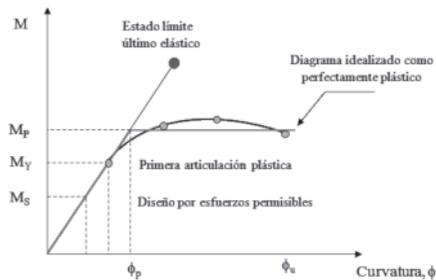


Figura 4

Una viga que forme parte de una estructura diseñada plásticamente debe estar en capacidad de resistir el momento plástico completo. (p.180).

La capacidad de rotación R, de una barra solicitada por flexión viene entonces dada por:

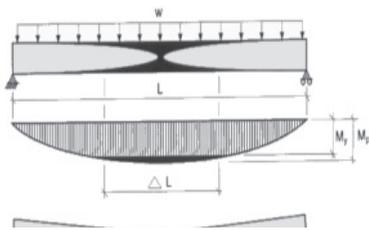


Figura 5

Plastificación de una sección compacta

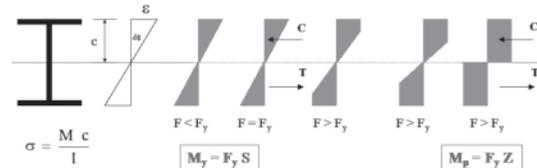


Figura 7

...donde S es el módulo de sección elástico y Z el módulo de sección plástico. (p.197)

9.10 Diseño Plástico de Vigas

Según A. Bendito (2010), el análisis elástico de estructuras supone que la capacidad resistente de una estructura se agota cuando en cualquier sección de la misma una de sus fibras alcanza su límite elástico. En materiales de gran ductilidad, como el acero laminado, la falla no se presenta sino hasta que ocurre una gran plastificación después que se alcanza la tensión de fluencia. (p. 181)

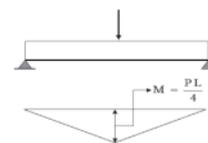


Figura 8

9.9 Resistencia de Vigas a Flexión Simple

Escribe América Bendito (2010):

A medida que la sección se va plastificando se produce un incremento en la curvatura, hasta que el momento flector alcanza la magnitud $M_p > M_y$ siendo M_y el momento flector correspondiente a la cedencia de las fibras extremas de la sección únicamente.

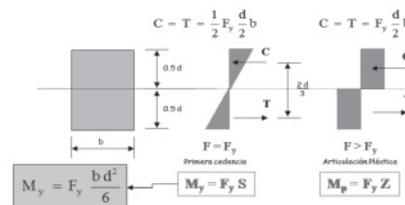


Figura 9

9.11 Resistencia de Miembros en Flexión

A. Bendito (2010) establece que:

El momento resistente de un perfil de acero es igual al momento plástico, $M_r = M_p$, cuando las proporciones de los elementos planos de la sección transversal, los arriostramientos laterales, etc., son tales que puedan desarrollarse las deformaciones unitarias correspondientes a la iniciación del endurecimiento por deformación del material sin falla prematura de tipo frágil o por pandeo local o lateral. Estas características permiten la aplicación del concepto de redistribución de momentos y denominar a estas vigas como secciones plásticas (Curva 1).

La Curva 2 representa una sección compacta, es decir, libre de pandeo local y que sin embargo no satisface las otras condiciones que se exigen para aplicar el concepto de redistribución de momentos, en consecuencia, $M_r < M_p$.

La Curva 3 identifica a una sección no compacta puesto que pierde su capacidad de carga prematuramente después del punto de fluencia (falla inelástica) a causa del pandeo local, por lo tanto $M_r < M_y$.

Finalmente, una sección esbelta (Curva 4) que falla elásticamente por pandeo lateral o pandeo local, es decir, $M_r < M_{cr}$.

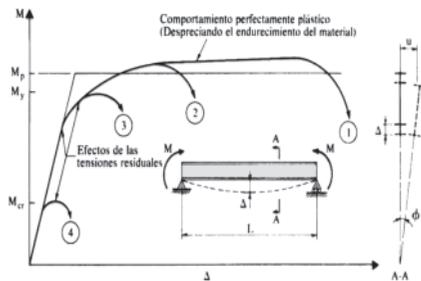


Figura 10

Donde M_r es el momento límite de pandeo.

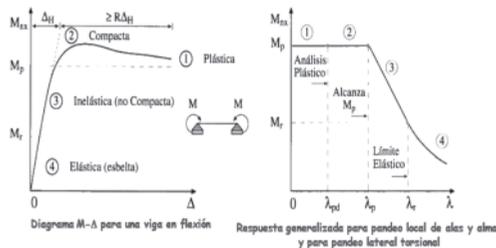


Figura 11

En las cuatro estaciones indicadas en la figura, el comportamiento es controlado por una de las siguientes formas de pandeo:

- Pandeo Local del Ala.
- Pandeo Local del Alma.
- Pandeo Lateral Torsional.

Pandeo Local - Durante el proceso de flexión, si el ala en compresión es demasiado delgada, la placa puede fallar por pandeo o inestabilidad. Entonces no es posible que la viga desarrolle el Momento Plástico.

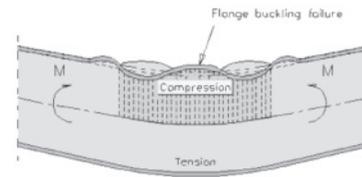


Figura 12

Falla local del Alma - En los puntos donde se apliquen cargas puntuales y en los apoyos se pueden producir fallos debidos al aplastamiento (crushing) del alma; por pandeo localizado (cripling) en la proximidad de la carga donde se concentran las deformaciones transversales y por pandeo (buckling) del alma entre las dos alas.

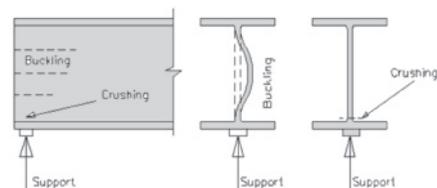


Figura 13

Pandeo Lateral Torsional: Las vigas flectadas que no se encuentran adecuadamente arriostradas, impidiendo su movimiento lateral, pueden sufrir el efecto de pandeo lateral torsional si su resistencia a la torsión y el momento de inercia respecto al eje de inercia, en que estos valores son menores, resultan lo suficientemente pequeños frente al eje perpendicular en que sus valores son máximos. (p. 201)

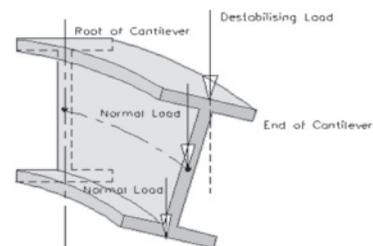


Figura 14

Determinación del Coeficiente de Flexión, C_b

América B. (2010) puntualiza que:

C_b Se ha usado desde 1961 para ajustar la fórmula de pandeo flexotorsional al diagrama de momentos dentro de la longitud no arriostrada de la viga. C_b es un factor que permite tener en cuenta las variaciones del diagrama de momentos. Dado que las ecuaciones planteadas son aplicables al caso de flexión constante, si el diagrama es variable, la viga puede resistir momentos algo mayores antes que se presente el fenómeno de inestabilidad lateral.

$$C_b = \frac{12.5 M_{m\acute{a}x}}{2.5 M_{m\acute{a}x} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

...donde:

$M_{m\acute{a}x}$ = Valor absoluto del momento máximo en la luz libre de arriostramiento lateral.

M_A = Valor absoluto del momento en los puntos del primer cuarto de la luz.

M_B = Valor absoluto del momento en los puntos del medio de la luz.

M_C = Valor absoluto del momento en los puntos del último cuarto de la luz.

Conservadoramente, C_b puede tomarse igual a la unidad en todos los casos. (p. 203)

Valores de C_b para Vigas Simplemente Apoyadas

| Carga | Arriostramiento Lateral | C_b |
|-------|------------------------------------|----------------|
| | Solo en los apoyos | 1.37 |
| | En los puntos de carga | 1.67 1.67 |
| | Solo en los apoyos | 1.14 |
| | En los puntos de carga | 1.67 1.00 1.67 |
| | Solo en los apoyos | 1.14 |
| | En el medio del tramo y los apoyos | 1.30 1.30 |
| | Solo en los apoyos | 1.22 |

Figura 15

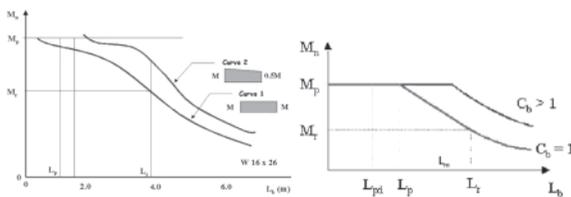


Figura 16

Procedimiento de Diseño por Flexión

América B. (2010) especifica:

El procedimiento de diseño $\phi_b M_n$ será el menor valor que resulte del análisis de los estados límite del pandeo local de las alas, pandeo local del alma y del pandeo lateral torsional según las siguientes expresiones dadas en unidades métricas (F_y en kgf/cm^2 , r_y en cm , etc.).

Se calculan las esbelteces locales o relaciones ancho/espesor y el coeficiente C_b , para no necesitar rigidizadores.

Para ser tratada como viga y no viga armada

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2 t_f} \quad \lambda_w = \frac{h}{t_w} < 260$$

$$< \frac{8130}{\sqrt{F_y}}$$

$h = d - 2 t_f$ en perfiles soldados y electrosoldados;

$h = d - 2 d_f$ en perfiles laminados.

Se calculan los siguientes valores:

$$M_{px} = Z_x F_y \leq 1.5 S_x F_y$$

$$M_{py} = Z_y F_y \leq 1.5 S_y F_y$$

$$M_{rfx} = F M S_x \quad \text{para el ala}$$

$$M_{rfy} = S_y F_y \quad \text{para el ala}$$

$$M_{rw} = S_x F_y \quad \text{para el alma}$$

Pandeo Local de las Alas

$$\lambda_{fp} = \frac{545}{\sqrt{F_y}} \quad \therefore \quad \lambda_{fps} = \frac{436}{\sqrt{F_y}} \quad \text{para diseño sísmico}$$

$$\lambda_{fr} = \frac{1360}{\sqrt{F M / K_c}} \quad \text{para perfiles electrosoldados y soldados}$$

$$\lambda_{fr} = \frac{1180}{\sqrt{F M}} \quad \text{para perfiles laminados}$$

donde $K_c = \frac{4}{\sqrt{\lambda_w}} \quad 0.350 < K_c < 0.763$

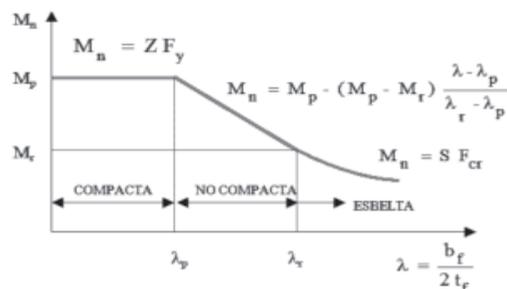


Figura 17

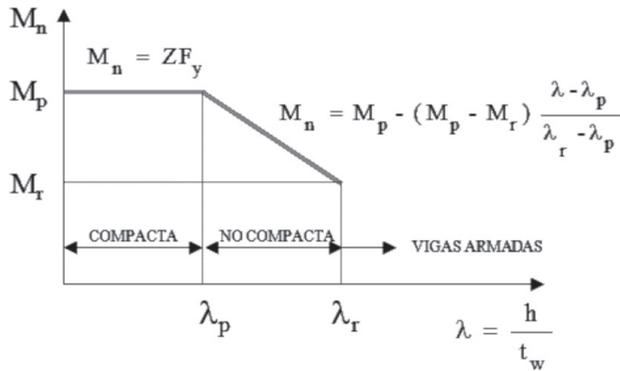
Al final de esta etapa de verificación del pandeo local de las alas debemos tener los valores de:

$$M_{px} \text{ ó } M_{nfx} : M_{py} \text{ ó } M_{nfy} : L_p \text{ ó } L_{pf}$$

Pandeo Local del Alma

$$\lambda_{wp} = \frac{5370}{\sqrt{F_y}} \quad \therefore \quad \lambda_{wps} = \frac{8130}{\sqrt{F_y}} \text{ para diseño sísmico}$$

$$\lambda_{wr} = \frac{8130}{\sqrt{F_y}}$$



Si $\lambda_w < \lambda_{wp}$

Si $\lambda_{wp} < \lambda_w < \lambda_r$

$$M_p = M_{px}$$

$$M_{nw} = M_p - (M_p - M_{rw}) \left(\frac{\lambda_w - \lambda_{wp}}{\lambda_r - \lambda_{wp}} \right)$$

$$L_p = L_p$$

$$L_{pw} = L_p + (L_r - L_p) \left(\frac{M_p - M_{nw}}{M_p - M_{rw}} \right)$$

Figura 18

Al final de esta etapa de verificación del pandeo local del alma debemos tener los valores de:

$$M_{px} \text{ ó } M_{nw} ; L_p \text{ ó } L_{pw}$$

Pandeo Lateral Torsional

Se calcula para cada valor de la longitud no arriostrada,

L_b

Si $C_b < M_p/M_r$

Con M_p y L_b , se calcula L_m usando cualquiera de las dos ecuaciones:

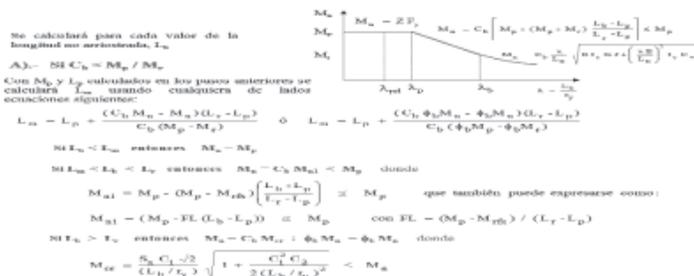


Figura 19

Al final de esta etapa de verificación del pandeo lateral se tiene M_n que es función de la luz de la viga (p. 203)

El momento de diseño será el menor valor entre:

- $\Phi_b M_n$ pandeo local de las alas
- $\Phi_b M_n$ pandeo local del alma
- $\Phi_b M_n$ pandeo local lateral

9.12 Factores de Mayoración de Carga

Las fuerzas de diseño se evaluarán según lo especificado en la norma AASHTO 2010, en donde se indican que las fuerzas de los vehículos deberán ser modificadas por (14):

- Impacto

$$I = 15/(L+38)$$

Donde:

I es el factor de impacto.

L es la luz libre entre apoyos.

$$I = 15/(16.14+38) = 0,277$$

$$I = 28\%$$

- Factor de mayoración según norma ASSHTO:

$$F_{norma} = 1,20$$

- Factor de mayoración para la carga de la grúa pórtico: Según el memorando de diseño civil número 4, numeral 3.5. para el diseño de los elementos de apoyo de los winches de izamiento de las compuertas, se considerará una carga de impacto igual al 40 % de la carga a levantarse, por lo tanto la carga será de 1.4 veces la carga a izar por la grúa.

$$F_{impacto} = 1,40$$

9.13 Cargas de Diseño

Determinación de las cargas mayoradas:

Carga del camión HS-20-44

$$\text{Eje trasero} = 14,5 \cdot 1,2 \cdot 1,28 = 22,28 \times 10^3 \text{ kgf}$$

$$\text{Fuerza por rueda} = 11,14 \times 10^3 \text{ kgf}$$

$$\text{Eje delantero} = 3,63 \cdot 1,2 \cdot 1,28 = 5,58 \times 10^3 \text{ kgf}$$

$$\text{Fuerza por rueda} = 2,79 \times 10^3 \text{ kgf}$$

Dado que la carga de un camión HS20-44 se dispondrá al momento de operar la grúa pórtico, se colocará la rueda trasera en el punto medio de la rejilla tomando esta como la posición más cercana a la cual estará el camión del centro de la viga.

Carga de la grúa pórtico

- Peso propio de la grúa pórtico = $109 \times 10^3 \text{ kgf}$

- Capacidad de carga = $140,1,4 \times 10^3 \text{ kgf} = 196 \times 10^3 \text{ kgf}$
- Fuerza al momento de cerrarse los ductos del aliviadero $300 \times 10^3 \text{ kgf}$.

Dado que la geometría de la grúa pórtico no presenta un eje de simetría se determinará la reacción en el apoyo más solicitado, suponiendo que la resultante de las fuerzas se encuentra centrada respecto a sus apoyos en el sentido perpendicular a la corriente y respecto a la abertura de 2,87 m. en el sentido paralelo a la corriente, de lo cual resulta:

Peso propio, en el apoyo más solicitado:

Evaluando momento en el apoyo B.

$$R_a = 4,3/5,8.P_p$$

Donde:

P_p : es el peso propio de la grúa

$$R_a = 40,41 \times 10^3 \text{ kgf.}$$

Sobre carga, en el apoyo más solicitado:

Evaluando momento en el apoyo B.

$$R_a = 4,25/5,8.Com$$

Donde:

Com: es la capacidad de carga de la grúa.

$$R_a = 143,62 \times 10^3 \text{ kgf.}$$

Cierre de compuertas, en el apoyo más solicitado:

Evaluando momento en el apoyo B.

$$R_a = 4,25/5,8.PD$$

Donde:

PD es la fuerza necesaria para operar las compuertas en el momento en que se cierran los ductos.

$$R_a = 219,83 \times 10^3 \text{ kgf.}$$

9.14 Combinaciones de Cargas

Combinación de carga adoptada para las vigas tipo 1

Se colocará sobre el eje de la viga las cargas correspondientes al paso de dos camiones HS-20-44 separados entre sí por 1 m.

Combinación de carga adoptada para las vigas tipo 2

Se diseñará con la condición más desfavorable que resulte de:

- Un tren de carga conformado por camiones HS-20-44.
- La operación de la grúa pórtico elevando su capacidad máxima ($140 \times 10^3 \text{ kgf}$, 1,4) y la acción de un HS-20-44 simultáneamente.

- La operación de la grúa pórtico al momento de cerrar los ductos del aliviadero.

Combinación de carga para la viga 3

La acción de un camión HS-20-44.

Características Geométricas de las Secciones de las Vigas

Para las secciones dadas en los documentos de licitación se procedió a determinar las características geométricas de acuerdo con Fratelli (2003):

Cuadro 1. Características Geométricas Viga 1

| Vigas B, C, D, F y G. | | |
|-----------------------|--------------|-----------------|
| A = | 370,88 | cm ² |
| J = | 629,69 | cm ⁴ |
| I _x = | 1.061.325,30 | cm ⁴ |
| I _y = | 29.884,29 | cm ⁴ |
| Av _x = | 153,60 | cm ² |
| Av _y = | 186,67 | cm ² |
| S _x = | 16.583,21 | cm ³ |
| S _y = | 1.494,21 | cm ³ |
| Z _x = | 18.516,93 | cm ³ |
| Z _y = | 2.284,06 | cm ³ |
| r _x = | 53,49 | cm |
| r _y = | 8,98 | cm |

Fuente: Planos de Licitación de Tocoma. Año 2006.

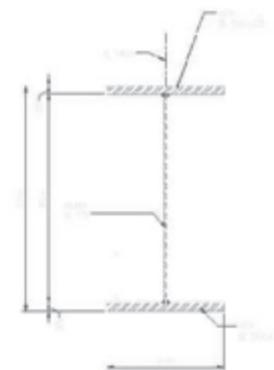
Cuadro 2. Características Geométricas Viga 2

| Vigas E y H. | | |
|-------------------|--------------|-----------------|
| A = | 883,75 | cm ² |
| J = | 7.238,63 | cm ⁴ |
| I _x = | 2.448.449,00 | cm ⁴ |
| I _y = | 125.147,79 | cm ⁴ |
| Av _x = | 313,75 | cm ² |
| Av _y = | 500,00 | cm ² |
| S _x = | 39.019,11 | cm ³ |
| S _y = | 5.005,91 | cm ³ |
| Z _x = | 43.901,41 | cm ³ |
| Z _y = | 7.677,34 | cm ³ |
| r _x = | 52,63 | cm |
| r _y = | 11,90 | cm |

Fuente: Planos de Licitación de Tocoma. Año 2006.

Cuadro 3. Características Geométricas Viga 3

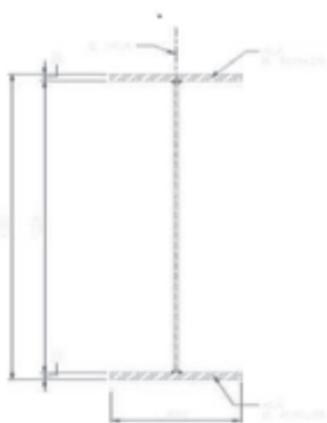
| Viga J | | |
|--------|------------|-----------------|
| A = | 484,10 | cm ² |
| J = | 1.465,65 | cm ⁴ |
| Ix = | 844.832,80 | cm ⁴ |
| Iy = | 72.941,81 | cm ⁴ |
| Avx = | 144,60 | cm ² |
| Avy = | 291,67 | cm ² |
| Sx = | 17.527,65 | cm ³ |
| Sy = | 2.917,67 | cm ³ |
| Zx = | 19.254,64 | cm ³ |
| Zy = | 4.425,29 | cm ³ |
| rx = | 41,78 | cm |
| ry = | 12,28 | cm |



Vigas E y H.

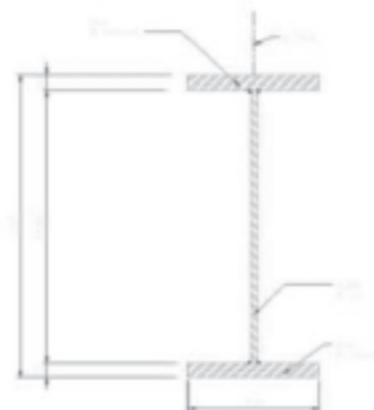
Vigas E y H.

Fuente: Planos de Licitación Tocomá. Año 2006.



Vigas B, C, D, F y G.

Vigas B, C, D, F y G.



Viga J

Viga J

10. ANÁLISIS Y RESULTADOS

10.1 Análisis

En dicho capítulo se presentan los resultados arrojados por la simulación de la estructura del puente bajo distintas etapas de cargas, utilizando el software Ansys Workbench v12.1. Las tensiones y deformaciones deben ser inferiores a los límites establecidos conforme a la Norma LRFD (Load and Resistance Factor Design), según las condiciones de apoyo, arriostamiento y compacidad de los perfiles que conforman el puente sobre el aliviadero, esto se debe cumplir para cada caso de carga planteado, cuyo análisis mediante el software Ansys Workbench v12.1 arroje resultados de tensiones y deformaciones inferiores a los límites establecidos en los cálculos por Norma LRFD. Para el análisis se utilizaron líneas de influencia generadas por el software Ansys Workbench v12.1, el cual permite determinar el estado de tensión más desfavorable para un caso de carga establecido. Las Tensiones máximas resistidas por las secciones se determinaron usando la norma LRFD (Load and Resistance Factor Design) o Diseño por Estados Límites, este método se basa en la consideración de los estados límites de utilidad estructural. El estado límite es la situación más allá de la cual una estructura, miembro o componente estructural, no es más apta para satisfacer la función para la cual fue prevista.

Entre los límites de utilidad estructural se pueden mencionar: El límite de resistencia, el límite de deformabilidad, la fractura frágil, el colapso plástico, vibraciones excesivas, la fatiga, la inestabilidad, el volcamiento, el deterioro, los efectos que sobrepasan las máximas condiciones aceptables de servicio y confort. Por lo tanto, el objetivo del análisis y diseño según la teoría de los estados límites, es mantener la estructura alejada de la probabilidad de superar la frontera de utilidad, asegurando, tanto en forma local como global, la estabilidad, la resistencia y la rigidez de sus miembros, para cualquier combinación prevista de las solicitaciones que se puedan presentar durante la vida útil de la estructura. Además la estructura debe tener suficiente capacidad de absorción y disipación de energía para asegurar un comportamiento dúctil del sistema durante la más desfavorable posibilidad de acción de las cargas exteriores actuantes. Ello exige no solo el fiel cumplimiento de las normas, sino también la óptima calidad de los materiales empleados, una correcta fabricación y ensamblaje de los miembros y adecuada inspección y mantenimiento preventivo, para lograr los resultados deseados.

El método LRFD puede ser expresado mediante la expresión:

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_t$$

La capacidad resistente se define como el producto ϕR_t siendo R_t la resistencia teórica, nominal o de diseño, y ϕ un factor de minoración de la resistencia, que varía según el tipo de sollicitación actuante. La resistencia requerida o demanda, resulta del producto $\sum \gamma_i Q_i$ y su magnitud se selecciona para la más desfavorable combinación de las cargas factorizadas. El valor Q_i representa las acciones nominales (una carga o un momento) y γ_i es el factor de mayoración correspondiente, que resulta en un factor de seguridad. El subíndice i representa el tipo de carga; permanente, variable, viento, sismo, etc.

Los factores γ_i y ϕ toman en cuenta la imprecisión de la teoría, de las dimensiones de los miembros, de las características resistentes de los materiales, de la incertidumbre en la determinación de las cargas, de la calidad de la mano de obra, etc. En todos los casos:

$$\gamma_i \geq 1 \quad \phi \leq 1$$

A continuación se presentan una serie de gráficos, donde se muestra el modelo del puente, las tensiones y desplazamientos verticales, resultantes de la simulación en Ansys Workbench v12.1 del puente sobre el Aliviadero bajo la acción de diferentes combinaciones de cargas. Para ello se realizaron dos modelos matemáticos del Puente sobre el Aliviadero, en vista de que este tiene dos cuerpos que trabajan independientemente el uno del otro. Cada cuerpo está conformado por vigas doble T, conectadas entre sí por diafragmas y está simplemente apoyado.

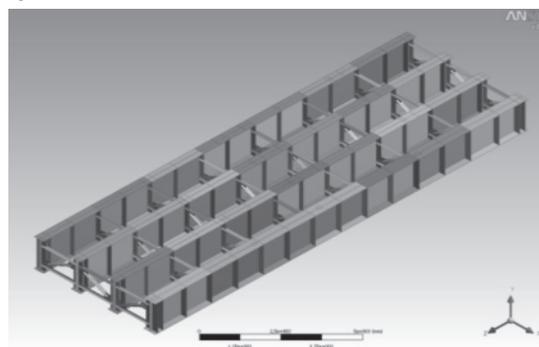


Foto 1. Este cuerpo está conformado por 4 vigas doble T, unidas mediante un diafragma de perfiles angulares.

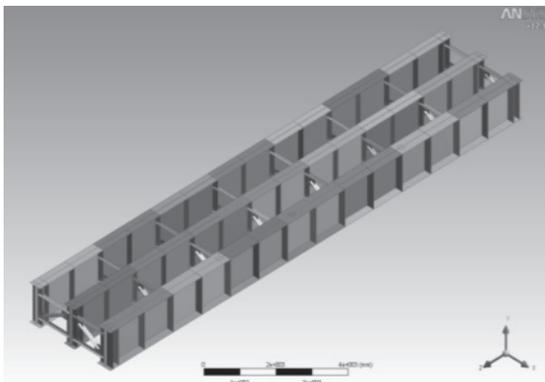


Foto 2. Este cuerpo está conformado por 3 vigas doble T, unidas mediante un diafragma de perfiles angulares.

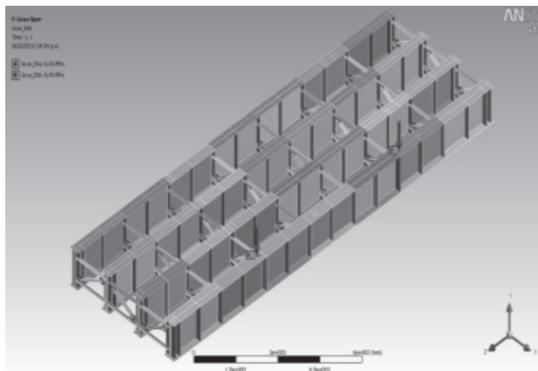


Foto 5. Diagrama de Carga de la Grúa

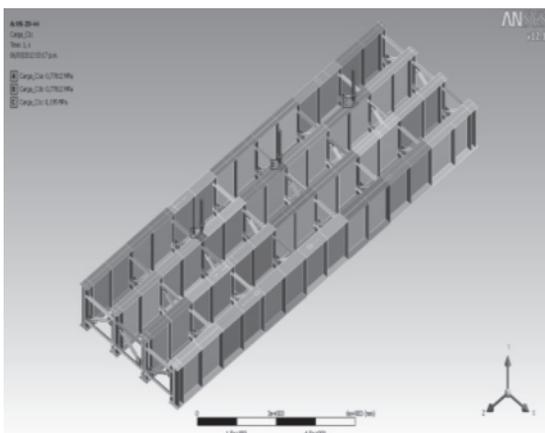


Foto 3. Diagrama de Carga HS-20-44

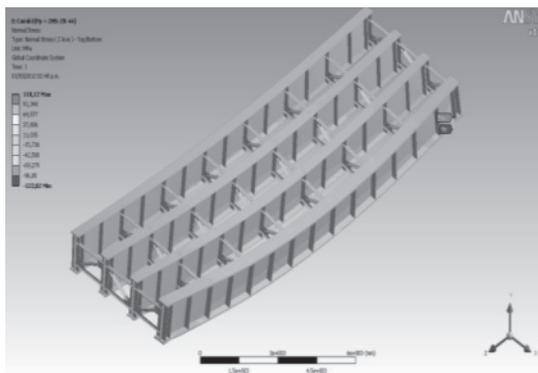


Foto 6. Tensiones de Flexión comb1 (Pp+2HS-20-44)

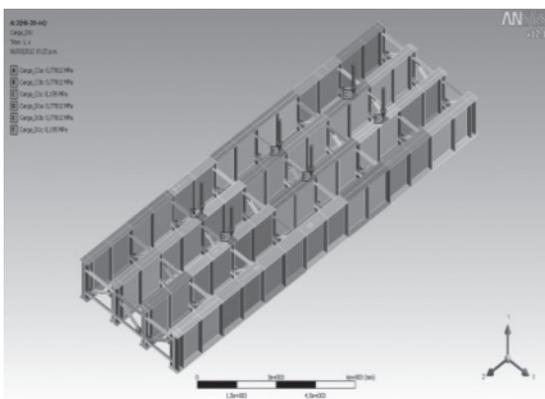


Foto 4. Diagrama de Carga de 2HS-20-44

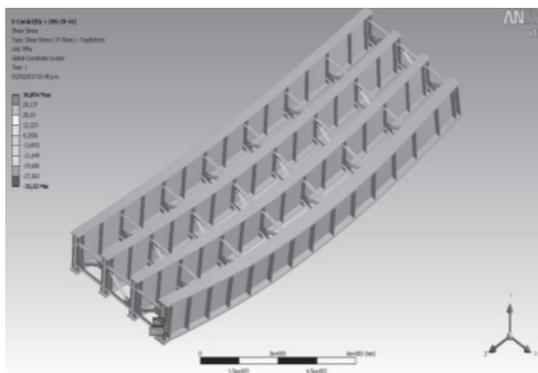


Foto 7. Tensiones de Corte comb1 (Pp+2HS-20-44)

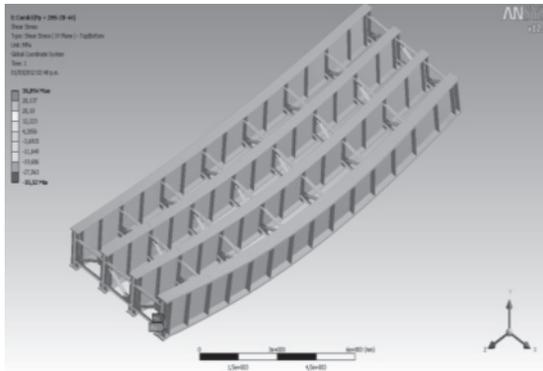


Foto 8. Desplazamiento vertical comb1 (Pp+2HS-20-44)

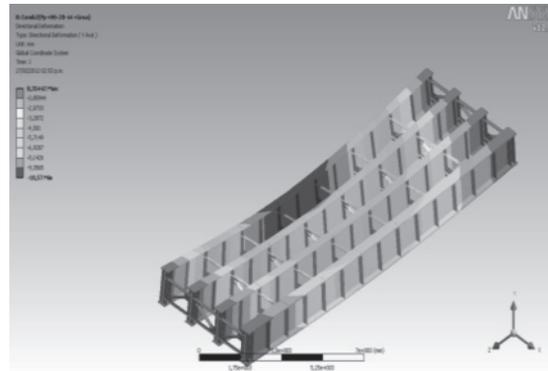


Foto 11. Desplazamiento vertical comb2 (Pp+HS-20-44+Grua)

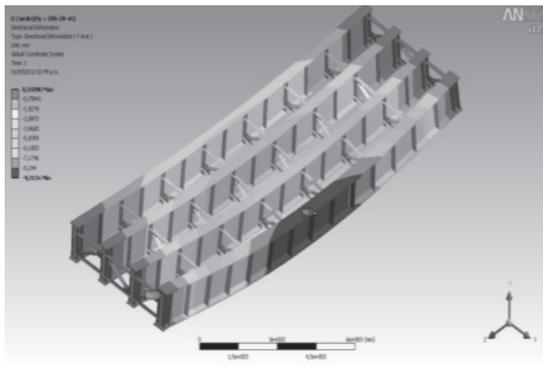


Foto 9. Tensiones de Flexión comb2 (Pp+HS-20-44+Grua)

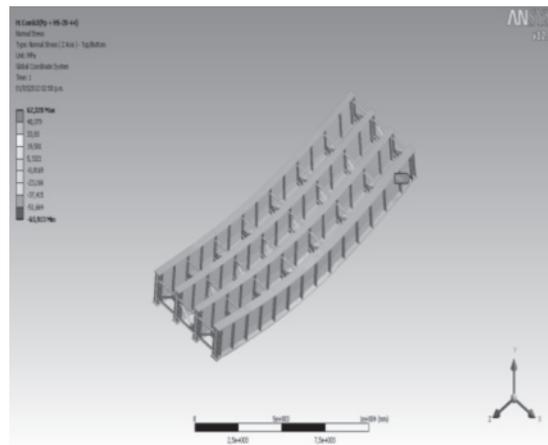


Foto 12. Tensiones de Flexión comb3 (Pp+HS-20-44)

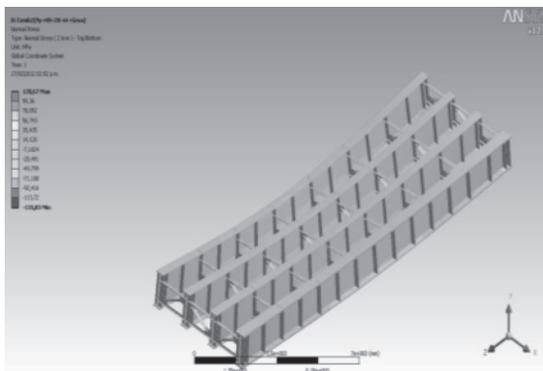


Foto 10. Tensiones de Corte comb2 (Pp+HS-20-44+Grua)

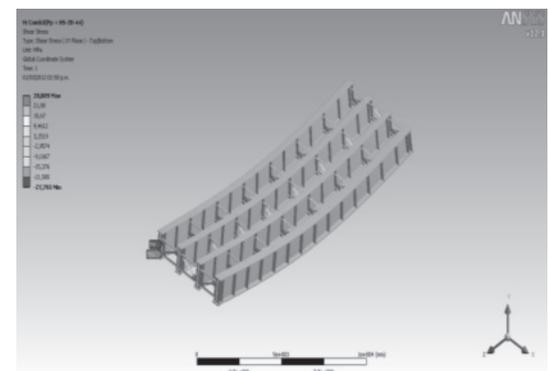


Foto 13. Tensiones de Corte comb3 (Pp+HS-20-44)

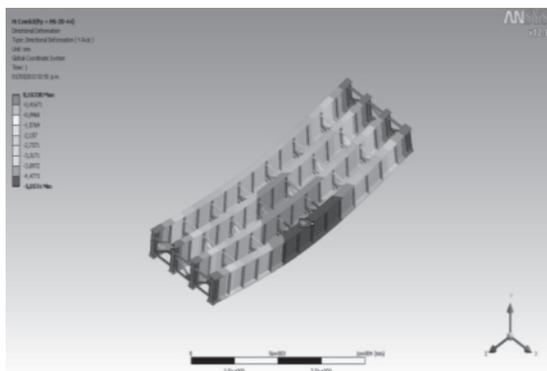


Foto 14. Desplazamiento vertical comb3 (Pp+HS-20-44)

Cuadro 4.

| | | Comb1 | Comb2 | Comb3 |
|--------------------------------|-----|--------|--------|--------|
| Tensiones Normales (MPa) | Max | - | - | -65,91 |
| | Min | 122,89 | 135,03 | 62,33 |
| Tensiones Cortante (MPa) | Max | 36,09 | 75,74 | 28,01 |
| | Min | 35,52 | 75,44 | 27,80 |
| Máxima Deflexión Vertical (mm) | Max | 9,31 | 10,57 | 5,06 |

Resumen de las Tensiones y Deflexiones del Puente:

Como se puede observar en la tabla superior las tensiones en ningún caso superan las tensiones máximos permisibles, que para el caso de tensiones normales es de 223,00 MPa y para las tensiones cortantes es de 149,00 MPa, el máximo desplazamiento vertical permisible es de $L/800 = 18,75$ mm, la cual no es superada en ningún caso.

11. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

El estudio realizado permitió analizar el estado de tensiones y deformaciones actuantes sobre el Puente del Aliviadero de La Presa Hidroeléctrica “Manuel Piar”. Una vez analizados los resultados obtenidos, surgieron las siguientes conclusiones:

1. La máxima tensión actuante debido a la flexión es de 135,03 MPa.
2. La máxima tensión cortante es de 75,74 MPa.
3. EL máximo desplazamiento vertical es de 10,57 mm.
4. El caso de carga más desfavorable ocurre para la combinación 2.
5. Según las tensiones actuantes se genera un factor de seguridad de 1,70.
6. Las máximas tensiones actuantes en el diafragma son; tensión de flexión 28,49 MPa y tensión cortante de 8,55 MPa.
7. El análisis del Puente sobre el Aliviadero, se realizó con el software Ansys Workbench v12.1, el puente se modeló con sus respectivos rigidizadores y diafragmas. Se pudo constatar que las tensiones y deformaciones generados por la combinación de carga 2 son inferiores a las máximas permisibles, las cuales para el caso de flexión es de 223 MPa en tensión y 149 MPa para cortante, la máxima deflexión vertical $L/800 = 18,75$ mm.
8. El Puente sobre el Aliviadero fue diseñado para soportar cargas permanentes, vivas e impacto y el efecto dinámico de la carga viva.

Recomendaciones: En función del análisis realizado se recomienda lo siguiente:

Es recomendable para el diseño de un futuro puente, en caso de que su configuración sea igual a la del puente analizado, optimizar las dimensiones de las vigas, ya que las tensiones actuantes están muy por debajo de los permisibles.

En la fabricación del puente se debe exigir el fiel cumplimiento de las normas, así como también la óptima calidad de los materiales empleados.

Se deberá tomar en cuenta una correcta fabricación y ensamblaje de los miembros y adecuada inspección

y mantenimiento preventivo, para lograr los resultados deseados.

En base a la memoria y forma de cálculo, se debe exigir al contratista la presentación de un informe donde se contemple un cronograma detallando las distintas etapas y fases del montaje del Puente sobre el Aliviadero, a fin de evitar posibles accidentes o daños al mismo.

12. REFERENCIAS

- [1] ACI-318-08, Building Code Requirements for Reinforced Concrete.
- [2] American Association of State Highway and Transportation Officials (2007). AASHTO LRFD Bridge Design Specifications.
- [3] AISC (2000). Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges.
- [4] American Institute of Steel Construction, Inc. (2003) Manual of Steel Construction. Load & Resistance Factor Design. Volumen I y II. Third Edition.
- [5] ANSI/AISC 360 (2005). Specification for Structural Steel Building.
- [6] Balestrini, A. (2006). Como se elabora el Proyecto de Investigación. Consultores Asociados. Quinta Edición. Caracas, Venezuela.
- [7] COVENIN 1618-1998. Estructuras de Acero para Edificaciones Método de los Estados Límites.
- [8] Fratelli María Graciela (2003). Diseño de Estructuras Metálicas. Estados Límites LRFD. Ediciones UNIVE.
- [9] Instituto Chileno del Acero (2005). Manual de Diseño de Estructuras de Acero (Versión en Español) Editado por el ICHA.
- [10] Méndez, C (2001). Metodología. Colombia. McGraw Hill Interamericana, S.A.
- [11] Norma Venezolana COVENIN (1753). Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones, Análisis y Diseño.
- [12] Norma Venezolana COVENIN1618-82. Estructuras de Acero para Edificaciones.
- [13] Sabino, Carlos. (2001). Metodología de la Investigación. Editorial Panapo. Caracas.
- [14] Standard Specifications for Highway Bridge (1999) AASHTO.16th Edition. American Association of State Highway and Transportation Officials.
- [15] Tamayo y Tamayo M. (2001). El Proceso de la investigación científica. México. Editorial Limusa.
- [16] Vinnakota Sriramulu (2006). Estructuras de Acero Comportamiento y LRFD. McGraw-HILL/ INTERAMERICANA EDITORES; S. A. DE C.V.
- [17] Oswaldo Suárez, Lucila Vilera. Diseño del puente de servicio sobre el aliviadero de la presa hidroeléctrica "Manuel Piar", trabajo especial de grado, especialista en Ingeniería Estructural, UCAB, 2012.