

Análisis, diseño y proceso constructivo de un puente de hasta 15m.



Abstract

Analysis and design of a bridge construction process up to 15m main objective seeks to take into account the conditions and variables that interfere when developing a structure of this type. Within these variables geological, geotechnical, hydrological, hydraulic and structural are highlighted.

This was carried out through the collection and analysis of data, whether taken previously by the team in field or taken by the investigator. From the data the different conditions are obtained to which the construction of a bridge is subjected. It also includes an analysis of how each of these variables interferes with the development of the work, both in design and construction. The previous is subjected to the standards and specifications laid mainly in the "Código de Cimentaciones de Costa Rica", "Código Sísmico de Costa Rica", specifically the LRFD method for the design of bridges, this in order to present a valid and acceptable procedure for later applications, supported with valid and applicable in many other cases. The results are within acceptable ranges according to the rules, giving the design values that conform to reality and normality when speaking of bridges that are not only up to 15 meters, but to even greater lengths to reach even the 30 meters. The use of this information does provide a general procedure and descriptive steps to design a bridge design also emphasize the regulation of each process through the aforementioned regulations.

Keywords: Bridge, Design, Analysis.

Resumen

El análisis del diseño y proceso constructivo de un puente de hasta 15m busca como objetivo principal tomar en cuenta las condiciones y variables que interfieren a la hora de desarrollar una estructura de este tipo. Dentro de estas variables destacan las de origen geológico, geotécnico, hidrológico, hidráulico y estructural.

Esto se llevara a cabo a través de la recopilación y análisis de datos, ya sean tomados previamente por el equipo de trabajo o tomados en campo por el investigador. De los datos se obtienen las diferentes condiciones a las que se somete la construcción de un puente, además incluye un análisis de como cada una de estas variables interfieren en el desarrollo de la obra, tanto en el diseño como en su construcción. Lo anterior sujeto a las normas y especificaciones estipulados, principalmente el Código de Cimentaciones de Costa Rica, Código Sísmico de Costa Rica y las normas AASHTO. Esto con el fin de presentar un procedimiento valido y aceptable para posteriores usos, respaldados con información valida y aplicable en muchos otros casos.

Los resultados obtenidos se encuentran dentro de rangos adecuados según las normas, brindando valores para el diseño que se apegan a la realidad y a la normalidad cuando se habla de puentes que van no solo hasta los 15 metros, sino a longitudes mayores que inclusive alcanzan hasta los 30 metros.

El uso de esta información logra brindar un procedimiento general y descriptivo de los pasos a seguir para concebir el diseño de un puente, además enfatiza en la regulación de cada proceso por medio de la reglamentación antes mencionada.

Palabras Claves: Puente, Diseño, Análisis.

Análisis, diseño y proceso constructivo de un puente de hasta 15m

HERMES BONILLA DELGADO

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

Diciembre del 2012

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA
ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN

Contenido

PREFACIO	1
RESUMEN EJECUTIVO	2
INTRODUCCIÓN	5
MARCO TEÓRICO	7
METODOLOGÍA	27
DELIMITACIONES CONSTRUCTIVAS.....	29
RESULTADOS.....	32
ANÁLISIS DE RESULTADOS	57
CONCLUSIONES	65
RECOMENDACIONES	67
APÉNDICE	69
ANEXOS	124
REFERENCIAS.....	164

Prefacio

El análisis y desarrollo de un procedimiento a modo de recomendación para el diseño de un puente es de suma importancia, ya que nos permite de manera adecuada brindar una perspectiva clara y ejemplificada con la cual se pueda contar como referencia a la hora de desarrollar este tipo de obras, además se analizan y toman en cuenta variables que no se conciben de forma clara a la hora de razonar el diseño de este tipo de estructura.

A través de la investigación y el desarrollo del trabajo se genera una imagen generalizada en cuanto a variables y factores a tomar en cuenta para un diseño óptimo y competente, desde una perspectiva hidráulica, geológica geotécnica y estructural, lo cual facilita al ingeniero el visualizar todo el conglomerado de elementos que se deben estimar para la construcción de un puente.

En sí el desarrollo del trabajo permite partir de conceptos claros y referenciados con los cuales se pueda plantear el diseño y levantamiento de este tipo de obra.

Aunque esta claro la variabilidad constructiva que presentan los puentes de acuerdo al tipo de estructura y entorno, es importante rescatar que los estudios básicos que conllevan son los mismos.

Con el estudio y el diseño en particular del puente Veracruz, este ubicado en la ruta que va de Las Juntas de Pacuar en Pérez Zeledón a Terraba de Buenos Aires y sobre la quebrada del mismo nombre, se busca como objetivo primordial generar un punto de partida para la mejora y reestructuración de los puentes que se encuentran en todas aquellas zonas influenciadas por el PH El Diquis, logrando un aporte a las comunidades aledañas tanto en la mejora de accesos como en la movilidad ciudadana. Además se busca generar información en un área que se encuentra descuidada y en la cual los proyectos se desarrollan sin una investigación seria y minuciosa previa a su construcción,

ejemplificándose en la cotidianidad del país y los problemas continuos en este tema.

Agradezco al personal del Instituto Costarricense de Electricidad específicamente a los que laboran en el Proyecto Hidroeléctrico el Diquis por el trato recibido, junto con las facilidades tanto de información como de servicios (pruebas de laboratorio, hospedaje, etc.) que me brindaron para llevar a cabo este proyecto, además a los profesores/as de la escuela de Ingeniería en Construcción que me han educado, apoyado y que me han permitido estar aquí y poder desarrollar este trabajo.

Agradezco a Dios, a mis amigos, hermanas, hermano y a todos aquellos que me han brindado su apoyo incondicional en todo momento, especialmente en los difíciles. Pero sobretodo agradezco a mi madre por inculcarme los valores humanos de honradez, respeto, amor por la vida y de valentía ante las adversidades, siendo lo mas importante y valioso en mi vida.

Resumen ejecutivo

La descripción general del proceso y lineamiento a la hora de llevar a cabo tanto el diseño como el proceso constructivo para un puente corto (menores a 15 metros), permite facilitar el desarrollo de una estructura similar a todo aquel interesado en este tipo de obra. En el caso de la educación universitaria el diseño estructural y el planeamiento de obras se enfoca al tema de edificaciones, por lo que una breve descripción y estudio sobre la construcción de puentes se vuelve un elemento práctico, tanto para estudiantes como para profesionales, lo anterior analizando el texto a modo de guía o recomendación.

Estructuras de similar o menor longitud son de uso común en las zonas rurales, por ende se brinda una solución a una actividad importante para el desarrollo de nuestro país. Esto último según parámetros y actividades validas, respaldadas en una investigación minuciosa y referenciada en bibliografía conocida para el área de ingeniería.

Los datos verificados en campo y laboratorio implicaron un análisis profundo, con el fin de incluir en el diseño todos aquellos elementos que puedan generar consecuencias negativas o positivas durante su construcción, además de incluir información veraz y apegada a la realidad, la cual involucre el entorno de la estructura y bajo la cual se rijan su comportamiento, garantizando una vida útil prolongada y cumpliendo con las exigencias de calidad respecto a comodidad y seguridad del usuario.

Gran parte de las actividades desarrolladas son aplicables a cualquier tipo de puente, a continuación se definen las más relevantes:

Información general:

La construcción del puente se previó bajo lineamientos de la Secretaría de Integración Económica para Centroamérica (SIECA), la cual a través del documento "Especificaciones para la construcción de carreteras y puentes regionales", brindó una serie de parámetros, dentro de los que destacan el radio mínimo de 30 metro para las

curvas de caminos rurales, valor empleado en la zona de ingreso y salida del puente, además de indicaciones como:

- Delimitación de periodos constructivos y entrega de obra.
- Requisitos de calidad para los materiales.
- Normativa que se debe emplear durante la construcción de la obra (ISO, AASHTO, etc.).
- Lineamientos respecto a la zona de extracción de materiales.
- Dimensiones mínimas con las que debe contar el puente (ancho de carril y aceras), entre otras.

Se definió un puente de dos carriles, cada uno de 3,6m, con aceras de 1,85m en cada lado.

Se optó por un vado en el margen de aguas abajo del río con un ancho de 4,6m, 2,3m por carril, lo cual es el ancho mínimo para vías propuesto por el SIECA.

Se decidió construir el nuevo puente en la zona donde se encuentra la estructura actual, esto para reducir el ingreso a propiedades privadas.

Se empleó la normativa AASHTO para el diseño del puente.

Hidrología:

El trabajo contó con el estudio de avenidas y caudales máximos para la zona, lo cual permitió prever el caudal máximo de diseño definido en $30 \text{ m}^3/\text{s}$. Esto último, posterior a la topografía de la zona, fue el criterio que definió la altura del vano en el puente.

El caudal de diseño empleado fue obtenido a partir de la producción obtenida en la estación 31-10 ubicada en Pejibaye.

La obtención del caudal implicó información tal como: área y estado de la cuenca, escorrentía, periodo de retorno, y caudal máximo.

Se generó una simulación de la condición máxima de caudal a la que se someterá el puente y con ello se verificó si en la colocación propuesta este soportaría el embate que genere el río.

El ancho de la estructura será de 12m con un vano de 4m de altura aproximadamente.

El análisis hidráulico implicó un estudio de la erosión a la que se ve sometido el material donde se asientan los bastiones, lo cual para este diseño en particular generó el resultado de que la roca era no erodable (resultado esperado y mas lógico).

Geología de la zona:

La investigación geológica permitió generar una perspectiva clara sobre el tipo de material en la zona, a partir de ahí brindó una idea teórica más clara de cual era el material de mejor calidad para cimentar, esto a través del perfil geológico.

Se obtuvo un ángulo de buzamiento de 20° con una dirección de 65° en la roca sobre la cual se cimentara.

Se definió una alta exposición a sismo para la zona donde se construirá, esto por la cercanía tanto a la falla Changuena como a la falla Longitudinal de Costa Rica.

Geotecnia:

El conocer geológicamente el material donde se desarrolla la obra permite obtener una perspectiva de la capacidad del mismo, a partir del supuesto se realizaron pruebas con el fin de determina cuantitativamente su calidad. El análisis geotécnico del puente se baso en dos puntos, el primero la cimentación y posteriormente el relleno de aproximación en los bastiones.

El material de cimentación se caracterizo a través de pruebas de laboratorio con el fin de obtener los valores respecto a su capacidad de resistir esfuerzos.

Para el caso específico del río Veracruz se realizaron pruebas de compresión a la roca, obteniendo una resistencia máxima de 80 MPA (Arenisca, proveniente de arenas) y mínima de 5,74 MPA (Lutita, proveniente de arcillas), esto principalmente por la calidad del material de origen.

El mayor esfuerzo transmitido por el puente es 4,87 MPA, con ello se definió que no habría problema por capacidad de carga.

El valor de capacidad ultima para la roca se obtuvo a través de la formula presente en el código de cimentación, con el cual se obtuvo un

valor de 9,76 MPA, cercano a los valores mas bajos de resistencia obtenidos en el material mediante las pruebas de compresión inconfiada.

El ángulo de fricción interna para la roca es de 34,81° obtenido a través del programa Roclab el cual realiza una simulación del ensayo triaxial. Esta prueba por cuestiones de tiempo no se realizó en los laboratorios del I.C.E.

Este alto ángulo de fricción garantiza una buena adherencia entre la roca y la placa (entre mayor ángulo mayor adherencia), la cual ligada al peso de la estructura genero una resistencia o fuerza de fricción de 43,51 ton, restringiendo el desplazamiento, aunque claro esta, la placa queda empotrada en la roca siendo suficiente criterio para definir su estabilidad ante el desplazamiento.

El material donde se cimentara cumplió de manera clara con capacidad de carga.

En el caso del relleno posterior se propuso un material que cuenta con un ángulo de fricción de 30° con un peso específico de 2100 kg/m³ extraído de las cercanías del puente Balsar ubicado en la misma ruta del puente Veracruz.

Este material de relleno por su alto ángulo de fricción representa estabilidad en el relleno, reduciendo los coeficientes de empuje los cuales a su vez involucran una reducción en las presiones y es un material accesible en la zona.

Esta reducción de presiones involucro un diseño menos reforzado y por tanto más económico, es decir, el gasto de invertir en un buen relleno involucró una reducción en el costo por materiales constructivos en la obra.

Con el relleno propuesto junto con las demás cargas de diseño se logró una placa pequeña 5,2m x 11m para el muro de apoyo articulado y 3,2m x 11m para el muro de apoyo simple, evitando con esto la incursión del agua en la excavación, lo ultimo debido a la cercanía del cause a la zona de cimentación, lo cual le añadiría una complicación innecesaria al proceso constructivo.

La calidad del material debe ser verificada mediante pruebas certificadas, ya que una variación en sus cualidades alteraba el diseño propuesto, esto por la variación en las fuerzas de empuje del suelo. En este punto se debe ser minucioso.

Diseño estructural:

La sección estructural implicó un mayor número de variables, aquí se consideraron muchos factores con los que se buscaba involucrar todas las situaciones desfavorables a las que se sometería el puente.

El primero punto a rescatar es el vehículo de diseño en el cual se decidió emplear el HL-93 y no el HS25-44, debido a las altas cargas de este último. En el caso del primer vehículo también involucra cargas extremas para el puente de acuerdo a su ubicación (muy rural) y al poco o nulo ingreso de camiones con una carga tan elevada. Con el fin de no mezclar metodologías y conceptos se definió hacer uso del HL-93 el cual dicta la metodología, con el fin de ser más racional, respecto al HS25-44.

A la hora de considerar el impacto que genera el vehículo por alguna irregularidad en la vía se asignó un valor del 33%, este a modo de aumento en el cortante provocado por las cargas del vehículo de diseño.

Posteriormente se empleó el “factor de importancia”, esto de acuerdo a la trascendencia operativa de cada elemento diseñado en el puente, aquí se empleó un factor de 1 a causa de su uso normal.

El otro factor empleado fue el de distribución, el cual depende del dimensionamiento y calidad de los materiales. Lo que se buscó con dicho factor fue distribuir de forma real las cargas entre vigas internas y externas. La variación en cuanto a su valor se definió debido a que el posicionamiento del vehículo no es equitativo respecto a la distribución de su peso en todo el ancho de la estructura, tendiendo a moverse hacia el centro, en especial cuando el tráfico es bajo y cuando normalmente el puente es utilizado en una dirección a la vez.

Por último cabe destacar el factor de presencia múltiple, este se aplicó según la normativa AASHTO con un valor de “1”, debido a que la probabilidad más racional para el sitio y por ende propuesta fue empleando un carril para carga vehicular y el otro para carga peatonal.

El análisis y diseño estructural de los bastiones en el puente implican las cargas normales de empuje por parte del suelo (presión activa, presión pasiva y sismo), existiendo únicamente dos valores que requirieron un análisis particular como lo fue la fuerza de frenado y la sobrecarga vehicular. La primera depende directamente de las cargas vehiculares

y su brazo de palanca se dispone desde 1,8 metros sobre la calzada, lo cual generó un momento importante de 48,3 ton*m, esta carga es esporádica junto con la sísmica, por lo que para uso normal (tráfico diario de vehículos) se cuenta con una estructura con un diseño seguro.

La acción sísmica de la estructura en sí conllevó un análisis basado en el cálculo del coeficiente sísmico, obtenido a través del procedimiento mostrado en el Código Sísmico de Costa Rica, multiplicando este coeficiente por el peso de cada sección, a partir de ahí se calculó la fuerza de volcamiento que genera el peso de la propia estructura en caso de un sismo.

La deformación debido al movimiento que sufre la superestructura por sismo y frenado se le transmitió al muro con apoyo articulado, ya que este me restringe el movimiento en la dirección horizontal, mientras que el muro con el apoyo simple al permitir desplazamiento horizontal de la estructura, amortigua o elimina mediante esta cualidad del apoyo cualquier probabilidad de desplazamiento a causa de estas fuerzas. De ahí que el bastión con el apoyo articulado presentó dimensiones mayores, junto con una mayor cantidad de acero a flexión.

Posteriormente se hizo un cálculo de los esfuerzos en la placa, tanto los de volcamiento como los gravitacionales (pesos) con el fin de revisar el esfuerzo máximo al que se ve sometida (4,87 MPA) ya mencionado, este esfuerzo se encuentra en la zona frontal de la placa por lo cual el diseño a flexión crítico se dio en ese punto. Luego se analizó la sección trasera de la placa en donde se define que con el acero mínimo (acero por temperatura), es suficiente para tolerar la flexión.

El costo obtenido para el puente fue de ₡625076.429/m², es decir ₡ 83,885,256 en total, lo cual es normal respecto a otras estructuras construidas en la zona, este valor es menor al esperado (al menos ₡100,000,000), por lo cual se considera una estructura adecuada por el cumplimiento en el diseño estructural y económica.

Introducción

El análisis del diseño y proceso constructivo de un puente busca describir todas aquellas variables que interfieren y que se deben tomar en cuenta a la hora de planificar la construcción de una obra como esta, inclusive que se deben considerar en su diseño, ya que de ellas depende tanto el dimensionamiento como la capacidad del mismo.

El desarrollo de un puente implica una serie de estudios y análisis previos tales como: el caudal máximo al que será sometido, tipo de suelo o roca donde se cimentara, resistencia de la superficie donde se llevara a cabo la cimentación y cargas a las que se someterá, por lo que se busca conglomerar estos factores o variables en áreas específicas (hidráulica, geológica, geotécnica, estructural, etc), las cuales implican un orden cronológico debido a su interdependencia y que estas se apeguen a la normativa existente y requerida para desarrollar una estructura de este tipo. Además se busca describir de manera minuciosa cada una de estas áreas y como impactan las mismas la construcción del puente.

El diseñar estas estructuras requiere un análisis previo amplio, lo cual muchas veces se visualiza como una tarea secundaria e inclusive innecesaria, si las condiciones externas (topografía ó geografía del lugar) se observan “en buenas condiciones”. En otros casos se llevan a cabo estudios de manera muy superficial y sin el grado de detalle necesario para visualizar que condiciones o factores del medio puedan afectar la vida útil de la estructura.

Lo que se logra con esta investigación es brindar una perspectiva clara de los factores externos y de uso que afectan el diseño y construcción de un puente, describiendo su incidencia en el diseño y brindando un panorama claro de los efectos que pueden tener sobre la estructura, profundizando y describiendo cada uno de ellos.

Actualmente en Costa Rica el tema de puentes se ha descuidado en gran medida,

brindándose soluciones parciales o temporales a los problemas que estos presentan. Soluciones que en muchos casos no poseen investigaciones previas o las mismas no poseen el grado de análisis, calidad y amplitud que se debería, por ende algunas de estas estructuras ven afectado su desempeño al ser sometidas a condiciones no previstas en el planeamiento de su construcción.

Al observar las condiciones de algunos puentes en la ruta entre Las Juntas y Terraba así como en el país en general nos damos cuenta de la necesidad que tenemos de invertir en esta área, ya que el desarrollo vial no enfoca la cantidad de recursos necesarios para obtener un avance importante en la misma. Además el mantenimiento que reciben estas estructuras es de bajo presupuesto por lo que su vida útil se ve reducida en gran medida.

Durante este análisis se emplean las especificaciones para la construcción de puentes regionales la cual define el procedimiento para llevar a cabo una obra de este tipo además de otra normativa importante tal como AASHTO y basándose en el método de diseño LRFD, junto con el Código Sísmico y Código de Cimentaciones de Costa Rica.

Con una investigación de este tipo se logra brindar una perspectiva clara de que pasos se deben seguir para construir un puente, y que pasos incluye una investigación previa para ello, sirviendo como una guía válida para llevar a cabo estructuras que cumplan con las exigencias tanto de servicio como de resistencia.

Actualmente en nuestro país se cuenta con bibliografía que detalle un procedimiento de cómo llevar a cabo la construcción de un puente y que factores implica su diseño, esto a través de lo dictado por el SIECA y la normativa AASHTO (el uso de estos documentos se justifica por la confiabilidad de su contenido), aunque sería de utilidad contar con información o reglamentación autóctona como complemento, la cual se adapte a nuestra realidad desde una perspectiva topográfica, hidrológica y geológica y económica.

En el caso de puentes la normativa AASHTO brinda de manera general los pasos a seguir pero enfocándose principalmente a la sección estructural, lo cual es el último paso en el diseño, por lo que para una persona con conocimientos básicos en ingeniería el desarrollo de este trabajo le permite generar un sentido crítico y claro de todos estos factores que interfieren en el desarrollo de una obra como esta en lo referente a su diseño.

OBJETIVO GENERAL:

Analizar y describir las condiciones y variables geológicas, geotécnicas, hidrológicas e hidráulicas que rodean el desarrollo de un puente, además de sus requerimientos, esto aplicado a un caso particular. Lo anterior con el fin de describir y documentar esta información junto con el procedimiento pertinente para el desarrollo de un puente de hasta 15m y generar una guía que le permita al lector verificar de forma clara y práctica el análisis de estas variables y procedimientos, que intervienen en el desarrollo de una obra similar.

OBJETIVOS ESPECIFICOS:

- Recopilar datos tanto en sitio como obtenidos anteriormente por el equipo de trabajo.
- A partir de los datos recopilados analizar las condiciones reales del sitio y las variables que interfieran en el diseño y construcción de puentes.
- Con la información recopilada llevar a cabo el análisis y diseño del puente Veracruz. Lo anterior descrito de forma clara y explícita.

Marco Teórico

Hidráulica de ríos

A continuación se describen los programas empleados, resaltando lo más importante de cada uno en el diseño hidráulico. Además se describir la información hidrológica e hidráulica necesaria para este diseño junto con la descripción de los conceptos a partir de los cuales se analizó la información extraída de la zona, junto con la respectiva formulación

Programas

Primeramente cabe destacar la sección hidrológica, en la cual se hace uso de información pertinente al proyecto o área donde se desarrolla la obra, además se emplea una serie de programas que nos ayudan a obtener los parámetros de diseño hidráulico, tal es el caso del ARCGIS y el HEC-RAS. El programa ARCGIS fue desarrollado por la empresa ESRI con el fin de brindar información geográfica pero el mismo ha sido adaptado a otras actividades debido a su polifuncionalidad, sirviendo en algunas otras áreas tal como la hidrología en el cálculo de cuencas así como también en la producción de distintos mapas geológicos y geotécnicos, por ejemplo. El HEC-RAS por su parte fue diseñado por el ejército estadounidense con el fin de aprovechar las experiencias vividas en esta área (manejo de ríos). Este programa es una herramienta que nos permite simular las condiciones hidráulicas a las que se someterá la estructura, por ejemplo; altura máxima y geometría del cauce, variaciones del caudal en un lapso de tiempo y líneas de energía, entre otros. Lo anterior junto con la topografía en sitio brinda al ingeniero estructural la elevación y vano adecuado para llevar a cabo el diseño de la obra.

El uso y combinación de estos programas se lleva a cabo de la siguiente manera:

A través de los mapas generados en el programa ARCGIS se visualiza la topografía y los distintos causes en la región estudiada, a partir de esto se define la zona de influencia, con ello se obtiene la cuenca y el área aproximada de la misma, así podemos definir la zona que aporta escorrentía sobre el río y específicamente sobre el punto en estudio.

HEC-RAS nos permite a partir de la información topográfica obtenida, parametrizar y generar una perspectiva más clara del cauce del río en análisis, además de brindar un modelo claro del comportamiento del cauce y sus fluctuaciones en los distintos periodos, permitiendo adaptar la estructura a las condiciones extremas que presentara el río.

De manera más clara se puede decir que a partir ARCGIS se denotan una serie de secciones sobre el cauce, las cuales preferiblemente se colocan en puntos con geometrías distintas para tener una perspectiva más real del cauce en el río. La separación entre secciones se mide tanto de los márgenes (borde derecho e izquierdo) como del centro del cauce, el programa de acuerdo a estas longitudes define la dirección del río (secciones curvas y rectas). La distancia en estas secciones se calcula en ARCGIS y luego se exporta a HEC-RAS, específicamente en el cuadro de caracterización geométrica de la sección. De acuerdo a la cantidad de secciones así será la precisión en lo referente a la dirección del cauce. Con lo anterior podemos observar en la simulación presentada por HEC-RAS el efecto de una crecida o variación en el cauce sobre las zonas aledañas.

Luego de definir la geometría de las secciones y el área de cuenca el trabajo se traslada completamente al HEC-RAS, en este luego de aplicar la descripción de sección se incluyen los valores de caudal, número de Manning, para este último se debe analizar detalladamente el cauce y definir la rugosidad

para cada sección elegida, ya que esto interfiere directamente en el comportamiento del río, especialmente en la reducción o aumento de la fuerza del cauce.

Siempre se debe respetar y tomar en cuenta algunas características del programa, la dirección del cauce va de derecha a izquierda además se debe verificar las unidades previamente.

Los estudios hidrológicos e hidráulicos conllevan un detalle proporcional de acuerdo al riesgo al que se somete la estructura o la importancia de la misma. Para obtener un diseño óptimo se deben analizar cualidades como: estabilidad del río, aumento de caudales, velocidad del flujo, riesgo de rebalse o inundación, junto con la socavación, la cual posee efectos estructurales.

Además el estudio hidrológico e hidráulico permite prever el efecto directo del cauce respecto a la socavación de la estructura. (Molero, 2007)

Información Hidrológica

Como parte del Proyecto Hidroeléctrico el Diquis se ha desarrollado una serie de estudios sobre los accesos a las distintas zonas de afectación, una de las rutas de mayor importancia es la que parte desde Las Juntas de Pérez Zeledón hasta Térraba de Buenos Aires, no solo porque permite rodear la zona del embalse o el acceso a casa de máquinas, sino también porque en períodos lluviosos esta puede funcionar como una vía alterna, ya que se ha observado que la carretera interamericana sur constantemente ha sido afectada por las crecientes de los ríos que atraviesa, además esta ha sufrido deslizamientos y por colapso en su base, esto principalmente por el exceso de agua a la que se ve sometida.

Para poder obtener la información hidrológica de este paso el I.C.E utiliza información brindada por las estaciones pluviométricas localizadas en Térraba (98-057) y Bolivia (98-011), además de las estaciones hidrológicas de Pejibaye (31-10) ubicada sobre el río del mismo nombre y donde confluye con el río Platanares, por otro lado se cuenta con la estación Pilas (31-19) ubicada sobre el río concepción. Las áreas tributarias para estas estaciones son 128km² y 180km² respectivamente.

Cabe destacar que el registro pluviométrico de los equipos en la zona se obtuvo a partir del año 2000 por lo que se debió realizar un análisis de datos existentes y digitalizar de este periodo hasta 1995, lo cual permitió manejar 5 años mas de información pluviométrica, brindando un respaldo mayor y acertado al estudio.

Para el análisis se empleo un periodo de retorno de 50 años para los caudales máximos esto en la estación 31-10, además se utiliza la fórmula racional en los cálculos pertinentes del caudal.

Este análisis de los periodos de retorno en caudales máximos para un lapso de 50 años se compara con los valores generados por la fórmula racional. Con lo anterior se obtiene la representatividad de la zona donde se encuentra la estación, esto para la región incluyendo el sitio en análisis. En lo referente a cartografía cabe destacar que se hizo uso de la hoja 1:50000 perteneciente a la zona de Térraba, Repunta, Coronado, General y Chánguena. Ver anexo 2, figura 13.

A través de la imagen antes mencionada se visualiza tanto la ruta como los distintos ríos que atraviesan o afectan a la misma, junto con sus respectivos causes. Partiendo de la imagen anterior podemos definir las áreas de influencia para cada río o quebrada de interés, en nuestro caso estaríamos analizando el área perteneciente a la quebrada Veracruz, en el paso número dos.

A continuación se muestran las fórmulas empleadas para llevar a cabo el cálculo del caudal en los periodos de retorno

$$q = F C i A$$

Ecuación 1. Formula racional para caudales

Donde:

q: Caudal Pico (m³/s)

F: factor de conversión cuando se usa el SI.

C: coeficiente de escorrentía.

i: intensidad de lluvia (mm/h).

A: área tributaria (km²)

$$tc = 3,97 L^{0.77} S^{-0.385}$$

Ecuación 2. Tiempo de concentración del caudal total

Dónde:

tc: tiempo de concentración (min).

L: longitud del canal desde la divisoria de aguas (km).

S: pendiente del canal (m/m).

Es importante obtener un tiempo definido para una intensidad dada en especial la de mayor valor. El equipo nos permite lecturas de caudal cada 15, 30 y 60 minutos, en este caso las frecuencias de intensidad se realizan para estos lapsos.

A partir de las estaciones 98011 y 98057 se obtienen las gráficas del periodo de retorno presentes en el anexo 2, figura 14 y 15.

Las distribuciones que mejor se ajustaron a las series de la estación 98011 fueron Pearson III para 15 y 30 minutos y Log Normal de 2 parámetros para 60 minutos. Se debe destacar que se utilizará la precipitación con un periodo de retorno de 50 años como criterio de diseño. Estas graficas presentes en el anexo 2 nos permiten visualizar lo mencionado anteriormente respecto a las frecuencias de intensidad. (Zúñiga, 2010)

Socavación

Este fenómeno se da por la interferencia de algún cuerpo o deformación geométrica en el cauce de algún líquido, en este caso el agua. En el caso de puentes la socavación es un fenómeno a tomar en cuenta, principalmente para el diseño de las cimentaciones ya que estas entran en contacto con el caudal. El principal efecto de la socavación es el desgaste de la estructura, lavando los materiales que la compone. Otro daño a tomar en cuenta es el desgaste de las zonas donde se cimenta la estructura.

El concreto es una mezcla que surge a partir de la reacción química entre el cemento y el agua, esto involucra por ende los otros compuestos generando una unión, en la cual los vacíos se van rellenando con las partículas mas pequeñas, el reducir los vacíos por ende genera un bloqueo al ingreso del agua posterior a su consolidación, pero cabe destacar que el exponer una estructura a un largo periodo de exposición al agua genera un lavado de las partículas finas, en este caso el concreto y posteriormente la arena lo cual va alterando las cualidades de resistencia en la estructura, este desgaste se puede observar en el anexo 1.

La otra zona de socavación en un puente es la del suelo o roca que soportan el cimiento. De acuerdo al tipo de material se toman medidas distintas o se implica un análisis distinto. En caso de roca el efecto de socavación es bastante bajo por la estructura tan rígida entre sus partículas, junto con los pocos espacios que se hayan entre la matriz y las partículas que conforman la roca. Para el suelo el caso es diferente debido a que este sí se lava más fácilmente, esto se puede ejemplificar en dos circunstancias; la primera es que el suelo sea la superficie inmediata que soporta el cimiento por lo que el daño sería más superficial y por ende más fácil de percibir a la hora de realizar el diseño, la segunda es que el suelo no sea la superficie inmediata si no secundaria como se observa en la figura 1, esto principalmente sucede cuando la fundación se realiza sobre roca y la misma se encuentra sobre suelo lo cual se hace poco evidente especialmente cuando se habla de estratos profundos de roca, para ello es importante realizar perforaciones en la zona donde se asentara la estructura, en especial cuando se desarrollan puentes con altas cargas las cuales implican un cimiento profundo.

En fin y de manera resumida, se define la socavación como el desgaste de un material por efecto del agua. En el caso de fundaciones para puentes este desgaste generalmente se da en el material que soporta la fundación, provocando un colapso por asentamiento en la misma y por ende de la estructura en general. (Duncan, 1999)

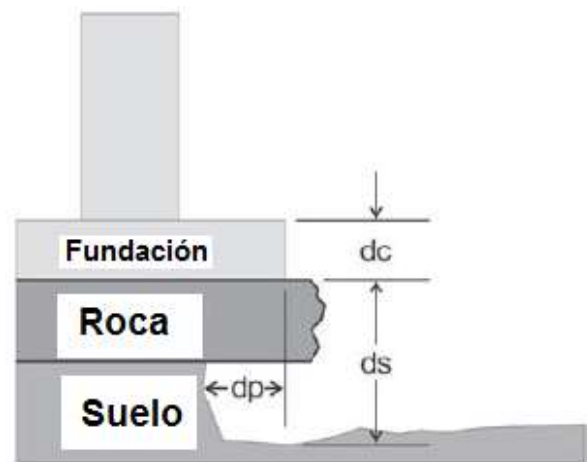


Figura 1. Efecto de Socavación en Cimentación

Información Geología

Caracterizar visualmente el suelo al menos en sus estratos mas superficiales es importante para respaldar el resultado de las muestras extraídas a través de perforaciones, cuando se habla de respaldar se quiere decir corroborar que la resistencia que brindan las pruebas o núcleos coincide con la del valor típico para un tipo de suelo ó roca determinado. Aunque, en caso de realizar perforaciones para colocar los cimientos de los bastiones estos pueden atravesar uno o varios estratos de acuerdo a la zona, en ese caso el perfil geológico de un terreno nos permite de forma práctica el poder observar sobre que superficies se coloca este cimiento y a través de este perfil definir teóricamente ciertos comportamientos que puede poseer el material. En si el perfil geológico es una herramienta sumamente práctica para el ingeniero, especialmente el diseñador, ya que reafirma de manera visual y teórica las condiciones y tipos de suelo o roca presentes. Con ello podemos respaldar pruebas geotécnicas, como se mencionó anteriormente, por ejemplo extracción de núcleos, SPT y perforaciones.

Definir que material se presenta en la zona es de suma importancia ya que de acuerdo a sus características y el conocimiento que se tenga del mismo se puede definir de forma previa si la carga de diseño del bastión puede ser soportada por el suelo o roca y a su vez permite visualizar factores como; permeabilidad, socavación etc. Estos dos últimos factores están entrelazados con la sección hidrológica ya descrita anteriormente.

Cabe destacar que para el puente analizado no se llevaron a cabo perforaciones, esto por cuestiones de tiempo y equipo. En si esta prueba se basa en los resultados generados por las perforadoras a distintas profundidades. Esto para diferentes puntos dentro de un área determinada, lo que nos genera un mapa de locación y espesor de cada material que compone el suelo de la zona.

De acuerdo al espesor y tipo de estrato inmediato para cimentar se recomienda un proceso constructivo. Esto se evidencia en casos

donde se proponen sustituciones de suelos para cimentar, o emplear un tipo de cimentación particular en referencia a un tipo de estructura, por ejemplo en superficies rocosas de alta resistencia y bajo cauce del río se puede aplicar una cimentación superficial aunque no es adecuado, por otra parte, en caso de suelos o roca de poca resistencia se recomienda profundizar la cimentación hasta el punto en que se encuentre un suelo o roca competente.

Otro factor del cual dependen las perforaciones es de la estructura a construir (casa, edificio, puente, etc.) y envergadura de la misma. De esta envergadura también depende la carga que deberá soportar la superficie y a la profundidad que será transmitida esta carga a estratos inferiores, por ello la perforación es importantísima ya que en caso de que un suelo o roca de muy baja calidad en un segundo o tercer estrato generaría un colapso de la estructura en caso de no tolerar las cargas transmitida, esto aunque las capas superiores sean de alta calidad. Es decir de acuerdo a la profundidad y tipo de material, así será la percepción y efecto de las cargas. La cimentación por ende se deberá llevar hasta la profundidad en la que el suelo o roca soportante sea lo suficientemente capaz de tolerar la carga aplicada sin presentar falla o colapso alguno.

Ante un riesgo geológico como la presencia de fallas o materiales de mala calidad en un talud que soporte un cimiento un procedimiento común es la inyección de pilotes.

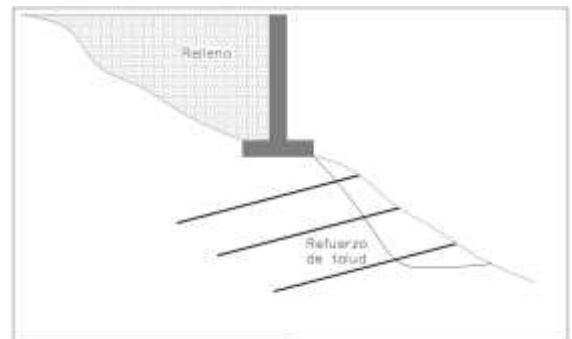


Figura 2. Ejemplo de Cimentación en Talud Aplicando Refuerzos

De manera más puntual, a la hora de llevar a cabo una obra tal como un puente se debe seguir un proceso recomendado por los profesionales en el área.

Visita al lugar con el fin de identificar puntos de penetración.

Se debe definir la profundidad de inspección de acuerdo al tipo de obra ó tipo de superficies encontradas (normalmente se penetra hasta encontrar un estrato estable, por lo general roca).

Analizar el origen geológico de la superficie, ya que de acuerdo al origen así será la calidad del material en la zona.

Se definen puntos problemáticos, por ejemplo; laderas, rellenos, zona de fallas, deslizamientos o riesgo de ellos, suelos o rocas de baja resistencia, suelos con problema para drenar, superficies en proceso de erosión etc.

Analizar accidentes geológicos, en caso de existir.

Al encontrarnos en zonas bajas y con importante presencia de agua el observar si existe salida o presencia de agua o niveles freáticos altos en la zona de los bastiones es de suma importancia.

Como punto importante cabe destacar que a la hora de construir siempre es de suma importancia el análisis de laderas y taludes en zonas aledañas, tanto en su uso como en su composición, además del posible riesgo que me generan. Para el caso en desarrollo (puentes) debemos observar si el mismo se coloca sobre un talud u otra superficie como es el caso específico en desarrollo con el puente Veracruz. Paso-2 ya que el mismo se asienta en una superficie rocosa sin necesidad de hacer corte alguno en el suelo.

Buzamiento

Un elemento geológico de suma importancia para destacar es el buzamiento, para iniciar se define que el origen de suelos o roca sedimentarios por lo general es estratificado debido a que el arrastre de sedimentos por los ríos es variable en cuanto al tipo de material que arrastran, esto por el largo recorrido que manejan y las distintas zonas que atraviesan, las cuales por consiguiente tienen una composición variable.

Estos materiales se apilan uno sobre otro formando capas de espesor variado, desde 1 cm o menos, hasta espesores de 10 o 20 cm e inclusive mayores. Estos suelos o rocas se encuentran estratificados por causa de la

sedimentación o vulcanismo y toman el ángulo de elevación debido a la tectónica de placas, en especial por el fenómeno de subducción, este ángulo de elevación se le denomina buzamiento. Posteriormente se define a partir de azimut hacia donde se dirige la formación que presenta buzamiento, a esto le denominamos dirección de buzamiento.

El efecto del buzamiento en el análisis geológico es de importancia debido a que de acuerdo a la dirección que posee puede ser beneficioso o perjudicial para asentar una estructura. A continuación en la figura 3 se ejemplifica un caso en el que el buzamiento actúa de ambas maneras tanto en posición beneficiosa (bastión izquierdo) y perjudicial (bastión derecho). Como se visualiza a la hora de aplicar carga sobre el bastión a la izquierda el material que soporta el cimienta tenderá a deslizarse hacia adentro lo que genera una oposición a este movimiento por la resistencia que aplica el macizo, mientras que en el lado derecho al aplicar carga sobre la estructura esta genera un deslizamiento hacia afuera en el material lo cual provoca un riesgo importante, ya que con el paso del tiempo se observaran fisuras y la cimentación podrá quedar expuesta o deslizarse hacia afuera junto con el material que la soporta, provocando un colapso en la estructura. Cabe destacar que el análisis de este fenómeno en el caso de puentes no es de tanta importancia o estudio como en túneles.

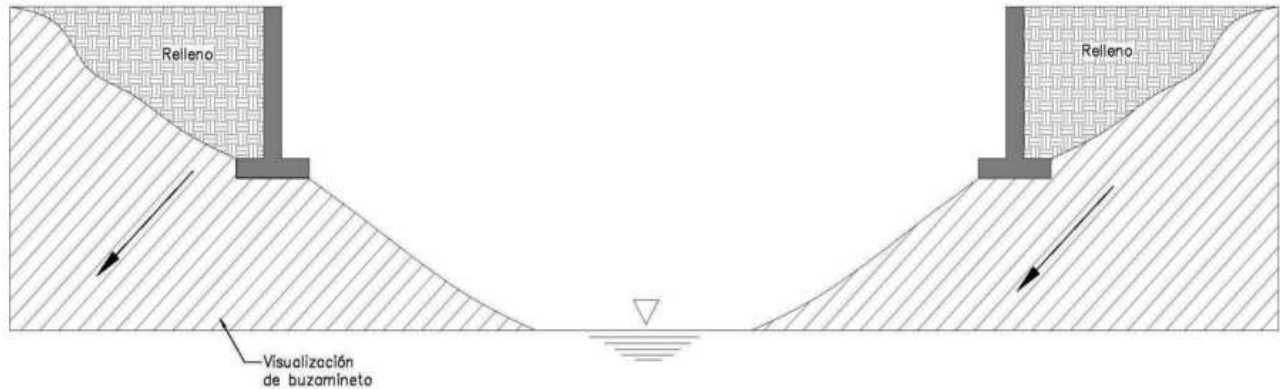


Figura 3. Visualización de Buzamiento en Bastiones de un puente

El buzamiento también se define en mapas geológicos ya que su dirección es característica en una zona determinada no en un punto específico, lo que permite caracterizar y prever este comportamiento del suelo o roca en áreas determinadas, para así prever un proceso constructivo en una zona determinada.

Siempre es importante ante la construcción de cualquier obra el análisis de fallas geológicas, ya que esto nos refleja de gran manera el efecto sísmico en la obra y la deformación que pueda presentar el suelo o la roca presente en la zona (como se ejemplificó anteriormente en el buzamiento). Al ser las fallas, zonas de constante liberación de energía interna en la tierra la obra deberá mantenerse lejos de ellas, debido a que, aunque se prevea el efecto sísmico en el diseño estructural, por la fuerza liberada en estas zonas se puede generar un colapso total de la estructura o que la misma quede inservible, esto dependiendo siempre del procedimiento de diseño seguido por el ingeniero. (Vallejo, 2002)

Procedimiento RMR (Puntuación del Macizo Rocoso)

Para llevar a cabo una clasificación de rocas se recomienda seguir el procedimiento definido por Bieniawski, el cual genera una puntuación para ciertas cualidades del material, por ejemplo:

- Resistencia de la matriz rocosa (0pts - 15pts).

- RQD (Designación de Calidad de la Roca) (3pts - 20pts).
- Separación de discontinuidades (5pts - 20pts).
- Condición de discontinuidades (0pts - 30pts).
- Agua subterránea (0pts - 15pts).

En donde:

Resistencia a la matriz rocosa: esto nos indica la resistencia a carga puntual del elemento y a la compresión confinada, este valor es propiamente mecánico de la roca, e interfiere directamente con el diseño geotécnico.

RQD (Designación de Calidad de la Roca): este valor nos indica la sanidad de la roca, es decir, en un metro de roca cuanta longitud de la misma se presenta sin fracturas o discontinuidades como se ejemplifica en el anexo 5. (Vallejo, 2002)

Separación de discontinuidades: las discontinuidades son las fisuras o grietas que se observan en una roca. La roca sana se ve interrumpida por este elemento.

Condición de discontinuidad: este valor se refiere al estado de la grieta o fisura, si la misma esta rugosa, suave ó estriada, la separación que posee la grieta, si la misma posee relleno y además si la grieta esta alterada.

Agua subterránea: este valor se refiere a la cantidad o si existe la presencia de agua en la roca, es muy desfavorable cimentar en roca con presencia de agua ya que socaba la estructura, inclusive en el caso de túneles la presencia de agua aumenta en gran medida las cargas sobre las paredes del mismo.

Por cada punto de los mencionados anteriormente se genera una puntuación a la

roca, esta puntuación depende de varias condiciones que se describen en la figura 2 del Anexo 5. La suma de estos puntos va desde una condición de ocho la cual es muy poco probable por hablarse de un estado críticamente malo, hasta cien en caso de contar con condiciones óptimas.

Además existe una corrección por la orientación de la discontinuidad, esta es específica al tipo de estructura, ya sea túnel, cimentación o talud. Este valor de corrección se le resta a la suma de puntuaciones que se le dan al material, basados en los puntos antes mencionados.

La calidad del material será; muy buena, buena, media, mala y muy mala basado en la suma de puntos antes mencionada.

El valor calculado del RMR genera una aproximación en el cálculo de la cohesión, es decir, una roca que posea buena calidad (RMR entre 81 y 100) nos permite definir una cohesión mayor a los 4kg/cm², aunque siempre es importante rescatar que el definir el valor exacto de cohesión esta en manos del ingeniero quien se debe basar en las condiciones que presenta el material en si y el efecto del entorno en el mismo.

También esta clasificación permite aproximar o comparar el ángulo de fricción interna.

Otro punto a tomar en cuenta para este análisis es el buzamiento, el significado del mismo es la orientación que poseen los estratos de rocas cuando los mismos se encuentran sobrepuestos unos de otros, el buzamiento se orienta por zonas y se emplean brújulas para definir el ángulo de inclinación del estrato.

Esta prueba se desarrolla estrictamente en rocas y trata de caracterizar las mismas. (Vallejo, 2002)

Geotecnia

Posterior a la sección geológica se debe ahondar en la sección geotécnica la cual implica el cálculo de esfuerzos permisibles por el suelo o roca, como es este caso. Sin duda este punto es de suma importancia para la sección estructural ya que delimita las cargas que la estructura puede transmitir al material soportante sin que el mismo falle. A partir de las dimensiones planteadas se calculan los

esfuerzos que transmite la placa al material soportante, posteriormente se calcula la resistencia de este material con el fin de corroborar que los esfuerzos transmitidos son soportados. También se debe destacar que por parte del material soportante se da la transmisión de esfuerzos a la estructura, en este caso el puente en la sección de subestructura (bastiones) debe soportar el empuje del relleno de aproximación, por lo que los valores que se obtengan en el diseño geotécnico tienen una implicación importante en lo referente al diseño estructural.

En esta sección se debe escatimar la presencia del agua en el relleno de aproximación con el fin de reducir los esfuerzos de diseño, esto se logra con el empleo de drenajes a través del bastión. En lo referente al diseño el trabajo se desarrolla basado en la presión activa de Rankin. (Das, Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, 1999)

A continuación se describen algunos conceptos básicos que se deben conocer a la hora de realizar un análisis geotécnico, esto para las estructuras que lo implican (bastiones y cimienta):

Bastiones:

Estructura que soporta la superestructura, transmitiendo las cargas de las mismas al cimiento, además se encarga de soportar las cargas laterales generadas por el relleno de aproximación, algunos conceptos a tomar en cuenta para el diseño de bastiones (muro) son:

Coeficiente Activo Pasivo y de Reposo

Con el fin de llevar a cabo los cálculos de presiones sobre el muro respecto al suelo retenido se emplean los siguientes factores, estos dependen directamente de la relación entre esfuerzos verticales y horizontales, los cuales a su vez dependen del estado del suelo:

- Coeficiente activo (K_a): aplicado en casos en los cuales exista un desplazamiento del muro en la parte superior, es decir,

hay una interferencia en el desarrollo de la superficie de deslizamiento.

- Coeficiente de reposo (K_0): este es aplicado en casos en los cuales el muro se ancla al relleno.
- Coeficiente de empuje por sobrecarga (K_s): en este valor se puede emplear ya sea el coeficiente activo o de reposo según sea la condición del muro y el relleno. (AASHTO, 2005)
- Coeficiente pasivo (K_p): este valor se emplea en casos en los cuales el desplazamiento del suelo se da en la parte inferior, existe un volcamiento del muro hacia el relleno.

Presión Activa

El estado activo se da en circunstancias en las que el muro sufre un movimiento el cual lo aleja de la masa de suelo retenido. La presión activa es la presión que nos lleva a ese movimiento o la que puede generarlo. La presión activa se refiere al caso en el que el muro es empujado hacia afuera respecto a la masa de suelo soportada. El diseño de muros bajo presión activa es el más común. (Das, Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, 1999)

Esta presión se calcula con la siguiente ecuación:

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$$

Ecuación 3. Presión activa

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right)$$

Ecuación 4. Coeficiente activo del suelo

Donde:

Pa: Presión activa (kg/m^2).

Ka: Coeficiente activo de empuje.

y: Peso unitario del suelo (kg/m^3).

H: Altura del muro (m).

ϕ' : Angulo de fricción interna del material de relleno ($^\circ$).

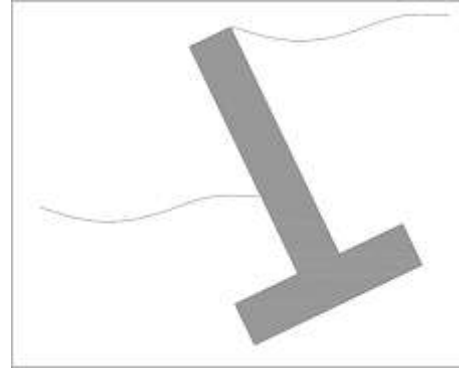


Figura 4. Volcamiento activo

Presión Pasiva

El estado pasivo es aquel que se genera cuando el muro sufre un acercamiento o movimiento hacia el relleno o superficie soportada (Braja M. Das, 2001). Similar al caso anterior, la presión pasiva es aquella que nos lleva a generar este movimiento. Este fenómeno de movimiento en una masa de tierra o roca es menos probable que se dé. La presión pasiva en nuestro caso es aquella que ejerce el material de desplante sobre el bastión. (Das, Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, 1999)

$$P_p = \frac{1}{2} k_p \gamma D^2 + 2c_2 \sqrt{k_p D}$$

Ecuación 5. Presión pasiva

Donde:

Pa: Presión pasiva (kg/m^2).

Kp: Coeficiente pasivo de empuje.

y: Peso unitario del suelo (kg/m^3).

D: Altura de desplante (m).

C: Cohesión del material (kg/m^2)

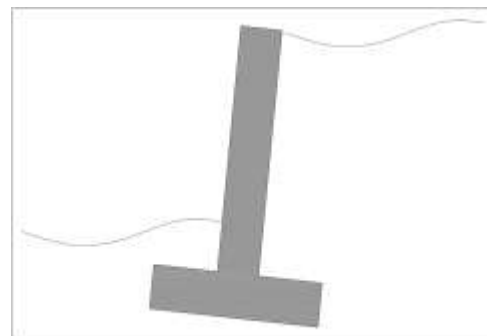


Figura 5. Volcamiento pasivo

Sismo

Siempre es importante destacar en el diseño de una estructura el efecto sísmico. Es decir aparte de la fuerza estática y temporal para una estructura como esta se debe tomar en cuenta los esfuerzos dinámicos. Por lo general para este procedimiento se emplea el procedimiento brindado por Mononobe-Okabe. (AASHTO, 2005)

En este procedimiento por lo general la fuerza sísmica se desarrolla generando una forma trapezoidal la cual debe generar una fuerza equivalente a la sísmica y cuya resultante de la fuerza posea la misma magnitud y punto de aplicación. Por lo general la fuerza sísmica se aplica disponiendo una cuña del material soportado, la cual será la que genera el empuje sobre la estructura a la hora de ocurrir el sismo.

Es decir, a la hora del sismo una masa de suelo se moverá generando un empuje sobre la estructura, lo cual por estudios previos y al no poder definirse gráficamente de forma precisa que cantidad de material es en realidad el que empuja el muro o bastión, entonces se define la forma de cuña mencionada anteriormente, ya que aproxima la cantidad de suelo o masa rocosa que empuja y la forma geométrica de la misma. (Das, Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, 1999)

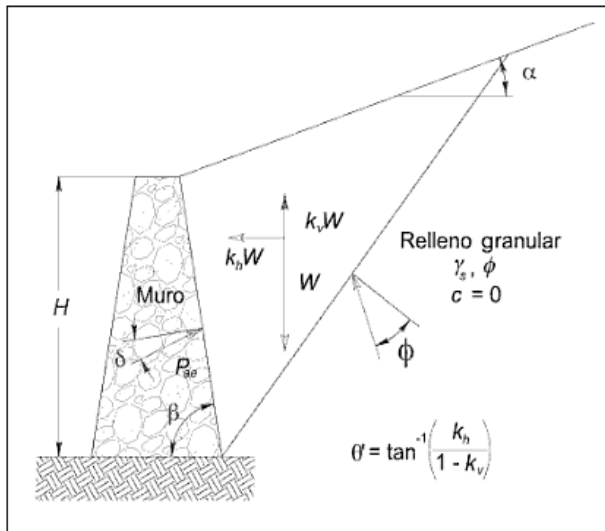


Figura 6. Efecto de cuña por sismo. Mononobe Okabe

Sobrecarga

Esta sobrecarga lo que busca es incorporar el efecto o empuje que genera un vehículo que transita sobre la superficie de rellenos, produciendo una carga que a su vez genera un empuje o volcamiento, esta carga se toma en cuenta para situaciones en las cuales el vehículo se mueve a una distancia menor o igual a la mitad de la altura del muro. Lo que se busca con esta fórmula es a modo de comparación, definir que la carga que ejerce el vehículo sobre el muro es equivalente a la que ejerce un estrato de suelo. Se calcula de la siguiente manera:

$$\Delta q = K_s y h_{eq}$$

Ecuación 6. Presión por sobrecarga

Donde:

Ks: coeficiente de empuje lateral del suelo, se emplea ka o ko de acuerdo a la condición del suelo.

y: peso unitario del suelo.

heq: altura equivalente.

La altura equivalente se obtiene de la siguiente tabla y dependen de la altura del bastión, a menor altura de este la percepción de la sobrecarga es mayor, ya que el estrato de suelo se reduce y por consiguiente se disipa una menor carga. (AASHTO, 2005)

Altura del estribo (mm)	h_{eq} (mm)
1500	1200
3000	900
≥ 6000	600

Figura 7. Valores de altura equivalente (AASHTO, 2005)

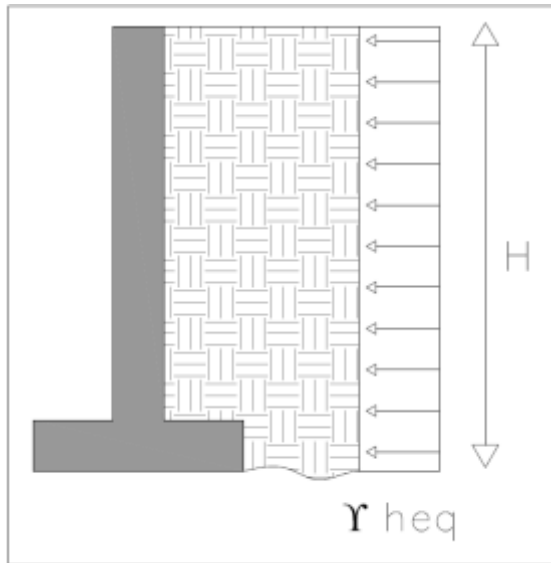


Figura 8. Carga distribuida por sobrecarga

Drenajes

El empleo de drenajes en obras como muros o bastiones permite eliminar la carga de agua sobre la estructura y con ello eliminar el esfuerzo neutro en el diseño, reduciendo las cargas considerablemente. Esto se puede llevar a cabo a través de lloraderas o tuberías atravesando el muro el lloradera se coloca en la parte inferior como una pequeña hendidura la cual permite liberar la presión hidrostática propia del relleno, también el agua se puede liberar colocando grava y geotextil en la parte posterior del muro enviando el agua hacia la parte inferior con una pendiente y ahí se libera hacia un costado, el uso del geotextiles evita la contaminación de la grava con material fino eh inclusive no permitir que se lave el relleno junto con el agua. Para el caso de un bastión siempre es bueno colocar tubería atravesando la pared a distinta altura debido a que si la crecida del río es importante y la presión es grande el agua que intenta salir sería bloqueada por el agua del río e inclusive esta podría ingresar por los drenajes, en estos casos se coloca tubería a alturas variadas en caso de una crecida el agua podrá salir por salidas que se encuentran en posiciones superiores.

En el anexo 1 se visualiza el estado y posición de los drenajes que poseen los bastiones del puente Veracruz.

En la imagen se muestra la condición actual de los drenajes que poseen los bastiones del puente en análisis los cuales se encuentran en pésimas condiciones.

Cimentación

El diseño de la cimentación es el proceso final pero igual de importante que el diseño tanto de los bastiones como de la superestructura. El cimienta es el encargado de recibir las cargas y posteriormente transferirla al suelo o roca en donde se apoye.

Es importante analizar una serie de diferencias entre la cimentación en suelo o en roca, ya que las resistencias entre los dos material varía y su proceso constructivo posee ciertas diferencia. Como se puede observar en el anexo1, esta es la cimentación encontrada en el sitio de estudio, la cual se apoya en el material rocoso, lo cual hizo pensar que no existía problema en cimentar superficialmente ya que por el tipo de roca sería suficiente para soportar las cargas transferidas. Esto puede ser correcto en cierto modo, pero no lo más adecuado debido a que un cimienta no solo se ve afectado por el efecto de cargas sino también de factores externos como la socavación caso común en puentes o el deslizamiento de terreno, ya sea por erosión o lluvias. Todo eso se debe tomar en cuenta para analizar las dimensiones junto con su desplante.

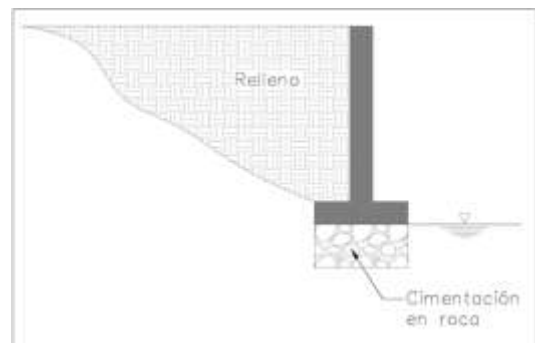


Figura 9. Cimentación Actual

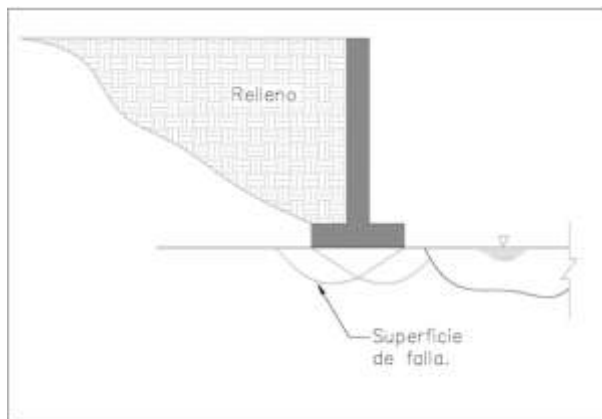


Figura 10. Falla por capacidad de carga (Posible en este caso)

Falla Local

La falla local es aquella que sucede cuando la superficie inmediata que soporta el cimiento falla. Aquí la falla no se extiende al terreno aledaño sino afecta únicamente el soporte de la estructura. En la imagen se muestran algunas de estas fallas, por lo general afectan en mayor medida las cimentaciones apoyadas en suelos de baja resistencia donde los mismos no toleren la carga transmitida por la estructura. En la imagen siguiente se visualiza una falla local, la misma podría observarse en un bastión y que se encuentre cimentada al margen de un río y de forma superficial. La segunda imagen sería en el caso de que la cimentación se coloque sobre un talud, como se puede observar, la falla, solo afecta la superficie inmediata a la cimentación sin afectar al talud en general. (Das, Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, 1999)

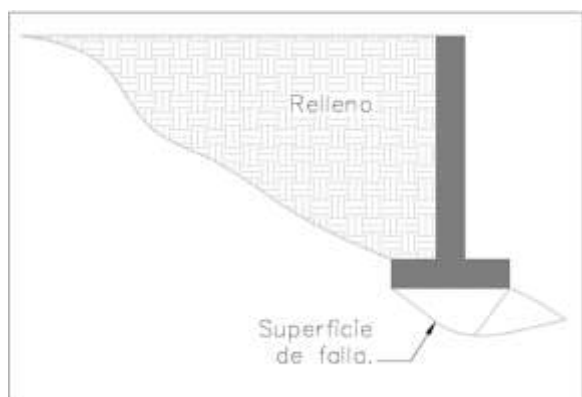


Figura 11. Falla local

Falla Global

La falla global es aquella que se da cuando una masa de suelo alrededor de la cimentación y el muro se desliza, es decir, no solo la superficie que soporta el cimiento y absorbe las cargas fallara sino un área mayor como se observa de forma clara en la figura. Este deslizamiento puede generarse por la presencia de una falla cercana la cual puede activarse tanto por sismos como por aumento de presiones en el suelo debido a factores tales como: presencia de agua (aumenta presión hidrostática), el paso de cargas (vehículos de gran peso), etc. Por otro lado el suelo puede ceder únicamente por no tolerar cargas sin necesidad de verse expuesto a la presencia de alguna falla. (Das, Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, 1999)

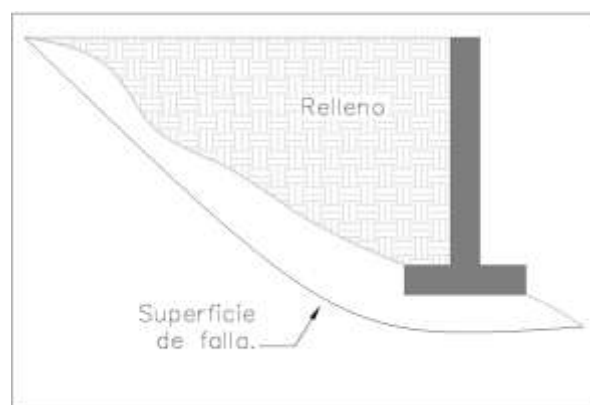


Figura 12. Falla global

Excentricidad

La excentricidad es de suma importancia a la hora de calcular los momentos flexionantes sobre la cimentación, esta define la distancia a la que se aplican la carga resultante respecto al eje X ó Y. Por lo general la excentricidad se compara con los siguientes valores; $L/6$ y $L/3$, el valor de L depende de la sección analizada, ya sea el ancho o largo del cimiento. Esto para verificar si todo el cimiento o que parte de este se encuentra sometido a compresión. (Das, Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, 1999)

Esfuerzos sobre la cimentación

Debido a las cargas percibidas (magnitud y posicionamiento) por el cimiento se pueden dar dos situaciones:

- e mayor a L/6 y σ_{min} menor o igual a cero: existe levantamiento de la placa ya que una sección de la misma se encuentra sometida a un esfuerzos a compresión y la otra a tensión, al no resistir el suelo este segundo esfuerzo se daría un efecto de levantamiento en la placa, por consiguiente un volcamiento de la estructura
- e menor a L/6 y σ_{min} mayor que cero: la placa está sometida a compresión en su totalidad por lo que la placa no va a presentar riesgo de volcamiento.

En la siguiente imagen se ejemplifican estas situaciones, lo recomendable y aplicado en este caso es el que toda la placa este sometida a compresión, tanto para distribuir los esfuerzos en toda la placa, como por seguridad. La excentricidad se calcula dividiendo el momento último entre la carga puntual o gravitacional como se lleva a cabo en este trabajo. (Das, Fundamentos de Ingeniería Geotecnica, 1999)

$$e = \frac{M}{Q}$$

Ecuación 7. Calculo de la excentricidad

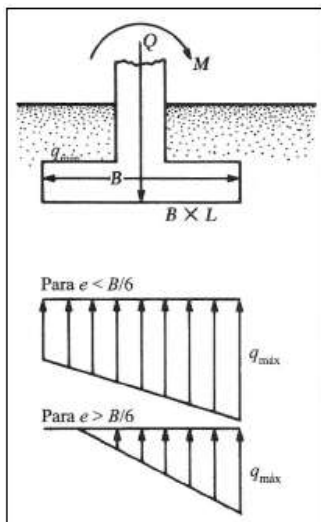


Figura 13. Efecto de la excentricidad en el Cimiento. (Das, Fundamentos de Ingeniería Geotecnica, 1999)

Revisiones

Revisión por volteo:

$$FS \text{ volteo} = \frac{M1 + M2 + M3 + \dots + Mv}{Pa \cos \alpha \left(\frac{H'}{3} \right)}$$

Ecuación 8. Revisión por volcamiento

Donde:

FS: Factor de seguridad por volteo.

M1,2,3.: Momentos resistentes generados por el peso de la estructura (kg*m).

Mv: Momento vertical por presión activa (kg*m).

α : Angulo de pendiente del material soportado, respecto a la horizontal (°).

H: Altura del triangulo de presión (m).

Pa: Presión activa (kg/m²).

La revisión por volcamiento implica una relación entre las fuerzas que van a tender a volcar el muro respecto a la punta del mismo, es decir las fuerzas de volcamiento hacia afuera y las de retención, que son las que se busca que predominen. (Das, Fundamentos de Ingeniería Geotecnica, 1999)

Revisión por empuje:

$$FS \text{ deslizamiento} = \frac{\sum FR'}{\sum Fd}$$

Ecuación 9. Revisión por deslizamiento

$$FS \text{ deslizamiento} = \frac{(\sum V) \tan(\phi_2) + B c_2 + Pp}{Pa \cos(\alpha)}$$

Ecuación 10. Revisión por deslizamiento

FS: Factor de seguridad por deslizamiento.

FR': Fuerzas resistentes al deslizamiento.

Fd: Fuerza de deslizamiento.

$\sum V$: Sumatoria de fuerzas cortantes verticales (kg).

ϕ_2 : Angulo de fricción del material donde se coloca el desplante (°).

B: Longitud de la cimentación (m).

c_2 : Cohesión del suelo donde se coloca la cimentación (kg/m²).

Pp: Presión de empuje de la sección de desplante hacia el muro (kg/m²).

Pa: Presión activa (kg/m²).

α: Angulo de pendiente según la horizontal del material soportado (°).

La revisión por empuje se refiere a la relación de las fuerzas que buscan deslizar el muro hacia afuera respecto al material soportado con las fuerzas que empujan al muro hacia el material que soporta. (Das, Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, 1999)

Revisión por capacidad de carga:

$$FS \text{ capacidad de carga} = \frac{q_u}{q_{max}}$$

Ecuación 11. Revisión por capacidad de carga

Donde:

- FS: factor de seguridad por capacidad de carga.
- qu: es la capacidad máxima del cimiento a resistir un esfuerzo.
- qmax: Carga máxima a la que se somete la cimentación.

$$q_{ult.1} = cN_c + 0.5yBN_y + yDN_q$$

Ecuación 12. Capacidad última en roca

$$q_{ult.2} = \frac{y_1 B}{2} N_y + cN_c + y_2 D_f N_q$$

Ecuación 13. Capacidad última en suelo

$$q = \frac{\sum V}{A} \pm \frac{M_{neto}}{I}$$

Ecuación 14. Capacidad de carga última en el cimiento

Donde:

qult.1: Capacidad última soportada por un cimiento en roca (empleada en este caso).

qult.2: Capacidad última soportada por un cimiento en suelo.

c: Cohesión del suelo donde se coloca la cimentación (kg/m²).

y₁: Peso unitario del suelo de relleno (kg/m³).

y ó y₂: Peso unitario del suelo de desplante (kg/m³).

B: Longitud de la cimentación (m).

D y D_f: nivel de desplante (m).

N_c, N_y, N_q: Factores de carga.

ΣV: Sumatoria de fuerzas cortantes verticales (kg).

A: Área de la sección del cimiento (m²).

M_{neto}: momento resultante de la resta del momento de volcamiento a los momentos resistente (kgm).

I: inercia de la sección del cimiento (m⁴).

qult.2: Capacidad última soportada por un cimiento en suelo (kg/m²).

q: Carga máxima (sección frontal o punta) y mínima (talón) transmitida al suelo (kg/m²).

La revisión por capacidad de carga busca verificar si el suelo soportará las cargas que se le transmitirán por parte de la estructura. (CFIA, Código de Cimentaciones de Costa Rica, 2009)

En lo referente al análisis del cimiento (sección rocosa) es importante rescatar el uso del programa Roclab, el cual aporta los valores de cohesión y ángulo de fricción. Este programa posee como requisito el cálculo del módulo de elasticidad, el cual normalmente se obtiene por la prueba de corte directo, pero al no contar con el equipo necesario para realizar esta prueba en sitio se incurre en la utilización del artículo Hoke y Brown, el cual nos permite a través de una serie de ecuaciones aproximar y comparar un valor de módulo de elasticidad, no solo para la roca en sí, sino también para el macizo rocoso en general.

$$E_m [GPa] = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\delta_{ci}}{100}} 10^{\frac{GSI-10}{40}}$$

Ecuación 15. Módulo de elasticidad del macizo rocoso

Las ecuaciones empleadas por el programa para obtener el ángulo de fricción interna y la cohesión de la roca respectivamente son:

$$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b(s + m_b\delta'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\delta'_{3n})^{a-1}} \right]$$

Ecuación 16. Ángulo de fricción interna

$$c' = \frac{\delta_{ci}[(1+2a)s + (1-a)m_b\delta'_{3n}](s + m_b\delta'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + \frac{6am_b(s + m_b\delta'_{3n})^{(a-1)}}{(1+a)(2+a)}}}$$

Ecuación 17. Cohesión de la roca

Estas ecuaciones implican las siguientes variables:

σ' : esfuerzo por compresión inconfinaada.

a: constante del macizo rocoso.

s: constante del macizo rocoso.

m: constante según tipo de material.

Esta cohesión y ángulo de fricción interna presentes en la roca son muy importantes a la hora de llevar a cabo las revisiones por capacidad de carga y deslizamiento, debido a que la misma interviene directamente en estos cálculos. (Universidad de Minnesota, 2002)

El análisis para bastiones utiliza los datos y el análisis para suelo en la sección del diseño, mientras que el análisis para roca se hace únicamente en el estudio y diseño de la cimentación. En el anexo 9 se ejemplifica y describe el uso del programa Roclab.

Es importante destacar que en la sección geotécnica se hace uso del procedimiento dictado en el Código de Cimentaciones de Costa Rica, ya que aunque el mismo no representa una ley siempre es importante el uso de las buenas prácticas.

Caracterización de Materiales de Diseño

Con el fin de llevar a cabo un diseño preciso y adecuado es de suma importancia definir que material está siendo usado para relleno y la zona de extracción del mismo.

Siempre es importante conocer el origen de un material, ya que esto define la confiabilidad y visualmente nos permite predecir el comportamiento que pueda tener el mismo cuando sea usado. Para manejar información más precisa se debe obtener el ángulo de fricción interna y cohesión del material, lo cual interfiere en la resistencia a diferentes cargas, a las cuales se vea sometido. Es importante destacar que no siempre se cuenta con el equipo necesario para llevar a cabo estas pruebas (como es el caso particular analizado) entonces se recurre a caracterizar el material, a partir de esto y una serie de ecuaciones podemos aproximar estos valores de manera confiable.

Sección Estructural

En la sección del análisis estructural es indispensable el uso del Manual de la AASHTO para el diseño de puentes bajo el método LRFD, el cual brinda las combinaciones de carga de acuerdo a las circunstancias bajo las cuales deseamos diseñar, además nos indica el vehículo de diseño y distribuciones de las cargas sobre la estructura. (AASHTO, 2005).

Es importante destacar que para la metodología LRFD la ecuación básica es la siguiente:

$$Q = \sum n_i y_i Q_i$$

Ecuación 18. Carga última mayorada

Donde:

Q_i : Cargas últimas aplicadas sobre la estructura.

y_i : Factor de mayorización de carga.

n_i : Factor por efectivo del tiempo.

Q: Carga mayorada.

A continuación se describen las combinaciones de carga empleadas en el trabajo, los factores no se colocan ya que varían de acuerdo a condiciones externas o criterio del ingeniero, en los anexos se observa las tablas de las cuales se deducen:

- Combinación por Resistencia I: combinación de cargas básicas que representan el uso vehicular normal del puente, sin viento. (AASHTO, 2005)

$$CU = DC + DW + LL$$

Ecuación 19. Combinación por resistencia 1

- Evento extremo I: combinación de carga que incluye sismo. (AASHTO, 2005)

$$CU = DC + DW + EQ$$

Ecuación 20. Combinación por evento extremo 1

- Servicio I: combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/h tomando todas las cargas a sus valores

nominales. También se relaciona con el control de deflexiones. (AASHTO, 2005)

$$CU=DC+DW+LL$$

Ecuación 21. Combinación por servicio 1

- Servicio II: combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico. (AASHTO, 2005)

$$CU=DC+DW+LL$$

Ecuación 22. Combinación 2 por servicio

- Fatiga: Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la sobrecarga gravitatoria vehicular repetitiva y las repuestas dinámicas bajo un único camión diseño con la separación entre ejes especificados. (AASHTO, 2005)

$$CU= 0,75 LL$$

Ecuación 23. Combinación

Donde:

DC: peso propio de los elementos estructurales y los no estructurales.

DW: peso propio de la capa de rodamiento.

LL: sobrecarga vehicular.

EQ: sismo.

Vehículo de Diseño

Los vehículos de diseño utilizados son los recomendados por la norma AASHTO para el desarrollo de puentes, los mismos son el HL-93 y el HS25-44. (AASHTO, 2005). Se define una distancia de 4, 3 metros de separación entre los ejes por ser la menor posible, esto porque al reducir la separación entre ejes se genera un aumento en el momento último de diseño.

El vehículo de diseño va acompañado por una carga de carril de 9.3N/mm según la normativa AASHTO, esta en dirección longitudinal, es decir, a lo largo del puente. El ancho de contacto para las llantas del vehículo será de 510mm por 250mm. A partir de estos

defino el cortante y momento último por cargas temporales.

A continuación se describen algunas otras variables empleadas en el diseño estructural:

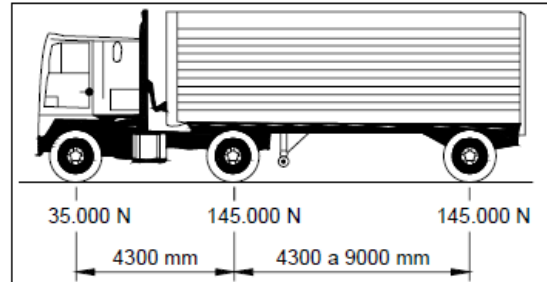


Figura 14. Vista de perfil del vehículo de diseño. (AASHTO, 2005)

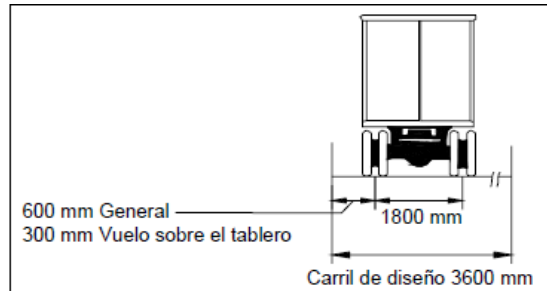


Figura 15. Vista transversal del vehículo de diseño. (AASHTO, 2005)

Cortante último

Este valor es el que se obtiene de combinar las cargas reales las que se somete el puente, temporales y permanentes, por lo general se toma en cuenta la combinación que brinda un valor mayor. La revisión por cortante se lleva a cabo con las siguientes formulas:

$$V_u \leq \phi V_c$$

Ecuación 24. Revisión de capacidad ultima por cortante (Nilson, 1999)

$$\phi V_c = 2\phi \sqrt{f_c} b d$$

Ecuación 25. Cortante máximo soportado (Nilson, 1999)

Donde:

V_u : cortante ultimo.

V_c : cortante permisible.

ϕ : factor de reducción de resistencia.

fc: resistencia a compresión del concreto.
 b: ancho de la sección en análisis.
 d: distancia del acero a flexión hasta la última fibra en compresión.

Carga gravitacional

Es la carga perpendicular a la placa o de forma vertical, estas se deben principalmente a los distintos pesos implicados en el cálculo; muro, placa, relleno, superestructura, etc. Esta carga es empleada en el cálculo de la excentricidad.

Momento último

Este se obtiene al combinar los momentos reales por cargas permanentes y temporales, es decir, a los que se somete el puente en su vida útil. Estas combinaciones son las mencionadas anteriormente.

El momento y cortante se analizan de forma distinta tanto para la superestructura como subestructura, esto por las distintas fuerzas a las que se someten y los lineamientos brindados por la normativa a emplear.

Posterior al cálculo de fuerzas y momentos últimos se debe aplicar una serie de factores que se mencionan posteriormente, los cuales generan un aumento en estos valores, que a la vez nos llevan a construir estructuras con capacidades mayores a las que se someterá realmente y con ello prevenir eventos particulares que colapsen el puente, por ejemplo; colisiones, trasiego de vehículos con pesos mayores al previsto en el diseño, presencia de caudales o sismos mayores a los esperados, etc. Para revisar la capacidad por flexión o momento último se emplea la siguiente formulación:

$$M_u \leq \phi Mn$$

Ecuación 26. Revisión de capacidad última por flexión (Nilson, 1999)

$$M_u \leq \phi A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Ecuación 27. Flexión última (Nilson, 1999)

Dónde:

Mu: momento último.

Mn: momento permisible por la estructura.

Φ : factor de reducción de resistencia.

As: área de acero utilizado.

Fy: resistencia a fluencia del acero (4200 kg/cm² para este caso).

d: distancia del acero a flexión hasta la última fibra en compresión.

a: distancia del acero a flexión hasta la última fibra en tensión.

I (Factor dinámico)

A la hora de analizar el efecto de las cargas temporales (vehículo de diseño) sobre el puente es de suma importancia tomar en cuenta el factor dinámico, este se le llamará en el diseño como factor de impacto y se aplica (suma) a las cargas vivas puntuales, específicamente a la hora de calcular el momento y cortante último, no a la carga temporal distribuida. Posteriormente se mayorizan el momento último por carga puntual última más impacto junto con el momento último por carga distribuida. Este factor por impacto consiste en un aumento de la carga de acuerdo al elemento a diseñar, se define como efecto dinámico a la respuesta de la vía al vehículo debido al golpe o impacto que puede generarle este, esto se da por la presencia de discontinuidades o irregularidades en la vía por ejemplo; (conglomerados de asfalto o concreto, deformaciones como hueco en la losa).

El factor es de:

- 75%: Uniones de tableros.

Para los otros componentes del puente:

- 15%: Estado límite de fatiga.
- 33%: Todos los demás estados límite (utilizado en este caso para el diseño).

(AASHTO, 2005)

NI (Factor de importancia)

Este factor se relaciona a la importancia operativa del elemento a diseñar, es decir el efecto de su falla sobre la estructura global, este valor se emplea mayorando los cortantes y momentos últimos de diseño, se recomienda un valor de 1 para elementos que aunque fallen no implican un colapso de la estructura en general, por ejemplo la losa (si esta falla simplemente se restaura y el resto de la estructura se mantiene intacta), otro caso lo representan las vigas en caso de que las mismas sean de concreto, para

estas se emplean valores de importancia mayores a uno ya que el fallo de las mismas si implica un colapso de la estructura (sin importar el estado de losa, si las vigas fallan la superestructura colapsa). El valor de N_i se compone de los siguientes factores:

- ND: factor de ductilidad. Este se refiere a la falla que presentará el elemento más allá del límite elástico, depende de si la misma es frágil (repentina, súbita, sin aviso) o dúctil (presenta deformaciones inelásticas antes de fallar), esta última es la deseada, ya que avisa mediante deformaciones paulatinas y permite tomar medidas antes de que la estructura colapse. Aquí se decide dar un valor de 1 para estructuras que cumplen con los requerimientos por ductilidad, 1,05 para conexiones no dúctiles, y 0,95 para elementos y conexiones en los cuales se tomaron medidas previas para mejorar la ductilidad.
- NR: factor de redundancia. Cuando se habla de redundancia se refiere a la contribución del elemento a la seguridad del puente. Es decir, si el elemento a diseñar provocara la falla del puente. Para elementos no redundantes (no provocan el colapso de la estructura global, puente) se aplica un valor de 1,05, para elementos con redundancia normal (si fallan no colapsa la estructura global pero si trae perjuicios, losa por ejemplo) y para elementos con redundancia importante (si se generan un colapso del puente) se emplea un factor de 0,95.
- N_i : factor de importancia operativa. Este se debe al uso que se le dará y lo trascendente de la estructura. El valor es de 1,05 para puentes muy importantes, 1 para puentes de uso normal como es este caso, y 0,95 para puentes de poca importancia. (AASHTO, 2005).

La fórmula para calcular el N_i es alguna de siguiente:

$$n_i = \frac{1}{n_D n_R n_I} \leq 1$$

Ecuación 28. Primera revisión, Factor de importancia (AASHTO, 2005)

$$n_i = n_D n_R n_I \leq 1$$

Ecuación 29. Segunda revisión, Factor de importancia (AASHTO, 2005)

m (Factor de presencia múltiple)

Este valor se aplica a las distintas combinaciones de carriles cargados, tomando en cuenta la condición mas critica. Se debe tomar en cuenta el número y la ubicación del vehículo y carril. Al aplicar estos valores lo que se busca es mayorar las cargas con el fin de tomar en cuenta la probabilidad de que los carriles estén ocupados simultáneamente por la sobrecarga de diseño. A continuación se describen los distintos valores para este factor.

- Para un carril de sobrecarga se aplica un valor de "m" igual 1,2.
- Para dos carriles de sobrecarga, o la combinación entre un carril de carga peatonal y otro de carga vehicular se aplica un valor de "m" igual a 1.
- Para dos carriles de sobrecarga vehicular junto con carga peatonal se emplea un valor de "m" igual a 0,85.

La reducción en el valor se debe a la probabilidad que el hecho se dé, en especial para puentes cortos. El factor de presencia múltiple se aplica al momento y cortante último, posterior a su mayoración. (Especificaciones para el diseño de puentes bajo la metodología LRFD,AASHTO, 2005).

FD (Factor de distribución)

Este factor se rige a partir de la geometría del puente y su dimensionamiento, junto con las propiedades de los materiales constructivos. Este valor nos permite definir qué proporción del cortante y momento último se transmite a cada elemento, específicamente vigas externas e internas, cuando se habla de vigas externas es en referencias a las que se colocan más a los costados y soportan la sección del puente en voladizo, las internas son las que se encuentran más al centro.

Esta distribución de momentos y cortantes últimos en las vigas se realiza independientemente a cargas permanentes y temporales previo a su combinación, en el caso de esta última el factor se aplica por separado

tanto a la carga temporal puntual como a la distribuida. Este factor depende directamente de la presencia múltiple ya mencionada, esto debido a que, de acuerdo a la cantidad de vehículos sobre el puente así será su posicionamiento y por ende la cantidad y distribución de carga sobre las vigas.

Claro está que al encontrarse un solo vehículo sobre el puente su tendencia será movilizarse en el centro o cerca de este por lo que las vigas centrales absorberán una mayor cantidad de la carga temporal, mientras que al encontrarse dos vehículos en la vía el posicionamiento de estos será hacia los costados por lo que las vigas en los bordes soportaran una mayor proporción de la carga temporal.

Este factor no posee valores definidos tal como los anteriores debido a que depende del dimensionamiento que se le dé al puente, junto con la calidad en los materiales constructivos, lo cual claramente puede variar de una estructura a otra. (AASHTO, 2005)

Líneas de Influencia

Estas líneas nos permiten visualizar el comportamiento o deformación que presenta el puente a la hora de ser atravesado por un vehículo, la forma y comportamiento de estas líneas depende del tipo de vehículo (cantidad, distribución y carga por eje), además del tipo y zona en que se colocan los apoyos.

Conociendo el tipo de apoyo se procede a colocar el vehículo de diseño en distintos puntos del puente, de ahí se procede a graficar la línea de influencia generada. A partir de ella se define el punto donde las cargas de cada eje provocan un efecto mayor sobre el puente.

Un método más práctico que el anterior para colocar el vehículo de diseño consiste en calcular el centroide de las cargas, posteriormente se coloca el centro del puente a una distancia equitativa entre este centroide y el eje de mayor carga. A partir de este punto se traza la línea de influencia que genera valores más críticos para el cortante.

La influencia que genera cada eje se multiplica por la carga que este transmite obteniendo un cortante real, es decir, se genera un valor o un porcentaje de cada cortante de acuerdo a lo que percibe el puente respecto a esa carga, posteriormente estos cortantes se

suman obteniendo un cortante máximo con el cual se lleva a cabo el diseño. Definiendo este punto calculamos las reacciones en los apoyos.

En si, la influencia es la deformación que se genera en el elemento (viga en este caso) por la colocación de una carga unitaria en un punto determinado.

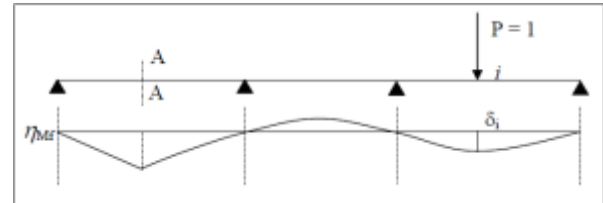


Figura 16. Ejemplo de línea de influencia.

Fuerza de Frenado

La fuerza de frenado implica un apartado particular debido a la influencia y variación que la misma puede implicar en el diseño. La misma se obtiene de las cargas generadas propiamente por el vehículo, combinadas con un factor de distribución el cual depende de las dimensiones del puente y la viga junto con la separación de estas últimas. Esta carga se aplica mediante 2 criterios tomando en cuenta el de mayor valor. El primero es utilizar el 25% de la carga total transmitida por los ejes, el segundo implica tomar el 5% de las cargas transmitidas por los ejes más la carga distribuida (carga de carril). Este valor de 25% esta ligado directamente a la velocidad de diseño "v" junto con la distancia de frenado "a" de acuerdo a la siguiente formula:

$$b = \frac{v^2}{2 \cdot g + a}$$

Ecuación 30. Distancia de frenado (Umaña, 2009)

Debido a la tecnología desarrollada en el frenado de los vehículos los mismos pueden detenerse en distancias muy cortas, lo cual hace la condición más crítica, ya que se debe disipar la energía de forma más brusca, la misma debe ser absorbida por la estructura, es decir entre menor es la distancia de frenado mayor es el impacto de esta fuerza sobre el puente y entre mas corto es el puente o menor número de vigas posea mayor

carga es percibida por los apoyos. (AASHTO, 2005)

Con el fin de generar una condición extrema en el diseño la metodología define colocar la fuerza 1,8 metros sobre el nivel de losa, esto permite un aumento en el momento respecto a la base y por consiguiente un aumento en el momento último de diseño.

En las combinaciones de carga (evento extremo 1) esta fuerza se le debe aplicar un factor de 0,5 ó menor que 1, el primer valor es razonable ya que aplica para una gran cantidad de vehículos y la probabilidad de que estos se encuentren sobre la estructura a la hora de un sismo, es importante rescatar que la metodología del AASHTO aun no define un valor exacto para este factor por lo que el encargado puede variarlo de acuerdo a lo que se crea conveniente aunque respetando el rango de 0 a 1. (AASHTO, 2005)

Diseño Elástico

El diseño elástico es aquel en el cual se conocen tanto la cargas como la fluencia del acero, es decir, el diseñador parte de las fuerzas calculadas (conocidas) a las que se somete la estructura, a partir de ahí estima el acero y geometría necesaria para tolerar los esfuerzos a los que se someterá. El diseño elástico implica siempre que el esfuerzo permisible sea mayor al que generen las cargas. En resumen, este diseño se rige por la fluencia del acero junto con los esfuerzos a los que se somete el miembro.

Coeficiente Sísmico

Al no existir en el país un código para el diseño de puentes se define emplear el mismo cálculo de coeficiente sísmico utilizado en las edificaciones. Este combinado con la masa de la superestructura y el desplazamiento del bastión a causa de la fuerza sísmica, permite verificar la fuerza en sentido horizontal que se le transmite a este último.

$$CS = \frac{a_{ef} I FED}{SR}$$

Ecuación 31. Cálculo de coeficiente sísmico (CFIA, Código Sísmico de Costa Rica, 2010)

Donde:

CS: coeficiente sísmico.

a_{ef} : aceleración pico efectiva de diseño (depende de la zona sísmica y el tipo de suelo). Tabla 2.2 CSCR 2002. (CFIA, Código Sísmico de Costa Rica, 2010)

I: factor de Importancia de la estructura. Tabla 4.1 CSCR 2002. (CFIA, Código Sísmico de Costa Rica, 2010)

FED: factor espectral dinámico. Figura 5.12 CSCR 2002. (CFIA, Código Sísmico de Costa Rica, 2010)

SR: factor de sobre-resistencia. Capítulo 3 CSCR 2002. (CFIA, Código Sísmico de Costa Rica, 2010)

Período

Tiempo que tarda una estructura en llevar a cabo su ciclo natural. Es decir el tiempo total que requiere la estructura para llevar a cabo la deformación máxima. (Código Sísmico de Costa Rica, CFIA, 2002).

Factores de combinación de Carga

Los factores empleados a la hora de mayorar las cargas y combinarlas, en el Anexo 9 se verifican las tablas de donde se tomaron estos factores, la selección de los mismos depende tanto de la condición en la que se presenten las cargas, el tipo de cargas utilizadas y el criterio ingenieril.

Acero a Flexión

Este es el acero requerido para soportar los momentos flexionantes y absorber la tensión a la que se somete la estructura. Esto debido a que el concreto por si solo no puede soportar este último fenómeno transmitiendo los esfuerzos de tracción a las varillas. (Nilson, 1999)

Acero Mínimo

Es el acero requerido como mínimo por área para soportar los esfuerzos por tensión que sufre el concreto a la hora de fraguar, también se le conoce como refuerzo por temperatura. Se aplica la siguiente fórmula.

$$A_{s_{min}} = 0,0025 b d$$

Ecuación 32. Acero mínimo para contracciones del concreto (AASHTO, 2005)

Donde:

b: ancho de la sección en análisis.

d: distancia del refuerzo por flexión a la fibra en compresión.

En el caso de la losa se recomienda un porcentaje de acero mínimo en la dirección secundaria respecto al acero principal dado por la siguiente formulación. (AASHTO, 2005)

- Si la armadura principal es paralela al tráfico:

$$1750/\sqrt{S} \leq 50\%$$

Ecuación 33. Acero mínimo en losa (AASHTO, 2005)

- Si la armadura principal es perpendicular al tráfico:

$$3840/\sqrt{S} \leq 67\%$$

Ecuación 34. Acero mínimo en losa (AASHTO, 2005)

Donde:

S: la separación existente entre la punta del ala hasta la cara del alma de la viga próxima, ó la distancia entre las puntas de las alas mas el vuelo de las mismas. (AASHTO, 2005)

Acero por Confinamiento

Aros o ganchos empleados para soportar los esfuerzos por cortante y unir el acero dispuesto para soportar la flexión.

Metodología

A continuación se define el método o procedimiento llevado a cabo en cada una de las secciones en las que se decidió separar el análisis y diseño del puente, indicando los puntos y actividades principales de cada una de estas secciones. Para ello se respeta el orden propuesto y necesario para el diseño, partiendo de la propuesta constructiva, posteriormente el diseño hidráulico, estudio geológico de la zona, diseño geotécnico y concluyendo con el diseño estructural.

Propuesta Constructiva:

- Se define la razón por la cual es necesario construir el nuevo puente.
- Se elige la mejor opción para llevar a cabo la construcción del puente, ya sea una remodelación, ampliación o reconstrucción. Esto a partir de analizar costos y facilidad del proceso constructivo,
- Se define las dimensiones y características del puente como: número de carriles, vehículo de diseño, ancho del puente y acera.
- Se define zonas posibles de extracción de materiales.

Sección Hidráulica:

- En lo referente a hidrología se analiza información topográfica, cartográfica y de imágenes aéreas con el fin de definir el

sitio de emplazamiento del puente y la escorrentía de zonas aledañas hacia el río. Además del estudio de caudales para distintos periodos de retorno y con ello obtener el caudal diseño.

- Se realiza una visita al sitio con el fin de observar el efecto de las crecientes máximas en las zonas aledañas al puente, junto con el efecto del agua sobre la estructura actual. Además se define el valor de Manning necesario en el diseño, esto de acuerdo al estado y composición tanto del cauce como de los márgenes.
- A partir de mapas se define la dirección y ancho de distintos puntos del cauce con el fin de lograr una simulación real del río. Esto a través del programa Arcgis.
- Empleando el programa HEC-RAS se realiza la simulación del río, a partir de ello se define la altura de colocación y ancho óptimo para el puente, esto de acuerdo al periodo de retorno y condiciones críticas que presenta el río (caudal máximo).
- Se analiza la susceptibilidad a la socavación por parte del material que soporta la estructura, a partir de ahí se define la necesidad de un recubrimiento.

Sección Geológica:

- Se analizan datos obtenidos por personal del proyecto en lo referente a la valoración geológica del sitio de obra, presencia de amenazas y riesgos tales como fallas o deslizamientos, además de la caracterización de las rocas o suelo sobre el cual se construirá.

- Se realiza una calificación de la roca y se define la calidad de la misma.
- Se lleva a cabo un perfil geológico con el fin de caracterizar los distintos estratos de material que componen el área en estudios.
- Basados en el perfil geológico y la altura del puente se define sobre que estrato cimentar.

Sección Geotécnica:

- En los laboratorios del proyecto se lleva a cabo las siguientes pruebas las cuales implican materiales de la zona cercana y en donde se colocara la estructura:
 - Caracterización de materiales tanto de la roca donde se cimentara como del material empleado como relleno en el puente actual.
 Además se determinaran los siguientes parámetros geotécnicos, tanto para el material de relleno como para la roca donde se cimenta, esto de acuerdo a la necesidad en cada diseño respectivo:
 - Angulo de fricción interna.
 - Cohesión.
 - Peso del suelo y/o relleno detrás del muro.
 - Condición local del suelo.
 - K reposo.
 - K activo.
 - K pasivo.
 - K horizontal (coeficiente dinámico horizontal).
 - δ fricción placa-suelo ($\tan \delta$).
 - μ adherencia.
 - Capacidad última soportante.
 - Nivel de desplante.
- Se calculan las cargas que actúan sobre los bastiones tales como: presión activa, presión pasiva, sobrecarga y sismo.
- Se realizan las revisiones por volcamiento, deslizamiento y capacidad de carga.

- Se calcula la capacidad ultima de la cimentación a partir de la formulación definida en el Código de Cimentaciones de Costa Rica, comprobando si la misma soporta las cargas transmitidas por el puente.

Sección Estructural:

- Se definen las combinaciones de carga pertinentes, junto con el vehículo de diseño.
- Se calculan cargas permanentes, cargas temporales y cargas sísmicas.
- Se obtienen las líneas de influencia, a partir de ello se obtiene el factor de distribución de carga para cada viga. A partir de ello se obtienen los momentos y cortantes a los que se someterá la estructura, de acuerdo al punto en análisis.
- En lo referente a la parte estructural se desarrolla un análisis de un puente de sección compuesta simplemente apoyada, junto con el diseño estructural de bastiones y superestructura, esto con la ayuda de hojas de cálculo y realizando simultáneamente el cálculo manual.
- Se obtienen dimensiones de los elementos estructurales, losa, vigas, muro y placa, junto con la distribución del acero de refuerzos, esto según las cargas y momentos a las que se someterán.
- Se desarrollan planos y especificaciones técnicas para la estructura.

Delimitaciones Constructivas

Debido a la falta de coordinación e investigación en el sector vial por parte de países centroamericanos, surge como necesidad el desarrollo de una normativa consistente y fundamentada, con la cual se pueda estandarizar el desarrollo de obras como vías y puentes, esto con el respaldo profesional de distintos ingenieros en representación de cada país perteneciente al istmo. A partir de lo anterior la Secretaría de Integración Económica Centroamericana SIECA a través del COMITRAN desarrollo el manual de “Especificaciones para la construcción de carreteras y puentes regionales”, el cual funciona como guía para el desarrollo constructivo de obras viales y brinda una serie de pautas para su desarrollo. Este manual genera una perspectiva global sobre el uso y disposición de materiales para la construcción, además brinda una serie de parámetros en el tema legal, su función es a modo de norma para el área. Aquí se indican las pautas a tomar en cuenta como: códigos y reglamentación para el diseño y desarrollo de la obra.

El fin específico de este manual es la armonización y modernización de las normas técnicas aplicables a las carreteras y al transporte por carretera en el Istmo, con el propósito de mejorar la capacidad de la región para mitigar los efectos transnacionales de las calamidades mediante el desarrollo de lineamientos y estándares regionales actualizados, los cuales coadyuven en la reducción de la vulnerabilidad del sistema vial ante los desastres naturales. (SIECA, 2001)

Para llevar a cabo una obra como lo es un puente se debe cumplir un procedimiento previo antes de iniciar con la parte de diseño y construcción. Esta área implica factores que van desde la orden de servicio o solicitud de la estructura hasta el planeamiento del proceso constructivo como tal, es decir: disposición de materiales, movilización, la parte ambiental y legal, plan de señalamiento y el planeamiento de la ejecución del mismo.

Es importante destacar que para este procedimiento previo el documento se basa en “El Manual para la construcción de puentes”. (SIECA, 2001)

A continuación se menciona de forma general las áreas más importantes bajo las cuales se remite la construcción de la estructura como: especificaciones constructivas, materiales a emplear en la obra, algunas normas legales relevantes y una breve descripción de la orden de servicio junto con la descripción del diseño geométrico.

Especificaciones Constructivas

En este punto el contratista debe cumplir una serie de responsabilidades, por ejemplo un juego de planos y dibujos, dentro de estos últimos podemos mencionar: dibujos de obra falsa, diagramas de esfuerzos, colocación de anclajes, entre otros. De acuerdo a lo mencionado en el manual del SIECA el tamaño de la lámina donde se colocan los dibujos no puede superar la medida de 610X920mm. Además según lo mencionado en el manual en esta lámina se debe colocar el número del proyecto, nombre de la empresa, además de alguna otra identificación según lo que mencione el contrato.

El contratante tiene como obligación brindar al menos 5 planos al ingeniero contratado para la construcción del puente, este tiene un lapso de treinta días para hacer revisión de los planos y en caso de que los mismos no cumplan con la normativa o posean algún error en su estructura este puede realizar una devolución de los mismos, en ese caso el encargado de la elaboración de los planos deberá aplicar las correcciones pertinentes, luego de ello los planos serán de nuevo enviados al ingeniero encargado

de la obra y este tendrá de nuevo 30 días para volver a realizar la revisión de los mismos y verificar si las recomendaciones o correcciones fueron aplicadas, de lo contrario se darán de nuevo treinta días hasta que los planos cumplan con las exigencias del ingeniero encargado de la obra, siendo esto un ciclo que termina hasta que la edición y estructura de los planos cumpla con las exigencias o recomendaciones del ingeniero encargado, como se mencionó anteriormente.

Para estructuras de concreto puntualmente se deben especificar dibujos esquematizados de la cimentación, encofrados, elementos de desvío, obras falsas, además de obras transitorias y métodos de construcción propuestos, esto se debe presentar bajo la firma y sello del profesional responsable.

La persona que contrata puede delegar la autoridad, la cual le permite al otro individuo o individuos verificar el progreso, suspensiones, avances y cumplimiento. En caso de existir injerencia del gobierno en una obra se contara entonces con la presencia de un inspector, el cual tiene la autorización de vigilar el procedimiento de preparación, fabricación o elaboración de materiales, pero no pueden realizar una modificación a lo estipulado en el contrato.

Es importante destacar que en caso de existir una variación entre las dimensiones del puente propuesto en el contrato, es decir en los planos de diseño y las dimensiones reales, se deberá entonces respetar lo propuesto en la documentación. Ya que, al alterar alguna de ellas se estará alterando el contrato como tal llegando, por consiguiente a una alteración del mismo lo cual es incorrecto e inadecuado. En caso de requerir una modificación en las mediciones se deberá consultar con el contratante y por ende ser autorizada propiamente y de forma legal por el mismo.

Si durante la obra el contratado coloca o moviliza sobre la estructura una carga mayor a la resistida por la misma y por ende le genera algún daño, él mismo se deberá hacerse responsable de las reparaciones pertinentes, esto aunque se cuente con la aprobación del contratista. (SIECA, 2001)

Materiales

En lo referente al uso de materiales (arena, piedra, tierra, etc.) para desarrollar la obra

el contratante los podrá incluir en el contrato, en caso de encontrarse en zonas aledañas, los mismos deberán cumplir una serie de pruebas y ensayos de calidad. Por ello el contratista deberá indicar donde localizara el material en caso de que él decida o recomiende cuál será la fuente a emplear esto con el fin de que la persona que lo contrata realice las pruebas de calidad requeridas. El resultado de las pruebas de calidad deberá ser suministrado al contratista.

Para llevar a cabo la obra el contratista debe notificar al contratante 14 días antes sobre la fuente de material a emplear, y dar uso de la misma bajo el permiso del ingeniero encargado de la obra o respetando el plan de utilización propuesto. La zona de uso de donde se extrae el material debe cubrirse con capa vegetal posterior a su uso.

El contratante debe fijar la zona de almacenamiento del material y las mismas luego de su uso debe restaurarse tal como se encontraba antes de la colocación del mismo, además al material del sitio donde se construye puede ser empleado si la obra es gubernamental.

Para llevar a cabo pruebas a los materiales se deben respetar las normas existentes hasta la fecha del contrato, en nuestro caso AASHTO, ASTM u otra que sea necesaria de acuerdo al país o zona de construcción.

En caso de usar materiales de retiros alejados respecto a la zona constructiva se deberá respetar la norma ISO 9000 y se podrán realizar pruebas al mismo en el momento que se considere pertinente. (SIECA, 2001)

Legislación

Es importante destacar que para llevar a cabo una obra de este tipo nos debemos remitir a una serie de normas y procedimientos, los cuales delimitan nuestras acciones en el sitio.

En primer lugar durante el desarrollo del proyecto se deben respetar el paisaje junto con las delimitaciones topográficas sin alterar las mismas, es decir, no se debe alterar lo estipulado en el catastro, junto con la topografía horizontal y vertical y que funcionan como hitos. Si esto sucediera los mismos deberán ser restaurados hasta llevarlos a su estado original o similar, esto de acuerdo a lo exigido por el propietario. En caso de encontrar restos arqueológicos o paleontológicos se detienen las obras y se

comunica al departamento pertinente según las normas de la zona.

En caso de existir necesidad en movilizar algún servicio público, que no se había estipulado en el contrato, el gasto de llevar a cabo la labor debe ser asumido por el contratante, pero si se daña algún servicio público (agua, electricidad, ferrocarril, etc.) o bien privado por parte del contratado durante el desarrollo de la obra, este deberá hacerse cargo de saldar y solucionar el problema sin incurrir en algún costo extra para el contratante. En este aspecto, cuando la obra sea afectada por un tercero enemigo del contratante o por algún fenómeno natural, los costos deberán ser asumidos por el contratante.

En caso de accidentes o lesiones de trabajo se le deberá informar al contratante el cual deberá respetar las normas vigentes de cada lugar, en el área de salud laboral. Las condiciones de trabajo deben ser siempre higiénicas y seguras. El contratante siempre podrá enviar a alguna persona conocedora del área a inspeccionar estas condiciones.

En lo referente a la parte ambiental nunca se colocara material en zonas de captación de agua y si ocurriera entonces el contratista deberá hacerse responsable de solucionar y financiar el daño causado además de mitigar cualquier daño por contaminación. Además, se deben acatar las normativas forestales y de parques nacionales presentes en la zona del proyecto. (SIECA, 2001)

Orden de servicio

La orden de servicio en si es la solicitud puntual del puente, aquí se estipula la razón por la cual es requerido. Esta orden se remite al encargado de su diseño o construcción.

Información relevante

Para la construcción de un puente debemos tomar en cuenta una serie de factores que interfieren tanto en el diseño como en el proceso constructivo tales como: el número de carriles, vehículo de diseño, aceras junto con su

respectiva colocación (internas o externas), disposición de materiales, límites de propiedad, conocer si a través de la estructura se requiere transitar tuberías, cableado etc.

Para cumplir con los puntos anteriores es importante irse a la literatura y reglamentación existente, por ejemplo el SIECA el cual sirve guía para llevar a cabo este proceso. En el caso de tomar en cuenta un lugar para emplazar un puente debemos revisar la distancia o separación menor del cañón del río o sitio sobre el cual se colocara el puente, además es importante verificar si son adecuados los radios de giro de curvas en la zona de ingreso o salida del puente. Con ello se puede incurrir en la necesidad de adquirir terrenos aledaños al puente lo cual es una complicación que siempre es importante evitar, con el fin de no generar aumentos en los costos. (SIECA, 2001).

Otra información importante para el constructor son las coordenadas geográficas y si es posible curvas de nivel. Otros datos importantísimos son; el tipo de vehículos que transitaran por la estructura y la demanda de tránsito ya sea de vehículos como de peatones en la vía. (SIECA, 2001)

Resultados

Localización del Puente

El primer punto a analizar en el diseño y construcción de un puente es su localización, la misma se define incluyendo el diseño de curvas previas y posteriores a él. Además se debe indicar la solución temporal para el paso vehicular

y peatonal mientras se da interferencia en el paso, en este caso se decide realizar un vado al margen izquierdo aprovechando la topografía de esa sección (ver figura 9 del Anexo 1) el cual posee un ancho de 4.6m suficiente para permitir el paso vehicular típico de la zona.

Se decide demoler la estructura actual debido a su degradación y colocar la nueva estructura en el mismo sitio.



Figura 17. Vista en Plante del vado y radio de curvas.

A continuación se muestra la tabla de resultados empleada en el diseño de las curvas, junto con la figura de referencia empleada para el cálculo. El resultado de calcular el resto de las

curvas se encuentra en el apéndice 1. Es importante recordar la normativa del SIECA la cual no permite radios en curva menores a 30 para vías rurales.

CUADRO 1. DISEÑO DE CURVA		
Descripción	Símbolo	Valor
Punto de Inicio	PC	
Punto de Intersección	PI	
Punto de Tangencias	PT	
Longitud Subtangente PC-PI	T	15.80
Angulo de Deflexión	°	32.05
Radio de Giro	R	55.01
Distancia a Ordenada Media	M	2.14
Distancia a Externa	E	2.22
Longitud de Cuerda	Lc	30.37
Longitud de Curva	L	30.77
Velocidad de Diseño	V	60.00
Factor de Rozamiento	f'	0.17
Peralte	i	0.05
Radio no menor 30m		

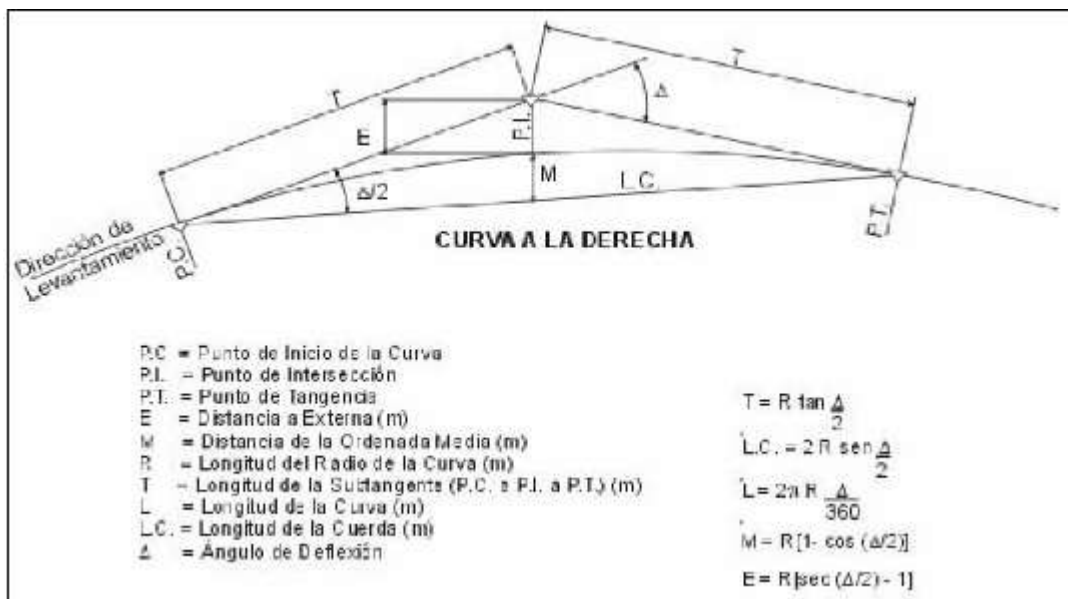


Figura 18. Formulación empleada para el Diseño de las curvas próximas al puente (Umaña, 2009)

Diseño Hidráulico

Como primer punto para el análisis hidráulico es importante definir la localización de

la ruta (Las Juntas de Pérez Zeledón-Térraba de Buenos Aires) además de los distintos puentes en la zona y ríos que atraviesan (Anexo 2, figura 13), estos con sus respectivas cuencas.

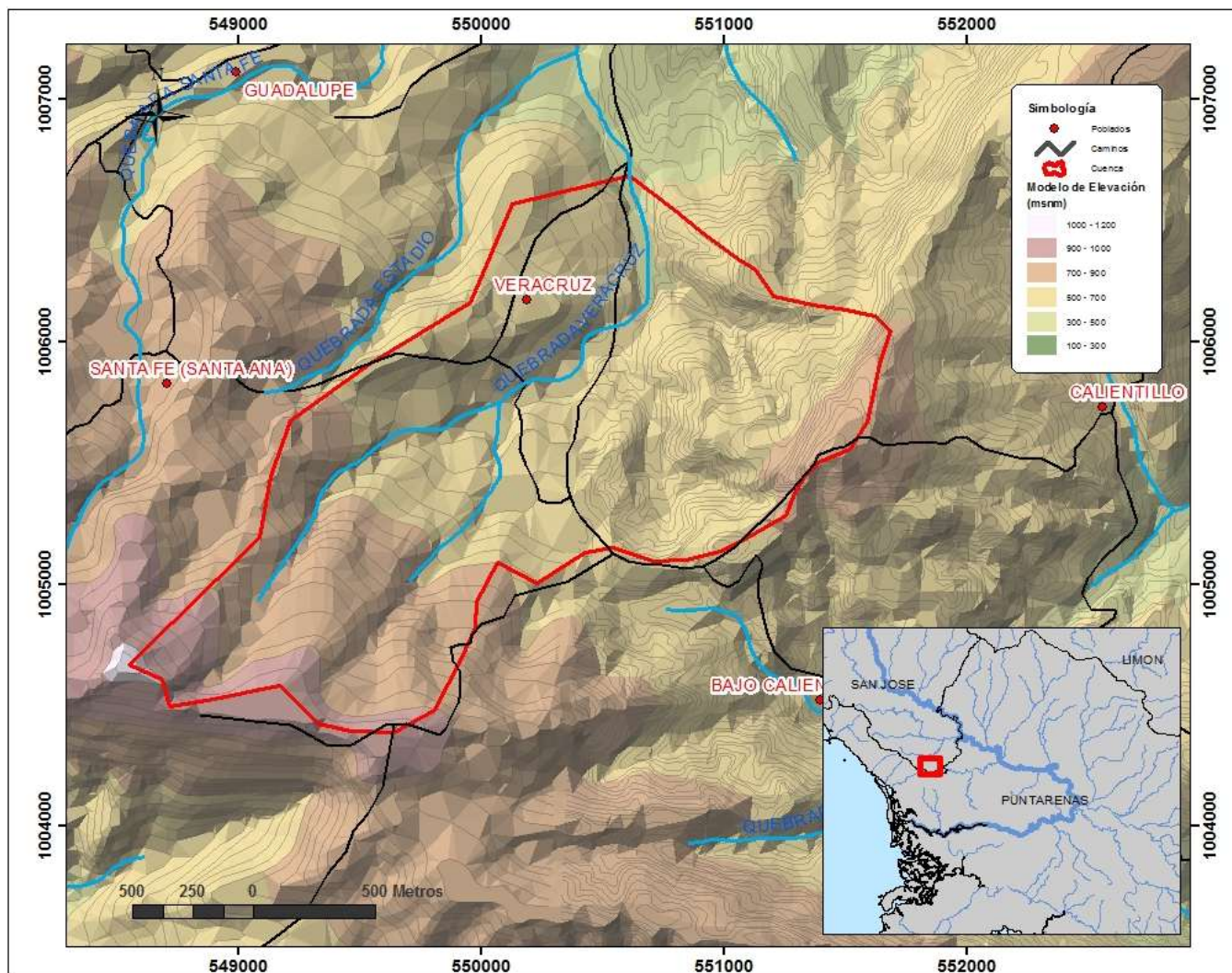


Figura 19. Cuenca río Veracruz

A continuación se presentan los valores de intensidad máxima para un periodo de retorno de 50 años, esto en las estaciones 98011 en Bolivia y 98057 en Térraba (Zúñiga, 2010), esto nos ayuda a visualizar los rangos de periodo

durante los cuales la lluvia mantiene un intensidad dada, en especial se estudia la máxima, la cual se observa que en promedio se da en periodos de 15 minutos:

CUADRO 2. PRECIPITACIONES MAXIMAS		
DURACIÓN	ESTACIÓN	
	min	98011
	Intensidad (mm/hr)	
15	123	164
30	97	121
60	75	86

A continuación se visualizan los valores de área tributaria (ver cálculos en anexo 10, página 1), escorrentía, coeficiente de escorrentía, junto con el caudal tanto en la zona de estudio

(quebrada Veracruz) como en el río Pejibaye, el cual brinda el caudal de diseño para todos los causes aledaños:

CUADRO 3. CAUDAL SEGÚN FORMULA RACIONAL Y CAUDAL REPRESENTATIVO					
Cause	Área de Cuenca (km ²)	i (mm/h)	C	Q (m ³ /s)	Producción (l/s/km ²)
Veracruz 2	3.3	97	0.25	22	6736
Regional	Área de Cuenca (km ²)	i (mm/h)	C	Q (m ³ /s)	Producción (l/s/km ²)
Pejibaye*	57			253	4439

El río Pejibaye es el que nos brinda la producción promedio para la zona.

*Estación empleada para obtener producción promedio.

Con la intención de regionalizar la zona se realizó un estudio de frecuencia para la estación 31-10 (ver anexo 2) determinando una producción de 9336 l/s/km², esto para un periodo de retorno de 50 años. Con esto se logra obtener un valor de producción que se encuentra por debajo de los presentados en tres quebradas de la zona; Potrero, Moracha y Ceibón.

Con el fin de generalizar la producción, el estudio se basa en esta estación, también se toma en cuenta la forma de la cuenca la cual es similar a la del resto de afluentes. Con esto se define el uso de la producción antes mencionada (Pejibaye) para los caudales de diseño, esto en las zonas incluidas en el estudio.

A partir de la producción anterior se define una caudal de diseño

$$Q_{\text{diseño}} = \text{Producción} \left(\frac{l}{s} \right) \times \text{Area (km}^2)$$

$$Q_{\text{diseño}} = 9360 \left(\frac{l}{s} \right) \times 3.3 \text{ (km}^2)$$

$$Q_{\text{diseño}} = 30,89 \left(\frac{m^3}{s} \right)$$

Por consiguiente se decide utilizar este caudal para llevar a cabo el diseño hidráulico.

Teniendo el caudal de diseño se emplea el programa HEC-RAS, en este se

incluyen las secciones definidas en Arcgis respecto a la topografía del cauce y su cuenca próxima (figura 21).

Los valores de Manning definidos para el diseño se tomaron basados en el estado y características de los márgenes, eligiendo valores que dicta la literatura para superficies similares a las encontradas:

CUADRO 4. NÚMERO DE MANNING		
Margen Derecho	Margen Izquierdo	Centro del Cause
0,07	0,07	0,04

A continuación se visualizan de forma práctica las condiciones del causes y los valores de Manning respectivos.



Figura 20. Valores de Manning para el Cause

En la siguiente imagen se ejemplifican las secciones del cause antes mencionadas con las cuales se lleva a cabo el diseño hidráulico.

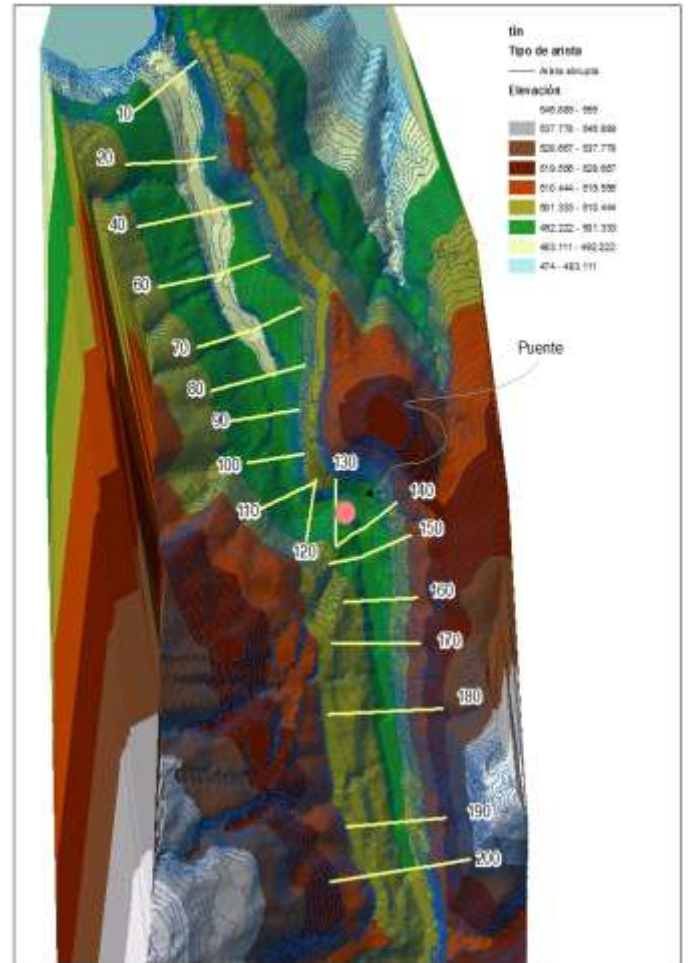


Figura 21. Valores de Manning para el Cause

A continuación se observa un modelo digital de río, el cual nos permite observar la profundidad del cauce en los distintos puntos de análisis, junto con la colocación del puente respecto a la línea de energía y el espejo de agua.

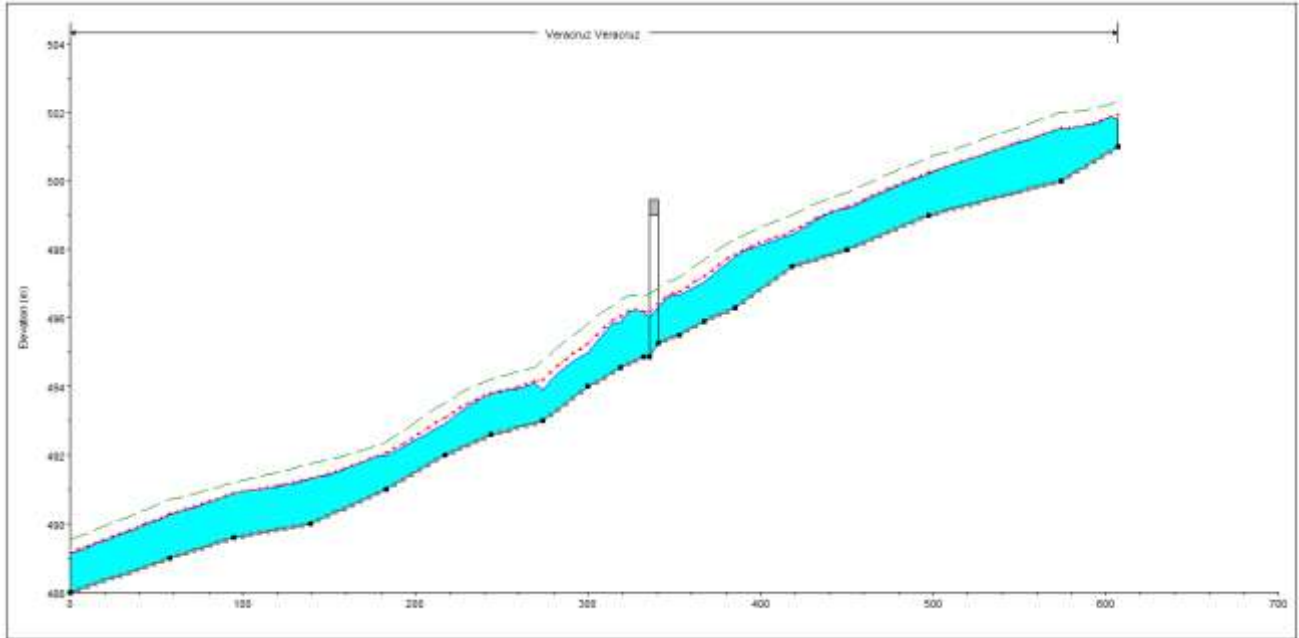


Figura 22. Modelo digital del río Veracruz

Donde:

- Línea Verde: línea de energía.
- Línea Roja: régimen crítico.
- Línea Gris: cauce del río.
- Línea Azul: espejo de agua.

A continuación se muestran las variaciones de velocidad a lo largo del río esto se debe tanto a los cambios en la topografía (aumento o reducción de la pendiente), como a

las variaciones del área del cauce, además de la fricción que presentan los material sobre los cuales se mueve el río (valor de Manning).

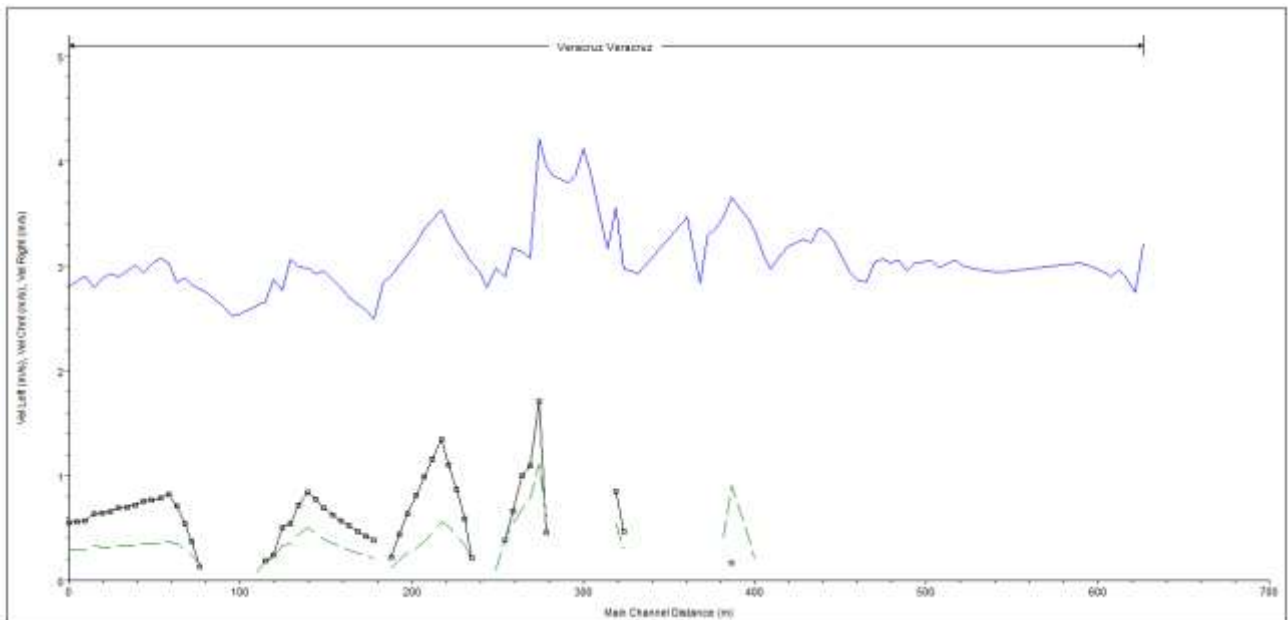


Figura 23. Variación de la velocidad en el cauce

A continuación se observa la colocación final del puente, la cual se encuentra en la estación 125 (entre la estación 130 y 121), aquí se visualiza la altura del puente respecto al río.

Esto permite observar de forma clara la peligrosidad y probabilidad de que el río alcance o rebalse la superestructura.

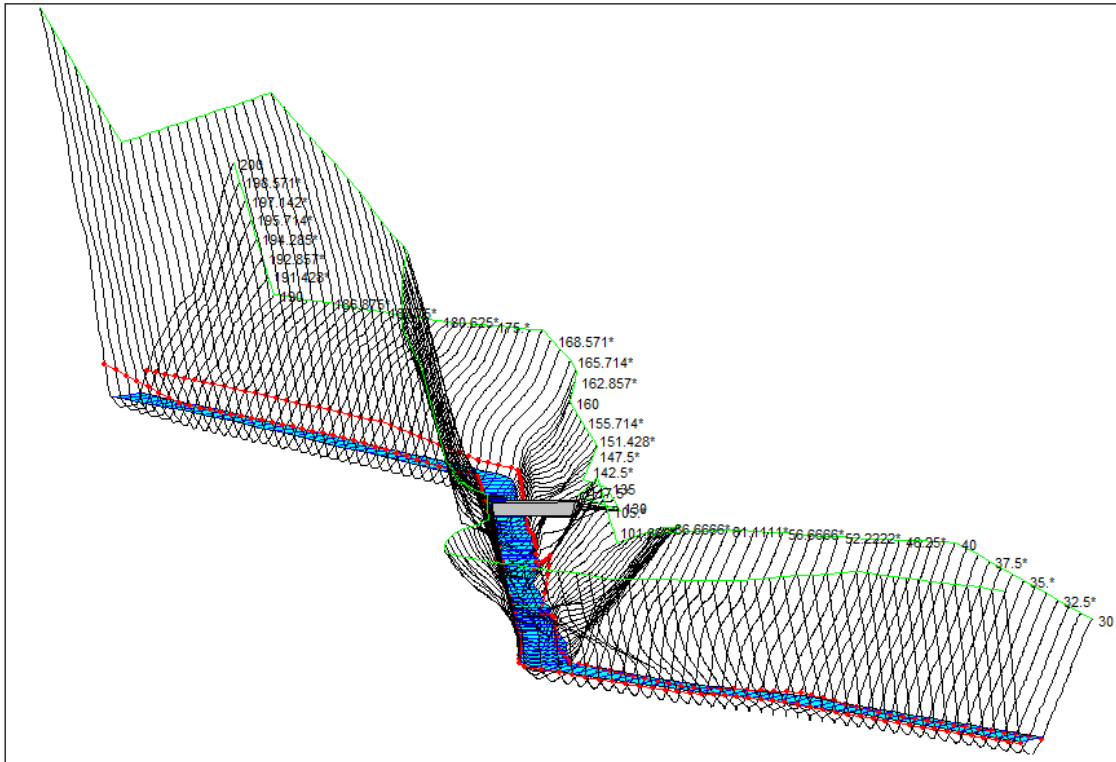


Figura 24. Correlación entre el la colocación del Tablero y el río

Además es importante destacar la colocación del puente, esto se lleva a cabo entre la estación 130 y 121 mencionadas anteriormente. Debe respetarse la separación entre secciones, debido a que el puente debe tener un ancho menor al de la separación entre las secciones elegidas, de lo contrario se genera un error al correr el programa.

A continuación se muestran dos figuras, la primera es la vista del puente desde "Aguas Arriba" y la segunda desde "Aguas Abajo" respectivamente.

El puente se coloca a 4 metros de altura aproximadamente a partir del fondo del cauce. Este mide 12.6 metros aproximadamente, a ello se le debe restar la longitud que ocupen los bastiones, principalmente la referente al relleno de aproximación. El desarrollo de estas imágenes y uso del programa se realiza en el anexo 3.

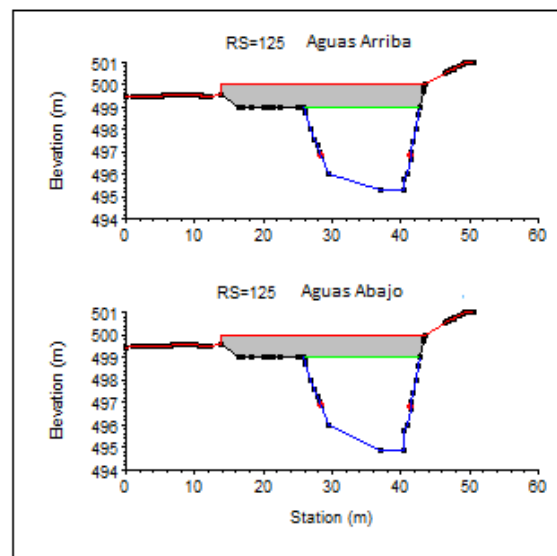


Figura 25. Tablero visto desde aguas arriba y aguas abajo

En las siguientes tablas se describe el análisis llevado a cabo para la definición de la erodabilidad del material donde se cimenta y corroborar la calidad del mismo. Esto se logra introduciendo en la grafica presente en la figura 9 los valores de índice de erodabilidad (Kr) vs la energía de erosión (P) que ejerce el agua sobre el material. Si el punto de intersección se encuentra por debajo de la línea, el material se define como no erodable (caso recomendado), caso inverso se da si el material se encuentra

sobre la línea. En este caso el punto rojo indica que la roca en donde se cimenta presenta una baja o nula erodabilidad, aunque se procede en la tabla 7 a calcular el valor del recubrimiento, recomendado en este caso para el relleno a colocar en la zona del desplante. Este análisis toma importancia a la hora de cimentar en suelos por la mayor separación y espacios entre sus partículas por donde ingresa el agua.

CUADRO 5. INDICE DE ERODABILIDAD DE LA ROCA		
Variable	Valor	Descripción
Ms (MPa)	5,99	Resistencia a la Compresión
RQD	15	Prueba RQD
Jn	1,5	Conjunto de Discontinuidades en un Área Determinada
Jr	3	Relación entre Superficie de Discontinuidades y presencia de Asperezas
Ja	2	Relación entre Superficie de Discontinuidades y Grado de Alteración
Js	0,75	Relación entre Orientación de Discontinuidades y Espaciamiento
Kb	10,00	Coefficiente de Tamaño de Partículas
Kd	1,5	Coefficiente de Discontinuidad
Kr	67,40	Índice de Erodabilidad

CUADRO 6. ENERGÍA DE ERODABILIDAD DEL AGUA			
Variable	Valor	Unidades	Descripción
yw	10	kN/m ³	Peso específico del agua
V	9,57	m/s	Velocidad del agua
y	2,59	m	Profundidad del agua
d	0,5	m	diámetro medio de partícula
P	8,153	kW/m ²	Energía de disipación

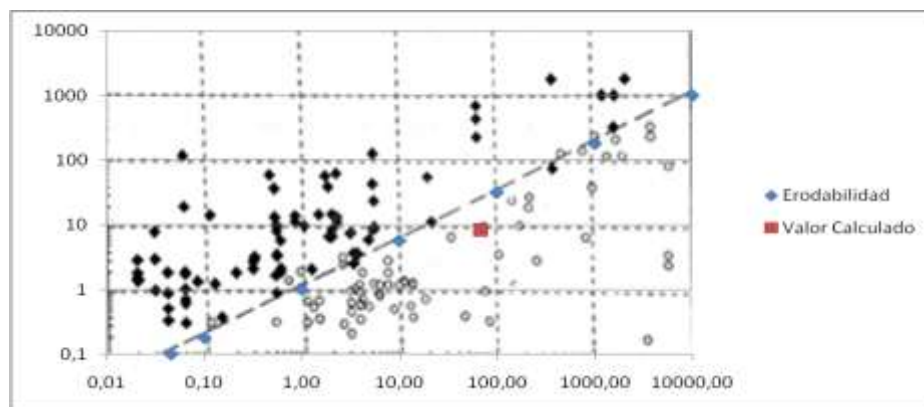


Figura 26. Grafica de erodabilidad del material. (Duncan, 1999)

CUADRO 7. RECUBRIMIENTO PARA RELLENO EN DESPLANTE			
$\Delta D = 0.035 * \frac{\Phi}{\Psi} * \frac{K_T K_n}{K_m} * \frac{u_{cr}^2}{2g}$ (Díaz, 2001)			
Símbolo	Valor	Unidad	Descripción
Φ	1		Parámetro de Estabilidad
Ψ	0.1		Parámetro crítico de Shields
KT	4		Parámetro de turbulencia
h	1.63	m	Profundidad de agua
Ks	0.05		Rugosidad equivalente
Kn	0.996		Relación profundidad -rugosidad
α	10	°	Pendiente del talud cubierto
θ	90	°	Angulo fricción material (concreto)
Km	0.985		
Ucr	4.21	m/s	Velocidad del flujo
g	9.8	m/s ²	Gravedad
ΔD	2	cm	Recubrimiento

Análisis Geológico

El análisis geológico implica una visita al sitio con el fin de caracterizar la zona, además se valora que puntos son importantes para extraer muestras, estas muestras principalmente para definir la capacidad de resistencia en la superficie (suelo ó roca), lo cual se relaciona directamente con el análisis geotécnico que se ampliara más adelante. Es importante la revisión de mapas geológicos de la zona para corroborar que el tipo de suelo determinado es coherente.



Figura 27. Zonas de extracción de muestras

La superficie del lugar se compone por Areniscas y Lutitas intercaladas coincidiendo con lo descrito por el mapa geológico de la Formación Curre, en donde se encuentra el puente.

La Lutita está fragmentada debido a la descompresión que sufre al entrar en contacto con la presión atmosférica, mientras que la arenisca se observa en muy buen estado y con pocas fisuras.

El RQD obtenido fue de 45% lo cual es normal (anexo 6).

A continuación se define el resultado del ensayo RMR para cada tipo de roca (anexo 6):

- Arenisca: 68 (Bueno).
- Lutita: 61 (Bueno).

En este perfil geológico se corrobora la presencia mayormente de Areniscas y Lutitas, otro valor importante es el espesor de las estratificaciones de los materiales, el cual llega hasta 50 centímetros.

Por lo observado en el perfil geológico (Anexo 4, figura 36), se define un desplante de la cimentación del puente a 1,4m el bastión con apoyo articulado y 1,3m el bastión con apoyo simple, quedando el bastión izquierdo empotrado en un estrato de Arenisca (mayor resistencia), mientras el izquierdo si tendrá contacto con la Lutita.

El diseño se lleva a cabo basado en el valor de resistencia última obtenido en la Lutita, con el fin de que el mismo implique la condición más crítica.

El buzamiento presente en la zona posee una dirección de 65° y su ángulo es de 20° (anexo 5). Este fenómeno se da debido a movimientos tectónicos, los cuales son comunes en la zona (se evidencia con la presencia de la falla Changuena en las cercanías).



Figura 28. Buzamiento de la zona

En el anexo 4 se encuentran una serie de imágenes la descripción, ubicación, composición y estado de los materiales en las cercanías del puente. En la figura 32 del anexo 4 se observa el trazo del río junto con la ubicación del puente y las coordenadas pertinentes, luego se observa y describe la composición de las rocas aledañas con su respectivo buzamiento, en la figura 34 y 35 del anexo 4 se visualiza el estado de los materiales próximos al puente, en primer lugar la estratificación de la roca próxima al bastión con apoyo simple, y la segunda imagen muestra lutita meteorizada ubicada en la curva previa al ingreso del puente. Esta última empleada como relleno en los bastiones actuales.

Análisis Geotécnico

A continuación se muestran los valores básicos obtenidos tanto de la roca donde se cimentara como del material de relleno propuesto

en el diseño. El valor del ángulo interno de la roca se obtuvo a través del programa roclab (véase anexo 7), además de obtener la cohesión y módulo de elasticidad para el macizo. Este último implica no solo la capacidad de la sección de roca en estudio sino del área en general.

Estos valores antes mencionados son empleados para el cálculo de la capacidad última del suelo o roca.

Posteriormente se muestran en el cuadro 8 los valores propios del relleno tal como lo son la cohesión, densidad y peso unitario, requeridos para el diseño.

CUADRO 8. DATOS DEL RELLENO			
Descripción	Variable	Valor	Unidad
Cohesión	c	0	Kpa
Angulo de Fricción interna	phi	30	°
Peso Unitario	y	2100	kg/m ³

CUADRO 9. DATOS DE LA ROCA			
Descripción	Variable	Valor	Unidad
Cohesión	c	912,00	Kpa
Angulo de Fricción interna	phi	34,81	°
Peso Unitario	y	2332	kg/m ³
Elasticidad del macizo	Em	10693,2	MPA

En el anexo 8 se adjuntan los distintos resultados de las pruebas echas al material de relleno empleado en el puente actual, además de la caracterización del mismo.

En el siguiente cuadro se visualizan los valores empleados en el calculo de la capacidad última de la roca y el resultado respectivo, cabe destacar el uso de los valores pertenecientes a la Lutita aun siendo la de menor resistencia, esto debido a que por el nivel de desplante el cimiento quedara empotrado dentro de esta roca. Además en el cuadro 7 se visualizan algunos otros valores propios del material de relleno empleados a la hora de calcular las cargas para el diseño estructural y que dependen de las propiedades del relleno (coeficientes de empuje).

CUADRO 10. CAPACIDAD ULTIMA DE LA ROCA			
Desplante	Di	1,4	m
Ancho de Base	B	5,8	m
Longitud de Cimiento	L	10,9	m
Factores de Carga	N θ	2,33	
	Nc	10,14	
	Nq	5,41	
	Ny	6,72	
Densidad de la Base	y1	21,1340	kN/m3
Densidad del Relleno	y2	19,0397	kN/m3
Cohesión	c	912,00	kPa
Capacidad Ultima	qu	9765,33	kPa
	qu	9,765	MPa
	qu	99,575	kg/cm2

CUADRO 11. COEFICIENTES DE EMPUJE			
Descripción	Variable	Valor	Unid.
Coeficiente de Reposo	Kr	0,50	
Coeficiente Activo	Ka	0,33	
Coeficiente Pasivo	Kp	3,00	
Coeficiente Dinámico	Kh	0,2	
Cohesión entre estructuras	f	30	(°)
Cohesión del suelo	u	0	KPA

Diseño Estructural

En esta sección se representan los valores obtenidos mediante el análisis de fuerzas a las que se someten las distintas secciones de la estructura (superestructura y subestructura) y donde se obtiene el producto final el cual es el puente. Cabe destacar que en esta sección se presentan las tablas con valores más representativos ya que por lo extenso de las

hojas de calculo se remiten a los anexos y archivo digital, en el caso de la subestructura me remito a la colocación de los resultados obtenidos en el diseño del bastión articulado, esto debido a que el diseño de aletones y el bastión de apoyo simple siguen el mismo procedimiento, excepto porque la carga por sismo de la superestructura y el frenado se vuelven cero, esto se describe de manera más clara en el análisis de resultado. Por comodidad se define utilizar el ancho total de la página para colocar las tablas con los resultados pertinentes.

Diseño de la Superestructura

En esta sección se describe por separado los cálculos y diseño tanto de la vía en sí como de las vigas que la soportan, esta separación se da por cuestiones de claridad en el desarrollo del trabajo.

Diseño de Losa y Bordillo

A continuación se muestran los resultados mas relevantes obtenidos en el diseño de la superestructura, los cálculos se desarrollaron a mano para facilitar el entendimiento, los mismos se encuentran en el anexo 10, además en el apéndice 2 se da el desglose con el orden respectivo de la memoria de cálculo en Excel.

Dentro de los materiales empleados en la construcción (ver apéndice 3, figura 18) destaca el uso de acero grado 50 para las vigas y grado 60 para el acero estructural, junto con un concreto normal con resistencia de 280kg/cm².

El vehículo de diseño a utilizar es el HL-93 (vehículo tipo mula) al ser el de uso más común y presentar una carga más razonable y

real para este caso, respecto al HS25-44 el cual presenta valores muy altos.

En el cuadro 12 se observan los valores de factor de distribución entre las vigas tanto en cortantes como en momentos, estos se obtienen de acuerdo a la geometría de la losa, viga y calidad de los materiales. Estos definen que porcentaje de carga es percibida por cada viga.

CUADRO 12. FACTOR DE DISTRIBUCIÓN		
Vigas	Cortante	Momento
interiores	0,749	0,575
exteriores	0,718	0,859
C carril	0,754	0,754

En el cuadro 13 se muestra el valor obtenido entre la separación del centroide de fuerzas del vehículo de diseño y el centro del puente. Este cálculo es necesario ya que nos define la ubicación más crítica o ubicación donde el camión transmite la mayor cantidad de carga y flexión a la estructura (Anexo 10, pagina 27).

CUADRO 13. CENTROIDE DE CARGA PARA EL HL-93		
Fuerza (kg)	Distancia de Extremo Izquierdo (m)	Momento(kg m)
14520	0	0
14520	4,27	62000,4
3620	8,54	30914,8
32660	12,81	92915,2
Distancia Centroide y eje Trasero	2,84	$\Sigma M/P$
Separación entre Resultante y Centro del Puente	0,71	M

El cálculo de la influencia se lleva a cabo con el fin de verificar cual es el cortante real que percibe la estructura respecto a las cargas que le transmite el vehículo de diseño junto con el porcentaje de deformación que estas generan.

Para el cálculo de influencia se toma como referencia (valor unitario de carga) al eje trasero del vehículo, posteriormente de acuerdo al diagrama generado a partir de esta carga unitaria (ver anexo 10, pagina 30) se define el valor de

influencia para las cargas respectivas de cada eje.

CUADRO 14. FACTOR DE INFLUENCIA				
Punto	Carga (kg)	Separación	Valor de Influencia	Resultante (kg)
P1	14520	0	1	14520
P2	14520	4,27	0,65	9438
P3	3620	8,54	0,3	1086
			Cortante	25044

A continuación se presentan los valores de carga permanente, tanto para la vía como para el bordillo o voladizo, las cargas permanentes utilizadas se describen en el

apéndice 6, esto para cada sección respectivamente. Aquí se visualiza también el momento y cortante generado por dichas cargas.

CUADRO 15. CARGA PERMANENTE EN LA VÍA				
CP (W)	792	kg/m ²	Carga permanente	
S	1.99	m	<u>Separación efectiva</u>	
Mu _{cp}	314.42846	kg m/m	Momento último por carga permanente	W*L ² /10

CUADRO 16. CARGA PERMANENTE EN EL BORDILLO				
CP (W)	912	kg/m ²	Carga permanente	
S	1.2	m	<u>Separación</u>	
Mu _{cp}	437.76	kg m/m	Momento último por carga permanente	W*S ² /3
Vu	525.312	Kg m	Cortante último por carga permanente	Mu*S

Posteriormente se muestran los cálculos del momento y cortante último por carga temporal (vehículo de diseño) tanto en la vía como en el bordillo, esto aplicando la separación efectiva entre vigas (Anexo 10, pagina 17), además de considerar el efecto por impacto. En esta sección

se emplea el factor de importancia, este se define como uno.

A modo de indicación, en las siguientes tablas se presenta un momento y cortante mayorado, esto implica la combinación de la carga temporal mostrada en los siguientes cuadros, combinada con la carga permanente

obtenida en las dos tablas anteriores, tanto para la vía como para el borde, respectivamente. Este momento y cortante último es el empleado para el diseño de la losa.

CUADRO 17. CARGA TEMPORAL EN LA VIA				
CT	14790	kg	Carga Temporal	
S	1.99	m	Separación Efectiva	
Mu1	2946.91	kg m/	Momento por Carga Puntual	$0,8 \cdot P \cdot L / 8$
Mu2	378.35	kg m/	Momento por Carga Distribuida	$w \cdot S^2 / 10$
I	0.33		Factor Dinámico (Coef. de impacto)	
Mu+I	4297.73	kg m/m	Momento considerando Impacto	$(1+I) \cdot Mu1 + Mu2$
MUm	7914.07	kg m/m	Momento Mayorado	$Ni \cdot (1.25 \cdot MU_{cp} + 1.75 \cdot (MU+I))$
Vum	7943.86	kg/m	Cortante Mayorado	$MU / (S/2)$

CUADRO 18. CARGA TEMPORAL EN LA BORDILLO				
CT	7395	kg	Carga Temporal	
L	1.2	m	Longitud Voladizo	
Mu2	4437.00	kg m/m	Momento por Carga Puntual	$P \cdot L / 2$
Vc	3697.50	kg m	Cortante por Carga Temporal	$P / 2$
I	0.33		Factor Dinámico	
Mu+I	5901.21	kg m/m	Momento considerando Impacto	$(1+I) \cdot Mu1$
MUm	10874.32	kg m/m	Momento Mayorado	$Ni \cdot (1.25 \cdot MU_{cp} + 1.75 \cdot (MU+I))$
Vum	7127.27	kg/m	Cortante Mayorado	$Ni (1.25 V_{cm} + 1.75 \cdot V_{cv})$

En los siguientes cuadros se muestran los valores de carga necesarios para realizar el diseño de la losa y llevar a cabo la revisión del momento permisible por la vía y el bordillo. En el cuadro 19 y 20 se visualizan los valores pertenecientes a la sección de rodamiento, mientras que en el cuadro 21 y 22 se colocan los valores definidos para el bordillo o voladizo. Como se mencionó anteriormente, la descripción

y desarrollo de estos cálculos se lleva a cabo en el anexo 10.

Para ambos casos se observa un cumplimiento adecuado entre el momento transmitido por las cargas el cual es menor al soportado por la estructura.

CUADRO 19. MOMENTO ULTIMO EN LA VÍA			
Factor de Reducción	0.9		Ø
Ancho de Análisis	100	Cm	B
Espesor de Losa	22	Cm	H
Dist. a Acero a Flexión, a borde en Compres.	18	Cm	D
Dist. a Acero a Flexión, a borde en Tensión.	4	Cm	A
Compresión Concreto	280	kg/cm ²	Fc'
Fluencia Acero	4200.00	kg/cm ²	Fy
MU v	791407	kg cm/m	Momento flexionante en vía

CUADRO 20. REVICÓN DE CORTANTE Y MOMENTO EN LA VÍA			
Vu	7943.86	kg	Cortante Ultimo
Vn	433724.56	kg	
ØVn	368665.87	kg	Cortante Permissible
Mu	791406.89	kg m	
ØMn	798336.00	kg m	Momento Permissible

CUADRO 21. MOMENTO ULTIMO EN EL BORDILLO			
Factor de Reducción	0.9		Ø
Ancho de Análisis	100		l
Espesor de Losa	26		h
Dist. a Acero a Flexión, a borde en Compres.	22		d
Dist. a Acero a Flexión, a borde en Tensión.	4	cm	a
Compresión Concreto	280		Fc'
Fluencia Acero	4200.00		Fy
MU a	1087432	kg cm/m	Momento Flexionante en Acera

CUADRO 22. REVICÓN DE CORTANTE Y MOMENTO EN EL BORDILLO			
Vu	7127.27	kg	
Vn	433724.56	kg	Cortante Permisible
ØVn	368665.87	kg	Cortante Corregido
Mu	1087431.75	kg m	
ØMn	1122660.00	kg m	Momento Permisible

En el cuadro 23 y 24 se visualiza el acero calculado a partir de los momentos a los que se somete la estructura, la fórmula para el cálculo del acero se describe en el anexo 10 (pagina 23), además en los planos adjuntos se observa de forma más clara la distribución del mismo.

Cuando se menciona “Acero AASHTO” se refiere al cero mínimo por cada cara necesario en el diseño de la losa, este con el fin de resistir las contracciones del concreto al fraguar.

CUADRO 23. REFUERZO EN LOSA INTERNA				
Acero a Flexión	15.840	cm2		
Refuerzo	#5	@	12.5	cm
Cortante	9578.08	Kg	Cumple	φVc
Acero AASHTO 9.7.3.2 c/cara	10.61	cm2		(Sup e inf)
Refuerzo calculado	#5	@	30	cm

CUADRO 24. REFUERZO DE LOSA EN VOLADIZO				
Acero a Flexión	17.820	cm2		
Refuerzo	#5	@	10	cm
Cortante	11706.55	Kg	Cumple	φVc
Acero AASHTO 9.7.3.2 c/cara	11.13	cm2		(Sup e inf)
Refuerzo calculado	#5	@	30	cm

Diseño de la viga de acero

En el siguiente recuadro se muestran las cargas permanentes que debe soportar la viga, la

diferencia entre cada una de las mismas radica en que las segundas no son indispensables para la funcionalidad de la losa o vía.

CUADRO 25. CARGAS PERMANENTES		
Carga por Losa	1122	kg/m
Carga por Formaleta	255	kg/m
Carga por Viga	145.23128	kg/m
Entramado	100	kg/m
CM1	1622.23128	kg/m
V1	19791.22162	kg
M1	30181.61296	kg*m

CUADRO 26. CARGAS PERMANENTES SECUNDARIAS		
Carga por Bordillo	421.2	kg/m
Carga por Capa de Rodamiento	306	kg/m
CM2	727.2	kg/m
V2	8871.84	kg
M2	13529.556	kg*m

A continuación se lleva a cabo la combinación de las cargas permanentes incluyendo el efecto de impacto, el cual se

transmite a la viga por medio del peso total de la losa.

CUADRO 27. MAYORACIÓN DE CARGAS			
Momento (kg m)	Formula	Cortante (kg)	Formula
37727.01621	$1,25 * M_{cm1}$	24739.027	$1,25 * V_{cm1}$
20294.334	$1,5 * M_{cm2}$	13307.76	$1,5 * V_{cm2}$
218021.4059	$1,75 * (M_{CV} + I)$	59210.533	$1,75 * (V_{CV} + I)$
276042.7561	Σ	97257.321	

En el cuadro 28 se definen los momentos y cortante último transmitidos a las vigas por la carga temporal (vehículo de diseño), estos valores se encuentran multiplicados por el factor de distribución pertinente. Estos factores tanto

para el momento, el cortante y la carga distribuida.

El valor de impacto se obtiene multiplicando el coeficiente de impacto por el momento y cortante debido a la carga puntual, nunca el generado por la carga distribuida. Ya

que las cargas puntuales (llantas) son las que golpean el puente en el caso de existir deformaciones, principalmente en la losa (huecos, juntas, etc).

Hay que recordar que los factores de distribución varían entre el diseño de la vía y el

bordillo debido a que los mismos poseen una percepción distinta de las cargas como se mencionó anteriormente en el marco teórico. Además se aplica el factor de presencia múltiple, siendo 1 en este caso por razones descritas en el marco teórico.

CUADRO 28. MOMENTO Y CORTANTE EN VÍA POR CARGA TEMPORAL			
Elemento	Valor	Unidad	Descripción
Mcv	53455.9820	kg m	Mmax*FDm
Vcv	22143.1530	Kg	Vmax*FDv
Mcw	53487.2044	kg m	Mcw*FDc
Vcw	4384.1971	Kg	Vcw*FDc
I	0.33		Efecto dinámico
Mcv*I	17640.4741	kg m	Mcv*I
Vcv*I	7307.2405	Kg	Vcv*I
MI+Mcv	124583.6605	kg m	m(Mcv+Mcw+MI)
VI+cv	33834.5906	Kg	m(Vcv+Vcw+VI)

CUADRO 29. MOMENTO Y CORTANTE POR CARGA TEMPORAL		
$M_{I+CV} =$	124583.6605	kg m
$V_{I+CV} =$	33834.59057	kg

A continuación se presentan los valores mayorados de la carga permanente y temporal para el diseño de las vigas, aquí se toma en cuenta la carga permanente principal, secundaria y temporal. Además se aplica el factor de

importancia de mismo modo que en el diseño de losa.

Al incluir la carga temporal se incluye el efecto de impacto. Al ser un puente de uso normal se aplica un factor de importancia igual a 1.

CUADRO 30. CORTANTE Y MOMENTO MAYORADO			
MU	276042.7561	kg m	$N_i*(1.25*M_{cm1}+1.5*M_{cm2}+1.75*(MCV+I))$
VU	97257.32052	kg	$N_i*(1.25*V_{cm1}+1.5*V_{cm2}+1.75*(VCV+I))$

A continuación se realizan las revisiones pertinentes, en este caso de esfuerzos percibidos por la viga respecto al esfuerzo permisible (F nominal), esto en cuadro 31. Posteriormente en el cuadro 32 se realiza la revisión de longitud máxima sin arriostrar, esto de acuerdo a la esbeltez de la viga. Los arriostres se emplean para evitar movimiento en las vigas a la hora de

ser sometidas a carga, además en el mismo cuadro se realiza la revisión de cortante para la viga.

Posteriormente se calcula en el cuadro 33 el valor máximo que permiten las vigas sin arriostrar el cual también cumple con la separación propuesta.

CUADRO 31. REVISIÓN POR FLEXIÓN EN VIGAS						
Descripción	kg/cm2	kg/cm2	kg/cm2	ΣF	F nominal	
Esfuerzo máximo borde superior viga compuesta	1679.072	486.463	544.8107	2710.347	3500.00	Cumple
Esfuerzo máximo borde inferior viga compuesta	1679.072	500.029	560.003	2739.104	3500.00	Cumple
Esfuerzo máximo losa de concreto		43.539	48.761	92.300	280.00	Cumple

CUADRO 32. REVISIÓN DE CORTANTE ÚLTIMO EN VIGA			
Separación de Arriostres	250.00	cm	d
Altura del Alma	71.90	cm	D
Relación (Separación/Altura Alma)	3.48		d/D
$67600/(D/tw)^2$	22.784		
	Cumple		
Relación de Esbeltez	54.47		D/tw
K	5.41		$5(1+(D/d)^2)$
C	1.65		$3170460*K/((D/tw)^2fy)$
Vp	192663.24	kg	$0.58*D*tw*fy$
Vu	288194.70	kg	$Vp*[C+(0.87*(1-C)/\sqrt{1+(do/D)^2}]$
			Cumple

CUADRO 33. REVISIÓN DE LONGITUD MÁXIMA NO ARRIOSTRADA					
Elemento	Area (cm2)	d (cm)	Ad (cm3)	Ad2 (cm4)	Iyy (cm4)
Aleta superior	45.050	0	0	0	2636.364
Alma	94.908	0	0	0	13.781
Aleta inferior	45.050	0	0	0	2636.364
Σ	185.008	0	0	0	5286.508
Radio de giro	5.346	cm	$\sqrt{Iyy/A}$		
Longitud máxima no arriestrada admisible	346.730	cm	Lb	Cumple	

En el siguiente cuadro se analiza la resistencia de fatiga en la estructura, esta revisión se realiza para la sección inferior de la viga, es decir, la parte de esta que entra en

contacto con los apoyos, los cuales son los encargados de tolerar este fenómeno. La resistencia teórica cumple al ser mayor que la fatiga última o inducida por la carga temporal.

CUADRO 34. REVISIÓN DE ESFUERZOS POR FATIGA EN ALETA INFERIOR			
Momento por Carga Viva	12458366.05	kg*cm	M_{I+CV}
Primer Momento de Inercia	38932.198	cm ³	S
Esfuerzo de Fatiga Ultimo	320.002	kg/cm ²	fb
Esfuerzo por Fatiga Teórico	1400.00	kg/cm ²	Fsr
			Cumple

Un valor el cual es de suma importancia analizar es la deformación a la que se somete la viga la cual cumple con lo propuesto en la

normativa AASHTO (deflexión teórica) para este tipo de puentes.

CUADRO 35. ANALISIS DE DEFORMACIONES											
Deflexiones al centro del claro									Deflexión Teórica		
Vehiculo	$\Delta CM1$ (cm)	$\Delta CM2$ (cm)	$\Delta(P1,P2,P3)$ (cm)	ΔQ_{cv} (cm)	ΔP (cm)	ΔCM (cm)	Δcv (cm)	$\Delta cv(Q,P)$ (cm)	Criterio	Valor (cm)	Revisión
HL-93	1.7706	0.7269	0.1358	0.0511	0	2.4974	0.1870		$\Delta =$ L/800	1.525	Cumple

Diseño bastión articulado

En esta sección se muestran los cuadros más relevantes en cuanto a los resultados obtenidos al realizar el diseño del bastión articulado, los cuadros o tablas totales desarrolladas en este diseño se muestran en el apéndice 9, mientras que el diseño del bastión con el apoyo simple y los aletones se muestran en las hojas de cálculo electrónicas, esto al seguir un procedimiento idéntico en el cual se estaría redundando y empleando un consumo de espacio innecesario. Las diferencias más relevantes en el diseño de los dos bastiones se

aclararan en esta sección y en el posterior análisis de resultados.

Con lo mostrado a continuación y los cálculos manuales presentes en el anexo 10 se podrá obtener un entendimiento claro de la memoria de cálculo desarrollada para el diseño de los bastiones.

En el cuadro 36 se muestran las dimensiones propuestas para el diseño del bastión con apoyo articulado, estas se visualizan de manera más claras en los planos estructurales, las medidas se desarrollaron con el fin de cumplir con los factores de seguridad tanto por volcamiento como por deslizamiento.

CUADRO 36. DIMENSIONES DEL BASTION ARTICULADO		
	Real	
Altura Respecto a Superficie	6.227	m
A	0.8	m
B	5.2	m
C	2.2	m
D	1.4	m
E	0.8	m
F	0.8	m
G	2.2	m
h (altura donde actúa) la presión activa)	1.81	m
Altura del muro (voladizo)	5.427	m
Longitud del Muro	1	m

En el cuadro 37 se obtienen los valores de momento y cortante para el diseño del bastión, estos según las combinaciones definidas previamente para el diseño, los factores se obtienen de las tablas presentes en el anexo 9. El desarrollo de estas combinaciones se visualiza en los cálculos presentes en el anexo 10.

Es importante rescatar el uso del momento y cortante mayores, estos generados por la combinación de resistencia I, ya que esta

produjo los valores más altos para el diseño de los bastiones y los aletones.

Es importante rescatar que el efecto de frenado y sismo se analiza únicamente para este bastión, ya que el bastión con apoyo simple posee libertad de movimiento en dirección horizontal, por lo que los valores en cuanto a las combinaciones de carga presentan variaciones importantes, esto se amplió en la sección de análisis de resultados.

CUADRO 37. COMBINACIONES DE CARGA PARA MURO		
Combinación	Momento (kg*m)	Cortante(kg)
Resistencia I	113235.35	27378.21
Resistencia II	93914.67	24704.81
Evento Extremo I	88412.83	30089.57
Servicio I	67439.95	17138.22
Fatiga	36226.29	5012.63

En el cuadro siguiente se observan los resultados obtenidos a la hora de realizar las combinaciones de carga para la placa, en esta aplica la carga gravitacional debido principalmente al efecto de peso, este valor no aplica para el bastión debido a que el mismo se diseña solo para cargas laterales y ante la flexión

que pueda sufrir el bastión estas cargas gravitacionales mas bien generan presión axial la cual impide que las grietas se desarrollen aportando al diseño, tal como una viga en voladizo. El diseño de las otras placas (bastión de apoyo simple y aletones) sigue el mismo procedimiento. En lo referente a la fuerza de

frenado y sismo aplica el mismo análisis que el bastión anterior, igualmente se ahondara con

mayor claridad mas adelante.

CUADRO 38. COMBINACIONES DE CARGA PARA PLACA				
Combinación	Carga Gravitacional (kg)	Carga Lateral (kg)	Momento (kg*m)	Excentricidad (m)
Resistencia I	152941.16	35733.50	86944.19489	0.568
Resistencia II	139407.33	33060.10	67339.48435	0.483
Evento Extremo I	110647.92	40052.77	73061.13687	0.660
Servicio I	102110.90	22708.42	50033.02592	0.490
Fatiga	25375.94	5012.63	36758.83227	1.449

A continuación se presentan los valores de esfuerzo en el cimiento, esta sección es la encargada de transmitir la carga del puente hacia la superficie que lo soporta, en este caso la roca. Al poseer un esfuerzo máximo y mínimo (σ_1 , σ_2) se asume que la placa está sometida a compresión en su totalidad, esto evita el peligro de volcamiento ya que la superficie en donde se cimenta no se verá sometida a tensiones, estos conceptos se especificaron en el marco teórico. En la sección de cimiento, para este caso particular se explicara de forma específica en el

análisis de resultados. Cuando se menciona el "Esfuerzo a L" y el "Esfuerzo a d" representa las zonas más críticas del cimiento las cuales ameritan un cálculo particular, en el primer punto se analiza el esfuerzo en la zona donde el muro se interseca con la placa, posteriormente se calcula el esfuerzo a una distancia "d" respecto a esta intercepción entre el muro y la placa. Cuando se menciona "d" esto representa la distancia existente entre el acero a flexión y la última fibra a compresión en la placa.

CUADRO 39. ESFUERZOS EN LA PLACA		
Longitud del voladizo L	2.2	m
Esfuerzo mayor de la placa σ_1	48704.11	kg/m ²
Esfuerzo menor de la placa σ_2	10119.41	kg/m ²
Esfuerzo σ a L	32379.82	kg/m ²
Esfuerzo σ a d	37573.91	kg/m ²
brazo b	1.17	m
Cortante	89192	kg
Momento	104695.69	kg*m
Cortante a d	64709	kg

A continuación se muestra el acero calculado tanto para el muro como para la placa, el cálculo de los mismos se desarrolla en el anexo 10 y sigue el mismo procedimiento para el muro con apoyo simple y los aletones. Aquí se

aplica el valor de acero mínimo (acero por temperatura), posteriormente e agrega el acero requerido para soportar la flexión a la que se ven sometidos. Además se hace un análisis de fuerzas cortantes principalmente en la placa con

el fin de definir el uso de aros o ganchos, en el caso del muro el uso de ganchos se da principal es de unir el acero mínimo que se encuentra en cada cara.

Para el muro se obtuvieron los siguientes valores de acero tanto por flexión como el mínimo de diseño estipulado por la normativa.

CUADRO 40. ACERO CALCULADO PARA EL MURO		
Acero a Flexión	45.39	cm ²
Acero por Temperatura	20.00	cm ²

En el cuadro 41 se define la distribución del acero de acuerdo a los valores de la tabla anterior. El procedimiento se basa en colocar el acero mínimo, posteriormente en las zonas a flexión se agrega a través de bastones el acero necesario para tolerar los esfuerzos a flexión. En

el análisis de resultados se ahondara mayormente en este tema.

En el cuadro 42 se realiza la revisión por cortante para el muro lo cual indica el cumplimiento del mismo ante esta exigencia.

CUADRO 41. DISTRIBUCIÓN DE ACERO EN MURO							
Descripción	Varilla	Área (cm ²)	Cantidad		Separación (cm)	Área Acero Total (cm ²)	Mn
Acero a Flexión	#10	7.92	4	@	25	31.68	8648640
	#6	2.85	4	@	25	11.4	3112200
	#6	2.85	0	@	0	0	0
						Total	11760840
Acero por Temperatura	#6	2.85	4	@	25	11.4	Cumple a Flexión
	#6	2.85	4	@	25	11.4	

CUADRO 42. REVICIÓN DE CORTANTE EN MURO		
Vu	30089.57	kg
d	70	cm
f'c	280	Kg/cm ²
f	0.85	
ØVc	199125.09	kg
		Cumple por Cortante

En los siguientes cuadros y basándonos en el mismo procedimiento anterior se obtiene el acero mínimo y a flexión. Posteriormente se calcula la distribución de acero más práctica para

la placa además de que cumpla las exigencias mínimas, es decir, que el momento permisible sea mayor al momento último transmitido por las cargas. En el cuadro 45 se realiza la revisión por

cortante, aquí se corrobora que el concreto por si solo no es capaz de soportar el cortante transmitido por las fuerzas ($V_s > 0$) por lo que se

incurre en el uso de aros o ganchos para aumentar la resistencia por cortante de la placa.

CUADRO 43. ACERO CALCULADO PARA LA PLACA

Acero a Flexión	41.77	cm ²
Acero por Temperatura	20.00	cm ²

CUADRO 44. DISTRIBUCIÓN DE ACERO EN PLACA

CUADRO 44. DISTRIBUCIÓN DE ACERO EN PLACA							Mn
Descripción	Varilla	Area (cm2)	Cantidad		Separación (cm)	Area Acero Total (cm2)	
Acero a Flexión	#10	7.92	4	@	25	31.68	11998721.97
	#6	2.85	4	@	25	11.4	
	#6	2.85	0	@	0	0	
Acero por Temperatura	#6	2.85	4	@	25	11.4	Cumple a Flexión
	#6	2.85	4	@	25	11.4	

CUADRO 45. REVISIÓN POR CORTANTE EN PLACA

Cortante Ultimo	Vu	64709	kg	
Fluencia del Acero	fy	3500	Kg/cm ²	
Resistencia a Compresión del Concreto	f'c	280	Kg/cm ²	
Factor de Reducción de Resistencia	f	0.75		
Factor por Material	λ	1		
Área de Acero Para Aros, (Av*2)	Avarilla	1.98	cm ²	
Cortante Máximo sin Necesidad de Aros	$\underline{V_u}$	19522.07	cm ²	Requiere Aros
Cortante Permissible por el Concreto	$\emptyset V_c$	46560.13	Kg	
Cortante Adicional (Transmitido al Acero)	Vs	24197.85	Kg	
Separación de Aros	S	35.00	cm	

A continuación se muestra una tabla resumen de los costos calculados para la obra, uno de los valores a resaltar es de logística, este implica el traslado de materiales incluyendo las vigas las cuales implican un costo importante, maquinaria necesaria para la construcción, junto

con el costo por diseño incluido en este rubro. El desglose de costos se remite al apéndice 11. En este caso la mano de obra se estima por horas y empleando el sistema bisemanal del I.C.E.

CUADRO 45. COSTOS DE OBRA	
Costo de Concreto	¢23,607,438.00
Costo de Refuerzo #3	¢199,920.00
Costo de Refuerzo #4	¢34,656.00
Costo de Refuerzo #5	¢1,272,384.00
Costo de Refuerzo #6	¢4,269,627.00
Costo de Refuerzo #8	¢4,368,168.00
Costo de Vigas	¢9,585,264.48
Costo de accesorios	¢2,000,000.00
Transporte Vigas	¢500,000.00
Mano de Obra	¢36,747,675.65
Costo Total	¢83,885,256.85
Costo Total (m2)	¢625,076.43
Aplico 3% de desperdicio en materiales	

Análisis de Resultados

Localización del puente

La construcción del vado al margen izquierdo del puente se debe a que en el periodo previo a la construcción de la estructura actual las personas de la zona se movilizaban por este sector, esto debido a que presenta una topografía poco accidentada es decir, el cambio de altura entre el camino y el cauce se da con una pendiente baja. Para facilitar el paso peatonal y vehicular en el vado y a través del cauce se decide colocar alcantarillado lo cual disminuye la pendiente aún más entre el río y la vía, este alcantarillado será temporal mientras se construye el nuevo puente. Debido a la amplitud del trabajo no se detalla la construcción de esta vía provisional, limitándonos a su descripción general. El ancho del de este vado provisional será de 4.6 metros ya que el SIECA indica este valor como el mínimo para una vía, y solo se empleara en casos particulares. Además es importante rescatar que el margen derecho del puente presenta una topografía muy accidentada lo cual impide un paso provisional por esa zona.

Un punto a analizar a la hora de decidir entre la construcción del nuevo puente ó la colocación de un alcantarillado es la topografía, en este caso como en algunos otros el caudal que presenta el río fácilmente podría ser manejado con alcantarillado, pero el diámetro o altura de alguna alcantarilla no es suficiente para cubrir la altura que va desde el cauce hasta la vía por lo que se debería realizar un relleno en concreto para cubrir esta diferencia de alturas, disparando los costos.

El nuevo puente se construirá en la zona donde se encuentra el actual lo cual implica una demolición, tanto de la superestructura como de los bastiones, estos últimos como se pueden ver en el anexo 8 se encuentran en muy mal estado.

El proceso de demolición consiste en eliminar el mortero que une las losetas entre si y posteriormente eliminar también el mortero que une la loseta con las vigas, esta unión como se observa en la imagen 10 del anexo 1, consiste en una pequeña sección de acero que se le solda a la viga, colocando la hendidura de la loseta sobre esta sección soldada y rellenándola con mortero, lo cual permite el amarre entre las misma, esto también permite el empleo de las vigas en otros puentes e inclusive en la nueva estructura si fuese necesario. Eliminando este mortero se extrae la loseta sin generarle daños importantes permitiendo su posterior uso. Los bastiones si deben ser dinamitados.

La demolición implica un costo extra el cual debe ser considerado dentro del proceso constructivo. No se ahonda en gran medida respecto a la demolición de la estructura ya que ello no forma parte de los objetivos del trabajo.

Existían 3 posibilidades para la construcción del nuevo puente las cuales eran:

- Ampliación del puente actual, aprovechando la estructura existente.
- Construir el nuevo puente aguas abajo.
- Demoler la estructura actual y construir el nuevo puente en el mismo sitio.

La primera opción se descartó ya que la estructura presenta un deterioro especialmente en los bastiones (como se mencionó anteriormente) y en sus cimientos los cuales presentan un alto grado de socavación por el río. El llevar a cabo esta posibilidad implica reforzamiento o remodelación de la estructura actual y análisis de planos para verificar el cumplimiento de la normativa AASHTO por parte del puente actual, lo cual implica un costo y una pérdida de tiempo que no genera una mayor diferencia respecto a la construcción de un nuevo puente, por otra parte no generara los mismos beneficios de calidad y confianza que una estructura completamente nueva. Otro factor a destacar es la excavación que debe realizarse en el relleno de aproximación, ya que un gran

porcentaje del mismo se realizó con fragmentos de roca obtenidos al dinamitar la zona donde se cimenta el puente actual y no se puede definir con certeza si los bastiones soportaran la carga ejercida por el relleno propuesto.

La segunda opción implica prácticamente el desalojo de la vivienda que se encuentre en margen izquierdo del ingreso al puente, con el fin de utilizar parte del lote para la ampliación del camino, esto para cumplir con el ancho de 7,2 metros requerido en la vía y para evitar curvas bruscas en el ingreso al puente. La ventaja en esta opción es el mantener funcionando la estructura actual como paso temporal mientras se concluye el nuevo puente, pero al final se debería demoler ya que no tendría sentido mantener funcionando las dos estructuras. El problema en este caso es el de utilizar terrenos privados ya que ello implica sin duda alguna la negociación con vecinos y aumento en los gastos, ya sea por despropiar y reubicar la vivienda existe o por la compra del terreno que se va a utilizar como parte de la ampliación de la vía, en muchos de estos casos las personas se tratan de sobrepasar con el costo de sus propiedades tratando de obtener el beneficio mejor posible por lo que la empresa (ICE) no aprueba esta opción. Aquí inclusive se debe tomar en cuenta la solicitud de permisos para la corta de arbole, esto debido a la estricta protección que se da a las cuencas por cuestiones ambientales y lo cual implica una complicación extra.

La opción de construir el nuevo puente en la zona donde se encuentra el puente actual genera la ventaja de no involucrarse en temas de despropiación y se disminuye el impacto sobre la cuenca, al reducir la corta de árboles. Además permite brindar una estructura completamente nueva la cual cumpla a cabalidad con la normativa, esto llevando una inspección rigurosa durante todo su proceso constructivo, lo cual no ocurrió con el puente actual.

Por lo que se decide tomar la tercera opción ya que el uso de terreno privado es menor que en la opción 2 lo cual acarrea problemas legales y de negociación con los vecinos afectados, además se brindaría una estructura completamente nueva la cual cumple con las exigencias de diseño respecto a la normativa

Diseño Geométrico

El nuevo puente posee un ancho de 3,6 metros por carril como lo recomienda la normativa SIECA (Ancho/3600 igual al número de carriles) (SIECA, 2001). Además de aceras de 1, 85 metros, esto por comodidad peatonal y se utilizaran barandas de protección en ambos lados. Se define también un ancho mínimo de la vía tanto para el ingreso como para la salida del puente de 7,2 metro (3,6 metros por carril). Las curvas se diseñaron para este ancho de vía y sin llegar al radio mínimo de 30 metros que exige el SIECA. Las curvas se diseñaron de tal forma que el ingreso a las propiedades sea mínimo por razones antes mencionadas.

Diseño Hidráulico

La regionalización de datos se utiliza con el fin de facilitar los cálculos, o en situaciones en las que no se cuente con estaciones hidrológicas en puntos que se desean analizar. Esto se logra siempre y cuando la producción del punto del cual se va a distribuir la producción para las otras zonas no posea diferencias importantes respecto al o a los puntos en análisis (mayores a 10 (l/s)/km²).

En este caso el caudal de diseño fue de 30m³/s, mientras que el calculado para el rio en análisis a través de la formula racional fue de 22m³/s, siendo esta diferencia razonable y adecuada ya que nos permite realizar un diseño para un caudal mayor al real, generando una estructura la cual se encuentre al lado de la seguridad.

Este caudal de diseño es bastante alto respecto al observado en las imágenes del anexo 1, pero cabe destacar que el ingeniero debe diseñar para una caudal máximo, entonces al mirar la intensidad de la lluvia en el sitio de análisis (anexo 2) y la pendiente de la cuenca, nos damos cuenta que el aumento en caudal para periodos lluviosos es bastante elevado, siendo esto indispensable ya que el ingeniero siempre debe prever la situación más extrema a la que se someterá la obra.

La longitud del nuevo puente es de 12 metros aproximadamente. Aquí se debe saber que esta longitud implica el terreno que cubren los rellenos de aproximación, además de un pequeño margen de error que pueda presentar el

programa, esto último debido a que los datos para definir la geometría del cauce son tomados directamente del programa ARCGIS y no en campo. Es decir, el utilizar datos computacionales y adaptarlos a la realidad implica siempre incertidumbres, debido a que, por ejemplo el programa no asume factores tales como la variación o desgaste que sufre normalmente la topografía por erosión o acción del río.

La altura de vano si se conserva respecto al puente actual, es decir 4 metros a partir del cauce. Esta altura se observa excesiva si visualizamos la magnitud del río, el cual difícilmente alcance el tablero, debido a que la colocación del mismo se dio anteponiendo la parte topográfica a la hidráulica, esto porque aunque el cauce del río pudo haber sido manejado por medio de alcantarillado si se daba uso de las mismas se debería incurrir en un relleno de concreto innecesario, relleno el cual permita llegar desde la sección superior del alcantarillado al nivel de calle, esto es costoso y brinda una apariencia desagradable. Por ende cuando haya que dar una solución al cruce de un río o quebrada siempre se debe visualizar desde la perspectiva topográfica e hidráulica (donde predomina normalmente la primera) ya que, por lo general el paso de quebradas o ríos siempre genera cañones los cuales poseen una gran profundidad respecto a la vía y al no existir alcantarillado de 5 o 10 metros, la solución única es la de un puente.

Se observa un cauce con grandes afloramientos de roca y presencia numerosa de vegetación en los márgenes, esto nos lleva a definir el número de Manning de 0,04 para el cauce (roca) y 0,07 (roca más vegetación) para el margen, estos valores son normales en ríos que se encuentra en formaciones geológicas como esta, en donde la superficie rocosa forma el cauce del río pero no le genera interferencias al cauce, permitiendo un flujo con baja turbulencia y con un bajo fricciónamiento, aunque hacia los bordes la presencia de vegetación aumenta el rozamiento por ello el aumento del valor.

Al definir la zona para emplazar el puente se debe tener en cuenta que las secciones a elegir en el programa HEC-RAS deben elegir la misma topografía, ambas deben permitir el mismo vano y la misma altura, de lo contrario se estaría introduciendo una estructura con un volcamiento lateral. En este caso lo que hizo fue definir la sección 121 y 130 con una separación

menor al que poseen las otras secciones entre si, pero no menor a los 10,9 metros que corresponden al ancho del puente esto para obtener secciones con la misma topografía y que el puente presentara la misma longitud en ambas para cubrir el vano, con ello también se logra que el puente no posea un volcamiento hacia alguno de sus lados.

Como dato final se debe mencionar que la estructura actual posee una cimentación superficial la cual se encuentra desgastada por el paso del agua, por lo que en esta sección hidrológica se define cimentar la estructura bajo la superficie (se ahondara en la sección del estudio geológico) con el fin de evitar este mismo fenómeno. Claro está que por las propiedades del concreto (separación de partículas de cemento arena y roca) este va a presentar un desgaste aun mayor que la roca a la hora de entrar en contacto con el agua, por lo que se observa que la roca sobre la cual se coloca está sana mientras que el cimiento se ha ido lavando principalmente las partículas finas (cemento y arena)

En si el fin primordial de un análisis hidrológico es definir la interacción del puente con el caudal (el máximo generalmente) y la topografía, posteriormente se define la dimensión del mismo, la cual permita el paso a través del cauce junto con la altura del mismo, la cual permita el paso del agua evitando que la misma sobrepase o golpee la estructura, además de definir la intensidad del flujo y observar la socavación que el mismo pueda generar tanto en los bastiones como en la cimentación.

A la hora de llevar a cabo el diseño, de la cimentación para un puente se debe tomar en cuenta la capacidad de erodabilidad del material en donde se colocara la estructura. Para este caso en particular no existe mayor problema, ya que el puente se cimenta sobre un macizo rocoso, pero este análisis toma importancia a la hora de llevar a cabo un diseño sobre un suelo como se mencionó en el marco teórico, en la zona donde se llevara a cabo la construcción del puente la roca más superficial (Lutita) presenta un proceso de erosión bastante lento, el cual se puede obviar, esto principalmente porque en periodos de bajo caudal esta se fisura por descompresión y al elevar el caudal este lava el material agrietado, este ciclo es constante pero muy lento ya que las capas agrietadas son muy delgadas.

El que un material posea fisuras aporta en gran medida a su erosión. En este caso la roca solo presenta agrietamientos superficiales, además la matriz rocosa impide por su compactación el ingreso del agua, la cual arrastre las partículas menores.

En caso de que el material sea susceptible a erosión se debe incurrir en medidas óptimas para que el mismo no se lave y no exista un colapso en la estructura, en caso de suelos siempre es adecuado brindar un recubrimiento normalmente concreto, en los resultados se obtuvo un valor de 2 cm para recubrimiento, esto depende de la capacidad del material y la fuerza del flujo, en este caso se dispone utilizar un recubrimiento de 7 centímetros para estructuras que se encuentren en contacto con el suelo, este recubrimiento también se define con el fin de soportar el impacto de partículas que arrastra el río y que estas no lo fisuren. El recubrimiento se coloca sobre el relleno que contempla el desplante, ya que es la zona más sensible a este fenómeno de erosión.

Por la magnitud de las precipitaciones en la zona y los importantes periodos de verano los caudales presentan variaciones importantes, siempre es trascendente para el diseñador no caer en excesos de confianza en caso de observar un caudal bajo, ya que esto nos puede generar un diseño bastante modesto. El problema consiste en que un río o quebrada en zonas tropicales puede presentar variaciones de metros en la altura de su caudal, de ahí la importancia de realizar simulaciones y tomar en cuenta los periodos de retorno, especialmente el que me genere el valor más crítico.

Análisis Geológico

La importancia de un breve análisis geológico radica en la correlación de esta sección con la sección hidrológica debido a la interacción del material con el agua y el efecto de la misma (desgaste y abrasión), principalmente en la cimentación.

En este caso y observando las cualidades de la roca en sitio (Arenisca y Lutita), se define que estas poseen características mecánicas buenas (se ahondara en la sección geotécnica) las cuales permiten cimentar sobre cualquiera de los dos estratos. En este caso y

basados en el perfil geológico se define cimentar a un metro de profundidad llevando los esfuerzos transmitidos por los bastiones del puente a la lutita, roca con menor resistencia a la compresión.

La cimentación actual se encuentra de forma superficial (ver anexo 1) esto porque la capacidad de resistencia en la roca lo permite, pero como se mencionó anteriormente esto nos lleva al desgaste de la estructura.

A continuación se describen analizan los resultados obtenidos con la inspección al sitio en estudio:

- Se corrobora las propiedades geomecánicas al parecer favorables de la roca en sitio.
- En el sitio de emplazamiento de la estructura no se encuentra afectado por laderas inestables ni sobre algún talud que requiere un análisis exhaustivo.
- No hay indicios de deslizamientos en la zona.
- No existe afloramiento de agua en los bordes del cause especialmente cerca de los bastiones.
- Se realiza reconocimiento de suelo y rocas determinándose una superficie rocosa del tipo Arenisca y Lutita, de origen sedimentario.
- El segundo tipo de roca posee origen arcilloso brindándonos una resistencia menor que la Arenisca la cual posee un origen en minerales como cuarzo o calcita y es muy compacta, sus componentes están unidos por un material cementicio en este caso sílice lo cual genera resistencias muy altas.
- Se recomienda cimentar sobre la arenisca.
- En el puente actual existe mucha erosión en la zona posterior del bastión en la zona de ingreso (yendo de Pérez Zeledón a Térraba), ver anexo 4.

El buzamiento de la zona no posee mayor efecto sobre la estructura, ya que la carga que aplica el puente sobre los estratos genera un aumento de la fricción entre ellos e impide que los mismos se deslicen. Es importante además cimentar sobre un mismo estrato ya que se asume una resistencia última para el diseño de un material únicamente, en este caso no hay problema porque se decide utilizar la resistencia de la lutita la cual es la menor de las dos. En

caso de diseñar para una resistencia mayor como la de la arenisca y colocar el cimiento sobre lutita nos podría generar un colapso en el cimiento (falla local), al no poseer la resistencia de soportar la carga para la cual se diseña.

Un elemento definido es el de no realizar la cimentación superficial ya que, aunque la roca por si sola es capaz de soportar la carga existe el factor socavación antes mencionado, por lo que no es recomendable exponer el cimiento con el fin de evitar el desgaste y reducción de su capacidad estructural

Análisis Geotécnico

En el caso de la sección geotécnica hay dos puntos a rescatar, el primero el análisis pertinente a la roca donde se llevara a cabo la cimentación y posteriormente el tipo de material a utilizar como relleno.

El primer punto es la roca donde se colocara la placa, para este punto existían dos posibilidades, tanto cimentar sobre Lutita como realizarlo sobre arenisca, por sus cualidades mecánicas y origen la arenisca era la opción mas recomendable, aparte que como se presenta en el Anexo 5 esta presentaba valores de resistencia mas estables (punto #1) mientras que la Lutita presentaba fluctuaciones en sus valores de resistencia, junto con un origen arcilloso. Además esta presentaba fisuramientos en mayor cantidad sobre su superficie, lo cual representa que es sensible a la descompresión, además en campo se realizaron impactos sobre ambas, siendo la Lutita fracturada más fácilmente.

Debido a condiciones de formación geológica y de acuerdo a lo observado en el perfil geológico el puente debe ser diseñado para cimentarse sobre la Lutita, ya que por las cargas relativamente bajas que transmite respecto a la resistencia de la roca, no es necesario excavar hasta el estrato de arenisca, además seria involucrar un gasto de excavación innecesario.

Como se observa en los resultados este material presenta un ángulo de fricción interna bastante alto (34,81), el cual permite generar una alta adherencia entre el concreto y la roca.

Un punto a destacar sobre la cimentación en roca es que el análisis por deslizamiento para estructuras pequeñas quedaría prácticamente descartado, ya que no se llegaría a un esfuerzo de empuje tan alto que desplace la roca. Por otra parte es bueno que, luego de excavar la Lutita se cubra la misma con una pequeña capa de concreto pobre, esto para evitar las fisuras por descompresión, antes mencionadas.

En el caso del volcamiento si es importante un análisis detallado aunque se cimente en roca, ya que aunque el muro o bastión no tienda a presentar un volcamiento general, si puede causar una falla en la sección donde el muro entra en contacto con la placa, esto se analiza a fondo en la sección estructural.

Otro punto geotécnico a tomar en cuenta en el cimiento es la capacidad de carga, en este caso particular se emplea la formulación presente en el código de cimentaciones para rocas, a través de los cálculos se obtiene una capacidad de resistencia de 99 kg/cm^2 aproximadamente, lo cual cumple de manera solvente con la carga transmitida por el puente ($4,88 \text{ kg/cm}^2$), esto limita la presencia de falla por capacidad de carga, descrita en el marco teórico. Se puede definir que en el tema de cimentación aunque no se pudo hacer uso del mejor tipo de roca en la zona, si se cumple con las exigencias.

Es importante destacar son las fluctuaciones en los valores de resistencia de las rocas vistos en el anexo 5, estas se deben principalmente a la intercalación de materiales. Aunque en forma general y respecto a todo el macizo rocoso estos valores bajos pueden representar puntos sensibles o de falla, principalmente si la estructura es de gran envergadura, pero para cargas relativamente bajas como las de este diseño y por el poco espacio que involucra su placa no es algo a tomar en cuenta, además de que la muestras con resistencia menor prácticamente es capas de soportar las cargas del puente.

Además con el fin de llevar a cabo una valoración mas adecuada de las muestras extraídas en la zona, se debe tomar en cuenta ciertas variables como en toda prueba de laboratorio, estas son la variación en la humedad a la que se puede someter el material en su transporte (al menos 2 horas), junto con impactos que pueda recibir en su traslado, de ahí que el análisis de resistencia muchas veces elimina no

solo los valores mas altos sino también los mas bajos (para este caso se empleo esta medida).

Con el fin de obtener el ángulo de fricción del material se promedió la resistencia de compresión confinada del material, luego esta se emplea en el programa roclab, junto con otras variables descritas en el anexo 7.

Un punto de vista diferente involucra el diseño de cimientos sobre suelos, aunque muchas veces se lleva a cabo una sustitución de material, también se pueden tomar medidas como excavar hasta encontrar un material competente e inclusive hacer uso de pilotes. Este punto no se describe de forma explicita debido a que el trabajo por las condiciones geológicas del sitio solo presento la condición de roca para cimiento.

El otro elemento a describir junto con la zona de cimentación es el de relleno de aproximación. A través de una visita a la zona junto con algunas extracciones de muestras, se definió que para los rellenos del puente actual se empleó la Lutita meteorizada presente en la curva previa al rio (anexo 4), para ello se realizo la caracterización tanto del relleno en los bastiones como de la zona antes mencionada, aquí se obtuvo la coincidencia de los materiales, el mismo se clasifica como un limo con presencia de arcilla lo cual es un resultado desfavorable, debido a que este tipo de suelo es de baja calidad. Claro esta, ante una buena compactación del material, junto con la protección a través de geotextiles y el uso adecuado de drenajes se puede emplear un suelo con esas características.

El problema real que se obtuvo en el análisis del limo como relleno fue su bajo ángulo de fricción, el cual a su vez genera coeficientes de empuje altos, esto nos lleva a diseñar y construir estructuras mas reforzadas y de mayor tamaño. Este ultimo punto fue el mas relevante ya que la placa al emplear el limo como relleno aumentaba en un metro aproximadamente, junto con una profundidad mayor lo cual implica no solo una mayor excavación, sino también que al existir tan poco espacio entre el cause y los bordes una cimentación ancha para este caso en particular, incluiría una excavación prácticamente bajo del cause, lo cual es una complicación innecesaria para el proceso constructivo.

El material de relleno para la construcción por lo dicho anteriormente debe presentar los valores del cuadro 8.

Análisis estructural

El análisis estructural implica un gran número de variables las cuales se intentaran resumir a las más importantes. En el caso de un puente los dos puntos a evaluar son la superestructura y la subestructura.

Desde una perspectiva global los puntos a destacar en el diseño de la superestructura son; el factor de importancia, presencia múltiple, factor dinámico y el de distribución.

El primer punto a destacar es el uso de un factor dinámico mayorando la carga viva, junto con una revisión por fatiga. Para entender este punto primero se debe saber la razón de cada una. Según el análisis desarrollado para este puente, el impacto se emplea para prever en el diseño la presencia de irregularidades las cuales puede presentar la losa durante el periodo de vida, tales como huecos o todo aquello que genere un tipo de salto en los vehículos, e inclusive prevé que los mismos impacten la acera, de esto se parte para la inclusión del coeficiente de impacto, este no solo se involucra en las vigas sino también en la losa, la cual es la encargada directa de tolerar esta fuerza. Por otro lado la fatiga se analiza para los apoyos, esta se define como el daño que sufre un elemento ante un impacto constante, el cual es el fenómeno al que se someten los apoyos de cualquier puente. Es decir, un desgaste constante ante la acción de las cargas principalmente las vivas y de sismo, ya que son las que generan un movimiento global de la superestructura y que exigen a un desplazamiento de los apoyos.

Por consiguiente el impacto se diferencia a la fatiga por el hecho de que el primero es un aumento en la percepción de las cargas por un golpe esporádico, mientras que la fatiga se debe al efecto de las cargas tanto verticales como horizontales que generan un desplazamiento en los apoyos. En otras palabras, el impacto puede aportar a la fatiga pero esta no solo incluye este valor, sino otras fuerza, por otra parte el impacto no solo afecta los apoyos que es donde se hace esta revisión por fatiga, sino que también afecta

la losa y las vigas directamente. Por ello es recomendable analizar los dos fenómenos.

Posteriormente se analiza el factor de presencia múltiple, para el puente en análisis se observó que el movimiento de vehículos es poco y durante las visitas realizadas a campo nunca se observó la coincidencia de dos vehículos sobre la estructura actual, el caso más probable y observado fue el de la ocupación peatonal junto con la vehicular, a partir de ello se siguió con las recomendaciones de la AASHTO empleando el valor de presencia múltiple igual a "1". Siempre es importante a la hora de definir valores como este, la visita al sitio para corroborar el verdadero uso del puente, llevando a cabo un diseño justificado y apegado a la realidad.

Otro valor obligatorio de rescatar es el factor de importancia ya que, aunque la normativa indica un valor para cada elemento del puente de acuerdo al efecto de su falla, esto respecto a la estructura global (importancia operativa descrita en el marco teórico), pues en este caso se definió un factor de "1" tanto para la losa como para la viga, debido a que la estructura presenta un uso normal y esto da un rango de importancia igual a cada elemento, además de que no afecta en gran medida el diseño.

El factor de distribución es el único que no está definido por la normativa como los anteriores, claro está, si se define la fórmula pero las variables que esta involucra no se pueden definir como valor único, sino más bien dependen del dimensionamiento y capacidad del material.

Para el puente en análisis los factores calculados no presentaron diferencias importantes (menores a 0,05), lo cual es un indicador de que las cargas se reparten equitativamente entre las vigas, evitando que unas sufran más que otras, lo que a la postre podría generar que alguna presente fallas antes que las demás. De acuerdo a lo anterior, el problema radica en que, si un diseño se lleva a cabo para 5 vigas (como es este caso) y una falla entonces las demás deberán soportar más carga que la prevista en su diseño.

El factor de distribución en campo realmente está sujeto al posicionamiento de los vehículos, claro está, que se supone un tráfico equitativo en cada sentido, es decir el mismo número de vehículos en ambas direcciones, aunque realmente esto no es así. Otro punto relevante es el posicionamiento de los vehículos al atravesar el puente, por lo general se tiende a

movilizarse hacia el centro de la vía restando carga a las vigas en los extremos. También se debe tomar en cuenta que estas últimas deben soportar mayoritariamente el sobrepeso permanente de las aceras.

Para el diseño se dispone de dos vehículos tanto el HL-93 como HS25-44, este segundo presenta cargas muy altas, inclusive el HL-93 representa un peso superior a un tráiler normal. Al ser esta zona completamente rural, no se prevé el uso normal de este tipo de vehículo, aunque por disposición de la norma no es aplicable uno con valores de peso menor. De acuerdo a la realidad y partiendo de lo dicho respecto al vehículo de diseño, entonces se está previendo un sobre diseño del puente lo cual es importante a la hora de verificar el cortante y momento permisibles, si estos no cumplen por una diferencia de valor bajo se puede aprobar el diseño, esto queda en gran parte a criterio del ingeniero.

La segunda parte del análisis estructural se enfoca en el bastión, el cual incluye tanto el muro como la placa, aquí se dispone de las cargas típicas sobre un muro; presión pasiva, activa, peso de los elementos (muro, placa, superestructura), además del relleno de aproximación y el relleno en el desplante. Aquí destacan dos cargas (sobrecarga por carga vehicular y frenado) que aunque son de uso normal en el diseño de muros no poseen un criterio definido para su cálculo, por lo que el ingeniero puede elegir el método de análisis aplicando su criterio y siguiendo la metodología de diseño seleccionada.

En el caso de la sobrecarga se emplea el concepto visto en el marco teórico sobre alturas equivalentes, para este caso el valor de esta carga (1260kg/cm^2) es considerable ya que depende de la densidad del suelo que en este caso es alta. El uso de esta sobrecarga es algo bastante falto de justificación según la normativa AASHTO ya que solo toma en cuenta la altura del muro, lo cual acarrea una serie de variables, primero que no se toma en cuenta el tipo de vehículo lo cual por cuestiones obvias varía (no es lo mismo un tráiler que un automóvil) y por consiguiente no toma en cuenta las variaciones del desplazamiento que puede generar en la estructura el acercamiento del vehículo, lo cual genera incertidumbre en el diseñador. Además al comparar este valor con el obtenido en otras metodologías, el resultado es mucho mayor, por

lo que se puede estar incurriendo en un sobre diseño.

Otro dato a tomar en cuenta es el de la fuerza de frenado, el factor para combinar esta carga aun no esta definido por lo que queda a criterio del ingeniero (los mas comunes son 0, 0.5 y 1), por otro lado es importante conocer que la fuerza de frenado se coloca a 1,8 metros de altura sobre la calzada, esto nos lleva a incluir un momento importante ya que la carga de frenado es de 6,68 toneladas y su brazo de palanca aumentaría en casi 2 metros, por lo cual no involucrarla aplicando un factor de combinación igual a cero podría inducir a una falla en la estructura al ocurrir la acción de frenado sobre la estructura, en especial tomando en cuenta que esta se combina con la fuerza sísmica, lo cual hace mas sensible la estructura a este fenómeno.

Es importante destacar también la variación de diseño o de cargas de diseño para el bastión de apoyo simple y el bastión que cuenta con el apoyo articulado, esto porque el primero presenta libertad de movimiento para la superestructura en la dirección horizontal, amortiguando la energía tanto de sismo como de frenado y evitando con esto que sea la superestructura la que falle a la hora de un sismo (situación probable si se aplica restricción de movimiento al puente en la dirección horizontal en ambos bastiones), este desplazamiento entonces disipa la energía de sismo transmitiéndola al bastión que cuenta con el apoyo articulado, el cual si restringe el movimiento de la superestructura, este por consiguiente sufre un desplazamiento al tener que absorber esa energía y tolerar el movimiento que realice la superestructura. Es decir, la fuerza de frenado y sismo solo afecta el bastión con apoyo articulado, por consiguiente y como se observa en planos el mismo posee dimensiones mayores junto con un refuerzo más numeroso con el fin de aumentar su resistencia.

Al visualizar que el costo de mano de obra representa un 44% del valor final de las estructura, hace pensar en la necesidad de vigilar y optimizar el proceso constructivo, esto se logra visitando constantemente la obra y evaluando minuciosamente el rendimiento de los

empleados, esto se logra a través de visualización y cuantificación del avance en un periodo determinado (Project representa una herramienta útil para este fin), junto con la cuantificación del tiempo efectivo del empleado dentro de un periodo definido (algunas horas, un día, etc.).

Conclusiones

- Ninguna curva previa y posterior al puente presenta radios menores a los exigidos por la normativa (30m).
- El ancho del vado cumple con el ancho mínimo para una vía según la normativa del SIECA, (4,6 metros, 2,3 metros por carril).
- Realizar visitas a la zona donde se desarrolla una obra tal como un puente y anexas nos permite verificar la disposición de materiales, junto con el proceso constructivo más óptimo en caso de encontrarse condiciones topográficas complejas.
- El uso de suelos alledaños a los ríos y quebradas con fines agrícolas genera una mayor escorrentía sobre el cauce. Además la erosión que generan estos usos sobre el suelo llevan a que los arrastren mayores caudales junto con partículas o elementos de mayor tamaño (árboles, rocas, etc) sometiendo las estructuras (puentes) a condiciones más críticas reduciendo su periodo útil.
- El diseño hidráulico se llevó a cabo para un caudal superior ($30\text{m}^3/\text{s}$) al calculado mediante la fórmula racional para la quebrada Veracruz ($22\text{m}^3/\text{s}$) brindando un diseño más seguro.
- El brindar a la estructura una altura promedio de 4 metros y una longitud de vano de 12 metros evita el impacto del agua de forma directa en la superestructura.
- Con el fin de evitar la socavación directa sobre la placa del puente se decide cambiar el diseño actual de cimiento superficial por uno a profundidad.
- La calidad de la Lutita es baja respecto a la Arenisca, aunque la misma tolera las cargas que transmite la estructura a través del cimiento (resistencia igual a 99 kg/cm^2), por lo que es apta.
- El emplear rellenos de baja calidad genera la necesidad de construir estructuras de mayor envergadura tanto en el muro como en la placa lo cual aumenta los costos y dificulta el proceso de diseño, esto al aumentar las cargas por empuje.
- La calidad del material empleado para relleno en los bastiones debe ser verificado mediante pruebas de laboratorio certificadas, un cambio en las cualidades del material propuesto y el empleado alteraría las fuerzas respecto a las que se emplearon en el diseño. Por ende se puede inducir en un colapso de la estructura.
- La superestructura será de sección compuesta, entre viga de acero y losa de concreto, esto al representar la solución constructiva más práctica, al contar con el taller de vigas de acero del Instituto Costarricense de Electricidad.
- La viga más económica capaz de soportar las cargas a las que se someterá el puente Veracruz es la WF 30"x10,5"x99.
- El utilizar varias combinaciones de carga para un diseño permite analizar una serie de condiciones críticas junto con la combinación de varios fenómenos que puedan afectar la estructura en un momento específico, el resultado de estas combinaciones permite obtener el valor más extremo de diseño y a partir prever una estructura que tolere la

situación más catastrófica y con ello generar el diseño más seguro.

- La combinación que rige en el diseño de los bastiones es la de resistencia I, por ende el efecto del sismo y frenado simultaneo no representan la condición más crítica.
- El factor empleado para mayorar la fuerza de frenado en las combinaciones de carga fue de 0,5 esto de acuerdo al criterio del diseñador.
- Las dimensiones de la estructura y capacidad de los materiales empleados en el diseño permiten que la misma cumpla las exigencias tanto por cortante como por flexión de la forma más económica.
- El uso de programas de diseño deben ser empleados para corroborar datos del diseño, nunca como única herramienta para definir el diseño final.
- De acuerdo al diseño empleado, las cargas utilizadas y el uso real del puente se puede aseverar que el diseño cumplirá de manera eficiente.
- El costo del puente (C\$83,885,256) es razonable, comparado con la cotización realizada por la empresa "Puenteprefa" la cual hace 2 años genero un valor (C\$70,600,000), la variación debido principalmente al aumento en costo de materiales y mano de obra.

Recomendaciones

- Debe existir una responsabilidad y compromiso del ingeniero diseñador a realizar visitas periódicas a las obras ya en su proceso de construcción, con el objetivo de verificar que los parámetros y medidas propuestas en el diseño se están cumpliendo y por consiguiente garantizar una estructura eficiente y con la calidad exigida.
- Se debe procurar realizar las pruebas necesarios a los materiales implicados en el proceso constructivo, estas bajo los estándares que exigen las normativas pertinentes tales como ISO, ASTM etc, con el fin de respaldar los valores de diseño y la calidad de los materiales constructivos, esto para evitar irregularidades en la obra y posibles problemas tanto estructurales como legales.
- El realizar visitas a la zona de emplazamiento del puente nos permite visualizar las amenazas reales y condiciones a las que se someterá, por ejemplo; consecuencias de las crecidas, materiales arrastrados por el río, zonas para paso provisional, efecto de la obra respecto a propiedades aledañas, entre otras.
- La Lutita es un tipo de roca que por su origen no genera confianza en caso de tener que cimentar estructuras de gran envergadura (por ejemplo; puentes mayores a 100m), ya que su resistencia podría no ser suficiente, especialmente al obtener núcleos con relativamente bajas (5,74 MPA y 6,94 MPA, por ejemplo).
- En zonas sísmicas como Costa Rica el análisis de fallas para obras, especialmente de gran envergadura, implica un punto de relevancia, ya que nos genera una perspectiva (de acuerdo a la cercanía) del riesgo que corre la estructura de acuerdo a la actividad y magnitud de sismo al que se estará exponiendo, res.
- Costa Rica a través de laboratorios como el CIVCO y LANAME debería invertir en el desarrollo de códigos de información respecto al diseño de estructuras variadas no solo de edificaciones como es el caso del código sísmico actual. Aunque esta información está referenciada en códigos o normativa internacional, se debe buscar adaptar la misma a la realidad nacional, especialmente en el área vial, ya que aquí el país presenta condiciones muy diferentes a la de naciones de primer mundo, las cuales cuentan con más y mejores recursos. El problema radica en que estas generalmente son las que dictan los lineamientos en este tipo de obras.
- En caso de realizar cimentaciones en lutitas, si la excavación se realiza días previos a la colocación de la placa es recomendable colocar una capa de concreto pobre, con el fin de evitar que al entrar en contacto la superficie donde se colocara la placa con la presión atmosférica, esto para evitar fracturamientos por descompresión.
- El valor de la sobrecarga vehicular de acuerdo a la metodología AASHTO es dudoso ya que no involucra el tipo de vehículo, por lo que se debería comparar el valor de esta sobrecarga con el obtenido a través de otras metodologías.
- Realizar diseños únicamente a través de programas computacionales sin un

razonamiento humano (cálculos manuales) respecto al método de cálculo y variables involucradas limita la percepción del diseñador respecto a lo que se está haciendo y respecto a la visualización de todo el entorno que involucran las cargas sobre una estructura, junto con el enriquecimiento real de conocimiento respecto al entorno real que rodea el diseño estructural. Además el cálculo y desarrollo manual muchas veces permite visualizar medidas que optimicen el diseño.

- Los factores empleados para combinar las cargas aunque algunas veces quedan a criterio del diseñador siempre resulta adecuado buscar que los mismos se apeguen a la realidad.
- El factor de costos se debe tener presente en todo momento durante el diseño, esto debido a que la variación de una carga genera que aumentos de hasta millones a la hora de calcular el consumo de materiales.
- Optimizar las actividades en cualquier proceso constructivo, mejorando el rendimiento e insistiendo en el tiempo efectivo laboral, puede representar un ahorro de millones de colones.

Apéndice

Apéndice 1

A continuación se muestran las tablas con los valores de las distintas curvas previas y posteriores al puente, esto en ambos márgenes.

Diseño Geometrico de Curva No. 2		
Descripción	Simbolo	Valor
Punto de Inicio	PC	
Punto de Intersección	PI	
Punto de Tangencias	PT	
Longitud Subtangente PC-PI	T	10.39
Angulo de Deflexión	°	24.00
Radio de Giro	R	47.80
Distancia a Ordenada Media	M	1.04
Distancia a Externa	E	1.07
Longitud de Cuerda	Lc	19.88
Longitud de Curva	L	20.02
Velocidad de Diseño	V	60.00
Factor de Rosamiento	f'	0.17
Peralte	i	0.05
Radio no menor 30m		

Figura 1. Calculo de valore para la curva número 2

Diseño Geometrico de Curva No. 3		
Descripción	Simbolo	Valor
Punto de Inicio	PC	
Punto de Intersección	PI	
Punto de Tangencias	PT	
Longitud Subtangente PC-PI	T	15.80
Angulo de Deflexión	°	32.05
Radio de Giro	R	55.01
Distancia a Ordenada Media	M	2.14
Distancia a Externa	E	2.22
Longitud de Cuerda	Lc	30.37
Longitud de Curva	L	30.77
Velocidad de Diseño	V	60.00
Factor de Rosamiento	f'	0.17
Peralte	i	0.05
Radio no menor 30m		

Figura 2. Calculo de valore para la curva número 3

Diseño Geometrico de Curva No. 4		
Descripción	Simbolo	Valor
Punto de Inicio	PC	
Punto de Intersección	PI	
Punto de Tangencias	PT	
Longitud Subtangente PC-PI	T	10.39
Angulo de Deflexión	°	24.00
Radio de Giro	R	47.80
Distancia a Ordenada Media	M	1.04
Distancia a Externa	E	1.07
Longitud de Cuerda	Lc	19.88
Longitud de Curva	L	20.02
Velocidad de Diseño	V	60.00
Factor de Rosamiento	f'	0.17
Peralte	i	0.05
Radio no menor 30m		

Figura 3. Calculo de valore para la curva número 4

Diseño Geometrico de Curva No. 5		
Descripción	Simbolo	Valor
Punto de Inicio	PC	
Punto de Intersección	PI	
Punto de Tangencias	PT	
Longitud Subtangente PC-PI	T	10.90
Angulo de Deflexión	°	29.00
Radio de Giro	R	42.80
Distancia a Ordenada Media	M	1.36
Distancia a Externa	E	1.41
Longitud de Cuerda	Lc	21.43
Longitud de Curva	L	21.66
Velocidad de Diseño	V	60.00
Factor de Rosamiento	f'	0.17
Peralte	i	0.05
Radio no menor 30m		

Figura 4. Calculo de valore para la curva número 5

Diseño Geometrico de Curva No. 6		
Descripción	Simbolo	Valor
Punto de Inicio	PC	
Punto de Intersección	PI	
Punto de Tangencias	PT	
Longitud Subtangente PC-PI	T	15.20
Angulo de Deflexión	°	29.00
Radio de Giro	R	57.20
Distancia a Ordenada Media	M	1.82
Distancia a Externa	E	1.88
Longitud de Cuerda	Lc	28.64
Longitud de Curva	L	28.95
Velocidad de Diseño	V	60.00
Factor de Rosamiento	f'	0.17
Peralte	i	0.05
Radio no menor 30m		

Figura 5. Calculo de valore para la curva número 6

Diseño Geometrico de Curva No. 7		
Descripción	Simbolo	Valor
Punto de Inicio	PC	
Punto de Intersección	PI	
Punto de Tangencias	PT	
Longitud Subtangente PC-PI	T	11.20
Angulo de Deflexión	°	25.00
Radio de Giro	R	50.52
Distancia a Ordenada Media	M	1.20
Distancia a Externa	E	1.23
Longitud de Cuerda	Lc	21.87
Longitud de Curva	L	22.04
Velocidad de Diseño	V	60.00
Factor de Rosamiento	f'	0.17
Peralte	i	0.05
Radio no menor 30m		

Figura 6. Calculo de valore para la curva número 7

Diseño Geometrico de Curva No. 8		
Descripción	Simbolo	Valor
Punto de Inicio	PC	
Punto de Intersección	PI	
Punto de Tangencias	PT	
Longitud Subtangente PC-PI	T	9.80
Angulo de Deflexión	°	29.00
Radio de Giro	R	37.89
Distancia a Ordenada Media	M	1.21
Distancia a Externa	E	1.25
Longitud de Cuerda	Lc	18.98
Longitud de Curva	L	19.18
Velocidad de Diseño	V	60.00
Factor de Rosamiento	f'	0.17
Peralte	i	0.05
Radio no menor 30m		

Figura 7. Calculo de valore para la curva número 8

Diseño Geometrico de Curva No. 9		
Descripción	Simbolo	Valor
Punto de Inicio	PC	
Punto de Intersección	PI	
Punto de Tangencias	PT	
Longitud Subtangente PC-PI	T	9.00
Angulo de Deflexión	°	26.00
Radio de Giro	R	38.98
Distancia a Ordenada Media	M	1.00
Distancia a Externa	E	1.03
Longitud de Cuerda	Lc	17.54
Longitud de Curva	L	17.69
Velocidad de Diseño	V	60.00
Factor de Rosamiento	f'	0.17
Peralte	i	0.05
Radio no menor 30m		

Figura 8. Calculo de valore para la curva número 9

Diseño Geometrico de Curva No. 10		
Descripción	Simbolo	Valor
Punto de Inicio	PC	
Punto de Intersección	PI	
Punto de Tangencias	PT	
Longitud Subtangente PC-PI	T	10.70
Angulo de Deflexión	°	33.40
Radio de Giro	R	35.66
Distancia a Ordenada Media	M	1.50
Distancia a Externa	E	1.57
Longitud de Cuerda	Lc	20.50
Longitud de Curva	L	20.79
Velocidad de Diseño	V	60.00
Factor de Rosamiento	f'	0.17
Peralte	i	0.05
Radio no menor 30m		

Figura 9. Calculo de valore para la curva número 10

Apéndice 2

A continuación se muestran las tablas con los valores de las distintas curvas previas y posteriores al puente, esto en ambos márgenes.

Metodo según Found. on Rock		
Variable	Valor	Descripción
Ms (MPa)	5.991111111	Resistencia a la Compresión
RQD	15	Prueba RQD
Jn	1.5	Conjunto de Discontinuidades en un Area Determinada
Jr	3	Relación entre Superficie de Discontinuidades y presencia de Asperesas
Ja	2	Relación entre Superficie de Discontinuidades y Grado de Alteración
Js	0.75	Relación entre Orientación de Discontinuidades y Espaciamento
Kb	10.00	Coficiente de Tamaño de Particulas
Kd	1.5	Coficiente de Discontinuidad
Kr	67.40	Indice de Erodabilidad
P (kw/m2)	23.523	Energía (kw/m2)

Figura 10. Calculo del índice de erodabilidad

Metodo según Found. on Rock			
Variable	Valor	Unidades	Descripción
γ_w	10	kN/m3	Peso específico del agua
V	9.57	m/s	Velocidad del agua
y	2.59	m	Profundidad del agua
d	0.5	m	diametro medio de particula
P	8.153	kW/m2	Energía de disipación

Figura 11. Calculo de la energía de disipación

Recubrimiento para Relleno en Desplante			
Simbolo	Valor	Unidad	Descripción
Φ	1		Parametro de Estabilidad
Ψ	0.1		Parametro crítico de Shields
KT	4		Parametro de turbulencia
h	1.63	m	Profundidad de agua
Ks	0.05		Rugosidad equivalente
Kn	0.996		Relación profundidad -rugosidad
α	10	°	Pendiente del talud cubierto
θ	90	°	Angulo fricción material (concreto)
Km	0.985		
Ucr	4.21	m/s	Velocidad del flujo
g	9.8	m/s ²	Gravedad
ΔD	2	cm	Recubrimiento
$\Delta D = 0.035 * \frac{\Phi}{\Psi} * \frac{K_T K_n}{K_m} * \frac{u_{cr}^2}{2g}$			

Figura 12. Calculo del recubrimiento

Apéndice 3

A continuación se muestran las tablas con los valores básicos empleados en el diseño de losa y viga.

Datos de Vía		
Ancho Calzada	7.2	m
Ancho de Cada Acera	1.85	m
Altura de Acera	0.05	m
Longitud Puente	12.2	m
Inclinación	0	°
Espesor Losa Concreto	0.22	m
Espesor Calzada	0.06	m
Espesor Formaleta	0.05	m
Entramado	100	kg/m
Factores de Diseño Para Vigas		
Viga Interna	0	
Viga Externa	1	
Presencia Múltiple	1	m

Figura 13. Medidas de la losa y las aceras o bordillo con su respectiva unidad

Datos de la Viga 1			
Ancho Ala Superior	0.2650	m	a1
Espesor de Ala Superior	0.0170	m	e1
Altura de Alma	0.7190	m	h
Espesor de Alma	0.0132	m	e2
Ancho Ala Inferior	0.2650	m	a2
Espesor de Ala Inferior	0.0170	m	e3
WF 30"x10,5"x99			

Figura 14. Medidas de la viga de apoyo

Arriostres		
No. Arriostres	4.00	
Separación	218.00	cm

Figura 15. Cantidad y separación de arriostres

Fatiga		
Resistencia a la Fatiga	1400.00	kg/cm2

Figura 16. Valor de resistencia de la viga a la fatiga

Valores de Diseño			
		Unidades	Referencia
Vehiculo de Diseño No. 1	HL-93		AASHTO
Separación entre Llantas	1.8	m	
Separación de Ejes	4.27	m	
Carga eje Frontal	3570	kg	
Carga eje Central	14790	kg	
Carga eje Trasero	14790	kg	
Tandem de Diseño			AASHTO
Separación entre Llantas	1.8	m	
Separación Transversal	1.22	m	
Carga eje Frontal	11225	kg	
Carga eje Trasero	11225	kg	
Carga Distribuida	953	kg/m	
Vehiculo de Diseño No.2	HS 25-44		AASHTO
Separación entre Llantas	1.8	m	
Separación de Ejes	4.27	m	
Carga eje Frontal	4540	kg	
Carga eje Central	18150	kg	
Carga eje Trasero	18150	kg	
Tandem de Diseño			AASHTO
Separación entre Llantas	0	m	
Separación Transversal	1.8	m	
Pm	10210	kg	
Pv	14750	kg	
Carga Distribuida	953	kg/m	

Figura 17. Datos de los vehículos de Diseño con su respectivo tandem

Propiedades Materiales					
Vigas de Acero	Propiedades	Unidades		Unidades	Referencia
Tipo de Viga	WF- 27"X10"X84				
Elasticidad (E)	2038901.89	kg/cm2	29000	ksi	AASHTO A-992
Fluencia (Fy)	3500.00	kg/cm2	50	ksi	
Densidad	7850.00	kg/m3			
Concreto de Losa					
Resistencia a la Compresión	280	kg/cm2			
Densidad	2400	kg/m3			
Densidad de Formaleta	2400.00	kg/m3			
Acero Estructural					
Resistencia a Tensión	2100000.00	kg/cm2			
Densidad	7850.00	kg/m3			

Figura 18. Propiedades de resistencia en los materiales constructivos a utilizar.

Separación		
Cantidad de Vigas	5	
Vigas Exteriores	2	
Vigas Interiores	3	
Ancho de Vía	10.9	m
No. Voladizos Laterales	2	
Longitud Voladizos Lateral	1.2	m
Separación	2.125	m

Figura 19. Calculo de la separación de Vigas

Factores de Mayoración de Carga			
Estados Limites	CP(DC)	CT(LL)	CS(WS)
Resistencia 1	1.25	1.5	1.75
Servicio 1	1	1	1
Servicio 2	1	1	1.3
Evento Extremo 1	0.5	1	1
Fatiga	0	0	0.75

Figura 20. Factores de mayoración para combinación de carga

Componente IM	
Juntas del tablero - Todos los Estados Límites	75%
Todos los demás componentes	
• Estado Límite de fatiga y fractura	15%
• Todos los demás Estados Límites	33%

Figura 21. Coeficientes de impacto para cortante y momento en superestructura

Factor de Modificación de Cargas (Ni)			
Variables		Referencia	Ecuación
ND	1		
NR	1		
Ni	1		
Ni	1	1.3.2.1-2	
Ni	1	1.3.2.1-3	

Figura 22. Factores de Modificación de carga para diseño de superestructura

Apéndice 4

A continuación se muestran las combinaciones de carga analizadas en el diseño de la losa y el bordillo, esto para cada vehículo de diseño

Valores de Carga para Combinaciones de Carga Superestructura									
Momento Flexionante en Vía (M)									
Carga Permanente	Mcm1	30181.61296	kg m	Mcm2	13529.556	kg m			
		HL-93		Tandem		HS-2544		W+P	
Carga Viva	MCV+I	124583.6605	kg m	128549.54	kg m	88881.26557	kg m	35569.38456	kg m
Cortante en Vía (V)									
Carga Permanente	Vcm1	19791.22162	kg	Vcm2	8871.84	kg			
		HL-93		Tandem		HS25-44		W+P	
Carga Viva	VCV+I	33834.59057	kg	23046.744	kg	23902.14486	kg	15033.38779	kg

Figura 23. Momentos y cortantes mayorados para cada vehículo de diseño.

Combinación para el Vehículo HL-93											
Combinaciones	Factor P1	Mu Cp1	Vu Cp1	Factor P2	Mu Cp2	Vu Cp2	Factor V	Mu CV+L	Vu CV+L	Mu (kg*m)	Vu (kg)
Resistencia I	1.25	30181.61296	19791.222	1.5	13529.556	8871.84	1.75	124583.66	33834.59	276042.76	97257.3
Evento extremo I	0.5	30181.61296	19791.222	1	13529.556	8871.84	1	124583.66	33834.59	153204.02	52602.0
Servicio I	1	30181.61296	19791.222	1	13529.556	8871.84	1	124583.66	33834.59	168294.83	62497.7
Servicio II	1	30181.61296	19791.222	1	13529.556	8871.84	1.3	124583.66	33834.59	205669.93	72648.0
Fatiga	0	30181.61296	19791.222	0	13529.556	8871.84	0.75	124583.66	33834.59	93437.75	25375.9
Momento de Diseño	276042.76	kg*m									
Cortante de Diseño	97257.32	kg									

Figura 24. Combinaciones de carga para el vehículo de diseño HL-93

Combinación para el Vehículo Tandem											
Combinaciones	Factor P1	Mu Cp1	Vu Cp1	Factor P2	Mu Cp2	Vu Cp2	Factor V	Mu CV+L	Vu CV+L	Mu (kg*m)	Vu (kg)
Resistencia I	1.25	30181.61296	19791.222	1.5	13529.556	8871.84	1.75	128549.54	23046.74	282983.04	78378.59
Evento extremo I	0.5	30181.61296	19791.222	1	13529.556	8871.84	1	128549.54	23046.74	157169.90	41814.19
Servicio I	1	30181.61296	19791.222	1	13529.556	8871.84	1	128549.54	23046.74	172260.71	51709.81
Servicio II	1	30181.61296	19791.222	1	13529.556	8871.84	1.3	128549.54	23046.74	210825.57	58623.83
Fatiga	0	30181.61296	19791.222	0	13529.556	8871.84	0.75	128549.54	23046.74	96412.15	17285.06
Momento de Diseño	282983.04	kg*m									
Cortante de Diseño	78378.59	kg									

Figura 25. Combinaciones de carga para el tándem del vehículo de diseño HL-93

Combinación para el Vehículo HS25-44											
Combinaciones	Factor P1	Mu Cp1	Vu Cp1	Factor P2	Mu Cp2	Vu Cp2	Factor V	Mu CV+L	Vu CV+L	Mu (kg*m)	Vu (kg)
Resistencia I	1.25	30181.61296	19791.222	1.5	13529.56	8871.84	1.75	88881.27	23902.14	213563.56	79875.54
Evento extremo I	0.5	30181.61296	19791.222	1	13529.56	8871.84	1	88881.27	23902.14	117501.63	42669.60
Servicio I	1	30181.61296	19791.222	1	13529.56	8871.84	1	88881.27	23902.14	132592.43	52565.21
Servicio II	1	30181.61296	19791.222	1	13529.56	8871.84	1.3	88881.27	23902.14	159256.81	59735.85
Fatiga	0	30181.61296	19791.222	0	13529.56	8871.84	0.75	88881.27	23902.14	66660.95	17926.61
Momento de Diseño	213563.56	kg*m									
Cortante de Diseño	79875.54	kg									

Figura 26. Combinaciones de carga para el vehículo de diseño HS25-44

Combinación para el Vehículo Tandem											
Combinaciones	Factor P1	Mu Cp1	Vu Cp1	Factor P2	Mu Cp2	Vu Cp2	Factor V	Mu CV+L	Vu CV+L	Mu (kg*m)	Vu (kg)
Resistencia I	1.25	30181.61296	19791.222	1.5	13529.56	8871.84	1.75	35569.38	15033.39	120267.77	64355.22
Evento extremo I	0.5	30181.61296	19791.222	1	13529.56	8871.84	1	35569.38	15033.39	64189.75	33800.84
Servicio I	1	30181.61296	19791.222	1	13529.56	8871.84	1	35569.38	15033.39	79280.55	43696.45
Servicio II	1	30181.61296	19791.222	1	13529.56	8871.84	1.3	35569.38	15033.39	89951.37	48206.47
Fatiga	0	30181.61296	19791.222	0	13529.56	8871.84	0.75	35569.38	15033.39	26677.04	11275.04
Momento de Diseño	120267.77	kg*m									
Cortante de Diseño	64355.22	kg									

Figura 27. Combinaciones de carga para el tándem del vehículo de diseño HS25-44

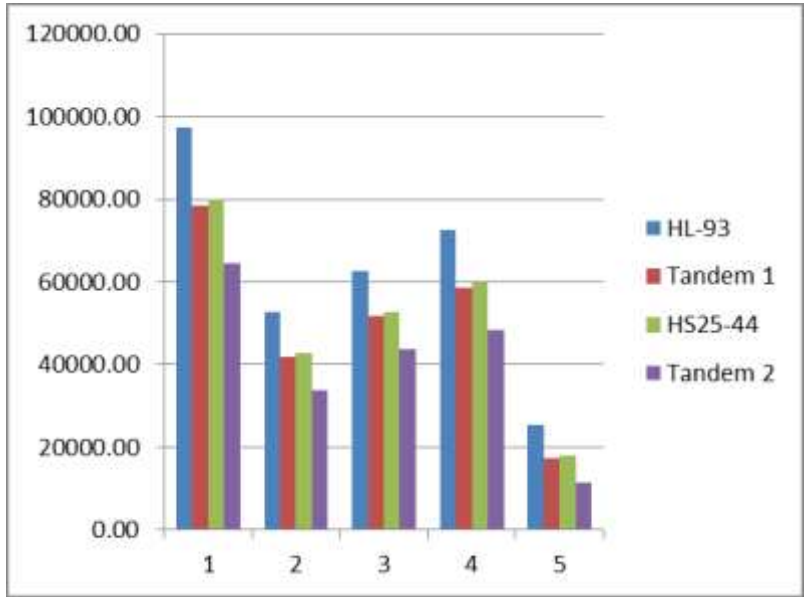


Figura 28. Magnitud y relación de las combinaciones de carga en cortante para cada vehículo de diseño

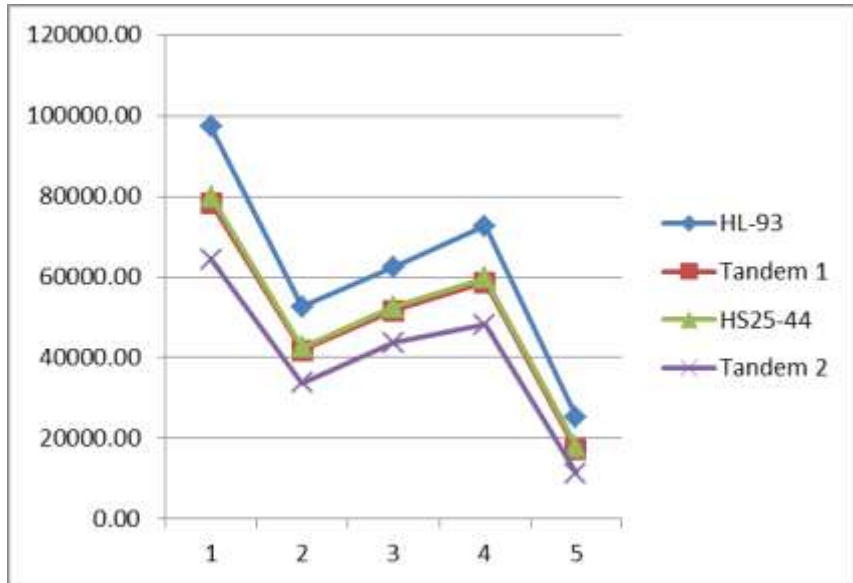


Figura 29. Magnitud y relación de las combinaciones de carga en cortante para cada vehículo de diseño

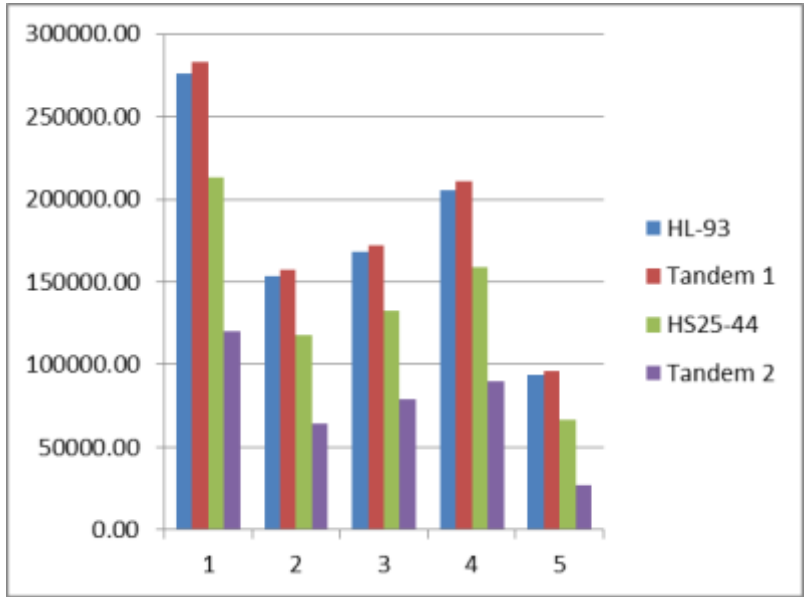


Figura 30. Magnitud y relación de las combinaciones de carga en momento para cada vehículo de diseño

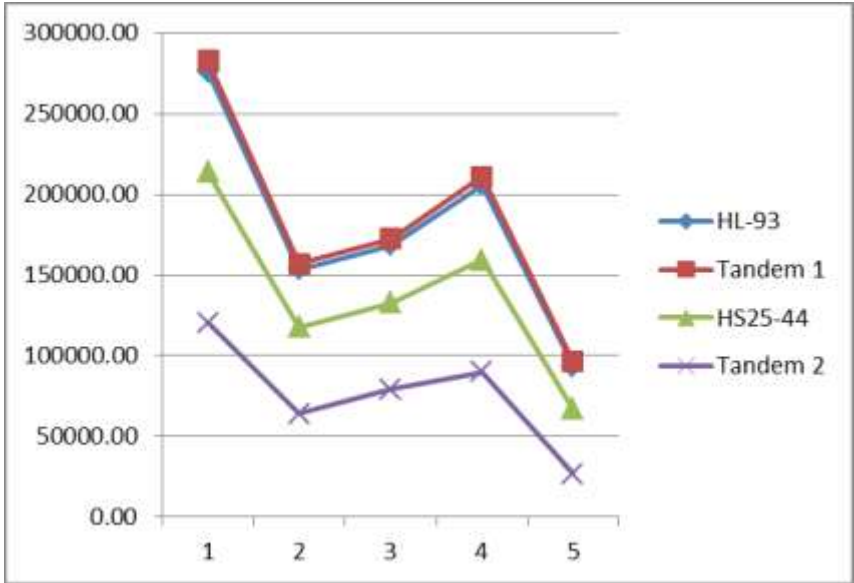


Figura 31. Magnitud y relación de las combinaciones de carga en momento para cada vehículo de diseño

Apéndice 5

En las siguientes tablas se observa los valores empleados para llevar a cabo el calculo del factor de distribución para la losa y la viga

Calculo del Factor de Distribución			
Elemento	Valor	Unidad	Descripcion
W	10900	mm	Ancho de la Vía
S	2125	mm	Separacion Permisible
L	12200	mm	Largo de la Vía
x	600	mm	Voladizo/2
de	1073	mm	
ts	220	mm	Espesor Losa
N	3		Numero de Carriles
I	129623.46	cm ⁴	Inercia
A	185.01	cm ²	Area
eg	32.87	cm	Distancia entre centroides (viga y tablero)
n	8.12		Relacion entre Elasticidad (Acero/Concreto)
kg	26768875411	mm ⁴	
(kg/Lts ³) ^{0,1}	0.853886653		

Figura 32. Valores ó medidas necesarias para el calculo de factores de distribución

Factor de Distribucion del Momento en Vigas Interiores		
m1 =	$0.06+(S/4300)^{0.4}*(S/L)^{0.3}*(kg/L*ts^3)^{0.1}$	0.4413
m2 =	$0.075+(S/2900)^{0.6}*(S/L)^{0.2}*(kg/L*ts^3)^{0.1}$	0.5745

Figura 33. Factores de distribución momento para vigas internas

Factor de Distribucion del Momento en Vigas Exteriores		
m3	$(P/2S)*(2S+2x-1800)$	0.8588
e	$0,77+de/1800$	1.3661
	e	1.3661
m4	$e*MAX(m1,m2)$	0.7849

Figura 34. Factores de distribución de momento para vigas externas

Factor de Distribucion del Cortante en Vigas Interiores		
v1	$0.36 + S/7600$	0.6396
v2	$0.2 + S/3600 - (S/10500)^{2.0}$	0.7493

Figura 35. Factores de distribución de cortante para vigas internas

Factor de distribución para cortante vigas exteriores		
e	$0.60 + d_e/3000 =$	0.9577
v3	$e * \max(v1, v2)$	0.7176

Figura 36. Factores de distribución de cortante para vigas externas

Factor de distribución carga de carril			
FD1	$(\text{voladizo} + 1/2 * S)/3000$	0.75417	Viga Externa
FD2	$S/3000$	0.70833	Viga Interna

Figura 37. Factor de distribución para carga distribuida

Factor de distribución		
Vigas	Cortante	Momento
interiores	0.749	0.575
exteriores	0.718	0.859
C carril	0.754	0.754

Figura 38. Resumen de factores de distribución

Apéndice 6

En los siguientes cuadro se observan las cargas empleadas en el calculo del cortante y momento ultimo en la losa y el bordillo, posteriormente se obtiene la cantidad de acero necesario en el diseño.

Cargas Muertas en Vía				
Carga por Losa	528	Kg/m ²	0.528	Ton/m ²
Carga por Capa de Rodamiento	144	Kg/m ²	0.144	Ton/m ²
Carga por Formaleta	120	Kg/m ²	0.12	Ton/m ²
Carga Total	792	Kg/m ²	0.792	Ton/m ²

Figura 39. Cargas permanentes aplicadas en el diseño de la vía

Cargas Muertas en Acera				
Carga por Acera	120	Kg/m ²	0.12	Ton/m ²
Carga por Losa	528	Kg/m ²	0.528	Ton/m ²
Carga por Capa de Rodamiento	144	Kg/m ²	0.144	Ton/m ²
Carga por Formaleta	120	Kg/m ²	0.12	Ton/m ²
Carga Total	912	Kg/m ²	0.912	Ton/m ²

Figura 40. Cargas permanentes aplicadas en el diseño del bordillo o acera

Diseño de la Vía			
Factor de Reducción	0.9		Ø
Ancho de Analisis	100	cm	b
Espesor de Losa	22	cm	h
Dist. a Acero a Flexión, a borde en Compres.	18	cm	d
Dist. a Acero a Flexión, a borde en Tensión.	4	cm	a
Compresión Concreto	280	kg/cm ²	Fc´
Fluencia Acero	3500.00	kg/cm ²	Fy
MU v	791407	kg cm/m	Momento Flexionante en Vía

Figura 41. Dimensiones necesarias para el diseño

Diseño para Vía			
Carga Permanente			
CP (W)	792	kg/m ²	Carga Permanente
S	1.99	m	<u>Separación Efectiva</u>
Mucp	314.42846	kg m/m	Momento Ultimo por Caraga Permanente

Figura 42. Momento ultimo por carga muerta

Carga Temporal				
CT	14790	kg	Carga Temporal	
S	1.99	m	<u>Separación Efectiva</u>	
Mu1	2946.91	kg m/	Momento por Carga Puntual	$0,8 \cdot P \cdot L/8$
Mu2	378.35	kg m/	Momento por Carga Distribuida	$w \cdot S^2/10$
I	0.33		Factor Dinamico	
Mu+I	4297.73	kg m/m	Momento considerando Impacto	$(1+I) \cdot Mu1 + Mu2$
MUM	7914.07	kg m/m	Momento Mayorado	$Ni \cdot (1.25 \cdot MU + 1.75 \cdot (MU+I))$
Vum	7943.86	kg/m	Cortante Mayorado	$MU/(S/2)$
Calculos Basados en la AASHTO				

Figura 43. Momento y cortante ultimo por carga temporal sobre la losa

Analisis de Cortante y Momento Ultimo				
Vu	7943.86	kg		
Vn	433724.56	kg	Cortante Permissible	
ϕVn	368665.87	kg	Cortante Corregido	Cumple por Cortante
Mu	791406.89	kg m		
ϕMn	798336.00	kg m	Momento Permissible	Cumple a Flexión

Figura 44. Revisión de cortante y momento ultimo para la losa interna

1	231.618	Mínimo AASHTO		3840/√S ≤ 67 por ciento
2	-56700	Opción 1 (%)	83.30	
3	791407	Opción 2 (%)	67.00	
x1	229.94	Elijo el Menor		
x2	14.86	Mínimo AASHTO (cm2)	9.96	
As (cm2)	14.86	Resuelvo con la ecuación General	$x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$	

Figura 45. Calculo del acero por formula cuadrática descrita en el anexo 10

Refuerzo losa interna				
Acero a Flexión	15.840	cm2		
Refuerzo	#5	@	12.5	cm
Cortante	9578.08	Kg	Cumple	φVc
Acero AASHTO 9.7.3.2 c/cara	5.94	cm2		(Sup e inf)
Refuerzo calculado	#5	@	30	cm

Figura 46. Distribución del acero en la vía

Diseño del Borde			
Factor de Reducción	0.9		Ø
Ancho de Analisis	100		l
Espesor de Losa	26		h
Dist. a Acero a Flexión, a borde en Compres.	22		d
Dist. a Acero a Flexión, a borde en Tensión.	4	cm	a
Compresión Concreto	280		Fc'
Fluencia Acero	3500.00		Fy
MU a	1087432	kg cm/m	Momento Flexionante en Acera

Figura 47. Dimensiones necesarias para el diseño

Diseño para Borde				
Carga Permanente				
CP (W)	912	kg/m2	Carga Permanente	
S	1.2	m	Separación	
Mu _{cp}	437.76	kg m/m	Momento Ultimo por Caraga Permanente	W*L2/3
Vu	525.312	kgm	Cortante Ultimo por Caraga Permanente	Mu*L

Figura 48. Momento y cortante ultimo por carga muerta en bordillo

Carga Temporal				
CT (CP)	7395	kg	Carga Temporal	
L	1.2	m	Longitud Voladizo	
Mu2	4437.00	kg m/m	Momento por Carga Puntual	P*L/2
Vc	3697.50	kg m	Cortante por Carga Temporal	P/2
I	0.33		Factor Dinamico	
Mu+I	5901.21	kg m/m	Momento considerando Impacto	(1+I)*Mu1
MUm	10874.32	kg m/m	Momento Mayorado	Ni*(1.25*CM+1.75*(MU+I))
Vum	7127.27	kg/m	Cortante Mayorado	Ni (1.25Vcm+1.75*Vcv)
Calculos Basados en la AASHTO				

Figura 49. Momento y cortante ultimo por carga temporal en el bordillo

1	231.618	Minimo AASHTO		$3840/\sqrt{S} \leq 67$ por ciento
2	-69300	Opción 1 (%)	83.30	
3	1087432	Opción 2 (%)	67.00	
x1	282.59	Elijo el Menor		
x2	16.61			
As (cm2)	16.61	Minimo AASHTO (cm2)	11.13	
		Resuelvo con la ecuación General	$x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$	

Figura 50. Calculo del acero por formula cuadrática descrita en el anexo 10

Refuerzo losa en voladizo				
Acero a Flexión	17.820	cm2		
Refuerzo	#5	@	11	cm
ϕVc	11706.55	Kg	Cumple	
Acero AASHTO 9.7.3.2 c/cara	11.13	cm2		(Sup e inf)
Refuerzo calculado	#5	@	25	cm

Figura 51. Distribución del acero en la vía

Apéndice 7

En este apéndice se desarrolla el diseño y revisión de la viga que soporta la losa y transmite la carga a los bastiones.

Centroides de Carga HL-93		
Fuerza (kg)	Distancia de Extremo Izquierdo (m)	Momento(kg m)
14520	0	0
14520	4.27	62000.4
3620	8.54	30914.8
32660	12.81	92915.2
Distancia Centroide	2.84	$\Sigma M/P$

Figura 52. Calculo del centroide de fuerzas transmitidas por el vehículo HL-93

Valores Maximos por Carga Distribuida			
	Valor	Unidad	Formula
Cortante	5813.3	kg/m	w L/2
Momento	70922.26	kg m/m	w L2/2

Figura 53. Momento y cortante ultimo por carga distribuida

Separac. a Resultante y Centro	0.71	m
--------------------------------	------	---

Figura 54. Separación entre centroide de cargas transmitidas por el vehículo

Momento Real en la Estructura		
Fuerza (kg)	Distancia Respecto Punto A (m)	Momento (kg m)
3620	11.08	40118.79
14520	6.81	98918.06
14520	2.54	36917.66

Figura 55. Momento por cargas en los ejes, respecto a bastión de margen izquierdo

Reacciones	Valor	Unidad
Ay	18237.5	kg
By	14422.5	kg

Figura 56. Reacciones en los apoyos por carga vehicular, bastión margen izquierdo (A) y derecho (B)

Calculo de Cortante y Momentos Maximos				
Puntos	Cortante	Unidad	Momento	Unidad
B	14422.5	kg	16116.59176	kg m
P1	10802.5	kg	62243.26676	kg m
P2	-3717.5	kg	46369.54176	kg m
P3	-18237.5	kg	0	kg m
A	0	kg		kg m
			Mmax	62243.26676 kg m

Figura 57. Momento máximo por carga vehicular

Influencia				
Punto	Carga (kg)	Separación	Valor de Influencia	Resultante (kg)
P1	14520	0	1	14520
P2	14520	4.27	0.65	9438
P3	3620	8.54	0.3	1086
			Cortante	25044
			V Max	30857.3

Figura 58. Influencia en superestructura por carga vehicular

Factores de Distribución (Cortante y Momento)	
FD para Momento en Viga	0.859
FD Cortante en Viga	0.718
FD para Carga en Carril	0.754

Figura 59. Factor de distribución de carga para momento cortante y carga distribuida

Momentos y Cortantes Distribuidos			
Elemento	Valor	Unidad	Descripción
Mcv	53455.9820	kg m	Mmax*FDm
Vcv	22143.1530	kg	Vmax*FDv
Mcw	53487.2044	kg m	Mcw*FDc
Vcw	4384.1971	kg	Vcw*FDc
I	0.33		Efecto dinamico
Mcv*I	17640.4741	kg m	Mcv*I
Vcv*I	7307.2405	kg	Vcv*I
MI+Mcv	124583.6605	kg m	m(Mcv+Mcw+MI)
VI+cv	33834.5906	kg	m(Vcv+Vcw+VI)

Figura 60. Combinación de cortante y momento ultimo

Resumen			
Descripción		Cortante (kg)	Momento (kg m)
HL-93	Camion	33834.5906	124583.6605
	Tandem	23046.7440	128549.5394
HS-2544	Camion	23902.1449	88881.2656
	W + P	15033.3878	35569.3846

Figura 61. Resumen de cortantes y momentos para cada vehículo con su respectivo tándem

Cargas Permanentes			
Cargas Principales			
Carga por Losa		1122	kg/m
Carga por Formaleta		255	kg/m
Carga por Viga		145.23128	kg/m
Entramado		100	kg/m
	CM1	1622.23128	kg/m
	V1	19791.22162	kg
	M1	30181.61296	kg*m
Cargas Secundarias			
Carga por Bordillo		421.2	kg/m
Carga por Capa de Rodamiento		306	kg/m
	CM2	727.2	kg/m
	V2	8871.84	kg
	M2	13529.556	kg*m

Figura 62. Cortante y momento ultimo por cargas permanentes

Momento y Cortante por Carga Viva		
$M_{I+CV} =$	124583.6605	kg m
$V_{I+CV} =$	33834.59057	kg

Figura 63. Cortante y momento ultimo del HL-93

Mayoración de Cargas			
Momento (kg m)	Formula	Cortante (kg)	Formla
37727.01621	$1,25 * M_{cm1}$	24739.02702	$1,25 * V_{cm1}$
20294.334	$1,5 * M_{cm2}$	13307.76	$1,5 * V_{cm2}$
218021.4059	$1,75 * (M_{CV+I})$	59210.5335	$1,75 * (V_{CV+I})$
276042.7561	Σ	97257.32052	

Figura 64. Mayoración de cortantes y momento últimos

Cargas Mayoradas			
MU	276042.7561	kg m	$N_i * (1,25 * M_{cm1} + 1,5 * M_{cm2} + 1,75 * (M_{CV+I}))$
VU	97257.32052	kg	$N_i * (1,25 * V_{cm1} + 1,5 * V_{cm2} + 1,75 * (V_{CV+I}))$

Figura 65. Cortante y momento ultimo aplicando factor de modificación

Cargas Temporales								
Modulo de Sección								
Elemento	Area (cm ²)	d(cm)	Ad(cm ³)	Ad ² (cm ⁴)	lo(cm ⁴)	l(cm ⁴)	Yi(cm)	S(cm ³)
Ala Superior	45.0500	33.35	1502.19	50090.60	19.88	50110.48	57.690	2246.897
Alma	94.9080	0	0	0	29402.49	29402.49	0	
Ala Inferior	45.0500	-33.35	-1502.19	50090.60	19.88	50110.48	57.690	2246.897
Sumatoria Σ	185.00800		0.00000	Σl	29442.26175	129623.46		
$\Sigma Ad/\Sigma A$	0.000	d			$d^* \Sigma Ad$	0.00000		
					I_{NA}	129623.46		

Figura 66. Módulos de sección para cargas temporales (viga)

Sección para Momento Ultimo por Carga Muerta		3n	24						
Modulo de Sección									
Elemento	Area (cm ²)	d(cm)	Ad(cm ³)	Ad ² (cm ⁴)	lo(cm ⁴)	l(cm ⁴)	Yi(cm)	S(cm ³)	
Viga/Ala Superior	185.008		0.000			129623.463	33.93	4171.809	
Losa/Ala Inferior	1.948	45.400	88.435	4014.968	7856.597	11871.565	34.87	4058.634	
Borde Superior de la Losa							24.29	5826.487	
Sumatoria Σ	186.956	45.400	88.435	Σl	7856.59722	141495.03			
$\Sigma Ad/\Sigma A$	0.473	d			$d^* \Sigma Ad$	41.83244404			
					$I_{NA} =$	141536.86			

Figura 67. Modulo de sección para cargas permanentes (sección compuesta)

Sección para Momento Ultimo por Carga Viva		n	8.00						
Modulo de Sección									
Elemento	Area (cm ²)	d(cm)	Ad(cm ³)	Ad ² (cm ⁴)	lo(cm ⁴)	l(cm ⁴)	Yi(cm)	S(cm ³)	
Viga / Borde superior	185.008		0.000			129623.463	33.93	40017.825	
Losa de concreto / Borde superior de la losa	584.375	45.400	26530.625	1204490.375	23569.792	1228060.167	34.87	38932.198	
/ Borde superior de la losa							24.29	55890.219	
Sumatoria Σ	769.383	45.400	26530.625	Σl	23569.792	1357683.63			
$\Sigma Ad/\Sigma A$	34.483	d			$d^* \Sigma Ad$	914855.232			
					$I_{NA} =$	1357683.63			

Figura 68. Modulo de sección para cargas temporales (sección compuesta)

Revisión por Flexión de la viga compuesta						
Descripción	kg/cm2	kg/cm2	kg/cm2	ΣF	F nominal	
Esfuerzo máximo bo	1679.072227	486.4635936	544.8107301	2710.34655	3500.00	Cumple
Esfuerzo máximo bo	1679.072227	500.0286703	560.0028215	2739.103718	3500.00	Cumple
Esfuerzo máximo losa de concreto		43.53895762	48.76108224	92.30003986	280.00	Cumple

Figura 69. Revisión de esfuerzos sobre la viga y Losa

Revisión de Arriostres y Revisión por Cortante			
Separación de Arriostres	250.00	cm	d
Altura del Alma	71.90	cm	D
Relación (Separación/Altura Alma)	3.48		d/D
$67600/(D/tw)^2$	22.784		
	Cumple		
Relación de Esbeltez	54.47		D/tw
K	5.41		$5(1+(D/d)^2)$
C	1.65		$3170460 \cdot K / ((D/tw)^2 f_y)$
Vp	192663.24	kg	$0.58 \cdot D \cdot tw \cdot f_y$
Vu	288194.70	kg	$V_p \cdot [C + (0.87 \cdot (1-C)) / \sqrt{1 + (d_o/D)^2}]$
			Cumple

Figura 70. Revisión por cortante separación de arriostres

Revisión de Longitud no Arriostrada				
Ubicación del eje Y =	0.37650	m		
Sección	yi(m)	Ai (m2)	yi*Ai (m3)	yi*Ai (cm3)
1	0.368000	0.004505	0.001658	1657.84
2	0.179750	0.004745	0.000853	852.99
3	0.179750	0.004745	0.000853	852.99
4	0.368000	0.004505	0.001658	1657.84
		Z	0.005022	5021.651

Figura 71. Radio de giro en viga

Resistencia a flexión: Mu =	17575779.55	kg*cm	fy*Z
Valor de M1	3018161.3	kg*cm	M1

Figura 72. Revisión por momento permisible

Elemento	Area (cm2)	d (cm)	Ad (cm3)	Ad2 (cm4)	Iyy (cm4)
Aleta superior	45.050	0	0	0	2636.363542
Alma	94.908	0	0	0	13.7806416
Aleta inferior	45.050	0	0	0	2636.363542
Σ	185.008	0	0	0	5286.507725
Radio de giro	5.346	cm	$\sqrt{(Iyy/A)}$		
Longitud máxima no arriostrada admisible	346.730	cm	Lb	Cumple	

Figura 73. Revisión de longitud no arriostrada

Revisión de Esfuerzos de Fatiga en la Aleta Inferior			
Momento por Carga Viva	12458366.05	kg*cm	M_{I+CV}
Primer Momento de Inercia	38932.198	cm ³	S
Esfuerzo de Fatiga Ultimo	320.002	kg/cm ²	fb
Esfuerzo por Fatiga Teorico	1400.00	kg/cm ²	Fsr
			Cumple

Figura 74. Revisión por fatiga

Apéndice 8

A continuación se presentan las deformaciones y revisión para la viga de diseño.

Deformaciones			
Descripción	Valor	Unidad	Simbolo
Longitud del puente	1220	cm	L
Módulo de elasticidad	2038901.89	kg/cm ²	E
Inercia viga de acero	129623.46	I	
Inercia viga compuesta	141536.86	I	n=8
Inercia viga compuesta	1357683.63	I	3n=24

Figura 75. Inercias y valores necesarios para revisión de deformaciones

Carga Permanente	Valor	Unidad	Valor	Unidad	Simbolo
Carga Permanente 1	1622.23	kg/m	16.22	kg/cm	CM1
Carga Permanente 2	727.20	kg/m	7.27	kg/cm	CM2

Figura 76. Cargas permanentes sobre vigas

Vehiculo	Separación (cm)	Impacto (I)	P1+ I (kg)	P2+ I (kg)	P3+ I (kg)	Qcv (kg/cm)	P (kg/cm)	FD
HL-93	427	0.33	19311.6	19311.6	4814.6	9.53	0.00	0.515
Tandem	61	0.33	11340	0	11340	9.53	0.00	0.515
HS25-44	427	0.33	18150.0	18150	4540	9.53	10210	0.515

Figura 77. Cargas temporales sobre viga

Deflexiones al centro del claro									Deflexión Teórica		
Vehículo	Δ_{CM1} (cm)	Δ_{CM2} (cm)	$\Delta(P1,P2,P3)$ (cm)	Δ_{Qcv} (cm)	Δ_P (cm)	Δ_{CM} (cm)	Δ_{cv} (cm)	$\Delta_{cv}(Q,P)$ (cm)	Criterio	Valor (cm)	Revisión
HL-93	1.7706	0.7269	0.1358	0.0511	0	2.4974	0.1870		$\Delta = L/800$	1.525	Cumple
Tandem	1.7706	0.7269	0.0000	0.0511	0	2.4974	0.0511		$\Delta = L/800$	1.525	Cumple
HS25-44	1.7706	0.7269	0.1277	0.0511	0.0718	2.4974	0.1277	0.1229	$\Delta = L/800$	1.525	Cumple

Figura 78. Revisión de deformaciones de viga

Apéndice 9

En este apéndice se describe el diseño del muro articulo, aquí no se incluyen las hojas de calculo para el diseño del bastión con apoyo simple y los aletones debido a que siguen el mismo procedimiento.

Propiedades del Relleno			Propiedades de la Roca (Cimiento)		
c1	0	Kg/m2	c2	0.00	KN/cm2
ϕ_1	30	°	ϕ_2	34.81	°
γ_1	2100	Kg/m3	γ_2	2333.682	Kg/m3
γ_1	19.040	KN/m3	γ_2	21.158	KN/m3
$\gamma_{concreto}$	2.4	ton/m3			
$\gamma_{concreto}$	23.544	KN/m3			

Figura 79. Datos básicos del relleno de aproximación y roca de cimentación

Coeficiente Sísmico Elástico		
a_{ef}	0.4	CSCR
Tipo de Suelo	S1	
Zona	4	
μ	1	Ductilid. Global
I	1	CSCR
FED	2.5	CSCR
SR	1.2	CSCR
Cs	0.83	CSCR
T	0.0014	CSCR
Factor de modificación de respuesta		
R	1.5	

Figura 80. Cargas por eje transmitidas por el vehículo de diseño

Otros Valores			
Ka	0.330		
Kp	3.030		
δ	34.81	$1 \cdot \phi_1$	CSCR
$\tan \delta$	0.695		
μ	0	kg/cm2	CSCR
a_{ef}	0.4		CSCR
λ	0.56		CSCR
Kh	0.224		$a_{ef} \cdot \lambda$
q_{ultimo}	99.575	kg/cm2	

Figura 81. Coeficiente de reposo (kh) y capacidad ultima de la roca (qult)

Dimensionamiento		
	Real	
Altura Respecto a Superficie	6.227	m
A	0.8	m
B	5.2	m
C	2.2	m
D	1.4	m
E	0.8	m
F	0.8	m
G	2.2	m
h (altura donde actua) la presion activa)	1.81	m
Altura del muro (voladizo)	5.427	m
Longitud del Muro	1	m

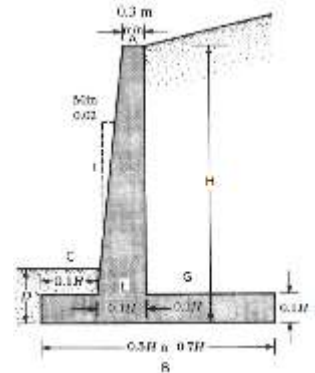


Figura 82. Medidas del muro articulado

Descripción	Area (m2)	γ (kg/m3)	Peso por unidad de Area (kg/m)
Peso del Muro	4.3416	2400	10419.84
Peso de Placa	4.16	2400	9984
Superestructura			14331.5
Suelo Izquierdo	1.32	2100	2772.0
Suelo Derecho	11.939	2100	25072.7
Total	8.5016		62580.1

Figura 83. Pesos estabilizadores de los componentes del muro

Vehiculo de Diseño			
HL-93			
Eje 1	3568	kg	
Eje 2	14780	kg	
Eje 3	14780	kg	
Total	33,128	kg	

Figura 84. Cargas por eje transmitidas por el vehiculo de diseño

Presión Activa			
Dato	Valor	Descripción	Referencia
α	0	Angulo de Pendiente del Terreno Soportado	
ϕ	30	Angulo de Fricción Interna	
c (kg/m2)	0	Cohesión	
γ (kg/m3)	2100	Peso Especifico del Material (kg/m3)	
H (m)	6.227	Altura (m)	
K_a	0.33	Coefficiente Activo	
Pa (kg/m2)	13435.7208	$Pa = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$	

Figura 85. Calculo de presión activa sobre el muro

Presión Sismica (M. Okabe.)			
Dato	Valor	Descripción	Referencia
β	90	Pendiente de Diseño del Muro	
δ	0	Angulo de Presión Pasiva	
θ	12.63	Angulo de Presión Activa $\theta' = \tan^{-1} \left[\frac{K_a}{1 - K_a} \right]$	C.C.C.R
α	0	Angulo de Pendiente del Terreno Soportado	
ϕ	30	Angulo de Fricción Interna	
K_{ae}	0.49	Koefficiente de Presión Activa	
K_v	0	Componente Vertical de aceleración Sismica	
K_h	0.224	Componente Horizontal de aceleración Sismica	
γ (kg/m3)	2100	Peso Especifico del Material (kg/m3)	
H (m)	6.227	Altura (m)	
ΔP_{ae} (kg/m)	20123.06	$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_v) K_{ae}$	
Pa (kg/m)	13435.72	Presión Activa	
Pae (kg/m2)	6687.33		

Figura 86. Calculo de presión por sismo sobre muro

Presión Pasiva			
Dato	Valor	Descripción	Referencia
ϕ_1	30	Ang. De Fricción	
Kp	3.03	Coef. Pres. Pasiva	
Y1 (kg/m3)	2100.	Peso Unitario	
D (m)	1.4	Desplante	
C1 (kg/m2)	.	Cohesión	
Pp (kg/m2)	6236.36	Presión Pasiva	

Figura 87. Calculo de presión pasiva sobre el muro

Geometria y CM de la super estructura		
Ancho	10.9	m
Largo	12.2	m
Vigas	5	
CM ₁ viga	14331.5	kg
CM total/metro	71657.6	kg
CV	33834.59	kg

Figura 88. Carga permanente y temporal transmitida por la superestructura

Momentos por Peso (Ancho Unitario) Gravitacionales.				
Descripción	Valor (kg)	Brazo de Palanca (m)	Momento (kg*m)	kn*m
Peso Suelo Pasivo	2772.00	1.1	3049.2	
Peso Suelo Activo	25072.74	4.1	102798.234	
Peso Muro	10419.84	2.6	27091.58	
Peso Placa	9984	2.6	25958.40	
Peso Superestructura	14331.52	2.6	37261.96	
Total	62580.10		196159.38	

Figura 89. Momento por peso en cara frontal de la placa

Fuerzas de Volcamiento Laterales. (Diseño para 1 metro)				
Descripción	Valor (kg)	Brazo de Palanca (m)	Momento (kg*m)	kn*m
Presión Activa	13435.72	2.08	27888.08	
Sobrecarga de Suelo	2589.19	3.11	8061.43	
Sismo sobre Suelo	6687.33	3.11	20821.02	
Sismo sobre Muro	2334.04	3.51	8200.66	
Sismo sobre Placa	2236.42	0.40	894.57	
Sismo en Super Estructura	3652.27	5.03	18359.98	
Presión Pasiva	6236.36	0.47	2910.30	
Fricción	43510.50	0	0.00	
Adherencia	0.00	0	0.00	
Fuerza de frenado	6684	8.03	53648.53	

Figura 90. Calculo de momentos por fuerzas externas sobre cara frontal de la placa

Factor de Seguridad		
FS1	1.81	Cumple
FS2	1.17	Cumple
FS1	2.19	Cumple
FS2	1.32	Cumple

Figura 91. Revisión por volcamiento (Amarillo) y deslizamiento (Verde)

Fuerza lateral debido a Super estructura			
Fuerza de sismica			
Módulo de elasticidad	E	210000	Kg/cm ²
Módulo de cortante	G	84000	Kg/cm ²
Carga unitaria	P	1	Kg
Altura desde la placa de cimentación hasta el apoyo	h	4.227	cm
Ancho de la superestructura	b	1090	cm
Espesor del muro	d	80	cm
Longitud del puente	L	1220	cm
CM total/longitud del puente	Cmtotal	58.74	Kg/cm
Aceleración pico efectiva	a _{ef}	0.40	CSCR
Factor de importancia	I	1.00	CSCR
Factor espectral dinámico	FED	2.50	CSCR
Factor de sobrerresistencia	SR	1.20	CSCR
Factor de modificación de respuesta	R	1.50	
Coefficiente sísmico elástico	Cs	0.83	
Área trasversal del muro	A	87200	cm ²
Momento inercia de la sección transversal del muro	I	46506667	cm ⁴
Deformación lateral del muro	δ	6.95074E-10	cm/Kg
Rigidez del muro	K	1438694754	Kg/cm
Desplazamiento de la superestructura	Vs	0.000000848	cm
Factor α	α	0.001035	cm ²
Factor β	β	0.06	Kg*cm
Factor γ	γ	0.000000052	Kg*cm ²
Carga estática equivalente de sismo por unidad de longitud	Pe(X)	48.95	Kg/cm
Carga estatica total de sismo	Vytotal	39810	Kg
Carga estática de sismo por metro lineal	Vy/mL	3652	Kg/m
Periodo de la estructura	T	0.0014	s

Figura 92. Calculo del periodo y desplazamiento por sismo

Cálculo de la fuerza de frenado según AASHTO 3.6.4								
Longitud del Puente	12.2	m	FD =	0.56				
Tipo	Cargas (Kg)					Combinaciones		unidades
	Eje 1	Eje 2	Eje3	Total	w	I	II	
HL-93	3620	14520	14520	32660	10387.70	4540	6683.51	Kg
Tanden	11200		11200	22400	10387.70	3114	6398	Kg
						BRx =	6684	Kg
						Bry =	12020.70	Kg

Figura 93. Magnitud de la fuerza frenado máxima sobre el puente

Fuerzas de Volcamiento				
Descripción	Carga (kg)	Brazo de Palanca (m)	Momento (kg*m)	kn*m
Superficie Activa	10205.23	1.81	18461.26	181.11
Sobrecarga de Suelo	249.48	2.71	676.96	6.64
Sismo sobre Suelo	5079.43	2.71	13783.03	135.21
Sismo sobre Muro	2334.04	2.71	6333.43	62.13
Sismo en Super Estructura	3652.27	4.23	15438.16	151.45
Superficie Pasiva	1145.45	0.20	229.09	2.25
Fuerza de frenado	6683.51	7.23	48301.72	473.84
			19367.32	189.99
		Mvolcamiento	83856.35	822.63
		Sumatoria	103223.66	1012.62

Figura 94. Momento de volcamiento sobre muro en voladizo

Combinaciones para las cargas laterales y diseño del Muro					
Combinación	Infraestructura		Suelo	Sobrecarga	Sismo
	Muerta	Viva			
	δ_{CM}	δ_{CV}	δ_{suelo}	$\delta_{sobrecarga}$	δ_{sismo}
Resistencia I	1.25	1.75	1.5	1.5	0
Resistencia II	1.25	1.35	1.5	1.5	0
Evento Extremo I	1.25	0.5	1.5	1.5	1
Servicio I	1	1	1	1	0
Fatiga	0	0.75	0	0	0

Figura 95. Factores para combinación de carga sobre muro

Combinación	Momento (kg*m)	Cortante(kg)
Resistencia I	113235.35	27378.21
Resistencia II	93914.67	24704.81
Evento Extremo I	88412.83	30089.57
Servicio I	67439.95	17138.22
Fatiga	36226.29	5012.63

Figura 96. Resultados de combinaciones de carga para muro en voladizo

Cortante y momento en la placa de cimentación						
Descripción	Cortante (kg) eje (X)	L(m)	Momento (kg*m) (eje X)	Cortante (kg) eje(Y)	L(m)	Momento (kg*m) (eje Y)
Peso muro	10419.84	0	0	52099.2	0	0
Peso placa	9984	0	0	49920	0	0
Peso suelo pasivo	2772.00	1.5	4158	13860	0	0
Peso suelo activo	25072.74	-1.5	-37609.11	125363.7	0	0
Fuerza activa	13435.72	2.08	27888.0778	67178.60399	0	0
Sobrecarga	2589.19	3.11	8061.432479	12945.933	0	0
Sismo Suelo	6687.33	3.11	20821.01711	33436.67433	0	0
Sismo Muro	2334.04	3.51	8200.664156	11670.2208	3.51	41003.32
Sismo Super Estructura	3652.27	5.03	18359.98117	18261.36978	5.03	91799.91
Fuerza Pasiva	-6236.36	0.47	-2910.30303	-31181.81818	0.00	0
CM Superestructura	14331.5	0.1	1433.1523	71657.6	0.00	0
CV Superestructura	33834.59	0.1	3383.459057	169173.0	2.73	460996.30
Fuerza de frenado	6684	6.827	45628.31731	6.01035	0.00	0.00

Figura 97. Cortante y momento sobre placa de cimentación

	Infraestructura Eje (X-X)		Suelo	Sobrecarga	Sismo
	Muerta	Viva			
	δ_{CM}	δ_{CV}	δ_{suelo}	$\delta_{sobrecarga}$	δ_{sismo}
Resistencia I	1.25	1.75	1.5	1.5	0
Resistencia II	1.25	1.35	1.5	1.5	0
Evento Extremo I	1.25	0.5	1.5	1.5	1
Servicio I	1	1	1	1	0
Fatiga	0	0.75	0	0	0

Figura 98. Factores para combinación de carga sobre placa

Combinación	Carga Gravitacional (kg)	Carga Lateral	Momento (kg*m)	Excentricidad (m)
Resistencia I	152941.16	35733.50	86944.19489	0.568
Resistencia II	139407.33	33060.10	67339.48435	0.483
Evento Extremo I	110647.92	40052.77	73061.13687	0.660
Servicio I	102110.90	22708.42	50033.02592	0.490
Fatiga	25375.94	5012.63	36758.83227	1.449

Figura 99. Resultados de combinaciones de carga para la placa

Esfuerzo en Cimentación (Eje X)								
P/A ± Mc/l		2P/3B(Xc-e)						
σ_{1x}	σ_{2x}	σ_{3x}	$L' = 3*(Xc-e)$	σ_1	σ_2	$\sigma_{soportante}$	$\sigma_{ala L1}$	$\sigma_{ala L2}$
48704.11	10119.41	50189.44	4.88	48704.11	10119.41	597450.00	35984.11	9375.63882
41751.29	11866.91	43901.76	5.20	41751.29	11866.91	497875.00	29031.29	7628.14196
37490.24	5066.66	38029.28	5.20	37490.24	5066.66	597450.00	24770.24	14428.3936
30738.72	8534.71	32262.33	5.20	30738.72	8534.71	497875.00	22578.72	4781.99047
13036.53	-3276.56	14692.42	5.20	14692.42	0.00	597450.00	14692.42	0

Figura 100. Esfuerzo máximo y mínimo sobre placa

Cálculo del momento en la base de la placa como voladizo		
Longitud del voladizo L	2.2	m
Esfuerzo mayor de la placa σ_1	48704.11	kg/m ²
Esfuerzo menor de la placa σ_2	10119.41	kg/m ²
Esfuerzo σ a L	32379.82	kg/m ²
Esfuerzo σ a d	37573.91	kg/m ²
brazo b	1.17	m
Cortante	89192	kg
Momento	104695.69	kg*m
Cortante a d	64709	kg

Figura 101. Momento y cortante críticos en la placa

Descripción de Datos			
Ancho en Analisis	b	100	cm
Altura de la seccion	h	80	cm
Distancia del acero a borde en compresión	d	70	cm
Resistencia a compresion del concreto	f'c	280	Kg/cm ²
Límite de fluencia del acero	fy	4200	Kg/cm ²
Momento ultimo maximo	Mu	11323535	kg*cm
	ϕ	0.9	
	β_1	0.85	
Distancia Acero a Flexió a fibra a Flexión	a	10	cm

Figura 102. Momento ultimo de diseño para el muro

Acero a Flexión	45.39	cm ²
Acero por Temperatura	20.00	cm ²

Figura 103. Resultados de acero a flexión y por temperatura para el muro

Acero de Diseño							
Descripción	Varilla	Area (cm2)	Cantidad		Separación (cm)	Area Acero Total (cm2)	Mn
Acero a Flexión	#8	5.07	5	@	20	25.35	6920550
	#6	2.85	4	@	25	11.4	3112200
	#6	2.85	2	@	50	5.7	1556100
						Total	11588850
Acero por Temperatura	#6	2.85	4	@	25	11.4	Cumple a Flexión
	#6	2.85	4	@	25	11.4	

Figura 104. Distribución de acero en muro

Diseño por Cortante		
Vu	30089.57	kg
d	70	cm
f'c	280	Kg/cm ²
φ	0.85	
φVc	199125.09	kg
		Cumple por Cortante

Figura 105. Revisión de cortante en muro

Descripción de Datos			
Ancho de analisis	b	100	
Altura de la seccion	h	80	cm
Distancia del acero a borde en compresión	d =	70	cm
Resistencia del concreto a compresion	f'c =	280	
Fluencia del acero	fy =	4200	Kg/cm ²
Momento ultimo maximo	Mu =	10469568.74	Kg*cm
	Ø	0.90	
	β1 =	0.85	
Distancia Acero a Flexió a fibra a Tensión	a	7	cm

Figura 106. Momento ultimo de diseño para la placa

Acero de Diseño							Mn
Descripción	Varilla	Area (cm2)	Cantidad		Separación (cm)	Area Acero Total (cm2)	
Acero a Flexión	#8	5.07	5	@	20	25.35	10235678.56
	#6	2.85	4	@	25	11.4	
	#6	2.85	0	@	0	0	
Acero por Temperatura	#6	2.85	4	@	25	11.4	No Cumple a Flexión
	#6	2.85	4	@	25	11.4	

Figura 107. Distribución de acero en placa

Diseño de placa por cortante			
Cortante Ultimo	Vu	64709	kg
Fluencia del Acero	fy	3500	Kg/cm ²
Resistencia a Compresión del Concreto	f'c	280	Kg/cm ²
Factor de Reducción de Resistencia	φ	0.75	
Factor por Material	λ	1	
Area de Acero Para Aros, (Av*2)	Avarilla	1.98	cm ²
Cortante Maximo sin Necesidad de Aros	ϕV_c	19522.07	cm ²
Cortante Permisible por el Concreto	ϕV_c	46560.13	Kg
Cortante Adicional (Transmitido al Acero)	Vs	24197.85	Kg
Separación de Aros	S	35.00	cm

Figura 108. Revisión de cortante en placa

Revisión del Acero			
Av, propuesto	#5	0.71	cm2
Av, mín	$1/16 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot s_{min} / f_y$	0.52	cm2
Av, max	$1/3 \cdot b_w \cdot s_{max} / f_y$	0.71	cm2

Figura 109. Revisión acero mínimo en placa

Separaciones			
S1	$d/2$, sí $V_s < 1/3 * v_{fc} * b_w * d$	35.00	cm
S2	$d/4$, sí $V_s > 2/3 * v_{fc} * b_w * d$	17.50	cm
S3	"practica según A.C.I, 30 pulg "	75.00	cm

Figura 110. Separación máxima de refuerzo por cortante

Diseño de Aros					
Descripción	Posición	Acero Real (cm ²)	No. Varilla		Separación
Acero para Aros	Longitudinal	1.98	#5	@	75.00

Figura 111. Separación recomendada para aros. (Puede variar según criterio del diseñador)

Apéndice 10

A continuación se muestran las tablas desarrolladas para el diseño y revisión de accesorios que posee el puente. Esta información fue brindada por e ingeniero estructural.

Conectores			
Longitud	L =	1220	cm
Caracterización de materiales			
Módulo de elasticidad de acero	Ea =	2100000	Kg/cm ²
Módulo de elasticidad de concreto	Ec =	210000	Kg/cm ²
Resistencia del acero a fluencia	Fy =	3500	Kg/cm ²
Resistencia a fluencia del "stud"	Fy _{stud} =	3450	Kg/cm ²
Resistencia última del "stud"	Fu _{stud} =	4150	Kg/cm ²
Resistencia del concreto	f'c =	280	Kg/cm ²
Características de la losa			
Ancho efectivo	bv =	212.5	cm
Espesor	ev =	22	cm
Sobrecapa	esc =	0	cm
Provisión de superficie de rodadura de 0.5 pulg	rod =	0	cm
altura de asiento	has =	0	cm
Características de la viga de acero			
Ala Superior			
Ancho	bfs =	26.5	cm
Espesor	efs =	1.7	cm
Alma			
Longitud	D =	71.9	cm
Espesor	tw =	1.32	cm
Aleta inferior			
Ancho	bfi =	26.5	cm
Espesor	efi =	1.70	cm
Características del conector			
Diámetro del conector	D _{stud} =	2.5	cm
Altura del conector	H _{stud} =	10	cm
# de stud en una línea	# stud/línea =	3	stud/línea
Primer momento del área transformada	Q =	6428	cm ³
Momento de inercia de la sección compuesta	I =	1357684	cm ⁴
Ancho del ala superior	bfs =	26.5	
Distancia transversal entre "stud"	d _{stud} =	9	cm
Máximo valor de cortante (Estado límite de fatiga)	V _{sr} =	25376	Kg

Figura 112. Características del conector y sección compuesta

Revisión estado límite de fatiga				
Hstud/Dstud > 4	Hstud/Dstud =	6.82		Cumple
Número promedio de vehículos por día	ADTT =	4000	camiones/día	
Fracción de tráfico de camiones en la vía de diseño	p =	0.15		
Número de camiones por día en la vía de diseño	ADTT _{SL} =	600	camiones/día	
Número de ciclos por camión	n =	1		
$N1 = (365)*(75)*n*ADTT_{SL} =$	N1 =	1.6E+07		
$a = 238-25.9*\log N$	a =	25.14	N/mm ²	
$Zr1 = a*d^2$	Zr1 =	1603	Kg	
$Zr2 = 38*d^2/2$	Zr2 =	1211	Kg	
Resistencia a la fatiga del stud $Zr = a*d^2 > 38*d^2/2$	Zr =	1603	Kg	
Separación entre línea de "stud" $P = \#stud*Zr*I/Vsr*Q$	P =	40.01	cm	
Requerimiento 1 $P < 60$ cm	P1 =	60	cm	
Requerimiento 2 $P > 6$ Dstud	6Dstud =	15	cm	
Separación de "stud" para el cortante Vsr	P =	40.01	cm	
Distancia mínima transversal entre "stud" $dstud > 4Dstud$	4*Dstud =	10	cm	No Cumple
Mínimo distancia libre al borde	dborde =	2.5	cm	
Distancia libre al borde	Dlibre =	3	cm	Cumple
$Pp =$ Separación propuesta del "stud" < P	Pp =	12.5	cm	Cumple
Revisión estado límite de resistencia				
Área de la sección de un "stud" $Asc = p*Dstud^2/4$	Asc =	4.91	cm ²	
Resistencia nominal de un "stud" $Qn = 0.5*Asc*raiz(f'c*Ec)$	Qn =	18820	Kg	
$Qn = 0.5*Asc*raiz(f'c*Ec) < Asc*Fu_{stud}$	Asc*Fu _{stud} =	20371	Kg	
Resistencia nominal de un "stud"	Qn =	18820	Kg	
Factor de resistencia para conectores a cortante	φ _{sc} =	0.85		
Resistencia factorada del "stud" $Qr = φ_{sc}*Qn$	Qr =	15997	Kg	
Fuerza cortante horizontal 1 $Vh1 = 0.85*f'c*bv*ev$	Vh1 =	1112650	Kg	
Fuerza cortante horizontal 2 $Vh1 = fy*D*tw+fy*bfs*fs+fy*bfi*ffi$	Vh2 =	647528	Kg	
Fuerza cortante horizontal	Vh =	1112650	Kg	
# de "stud" entre la distancia de 0 y máximo momento	# stud = Vh/Qr	91.00	"studs"	
Distancia de la viga entre 0 y máximo momento	L/2 =	610	cm	
# de "stud" propuesto para un Pp; $\#stud p = (\#stud/línea)*(L/2)/Pp$	# stud p =	146	"studs"	Cumple

Figura 113. Revisión de capacidad del conector

Diseño de Apoyos						
Requisitos mínimos para el desplazamiento						
Longitud del tablero hasta la junta de expansión siguiente	L =	12.2	m			
Altura promedio de los pilares	H =	0	m			
Oblicuidad del apoyo medida a partir de una recta normal al tramo	S =	0	grados			
Mínima longitud de apoyo medida en forma normal al eje del apoyo $N = (200+0.0017*L+0.0067*H)*(1+0.000125S^2)$	N =	220.74	mm			
Espesor del ala inferior de la viga principal	efi =	1.70	cm			
Movimiento de origen térmico para apoyos elastoméricos						
Coefficiente de expansión térmica a	a =	1.17E-05	mm/mm/°C			
Temperatura máxima de diseño	Tmáx =	35	°C			
Temperatura mínima de diseño	Tmín =	0	°C			
$\Delta = 1.3*a*L*(Tmáx - Tmín) =$	$\Delta =$	6.49	mm			
Estimación de la rotación						
Longitud del apoyo (dirección longitudinal de la viga)	Lapoyo =	254	mm			
Ancho del apoyo (dirección transversal de la viga)	Wapoyo =	419	mm			
Espesor de la ith lámina elastomérica	hri =	9.52	mm			
Número de láminas elastoméricas	n =	10	láminas			
Factor de forma de la lámina elastomérica	S =	8.305499				
Carga muerta	CM =	28.7	Ton			
Carga viva del camión de diseño	P1 =	3.6	Ton	2.54		m
	P2 =	14.8	Ton	6.81		m
	P3 =	14.8	Ton	11.08		m
Carga viva distribuida	qCV =	970.0	Kg/m			
Factor de distribución del camión de diseño	FD =	0.718				
Factor de distribución de la carga de carril	FD =	0.754				
Carga viva en el apoyo	CV =	33.9	Ton			
Esfuerzo a compresión $(CM+CV)/A =$	$\sigma =$	5.77	MPa			
Deformación instantánea a compresión	ei =	3.5	%			
Deflexión instantánea $\delta = Se*hri$	$\delta =$	3.33	mm			
Capacidad de rotación máxima $\Theta_{máx} = 2*\delta/Lapoyo$	$\Theta_{máx} =$	0.026	rad			

Figura 114. Diseño apoyos elastomericos

Rotación de diseño					
Carga distribuida de carga muerta	qCM =	47.05	Kg/cm		
Momento de inercia de la sección compuesta	I	1357683.63	cm ⁴		
Módulo de elasticidad	E	2.10E+06	Kg/cm ²		
Rotación instantánea por carga muerta $\Theta_{qcm} = qCM \cdot L^3 / 24EI$	$\Theta_{qcm} =$	0.0012	rad		
Rotación instantánea por carga viva de carril $\Theta_{qcv} = qCV \cdot L^3 / 24EI$	$\Theta_{qcv} =$	0.0002	rad		
Rotación instantánea por carga viva $\Theta_{Pi} = P1a1b1 \cdot (a1+b1) / 6E \cdot I \cdot L$	Pi	a	b	Θ_{Pi}	
	Kg	cm	cm	rad	
	Θ_{P1}	2714.4	254	966	0.00003893
	Θ_{P2}	11144.1	681	539	0.00023912
	Θ_{P3}	11144.1	1108	112	0.00008084
				$S\Theta_{Pi} =$	0.000359
				$\Theta_{qcv} =$	0.0002
				$\Theta_{cv} =$	0.00055
Rotación de diseño para estado límite de servicio	$\Theta_{diseño} =$	0.0068	rad	Cumple	
Resistencia nominal del perno de anclaje y espesor de placa de unión Viga-apoyo					
Fuerza lateral en el apoyo (Estado límite de Resistencia I)	Vy/apoyo =	15000	Kg/apoyo		
Ancho de la placa (@ L apoyo)	Lapoyo =	25	cm		
Distancia más corta entre el borde y el hueco del perno en la d	Lc1 =	19.50	cm		
Distancia más corta entre el borde y el hueco del perno en la d	Lc2 =	7.50	cm		
Diámetro del perno (Varilla # 14 (43))	Dperno =	4.44	cm		
Resistencia última del perno A307	FUperno =	4200	Kg/cm ²		
Resistencia última de la placa de apoyo	FUplaca =	4500	Kg/cm ²		
Esfuerzo de adherencia admisible acero-concreto	$\sigma =$	225	Kg/cm ²		
Cantidad de perno por apoyo	Np =	2	pernos		
Área del perno de anclaje $Ab = pD^2 / 4$	Ab =	15.48	cm ²		
Perímetro del perno de anclaje $P = 2 \cdot p \cdot r$	P =	55.79	cm		
Cortante simple (Ns=1) Cortante doble (Ns=2)	Ns =	1			
Factor de resistencia de perno a cortante	$\phi_s =$	0.8			
Factor de resistencia del hueco de pernos a cortante	$\phi_{bb} =$	0.8			
Resistencia nominal de un perno $Rn = 0.48 \cdot Ab \cdot Fub \cdot Ns$	Rn =	31214	Kg		
Resistencia de diseño de un perno $Ru = \phi_s \cdot Rn$	Ru =	24971	Kg		
Resistencia de Np pernos $Np \cdot Ru$	$Np \cdot Ru =$	49942	Kg		
Distancia más corta entre el borde y el hueco del perno	Lc =	10.48	cm		
Espesor mínimo de la placa $t1 = Np \cdot \phi_s \cdot Rn / \phi_{bb} \cdot 1.2 \cdot Lc1 \cdot Fu$	t1 =	0.593	cm		
Espesor mínimo de la placa $t2 = Np \cdot \phi_s \cdot Rn / \phi_{bb} \cdot 1.2 \cdot Lc2 \cdot Fu$	t1 =	1.54	cm		
Espesor propuesto de la placa de unión Viga-Apoyo	t =	2.54	cm		
Resistencia del concreto en la zona de apoyos	f'c =	280	Kg/cm ²		
Factor de resistencia del concreto	fc =	0.70			
Factor de modificación	m =	1.00			
Esfuerzo del concreto $s = f'_c \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot m$	s =	166.6	Kg/cm ²		
Fuerza lateral por perno	FH =	7500	Kg		
Área de esfuerzos triangular en el concreto $A1 = FH / ((s-0) / 2)$	A1 =	90	cm ²		
Profundidad mínima para desarrollar la resistencia a tensión de	L emb =	20	cm		
Profundidad de anclaje propuesta para perno	h anclaje =	55	cm		
				Cumple	
Revisión de la soldadura a cortante					
Factor de resistencia	$\phi_l =$	0.80			
Resistencia del electrodo E70	E70 =	4900	Kg/cm ²		
Longitud efectiva de la soldadura	Lsold =	25.4	cm		
Espesor mínimo del lado de la soldadura	t sold =	0.6			
Espesor propuesto del lado de la soldadura	t sold =	0.8	cm		
Resistencia factorada de la soldadura $Rr = 0.6 \cdot \phi_l \cdot E70$	Rr =	2352	Kg/cm ²		
Espesor de la garganta de la soldadura	t g-sold =	0.57	cm		
Área efectiva de la soldadura $Asold = Lsold \cdot t g-sold$	Asold =	14.48	cm ²		
Resistencia de la soldadura a corte $Rsold = 2 \cdot Rr \cdot Asold$	Rsold =	68105	Kg		
				Cumple	

Figura 115. Revisiones de soldadura, pernos y rotación de la sección compuesta

Notas:

1. Pernos A490 tipo 3 conforme AASHTO M253M y ASTM A490M
2. Tuercas para pernos A325 conforme AASHTO M291 M y ASTM A 563 M grado DH
3. Arandales conforme ASTM F436
4. Superficie Clase B para conexión de deslizamiento crítico

Pernos para unir armadura transversal entre vigas tipo A325			
		(mm)	(pulg)
Diámetro nominal del perno	f =	12.7	0.500
Diámetro del orificio	f =	14.288	0.563
Ancho de cabeza	F	22.225	0.875
Espesor de cabeza	H	7.938	0.313
Ancho de tuerca	W	22.225	0.875
Espesor de tuerca	H	12.303	0.484

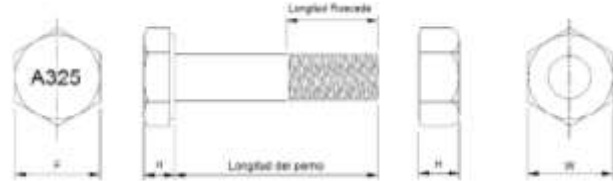


Figura 5 Dimensiones estándares de pernos y tuercas de alta resistencia, de acuerdo a la tabla 1

Cálculo de la longitud del perno									
Descripción	Tipo	Grip		Longitud de rosca		Distancia añadida al Grip		Longitud del perno	
		(mm)	(pulg)	(mm)	(pulg)	(mm)	(pulg)	(mm)	(pulg)
Perno de unión de armadura	1	30.163	1.188	25.4	1.000	17.4625	0.6875	47.625	1.875

Notas:

1. Pernos A325 tipo 3 conforme AASHTO M164M y ASTM A325M
2. Tuercas para pernos A490 conforme AASHTO M291 M y ASTM A 563 M grado DH
3. Arandales conforme ASTM F436
4. Superficie Clase B para conexión de deslizamiento crítico

Figura 116. Diseño de pernos para unir la sección transversal

Diafragmas			
Tipo de armadura en X o K			
Espaciamiento entre vigas principales	S =	2.125	cm
Altura de viga principal	d =	75.30	cm
Tipo de armadura S/d > 1.5 implica armadura K	S/d =	0.03	tipo X
Estimación de la carga de viento para el diseño de las armaduras			
Normativa del reglamento de construcciones de Costa Rica			
Presión básica del viento h=20 m	qv =	125	Kg/m ²
Clasificación según uso	I =	1.2	
Factor de forma	Cpresión =	0.8	
	Csucción =	0.4	
Superficie en contacto con el viento	Sviga =	0.75	m ² /m
Fuerza del viento F = q*I*C*Sviga	Fpresión =	90	Kg/m
	Fsucción =	45	Kg/m
Recomendaciones de la AASHTO			
Velocidad friccional	Vo =	13.2	Km/h
Campo de viento aguas arriba	Zo =	70	mm
Nivel al que se desea estimar	Z =	4000	mm
Velocidad de viento de diseño Vdz = 2.5Vo*ln(Z/Zo) suponiendo V ₁₀ = V _B = 160 Km/h	Vdz =	134	Km/h
Presión básica del viento	P _B =	245	Kg/m ²
Presión de diseño P _D = P _B *V _{DZ} ² /25600	P _D =	171	Kg/m ²
Altura de la viga	d =	0.75	m
Fuerza de viento	F =	227	Kg/m
Carga de viento vertical ascendente	Qvertical =	97.89	Kg/m ²
Fuerza vertical en el ala inferior de la viga	Fvertical =	206	Kg/m
Resistencia nominal del perno			
Diámetro del perno	D =	1.27	cm
Resistencia del perno	fu =	8250	Kg/cm ²
Área del perno Ab = πD ² /4	Ab =	1.27	cm ²
Cortante simple (Ns=1) Cortante doble (Ns=2)	Ns =	1	
Factor de resistencia de perno a cortante	φs =	0.8	
Rn = 0.48*Ab*Fub*Ns	Rn =	5016	Kg
Ru = φs*Rn	Ru =	4013	Kg

Figura 117. Estimación del efecto del viento y revisión de pernos

Rigidizadores en los apoyos				
Resistencia de los materiales				
Módulo de elasticidad de acero	$E_a =$	2100000	Kg/cm ²	
Resistencia del acero a fluencia	$F_y =$	2800	Kg/cm ²	
Espesor del rigidizador	$t_p =$	2.22	cm	
Longitud del rigidizador = 0.75Dw	$long =$	83.82	cm	
Cortante en la sección no compuesta	$V_{ncomp} =$	35704	Kg	
Cortante en la sección compuesta	$V_{comp} =$	80143	Kg	
Reacción en el apoyo (Resistencia I)	$R =$	115847	Kg	
Espesor del alma	$t_w =$	2.22	cm	
Ancho máximo $bf < 0.48 \cdot t_p \cdot \sqrt{E/F_y}$	$bf =$	29.18	cm	
Ancho proyectado	$bf =$	11.59	cm	Cumple
$A_{pn} = 2 \cdot (bf - 2.5) \cdot t_p$	$A_{pn} =$	40.3596	cm ²	
$(R_{sb})_n = 1.4 A_{pn} \cdot F_y$	$(R_{sb})_n =$	158209.632	Kg	
Factor de resistencia	$\phi_b =$	1		
$(R_{sb})_r = \phi_b \cdot (R_{sb})_n > R$	$(R_{sb})_r =$	158209.632	Kg	Cumple
Revisión de la resistencia axial				
Factor de longitud efectiva	$K =$	1		
Momento de inercia	$I_s =$	3069	cm ⁴	
Área	$A_s =$	140	cm ²	
radio de giro con respecto al plano de pandeo	$r_s =$	4.68	cm	
$l = (Kl/r_s \cdot p)^{2 \cdot \lambda} \cdot (F_y/E)$	$l =$	0.0434		
Si $l < 2.25$ $P_{n1} = 0.66 \cdot F_y \cdot A_s$	$P_{n1} =$	386012	Kg	
Si $l > 2.25$ $P_{n2} = 0.88 \cdot F_y \cdot A_s / l$	$P_{n2} =$	7967402	Kg	
Resistencia nominal a compresión	$P_n =$	386012	Kg	
Factor de resistencia a compresión	$\phi_c =$	0.9		
Resistencia factorada a compresión $P_r > R$	$P_r = \phi_c \cdot P_n$	347411	Kg	Cumple
Revisión de la soldadura				
Factor de resistencia	$\phi_e =$	0.8		
Resistencia del electrodo E70	$E_{70} =$	4900	Kg/cm ²	
Longitud efectiva de la soldadura	$L_{sold} =$	427.04	cm	
Espesor mínimo del lado de la soldadura	$t_{sold} =$	0.8		
Espesor propuesto del lado de la soldadura	$t_{sold} =$	0.8	cm	Cumple
Resistencia factorada de la soldadura $R_r = 0.6 \cdot \phi_e \cdot E_{70}$	$R_r =$	2352	Kg/cm ²	
Espesor de la garganta de la soldadura	$t_{g-sold} =$	0.57	cm	
Área efectiva de la soldadura $A_{sold} = L_{sold} \cdot t_{g-sold}$	$A_{sold} =$	241.57	cm ²	
Resistencia de la soldadura a corte $R_{sold} = R_r \cdot A_{sold}$	$R_{sold} =$	568173.35	Kg	Cumple

Figura 118. Revisiones de resistencia

Apéndice 11

En este apéndice se hace un desglose de las hojas electrónicas empleadas en el cálculo de los costos que implica la obra.

Costos						
Costo del Concreto						
Losa						
	Ancho (m)	Espesor (m)	Largo (m)	Volumen (m3)	Costo x m3	Costo Total
Acera	3.7	0.27	10.9	10.8891	¢60,000.00	¢653,346.00
Losa	7.2	0.22	10.9	17.2656	¢60,000.00	¢1,035,936.00
					Subtotal	¢1,689,282.00
Bastiones						
Tipo de Bastion	Alto (m)	Espesor (m)	Largo (m)	Volumen (m3)	Costo x m3	Costo Total
Bastion Simple	5.145	0.6	10.9	29.7243	¢60,000.00	¢1,783,458.00
Placa (Simple)	0.6	3.2	10.9	20.928	¢60,000.00	¢1,255,680.00
Bastion Articulado	5.425	0.8	10.9	40.112	¢60,000.00	¢2,406,720.00
Placa (Articulado)	0.8	5.2	10.9	45.344	¢60,000.00	¢2,720,640.00
Aletones (4)	5.145	0.6	10.9	134.5932	¢60,000.00	¢8,075,592.00
Placa (Aletones)	0.6	3.2	10.9	83.712	¢60,000.00	¢5,022,720.00
					Subtotal	¢21,918,156.00
					Total Concreto	¢23,607,438.00

Figura 119. Calculo de Concreto para toda la obra

Costo del Acero					
Acero en losa					
Acero a Flexión	Separación de Var.	Ancho del Elem (m)	Cantidad de Var.	Costo Unit.	Costo Total
Varilla #8	0.125	12.2	178	¢11,556.00	¢2,056,968.00
Varilla #5	0.2	10.9	111	¢4,512.00	¢500,832.00
Borde, Varilla #8	0.125	2.25	37	¢11,556.00	¢427,572.00
Borde, Varilla #5	0.125	2.25	37	¢4,512.00	¢166,944.00
Varilla #3	0.15	3.7	51	¢1,960.00	¢99,960.00
Varilla #3	0.15	12.2	51	¢1,960.00	¢99,960.00
Costo de Refuerzo					¢3,352,236.00

Figura 120. Calculo del acero en la losa, por número de varilla

Acero en Bastion Articulado								
Acero a Flexión	Separación de Var.	Ancho del Elem (m)	Cantidad de Elem.	Longitud Usada (m)	Longitud Total	No. Varillas	Costo Unit.	Costo Total
Acero en Placa								
Ganchos #5 (Long.)	0.5	10.9	21.80	0.66	14.39	3	¢4,512.00	¢13,536.00
Ganchos #5 (Trans.)	0.5	5.2	10.40	0.66	6.86	2	¢4,512.00	¢9,024.00
Varilla #6 (Long.)	0.25	10.9	87.20	6	523.20	88	¢6,501.00	¢572,088.00
Varilla #6 (Trans.)	0.25	5.2	41.60	6	249.60	42	¢6,501.00	¢273,042.00
Varilla #8	0.2	10.9	54.50	6	327.00	55	¢11,556.00	¢635,580.00
Acero en Muro								
		(Alto ó Ancho) del Elem (m)						
Ganchos #5 (Long.)	0.75	5.425	5.63	0.66	3.718	1	¢4,512.00	¢4,512.00
Ganchos #5 (Trans.)	0.75	10.9	12.93	0.66	8.536	1	¢4,512.00	¢4,512.00
Aros #5 (Long.)	0.2	10.9	54.5	2.2	119.9	20	¢4,512.00	¢90,240.00
Varillas por Aro, #6			12	10.9	130.8	22	¢6,501.00	¢143,022.00
Aros #4 (Long.)	0.2	10.9	54.5	0.6	32.7	6	¢2,888.00	¢17,328.00
Varillas por Aro, #6			20	10.9	218	37	¢6,501.00	¢240,537.00
Costo Total								¢2,003,421.00

Figura 121. Calculo del acero en bastión articulado, por número de varilla

Acero en Bastion Simple								
Acero a Flexión	Separación de Var.	Ancho del Elem (m)	Cantidad de Elem.	Longitud Usada (m)	Longitud Total	No. Varillas	Costo Unit.	Costo Total
Acero en Placa								
Ganchos #5 (Long.)	0.5	10.9	21.80	0.66	14.39	3	¢4,512.00	¢13,536.00
Ganchos #5 (Trans.)	0.5	3.2	6.40	0.66	4.22	1	¢4,512.00	¢4,512.00
Varilla #6 (Long.)	0.25	10.9	87.20	6	523.20	88	¢6,501.00	¢572,088.00
Varilla #6 (Trans.)	0.25	3.2	25.60	6	153.60	26	¢6,501.00	¢169,026.00
Varilla #8	0.25	10.9	43.60	6	261.60	44	¢11,556.00	¢508,464.00
Acero en Muro								
		(Alto ó Ancho) del Elem (m)						
Ganchos #5 (Long.)	0.5	5.145	7.89	0.66	5.2074	1	¢4,512.00	¢4,512.00
Ganchos #5 (Trans.)	0.5	10.9	19.40	0.66	12.804	1	¢4,512.00	¢4,512.00
Aros #5 (Long.)	0.2	10.9	54.5	1.8	98.1	17	¢4,512.00	¢76,704.00
Varillas por Aro, #6			8	10.9	87.2	15	¢6,501.00	¢97,515.00
Aros #4 (Long.)	0.2	10.9	54.5	0.6	32.7	6	¢2,888.00	¢17,328.00
Varillas por Aro, #6			20	10.9	218	37	¢6,501.00	¢240,537.00
Costo Total								¢1,708,734.00

Figura 122. Calculo del acero en bastión simple, por número de varilla

Acero en Aletones (4)								
Acero a Flexión	Separación de Var.	Ancho del Elem (m)	Cantidad de Elem.	Longitud Usada (m)	Longitud Total	No. Varillas	Costo Unit.	Costo Total
Acero en Placa								
Ganchos #5 (Long.)	0.5	4	8.00	0.66	5.28	4	¢4,512.00	¢18,048.00
Ganchos #5 (Trans.)	0.5	3.2	6.40	0.66	4.22	4	¢4,512.00	¢18,048.00
Varilla #6 (Long.)	0.25	4	32.00	6	192.00	128	¢6,501.00	¢832,128.00
Varilla #6 (Trans.)	0.25	3.2	25.60	6	153.60	104	¢6,501.00	¢676,104.00
Varilla #8	0.25	4	16.00	6	96.00	64	¢11,556.00	¢739,584.00
Acero en Muro								
		(Alto ó Ancho) del Elem (m)						
Ganchos #5 (Long.)	0.5	5.145	7.89	0.66	5.2074	4	¢4,512.00	¢18,048.00
Ganchos #5 (Trans.)	0.5	4	5.60	0.66	3.696	4	¢4,512.00	¢18,048.00
Aros #5 (Long.)	0.2	10.9	54.5	1.8	98.1	68	¢4,512.00	¢306,816.00
Varillas por Aro, #6			8	10.9	87.2	60	¢6,501.00	¢390,060.00
Costo Total								¢3,016,884.00

Figura 123. Calculo del acero en aletones, por número de varilla

Vigas de Acero						
Tipo de Viga	Area de (m2)	Longitud (m)	Peso (kg)	Cantida de Vigas	Costo por kilogramo	Costo Total
WF 30"x10,5"x99	0.0185008	12	1742.78	5	¢1,100.00	¢9,585,264.48

Figura 124. Costo de viga para soporte de la losa

Calculo de Mano de Obra				
Cantidad	Puesto	Salario X Hora	Cant. Horas	Monto
1	Maestro de Obra	¢2,428.00	96	¢233,088.00
4	Operarios	¢1,766.00	384	¢678,144.00
2	Soldador	¢1,924.00	192	¢369,408.00
4	Ayudante de Operario	¢1,423.00	384	¢546,432.00
6	Peon	¢1,213.00	576	¢698,688.00
1	Inspector de costos	¢1,792.00	96	¢172,032.00
1	Coordinador Obra Civil	¢1,766.00	96	¢169,536.00
				¢2,867,328.00
				Factor Horas Extras
				¢1,479,541.25
				Cargas Sociales
				¢1,491,010.56
				Imprevistos
				¢286,732.80
				Total 1 bisemana
				¢6,124,612.61
				Total 3 meses
				¢36,747,675.65

Figura 125. Rubros empleados en el cálculo de mano de obra

CUADRO 45. COSTOS DE OBRA	
Costo de Concreto	¢23,607,438.00
Costo de Refuerzo #3	¢199,920.00
Costo de Refuerzo #4	¢34,656.00
Costo de Refuerzo #5	¢1,272,384.00
Costo de Refuerzo #6	¢4,269,627.00
Costo de Refuerzo #8	¢4,368,168.00
Costo de Vigas	¢9,585,264.48
Costo de accesorios	¢2,000,000.00
Transporte Vigas	¢500,000.00
Mano de Obra	¢36,747,675.65
Costo Total	¢83,885,256.85
Costo Total (m2)	¢625,076.43
Aplico 3% de desperdicio en materiales	

Figura 126. Resumen desglosado de costos

Anexos

Anexo 1

A continuación se presentan algunas ilustraciones respecto al estado actual del puente Veracruz paso-2, junto con el cauce del río en las zonas aledañas.



Figura 1. Cimiento del Bastión de Salida



Figura 2. Cimiento actual Bastión de Ingreso



Figura 3. Estado actual de Losetas en la parte inferior



Figura 4. Superestructura actual



Figura 5 Oxidación en Vigas.
Apoyo de Losa en el bastión de ingreso



Figura 6 Apoyo de Losa en el bastión de Salida



Figura 7. Efecto del agua en la cimentación



Figura 8. Drenajes Actuales



Figura9. Zona donde se ubicara el vado.



Figura 10. Método Constructivo similar al del puente actual.

Aquí se observa el cauce previo y posterior al puente en estudio, esto con el fin de obtener un valor de Manning real.



Figura 11. Cause aguas arriba



Figura 12. Cause aguas arriba

Anexo 2

En este anexo se colocan algunas graficas de mejor ajuste para datos hidrológicos, además un mapa de algunas cuencas de la zona (líneas rosadas), junto con distintos puentes (puntos verdes), ríos y la vía respectiva.

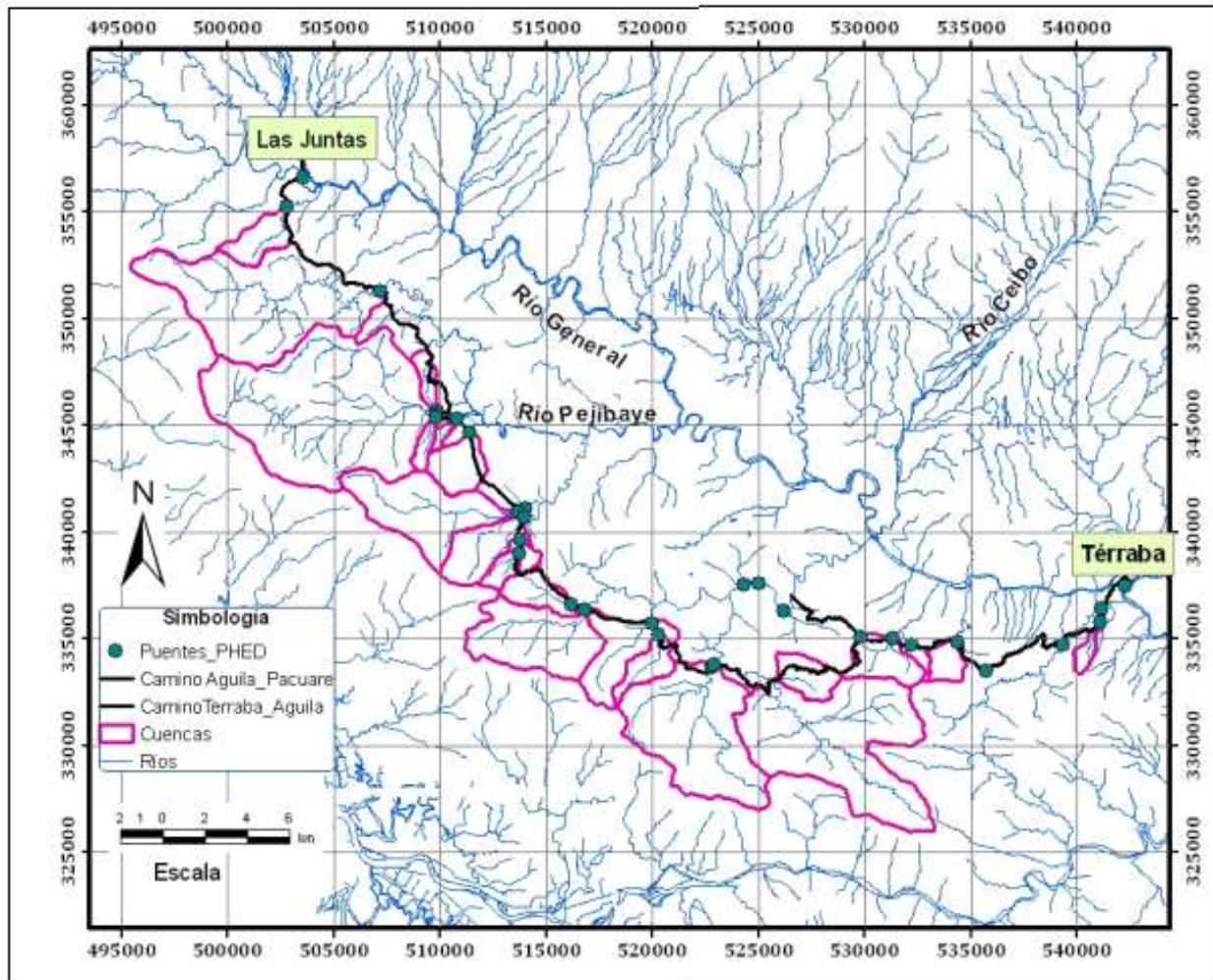


Figura 13. Ubicación Cartográfica de ríos y cuencas de la zona

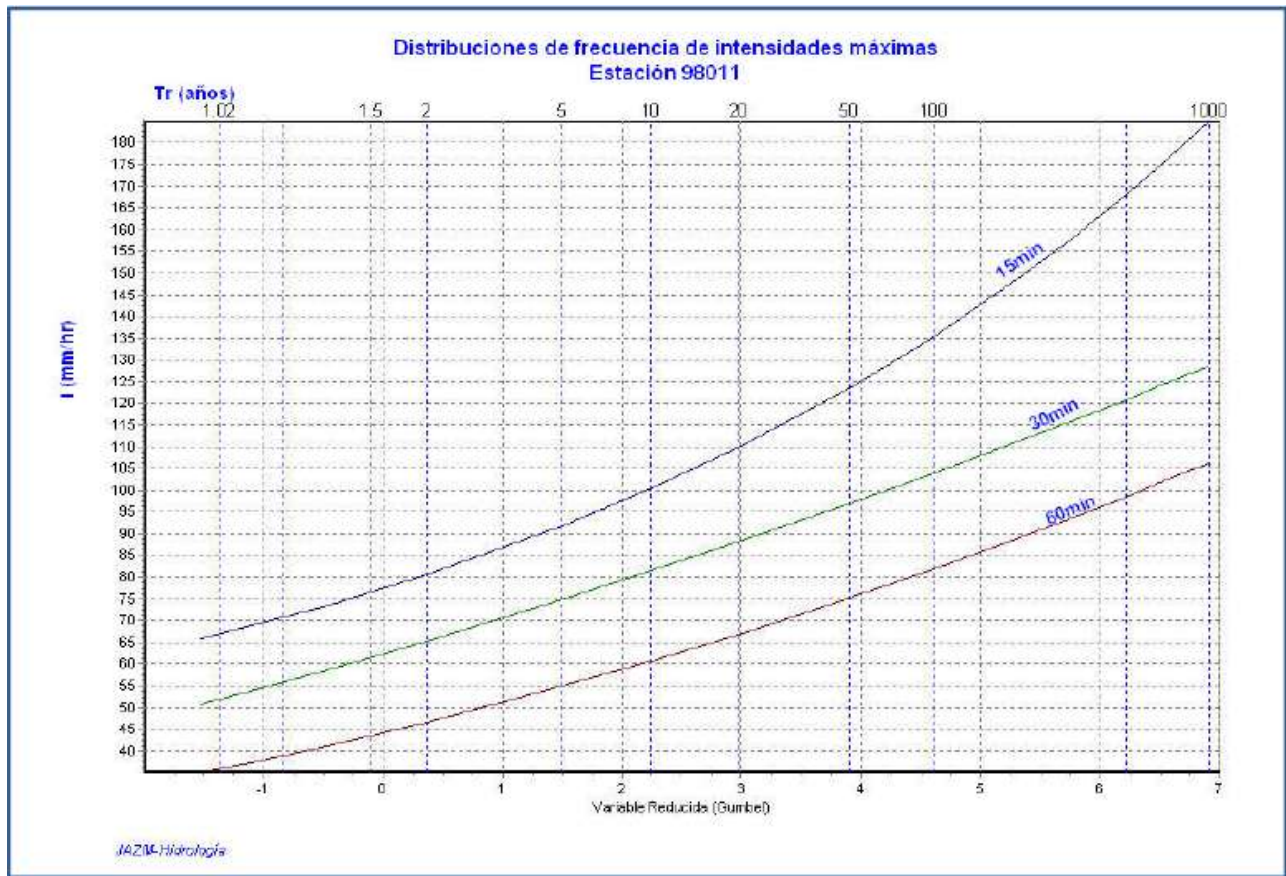


Figura 14. Frecuencias de intensidades máximas estación 98011

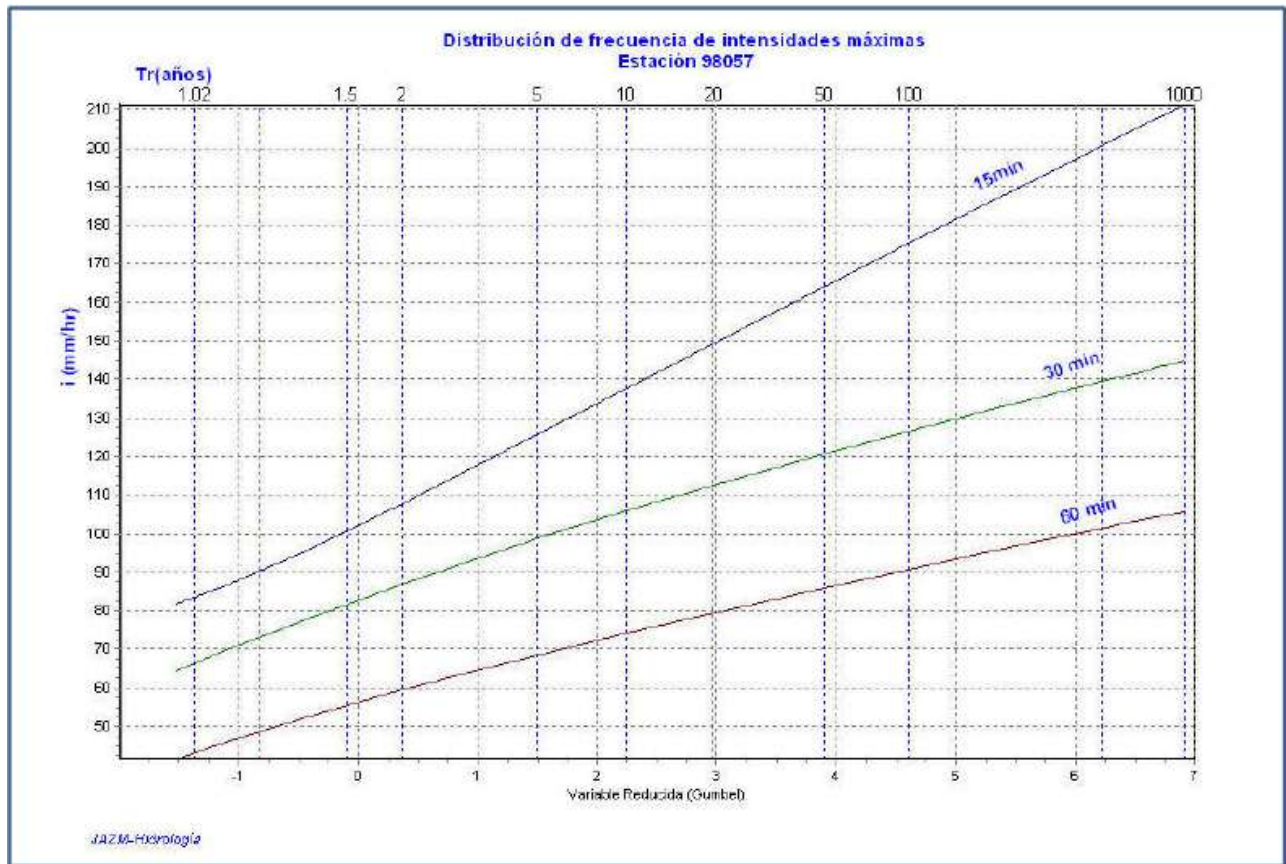


Figura 15. Frecuencias de intensidades máximas estación 98057

Caudales de diseño de acuerdo con la fórmula racional y regionalización					
Fórmula Racional					
Cauce	Area (km ²)	i (mm/h)	C	Q (m ³ /s)	Producción (l/s/km ²)
Q Potrero(Térraba)	1.33	164	0.25	15	11398
Veraguas	24.3	86	0.25	145	5977
Q Moracha	2.63	164	0.25	30	11398
Q Ceibón	0.906	164	0.25	10	11398
Q Chiricano	5.81	121	0.25	49	8410
Q Changual	4.58	121	0.25	39	8410
R. Maíz	39.58	86	0.25	237	5977
R. Reventazón	29.66	86	0.25	177	5213
Concepción	180	86	0.25	1076	5977
Jabillo 1	12.99	97	0.25	88	6742
Jabillo 2	3.9	97	0.25	26	6742
Guagaral	16.35	97	0.25	110	6742
Veracruz 1	10.77	97	0.25	73	6742
Veracruz 2	3.3	97	0.25	22	6742
Veracruz 3	1.96	123	0.25	17	8549
Q. Pavona	4.5	97	0.25	30	6742
R Aguila	17.24	75	0.25	90	5213
Q. Zapote	5.56	97	0.25	37	6742
Q Cuyeo	0.766	123	0.25	7	8549
Q Laja	1.51	123	0.25	13	8549
R Pejibaye	56.66	75	0.25	295	5213
Q Seca	2.02	97	0.25	14	6742
R Platanares	36.96	75	0.25	193	5213
Q Reyes	4.76	97	0.25	32	6742
Regional					
Veraguas	24.3			91	3769
Águila	17.2			78	4535
Pejibaye	57			253	4439
Reventazón	30			128	4267
Maíz	40			145	3625
Platanares	37			165	4459
Concepción	186			750	4076

Figura 16. Caudales de diseño por formula racional

Caudales de diseño recomendados	
Cauce	Caudal de diseño(m ³ /s)
Q Potrero(Térraba)	15
Veraguas	227
Q Moracha	30
Q Ceibón	10
Q. Chiricano	54
Q Changual	43
R. Maíz	370
R. Reventazón	277
Concepción	1680
Jabillo 1	121
Jabillo 2	36
Guagaral	153
Veracruz 1	101
Veracruz 2	31
Veracruz 3	18
Q. Pavona	42
R Aguila	161
Q. Zapote	52
Q Cuyeo	7
Q Laja	14
R Pejibaye	529
Q Seca	19
R Platanares	345
Q Reyes	44

Figura 17. Caudales de diseño por formula racional

Anexo 3

A continuación se describe el uso del programa Hec-Ras el cual se emplea en la sección de diseño Hidráulico, en el caso de ARCGIS por su poco uso y sus amplias funciones se toma la decisión de no ahondar en el mismo, excepto la imagen de las secciones y su distribución en el río analizado junto con la imagen de la cuenca, lo cual es innecesario ya que lo importante en este caso es el diseño hidráulico. Las herramientas a describir son las empleadas durante el trabajo:

Antes de ingresar datos sobre el río es indispensable ir a la opción “File” y seleccionar la opción de “New Project” ó “Open Project” si el mismo ya existe. Posteriormente se debe ir a “Option” dar clic en la opción “UnitSystem” y seleccionar las unidades del Sistema internacional, si se hace un cambio en el uso de unidades luego de elaborado el trabajo se alteraran los datos ingresados y por ende los resultados.

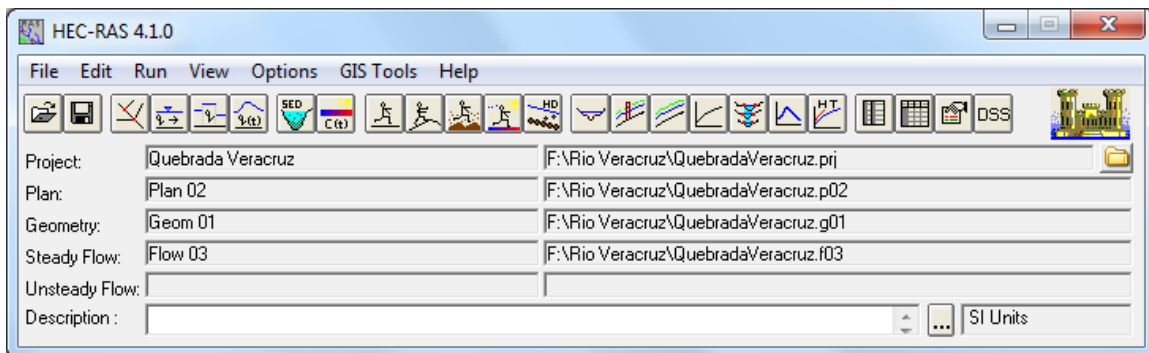












Figura 18. Datos de ingreso. Información general.

- Abrir un archivo o iniciar uno nuevo. 
- Guarda un archivo. 
- Abrir una sección geométrica (Geometric Data). 
- Opción para definir el caudal de Diseño (SteadyFlow). 
- Opción para poner a correr la simulación (SteadyFlowSimulation). 
- Esta opción permite observar en detalle cada sección transversal (View Cross Sections). 
- Aquí podemos ver la línea de energía del río bajo régimen crítico, subcrítico y mixto (View Profiles). 
- Esta opción permite observar las variaciones de la velocidad del agua a lo largo del río (View General Profile). 
- Aquí podemos observar la relación entre caudal y elevación de cause (Rating Curve). 
- Con esta opción podemos observar la simulación en 3D del cauce y las secciones del cause elegidas para el diseño. 

Para iniciar vamos a la sección de “Geometric Data” luego damos clic en la opción “RiverReach” con ello dibujamos la sección del cauce del río.

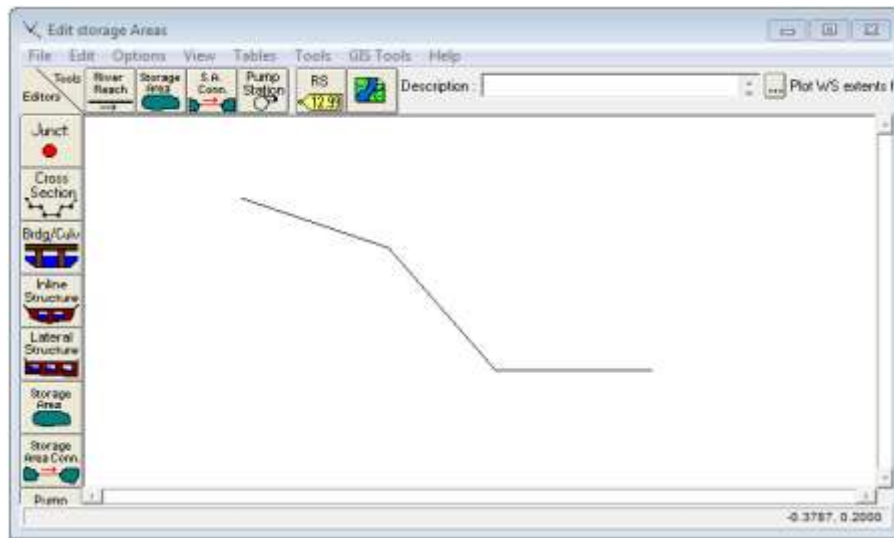


Figura 19. Datos de ingreso. Información general.

Posteriormente nos dirigimos a la sección “Cross Section” aquí definimos los valores aquí vamos a la opción “Edit” y seleccionamos “New Project” posteriormente se colocan los valores de “Section” que se refiere a los diferentes puntos en la horizontal del cauce mientras que en “Elevation” definimos los puntos de la vertical o altura de cada uno de los puntos. Con ello generamos la sección que se observa al margen derecho de la figura. Posteriormente en “ReachLengths” definimos la longitud de margen derecho, izquierdo y central de una sección a otra. Posteriormente y dependiendo la superficie se elige el valor de Manning para cada margen. En el cuadro “MainChannel Bank Station” colocamos los puntos de la sección tanto en margen derecho como en margen izquierdo en donde se apoya el puente. Los coeficientes de expansión y contracción los sugiere el programa automáticamente.

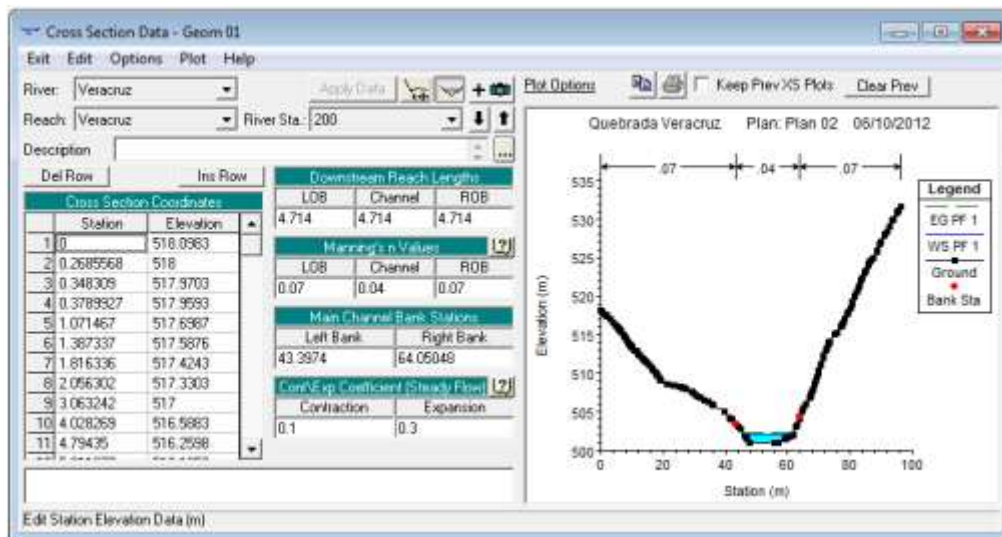


Figura 20. Datos de ingreso. Información general.

Luego de definir las diferentes secciones nos vamos a la opción a la ventana de “Geometric Data” y de ahí a la opción “Tools” de la barra de herramientas, ahí nos vamos a “XS Interpolation” ahí elegimos la opción de interpolación entre dos secciones (2XS’), aquí definimos la separación máxima de interpolación entre cada margen de la sección, posteriormente damos clic en “Interpolate New XS’s”, esto permite tener un perspectiva y visión más clara del cauce.

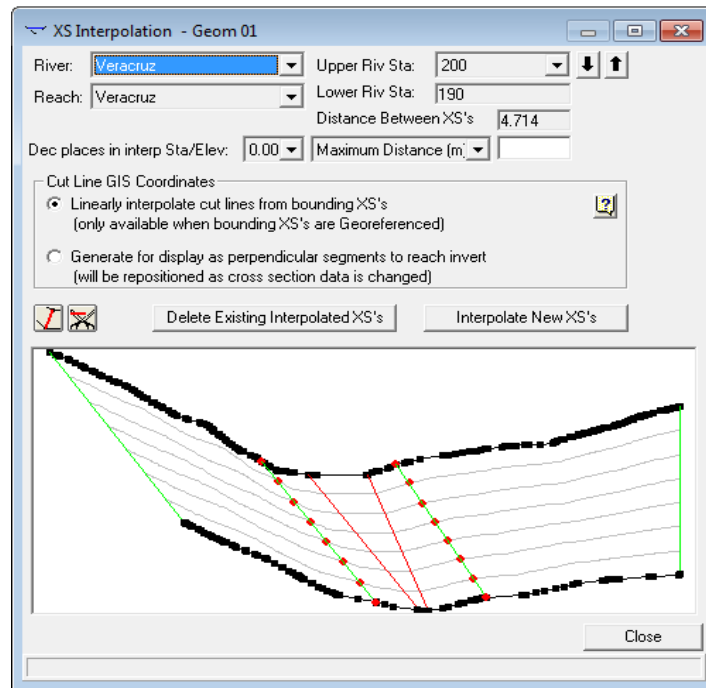


Figura 21. Datos de ingreso. Información general.

Posteriormente vamos a la sección “SteadyFlow” donde definimos el número de perfiles lo cual se refiere a los diferentes valores de flujo (Caudales) que presenta el río.

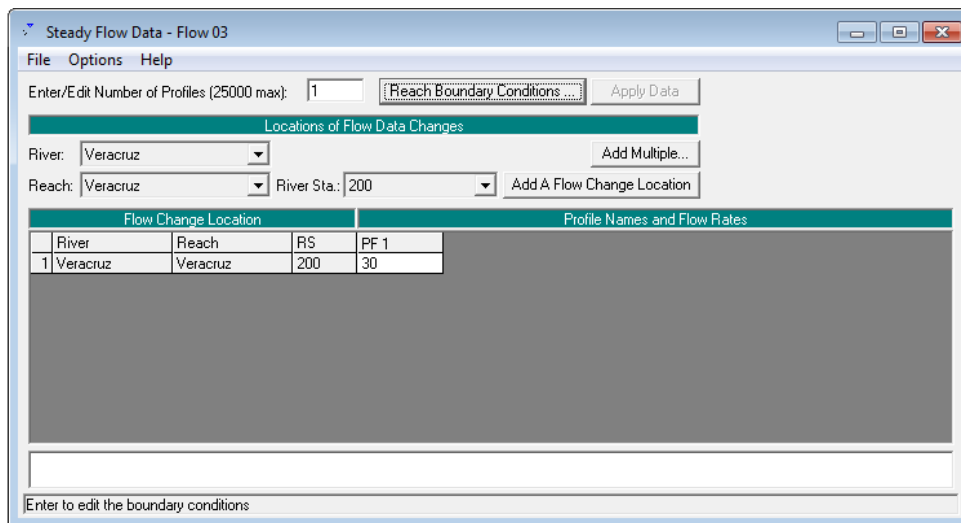


Figura 22. Datos de ingreso. Información general.

Posteriormente nos vamos a la opción “ReachBoundary” lo cual se refiere a las condiciones del límite ya sea inicial y final, aquí definimos las pendientes para estos puntos, ello en la opción “Normal Depth” (profundidad normal), se elige esta opción por que nos encontramos en un cauce pasible aunque se pueden definir estos estados límite para ríos más caudalosos

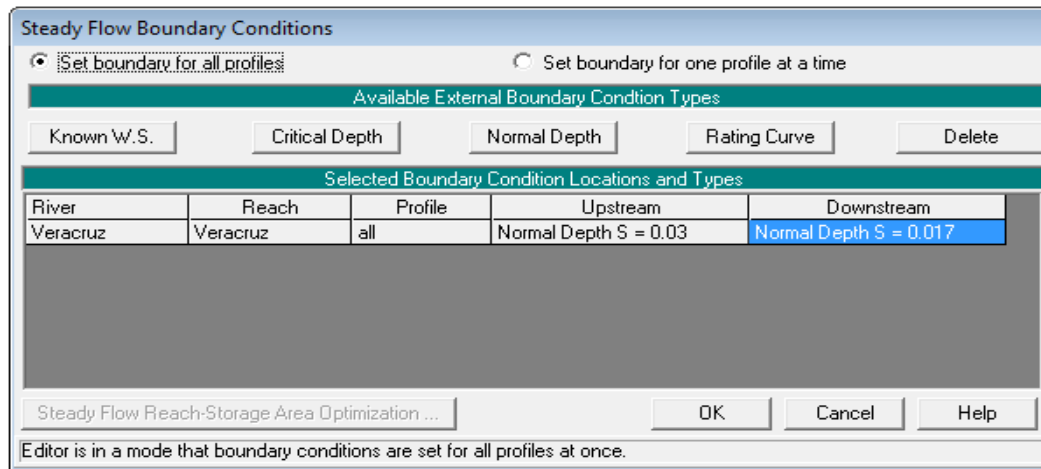


Figura 23. Datos de ingreso. Información general.

Posteriormente volvemos a la sección “Geometric Data”, ahí seleccionamos la opción “Bridg” la cual se refiere a la colocación de un puente sobre el cauce, ahí se nos muestra el siguiente cuadro:

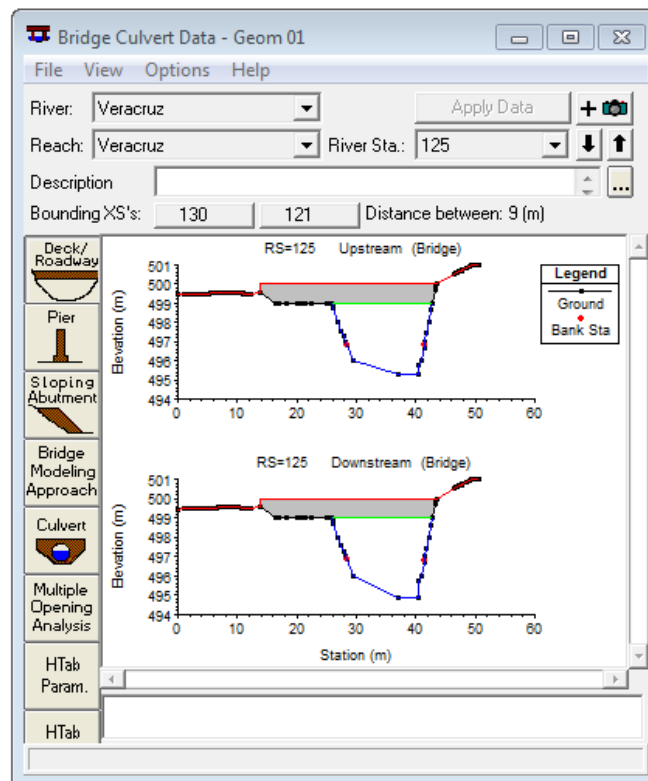


Figura 24. Datos de ingreso. Información general.

En el cuadro anterior seleccionamos la sección donde deseamos colocar la estructura y la altura a que deseamos que se encuentre, siempre es recomendable que la diferencia de altura entre el puente y la línea de energía sea de al menos un 20% de la altura de esta línea de energía respecto al fondo del río, se debe elegir las dos secciones dentro de las cuales se encuentra el puente, las mismas deben ser lo más similares posible y poseer una separación mayor al ancho del puente.

Posteriormente vamos la opción “Deck” la cual se refiere al tablero de la estructura, es de suma importancia definir el punto para la colocación del mismo, ya que no solo debe cumplir con la altura para evitar que el caudal lo roce sino que también debe adaptarse a la topografía.

En el cuadro siguiente se define en la opción “Distance” la separación entre el borde del puente y la sección más próxima aguas arriba, si la separación entre las secciones donde se coloca el puente es menor al ancho del puente, el programa no va a correr. En el apartado “Width” se define el ancho del tablero o superestructura, mientras que “WeirCoef” se refiere al coeficiente de vertedero, aquí se usa normalmente 1.4.

Distance		Width		Weir Coef	
0.5		5		1.4	

Upstream			Downstream			
	Station	high chord	low chord	Station	high chord	low chord
1	13.8	500.	499.	13.8	500.	499.
2	43.47	500.	499.	43.47	500.	499.
3						
4						
5						
6						
7						
8						

Figura 25. Datos de ingreso. Información general.

Luego de lo anterior se va a la opción “SteadyFlowSimulation” en donde corremos la simulación de acuerdo al régimen de flujo que se quiera, ya sea subcrítico, supercrítico, mixto.

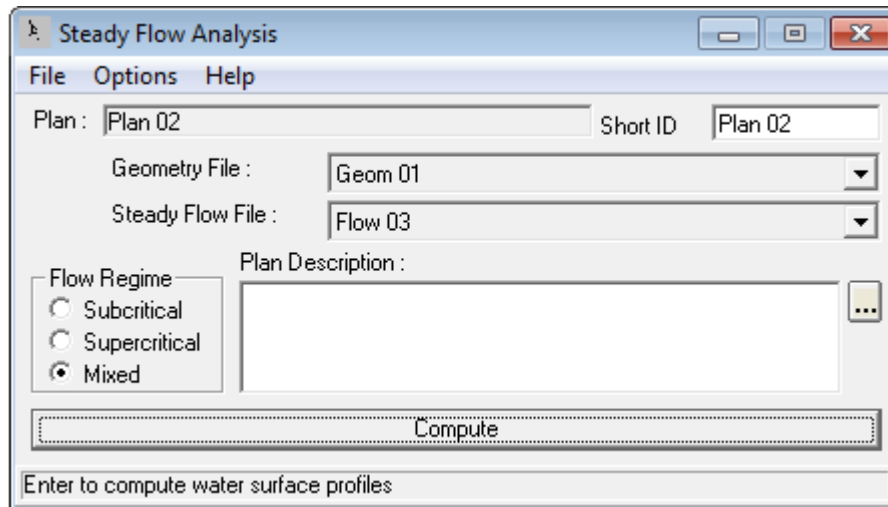


Figura 26. Datos de ingreso. Información general.

A continuación se visualizan los límites del cauce (puntos rojos), las secciones propuestas (líneas café), secciones interpoladas (líneas naranjas), dirección del cauce (línea azul), además se visualiza el punto donde se colocó el tablero del puente (rectángulo azul).

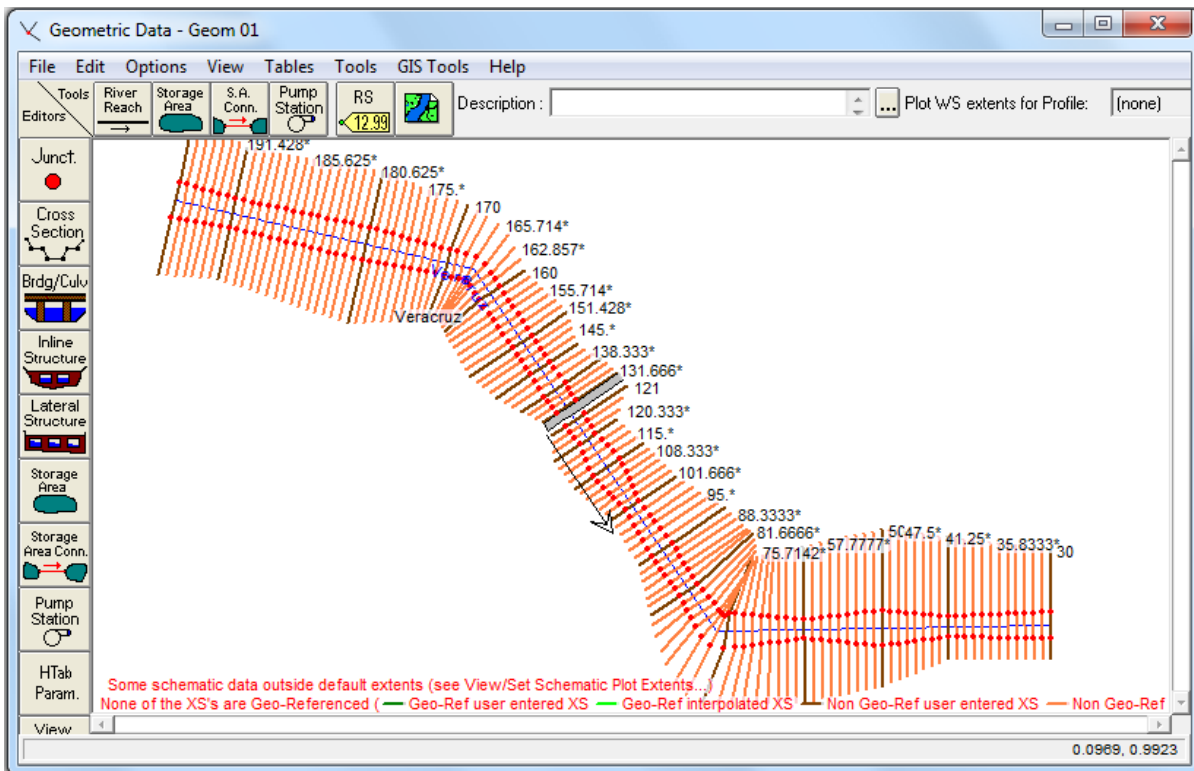


Figura 27. Datos de ingreso. Información general.

A continuación se observa la línea de energía la cual se puede definir en subcrítica, crítica, supercrítica esto de acuerdo al formato en el que se decidió correr la simulación. Además se observa desde una vista de perfil la posición del puente de acuerdo a la línea de energía y el cauce.

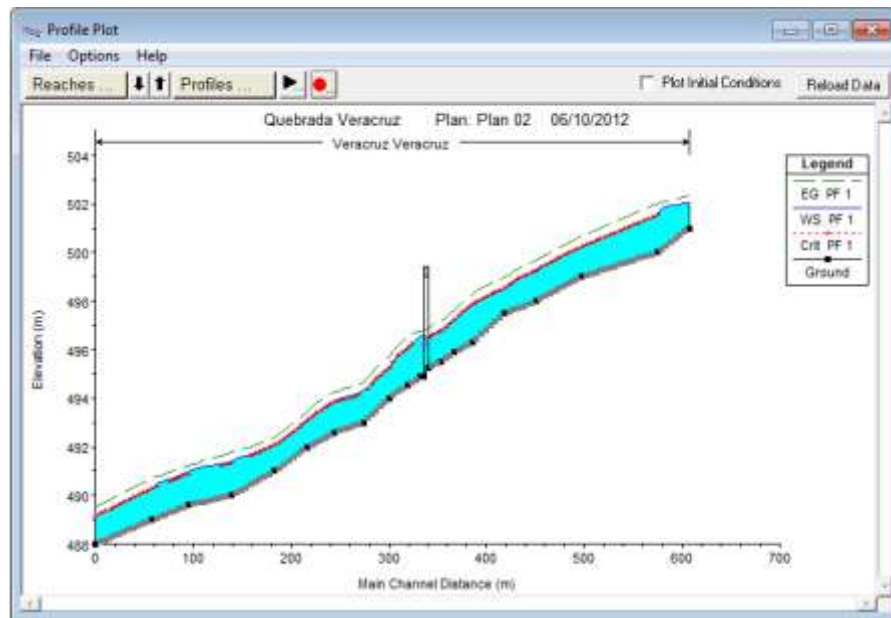


Figura 28. Datos de ingreso. Información general.

A continuación se observan las variaciones en la velocidad del cauce a través de la sección de río que se decidió estudiar, esto se visualiza en la opción (View General Profile).

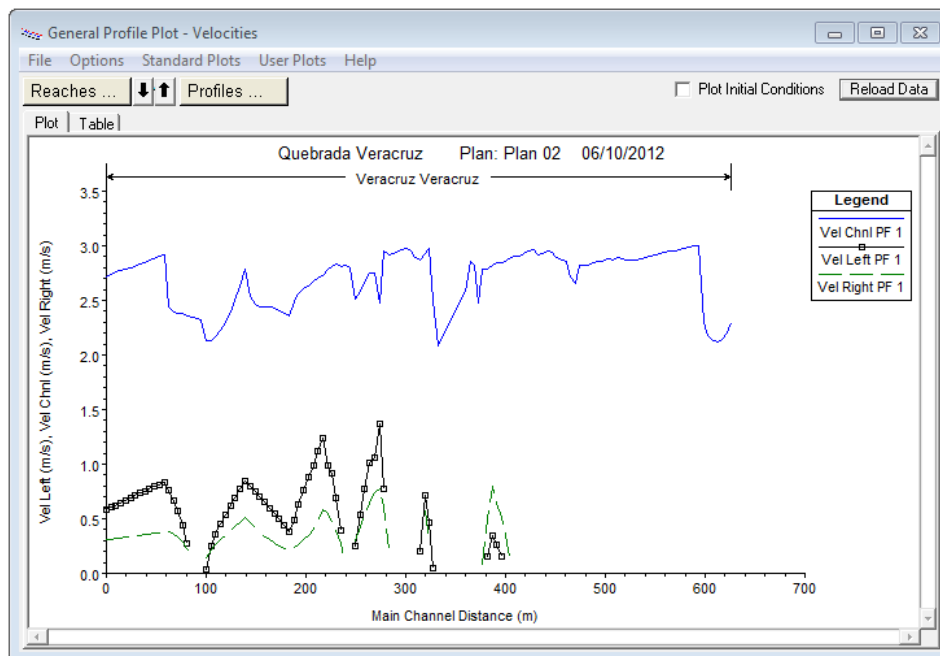


Figura 29. Datos de ingreso. Información general.

A continuación se observa la variación del caudal respecto a las diferentes alturas, esta tabla la genera la opción "Rating Curve".

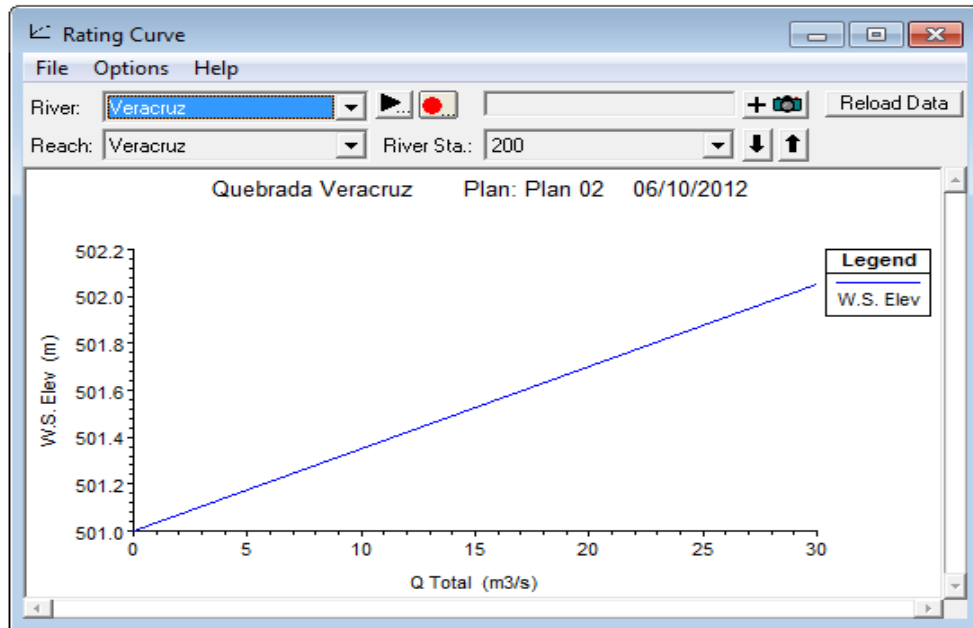


Figura 30. Datos de ingreso. Información general.

A continuación nos vamos a la opción "View 3D" en donde el programa nos brinda una vista en tercera dimensión de las diferentes secciones definidas las cuales dan forma a la cuenca en su sección mas próxima al río, además la interacción entre ellos, también se nos permite visuales la posición real del puente y como se visualizará en relación al cauce.

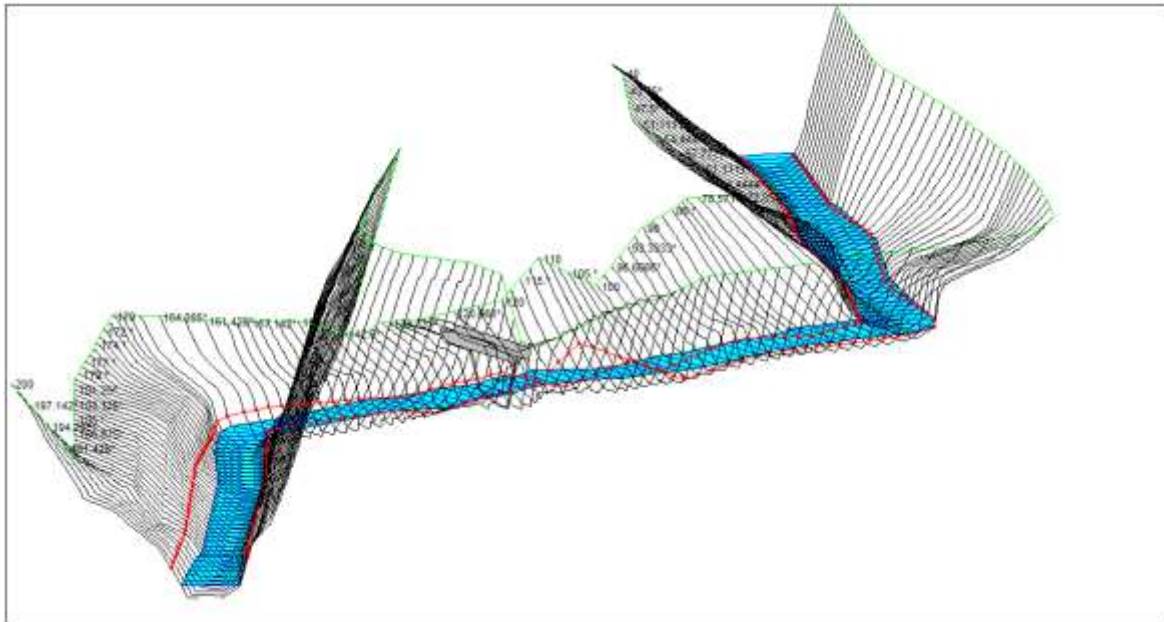


Figura 31. Datos de ingreso. Información general.

Anexo 4

A continuación se presentan algunas imágenes las cuales presentan de forma representativa el desarrollo de la sección geológica, en ellas se puede visualizar tanto el tipo de materiales, como el estado de algunas zonas cercanas al puente, además del perfil geológico el cual ayuda a definir la zona mas adecuada para emplazar el puente.



Figura 32. Ubicación de perfil C-D, Vista en planta

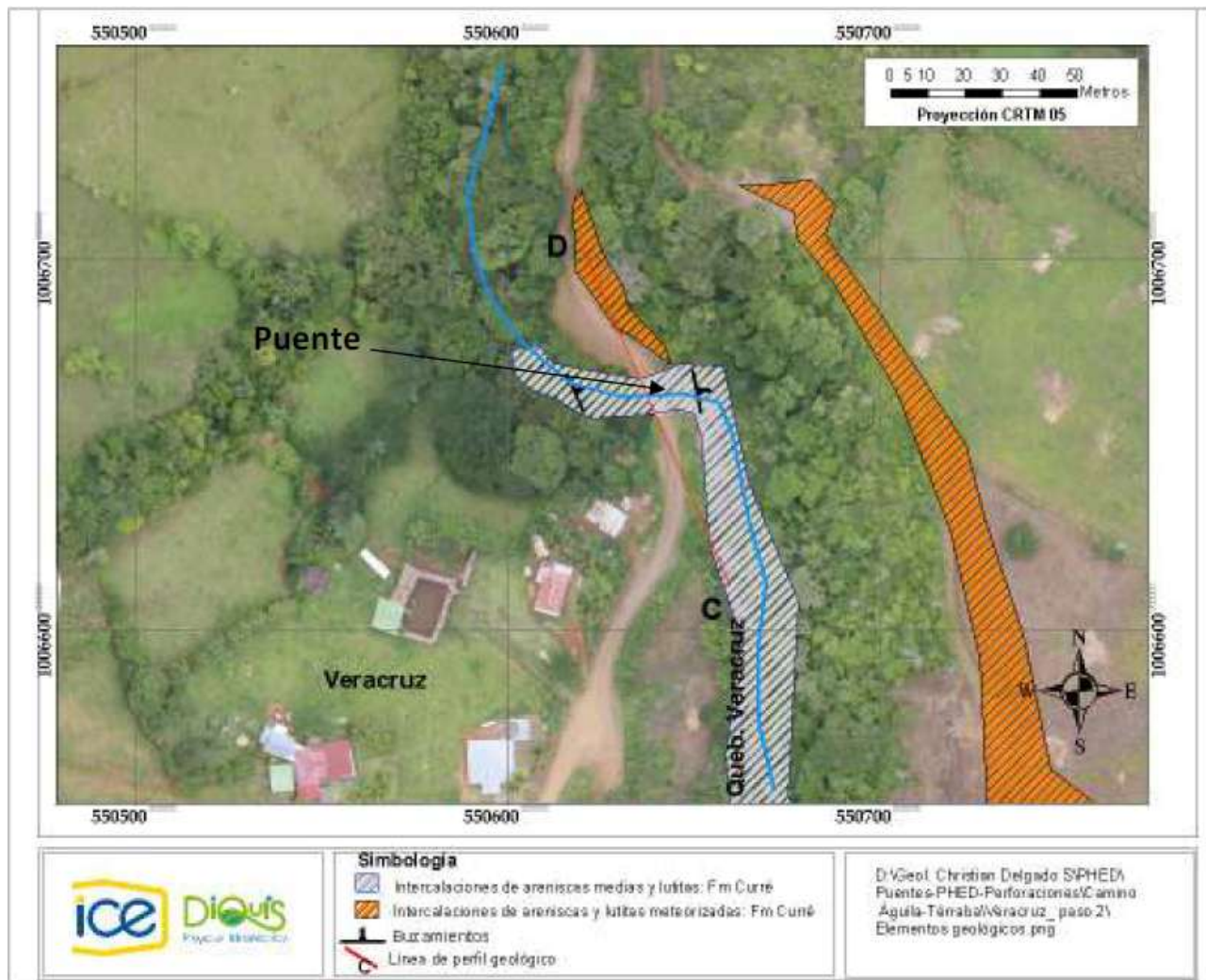


Figura 33. Mapa de elementos geológicos perfil C-D

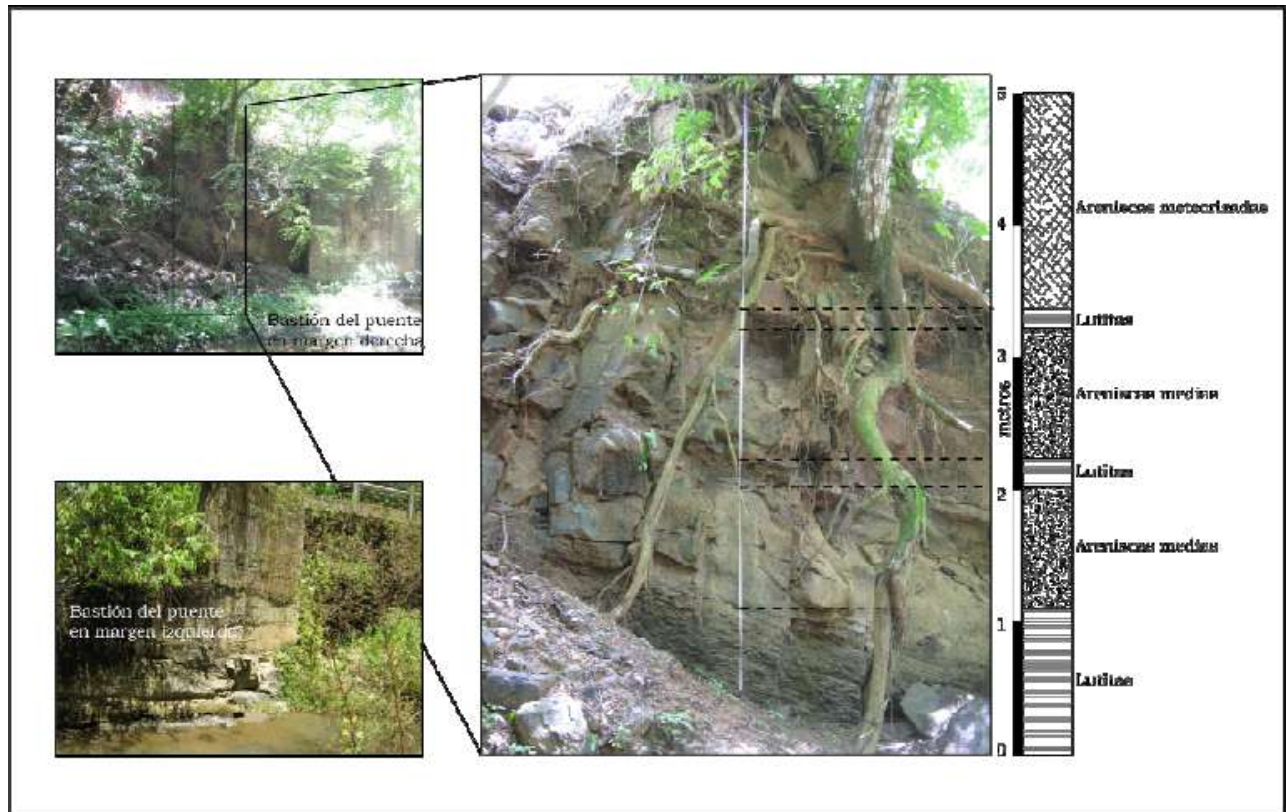


Figura 34. Columna estratigráfica local para el puente Veracruz.



Figura 35. Arenisca meteorizada aflorando en las cercanías del puente

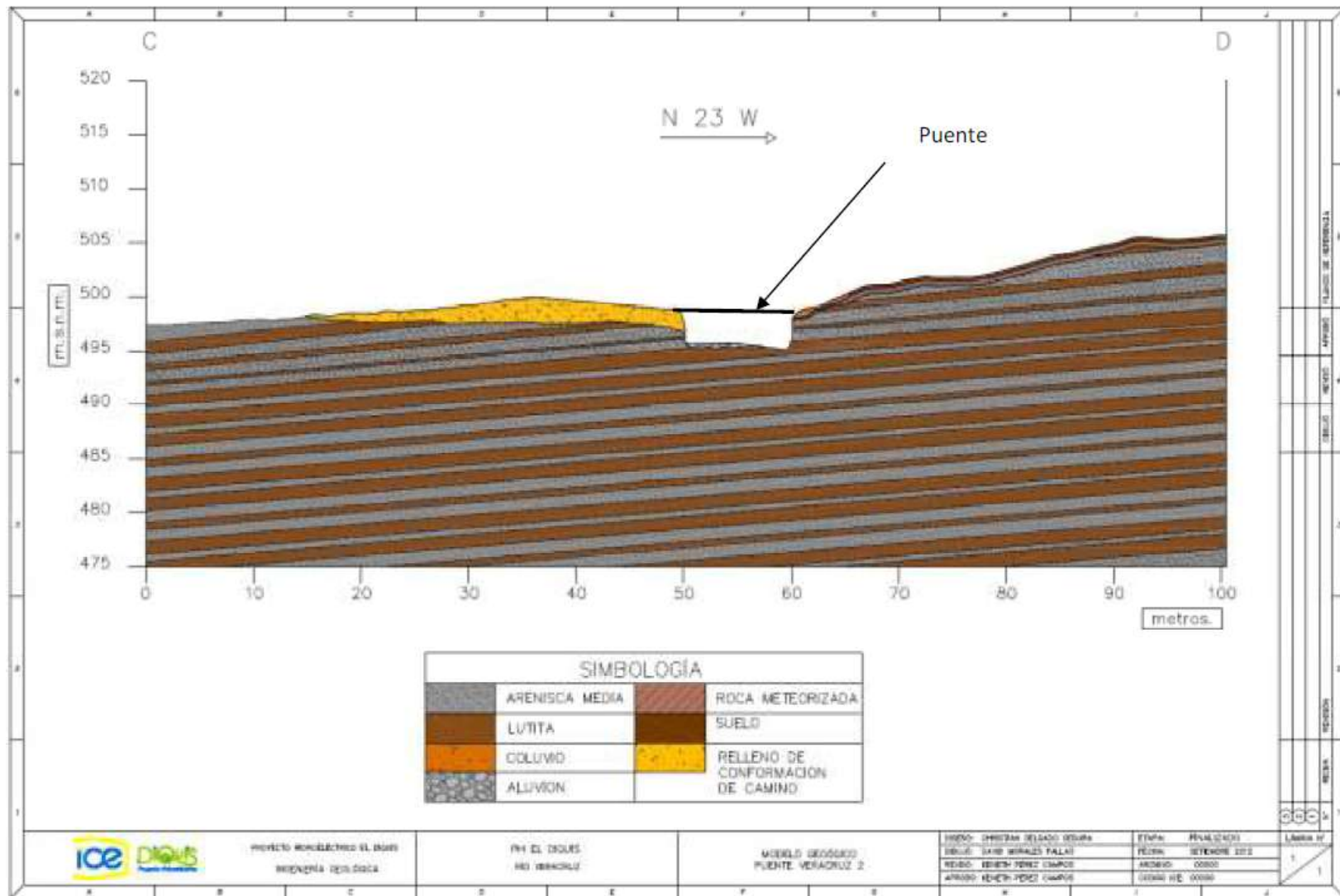


Figura 36. Perfil geológico

En el siguiente mapa se observa la colación del puente respecto a la falla de Changuena la cual es de gran importancia a nivel nacional, esto genera una perspectiva mas clara de la importancia del análisis sísmico ya que la misma por la cercanía a la falla antes mencionada

y a la actividad sísmica de la zona será sometida a este tipo de fenómeno comúnmente, por ello lo importante de incluir la fuerza sísmica en nuestro diseño estructural.

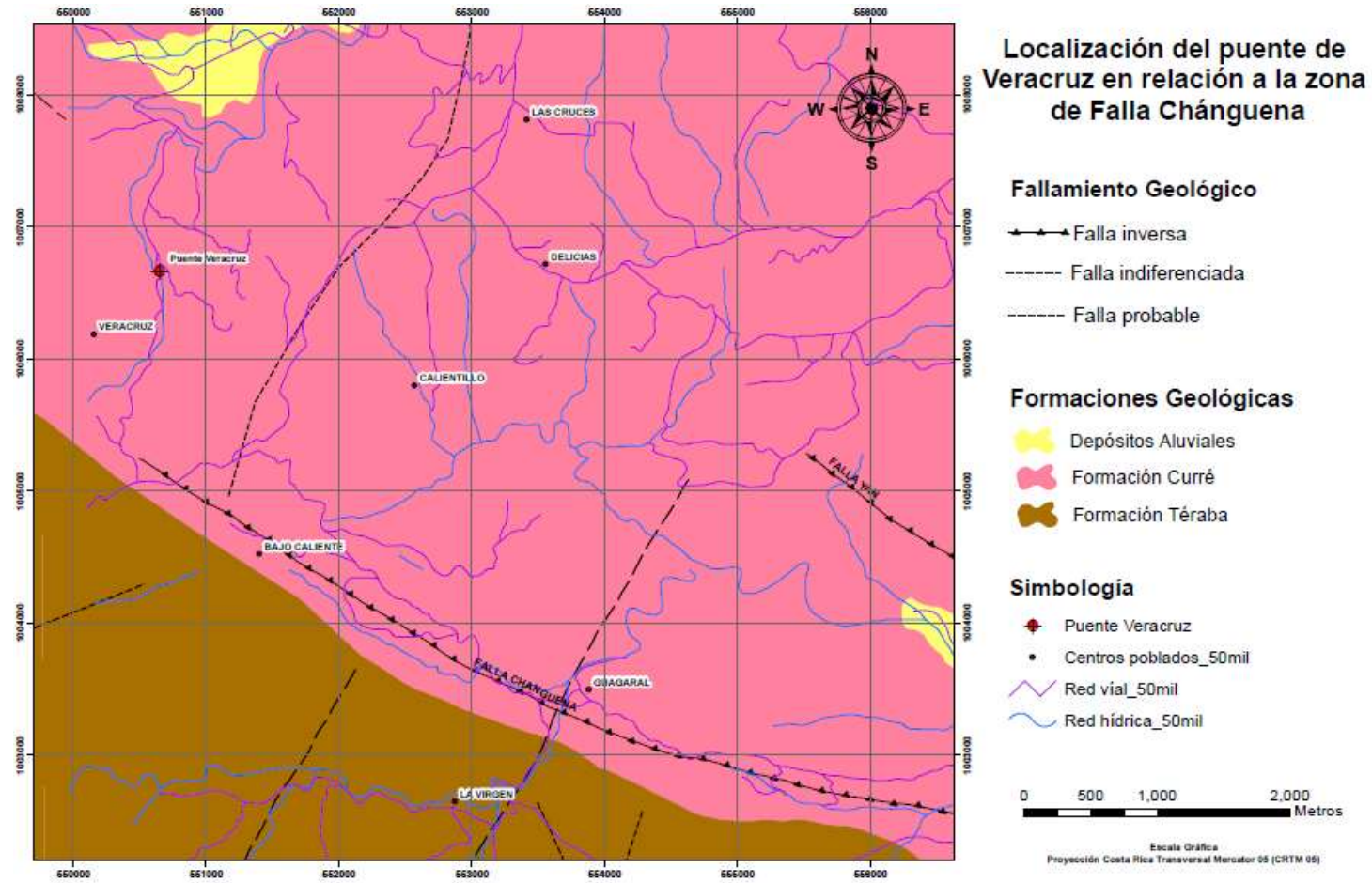


Figura 37. Locación del puente respecto a la falla Changuena

Anexo 5

Resultado de ensayos a compresión inconfina de las diferentes muestras de roca, aguas arriba margen derecho (punto 1), aguas arriba margen izquierdo (punto 2) y aguas abajo (punto 3).

INSTITUTO COSTARRICENSE DE ELECTRICIDAD PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL DIQUÍS CONTROL DE CALIDAD COMPRESIÓN INCONFINADA (NÚCLEOS) PUENTE VERACRUZ, PASO 2												
OBRA	PROCEDENCIA	# DE MUESTRA	TAMAÑO INDICADO	FECHA DE PRUEBA	PESO (g)	DIAMETRO (mm)	ALTURA (mm)	Densidad (Kg/cm ³)	Densidad (Kg/m ³)	Resistencia (kN)	Resistencia (MPa)	Resistencia (kg/cm ²)
Margen Derecha, Aguas arriba	Punto #1	M 1	3"	14/08/2012	1.31	69.00	151	0.00232	2320.09776	156.65	41.89	418.93
Margen Derecha, Aguas arriba	Punto #1	M 2	3"	14/08/2012	1.32	69.00	151	0.00234	2337.80843	165.82	44.35	443.45
Margen Derecha, Aguas arriba	Punto #1	M 3	3"	14/08/2012	1.33	69.00	151	0.00236	2355.51910	148.76	39.78	397.83
Margen Derecha, Aguas arriba	Punto #1	M 1	2"	14/08/2012	0.37	45.00	100	0.00233	2326.41300	37.06	23.30	233.02
Margen Derecha, Aguas arriba	Punto #1	M 2	2"	14/08/2012	0.37	45.00	100	0.00233	2326.41300	21.08	13.25	132.54
Margen Derecha, Aguas arriba	Punto #1	M 3	2"	14/08/2012	0.37	45.00	100	0.00233	2326.41300	29.27	18.40	184.04
Margen Derecha, Aguas arriba	Punto #1	M 4	2"	14/08/2012	0.37	45.00	100	0.00233	2326.41300	14.77	9.29	92.87
Margen Izquierda, Aguas arriba	Punto #2	M 1	3"	14/08/2012	0.94	69.00	107	0.00235	2349.39485	92.03	23.73	237.29
Margen Izquierda, Aguas arriba	Punto #2	M 2	3"	14/08/2012	1.01	69.00	110	0.00246	2455.50389	300.98	77.88	778.80
Margen Izquierda, Aguas arriba	Punto #2	M 3	3"	14/08/2012	1.29	69.00	150	0.00230	2299.90760	21.48	5.74	57.44
Margen Izquierda, Aguas arriba	Punto #2	M 1	2"	14/08/2012	0.26	45.00	74	0.00221	2209.15770	24.62	15.04	150.37
Margen Izquierda, Aguas arriba	Punto #2	M 2	2"	14/08/2012	0.36	45.00	99	0.00229	2286.40098	11.04	6.94	69.42
Margen Izquierda, Aguas arriba	Punto #2	M 3	2"	14/08/2012	0.38	45.00	100	0.00239	2389.28902	54.44	34.23	342.30
Margen Izquierda, Aguas arriba	Punto #2	M 4	2"	14/08/2012	0.25	45.00	67	0.00235	2346.12041	52.28	31.52	315.23
Aguas abajo	Punto #3	M 1	3"	14/08/2012	0.94	69.00	107	0.00235	2349.39485	39.73	10.24	102.44
Aguas abajo	Punto #3	M 2	3"	14/08/2012	0.99	69.00	107	0.00247	2474.36266	311.92	80.43	804.26
Aguas abajo	Punto #3	M 3	3"	14/08/2012	0.79	69.00	93	0.00227	2271.72669	84.90	21.44	214.37
Aguas abajo	Punto #3	M 4	3"	14/08/2012	1.40	69.00	150	0.00250	2496.02375	227.33	60.80	607.95
Aguas abajo	Punto #3	M 1	2"	14/08/2012	0.38	45.00	100	0.00239	2389.28902	18.69	11.75	117.52
Aguas abajo	Punto #3	M 2	2"	14/08/2012	0.36	45.00	100	0.00226	2263.53697	13.37	8.41	84.07

Tabla 38. Resultados de compresión inconfina de las diferentes muestras de roca, aguas arriba margen derecho (punto 1), aguas arriba margen izquierdo (punto 2) y aguas abajo (punto 3).

Anexo 6

A continuación se encuentran algunas imágenes de procedimientos empleados en la sección de análisis geológico, junto con imágenes que ayudan a caracterizar el estado geológico del sitio del puente junto con las zonas aledañas.

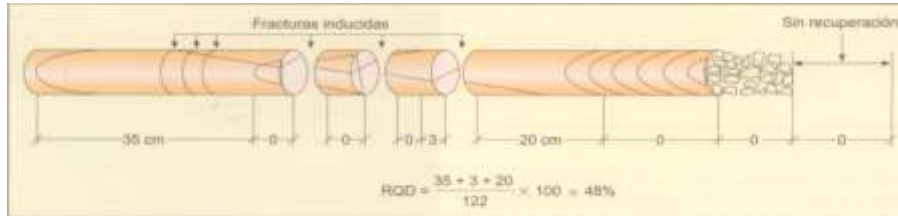


Figura 39. Ejemplo grafico del ensayo RQD ((Rock Quality Designation))

Clasificación RMR							
A. CLASIFICACIÓN DE PARÁMETROS Y SU PUNTUACIÓN							
Parámetro	Rango de valores						
	1	Compresión incofinada de la roca intacta	Indice de carga puntual (MPa)	> 10	4 - 10	2 - 4	1 - 2
Resistencia compresión uniaxial (MPa)		> 250	100 - 250	50 - 100	25 - 50	10 - 25	< 10
2	Valoración	15	12	7	4	2	1
	ROD (%)	90 - 100	75 - 90	50 - 75	25 - 50	< 25	0
3	Valoración	20	17	13	8	5	3
	Separación de las discontinuidades (m)	> 2,0	0,6 - 2,0	0,2 - 0,6	0,06 - 0,2	< 0,06	0
4	Valoración	30	25	20	10	5	0
	Condición de la discontinuidad (ver E)	< 1,0 m Superficie muy rugosa Cerrada Sin relleno Pared alterada	1,0 - 3,0 m Superficie rugosa Separación < 0,1 mm Relleno duro < 5,0 mm Pared poco alterada	3,0 - 10,0 m Superficie poco rugosa Separación 1 - 0,1 mm Relleno duro > 5,0 mm Pared alterada	10,0 - 20,0 m Superficie suave Separación 1 - 3 mm Relleno suave < 5,0 mm Pared muy alterada	> 20,0 m Superficie estriada Separación > 5,0 mm Relleno suave > 5,0 mm Pared totalmente alterada	0
5	Valoración	30	25	20	10	5	0
	Agua subterránea	Caudal (l/min)	No hay	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125
		σ_u/σ_c	0,0	< 0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 0,5	> 0,5
		General	Seco	Humedo	Mojado	Goteando	Fluyendo
	Valoración	15	10	7	4	0	0

A RMR₁

B. AJUSTE DE LA PUNTUACIÓN POR ORIENTACIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES (ver F)					
Rumbo y buzamiento de las discontinuidades	Muy favorable	Favorable	Medio	Desfavorable	Muy desfavorable
Valoración					
Túneles	0	-2	-5	-10	-12
Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25
Taludes	0	-5	-25	-50	-

B RMR₂

C. DETERMINACIÓN DE LA CLASE DE MACIZO ROCOSO SEGÚN LA VALORACIÓN OBTENIDA					
Puntuación	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	menos de 20
Número de clase	I	II	III	IV	V
Descripción	Muy buena	Buena	Media	Mala	Muy mala

D. SIGNIFICADO DE LAS CLASES DE ROCA					
Número de clase	I	II	III	IV	V
Tiempo promedio de autosostento	20 años para 15,0 m	1 año para 10,0 m	1 semana para 5,0 m	10 horas para 2,5 m	30 min para 1,0 m
Cohesión de la masa rocosa (kPa)	> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100
Ángulo de fricción de la masa rocosa (°)	> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15

E. GUÍA PARA LA CLASIFICACIÓN DE LA CONDICIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES					
Persistencia (m)	< 1	1 - 3	3 - 10	10 - 20	> 20
Valoración	6	4	2	1	0
Apertura (mm)	Cerrada	< 0,1	0,1 - 1,0	1,0 - 5,0	> 5,0
Valoración	6	5	4	1	0
Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Suave	Estriada
Valoración	6	5	3	1	0
Relleno	Sin relleno	Relleno duro < 5 mm	Relleno duro > 5 mm	Relleno suave < 5 mm	Relleno suave > 5 mm
Valoración	6	4	2	2	0
Alteración	Sana	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta
Valoración	6	5	3	1	0

E A.4

F. EFECTO DEL RUMBO Y ÁNGULO DE LAS DISCONTINUIDADES EN TUNELES			
Rumbo de la discontinuidad perpendicular al eje del túnel	Rumbo de la discontinuidad paralelo al eje del túnel		
Excavación a favor del buzamiento - Buzamiento	Excavación a favor del buzamiento - Buzamiento entre 45° - 90°	Buzamiento entre 20° - 45°	
Muy favorable	Favorable	Muy favorable	Medio
Excavación en contra del buzamiento - Buzamiento	Excavación en contra del Buzamiento entre 0° - 20° independiente del rumbo de la discontinuidad	Medio	
Medio	Desfavorable	Medio	

Figura 40. Tabla de calificación de rocas RMR



Figura 41. Lutita, Centro del cauce, Aguas Arriba



Figura 42. Afloramiento de Areniscas, Aguas Arriba



Figura 43. Lutita descomprecionada, Aguas Abajo



Figura 44. Zona de perforaciones, Aguas Arriba, Margen Derecho



Figura 45. Zona de perforaciones, Aguas Arriba, Margen Izquierdo



Figura 46. Zona de perforaciones, Aguas Arriba, Margen Izquierdo

A continuación se definen los resultados del RMR para los estratos de roca presentes en el lugar donde se construirá el puente, estos principalmente en la zona de cimentación:

Sistema de clasificación geomecánica RMR (Bieniawski, 1989)										
Proyecto: PHED					Litología: Intercalaciones de Areniscas y Lutitas					
Ubicación: Veracruz					Levantó: Cristian Delgado Segura y Hermes Bonilla Delgado					
Fecha: 23/08/2012					Revisó: Cristian Delgado Segura					
A. CLASIFICACIÓN DE PARÁMETROS Y SU PUNTUACIÓN										
Parámetro		Rango de valores						Valoración adoptada		
1	Compresión incofinada de la roca intacta	Índice de carga puntual (MPa)	> 10	4 - 10	2 - 4	1 - 2	< 1			2
		Resistencia compresión uniaxial (MPa)	> 250	100 - 250	50 - 100	25 - 50	25	10	5	
Valoración		15	12	7	4	2	1	0		
2	RQD (%)	90 - 100	75 - 90	50 - 75	25 - 50	< 25				13
		Valoración		20	17	13	8	3		
3	Separación de las discontinuidades (m)	> 2,0	0,6 - 2,0	0,2 - 0,6	0,06 - 0,2	< 0,06				10
		Valoración		20	15	10	8			
4	Condición de la discontinuidad (ver E)	< 1,0 m	1,0 - 3,0 m	3,0 - 10,0 m	10,0 - 20,0 m	> 20,0 m				30
		Superficie muy rugosa	Superficie rugosa	Superficie poco rugosa	Superficie suave	Superficie estriada				
		Cerrada	Separación < 0,1 mm	Separación 1 - 0,1 mm	Separación 1 - 5 mm	Separación > 5,0 mm				
		Sin relleno	Relleno duro < 5,0 mm	Relleno duro > 5,0 mm	Relleno suave < 5,0 mm	Relleno suave > 5,0 mm				
		Pared inalterada	Pared poco alterada	Pared alterada	Pared muy alterada	Pared totalmente alterada				
		Valoración		30	25	20	10	0		
5	Agua subterránea	Caudal (l/min)	No hay	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125			15
		σ_1/σ_3	0,0	< 0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 0,5	> 0,5			
		General	Seco	Humedo	Mojado	Goteando	Fluyendo			
		Valoración		15	10	7	4	0		
A									RMR_b	70
B. AJUSTE DE LA PUNTUACIÓN POR ORIENTACIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES (ver F)										
Rumbo y buzamiento de las discontinuidades		Muy favorable	Favorable	Medio	Desfavorable	Muy desfavorable				
Valoración	Túneles	0	-2	-5	-10	-12				
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25				
	Taludes	0	-5	-25	-50	-				
B									RMR_c	68
C. DETERMINACIÓN DE LA CLASE DE MACIZO ROCOSO SEGÚN LA VALORACIÓN OBTENIDA										
Puntuación	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	menos de 20					
Número de clase	I	II	III	IV	V					
Descripción	Muy buena	Buena	Media	Mala	Muy mala					
Buena										
D. SIGNIFICADO DE LAS CLASES DE ROCA										
Número de clase	I	II	III	IV	V					
Tiempo promedio de autosoporte	20 años para 15,0 m	1 año para 10,0 m	1 semana para 5,0 m	10 horas para 2,5 m	30 min para 1,0 m					
Cohesión de la masa rocosa (kPa)	> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100					
Ángulo de fricción de la masa rocosa (°)	> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15					
E. GUÍA PARA LA CLASIFICACIÓN DE LA CONDICIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES										
Persistencia (m)	< 1	1 - 3	3 - 10	10 - 20	> 20					
Valoración	6	4	2	1	0					
Apertura (mm)	Cerrada	< 0,1	0,1 - 1,0	1,0 - 5,0	> 5,0					
Valoración	6	5	4	1	0					
Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Suave	Estriada					
Valoración	6	5	3	1	0					
Relleno	Sin relleno	Relleno duro < 5 mm	Relleno duro > 5 mm	Relleno suave < 5 mm	Relleno suave > 5					
Valoración	6	4	2	2	0					
Alteración	Sana	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta					
Valoración	6	5	3	1	0					
E									A.4	
F. EFECTO DEL RUMBO Y ÁNGULO DE LAS DISCONTINUIDADES EN TÚNELES										
Rumbo de la discontinuidad perpendicular al eje del túnel					Rumbo de la discontinuidad paralelo al eje del túnel					
Excavación a favor del buzamiento - Buzamiento entre 45° - 90°		Excavación a favor del buzamiento - Buzamiento entre 20° - 45°			Buzamiento entre 45° - 90°		Buzamiento entre 20° - 45°			
Muy favorable		Favorable			Muy favorable		Medio			
Excavación en contra del buzamiento - Buzamiento entre 45° - 90°		Excavación en contra del buzamiento - Buzamiento entre 20° - 45°			Buzamiento entre 0° - 20° independiente del rumbo de la discontinuidad					
Medio		Desfavorable			Medio					

Figura 47. Tabla de Calificación RMR, Arenisca

RMR en estrato de Arenisca:

- Resistencia de la matriz rocosa: esta roca presento la mayor resistencia la cual marco valores que van de 9.29 MPA a 44.35 MPA, brindando un promedio de resistencia de 34,81 MPA (354.94kg/cm²), lo cual representa valores altos de resistencia, aunque al ser la misma la mayor resistencia pues no demuestra la situación mas critica, es importante rescatar que este roca por su resistencia brinda condiciones optimas para cimenta una estructura.

Aguas Arriva Margen Derecho			
Muestra	$\bar{\alpha}$ (MPA)	h	Densidad (Kg/cm ³)
1	41.89	151	2320.097764
2	44.35	151	2337.808434
3	39.78	151	2355.519104
4	23.30	100	2326.412995
Resistencia a Compresión inconfiada		34.81	
$\bar{\alpha}$ (MPA)			

Figura 48. Resistencia promedio Compresión, Arenisca

- RQD (Rock Quality Designation): La roca presenta buen estado. Para esta prueba como se ejemplifico anteriormente solo se toma en cuenta lapsos de un metro en los cuales se visualizaron pocas fisuras o discontinuidades, en los 100cm se obtuvieron tramos de aproximadamente 60%(60cm) de roca sana.
- Separación de discontinuidades: esta roca presenta discontinuidades en poca cantidad y muchas de ellas son superficiales.
- Condición de discontinuidades: las discontinuidades o grietas son bastante superficiales y sanas con sus bordes poco meteorizados.
- Agua subterránea: no hay presencia de agua subterránea.
- En lo referente a dirección de las discontinuidades, estas presentan un ángulo bajo respecto a la horizontal lo cual no afecta en gran medida la cimentación.



Figura 49. Estrato de Arenisca

Sistema de clasificación geomecánica RMR (Bieniawski, 1989)

Proyecto: PHED

Litología: Intercalaciones de Areniscas y Lutitas

Ubicación: Veracruz

Levantó: Cristian Delgado Segura y Hermes Bonilla Delgado

Fecha: 23/08/2012

Resvisó: Cristian Delgado Segura

A. CLASIFICACIÓN DE PARÁMETROS Y SU PUNTUACIÓN										
Parámetro			Rango de valores					Valoración adoptada		
1	Compresión incofinada de la roca intacta	Índice de carga puntual (MPa)	> 10	4 - 10	2 - 4	1 - 2	< 1			2
		Resistencia compresión uniaxial (MPa)	> 250	100 - 250	50 - 100	25 - 50	5 a 25	1 a 5	< 1	
Valoración			15	12	7	4	2	1	0	8
2	RQD (%)		90 - 100	75 - 90	50 - 75	25 - 50	< 25			
Valoración			20	17	13	8	3			8
3	Separación de las discontinuidades (m)		> 2,0	0,6 - 2,0	0,2 - 0,6	0,06 - 0,2	< 0,06			
Valoración			20	15	10	8	5			30
4	Condición de la discontinuidad (ver E)	< 1,0 m	1,0 - 3,0 m	3,0 - 10,0 m	10,0 - 20,0 m	> 20,0 m				
		Superficie muy rugosa	Superficie rugosa	Superficie poco rugosa	Superficie suave	Superficie estriada				
		Cerrada	Separación < 0,1 mm	Separación 1 - 0,1 mm	Separación 1 - 5 mm	Separación > 5,0 mm				
		Sin relleno	Relleno duro < 5,0 mm	Relleno duro > 5,0 mm	Relleno suave < 5,0 mm	Relleno suave > 5,0 mm				
		Pared inalterada	Pared poco alterada	Pared alterada	Pared muy alterada	Pared totalmente alterada				
Valoración			30	25	20	10	0			
5	Agua subterránea	Caudal (l/min)	No hay	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125			15
		σ_w/σ_1	0,0	< 0,1	0,1 - 0,2	0,2 - 0,5	> 0,5			
	General	Seco	Humedo	Mojado	Goteando	Fluyendo				
	Valoración			15	10	7	4	0		
A									RMR_b	63
B. AJUSTE DE LA PUNTUACIÓN POR ORIENTACIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES (ver F)										
Rumbo y buzamiento de las discontinuidades		Muy favorable	Favorable	Medio	Desfavorable	Muy desfavorable				2
Valoración	Túneles	0	-2	-5	-10	-12				
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25				
	Taludes	0	-5	-25	-50	-				
B									RMR_c	61.00
C. DETERMINACIÓN DE LA CLASE DE MACIZO ROCOSO SEGÚN LA VALORACIÓN OBTENIDA										
Puntuación	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	menos de 20				II	
Número de clase	I	II	III	IV	V					
Descripción	Muy buena	Buena	Media	Mala	Muy mala					
D. SIGNIFICADO DE LAS CLASES DE ROCA										
Número de clase	I	II	III	IV	V				II	
Tiempo promedio de autosoporte	20 años para 15,0 m	1 año para 10,0 m	1 semana para 5,0 m	10 horas para 2,5 m	30 min para 1,0 m					
Cohesión de la masa rocosa (kPa)	> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100					
Ángulo de fricción de la masa rocosa (°)	> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15					
E. GUÍA PARA LA CLASIFICACIÓN DE LA CONDICIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES										
Persistencia (m)	< 1	1 - 3	3 - 10	10 - 20	> 20				4	
Valoración	6	4	2	1	0					
Apertura (mm)	Cerrada	< 0,1	0,1 - 1,0	1,0 - 5,0	> 5,0				4	
Valoración	6	5	4	1	0					
Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Suave	Estriada				3	
Valoración	6	5	3	1	0					
Relleno	Sin relleno	Relleno duro < 5 mm	Relleno duro > 5 mm	Relleno suave < 5 mm	Relleno suave > 5				6	
Valoración	6	4	2	2	0					
Alteración	Sana	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta				5	
Valoración	6	5	3	1	0					
E									A.4	
F. EFECTO DEL RUMBO Y ÁNGULO DE LAS DISCONTINUIDADES EN TÚNELES										
Rumbo de la discontinuidad perpendicular al eje del túnel					Rumbo de la discontinuidad paralelo al eje del túnel					
Excavación a favor del buzamiento - Buzamiento entre 45° - 90°		Excavación a favor del buzamiento - Buzamiento entre 20° - 45°			Buzamiento entre 45° - 90°		Buzamiento entre 20° - 45°			
Muy favorable		Favorable			Muy favorable		Medio			
Excavación en contra del buzamiento - Buzamiento entre 45° - 90°		Excavación en contra del buzamiento - Buzamiento entre 20° - 45°			Buzamiento entre 0° - 20° independiente del rumbo de la discontinuidad					
Medio		Desfavorable			Medio					

Figura 50. Tabla de Calificación RMR, Lutita

RMR en estrato de Lutita:

- Resistencia de la matriz rocosa: el estrato menos resistente de lutita o la zona crítica (aguas abajo) posee una resistencia que va de 8.41 MPA a 80.43 MPA lo cual nos ejemplifica la estratificación presente en la zona tanto de arenisca como de lutita, con el fin de obtener seguridad en el diseño y al existir tanta diferencia entre los valores entonces se decide eliminar los mayores, luego del proceso de descarte se obtiene una resistencia promedio de 18.53 MPA (188.95 kg/cm²) los cuales es aceptable para cimentar los bastiones. Como se menciona anteriormente, el emplear el valor de resistencia menor de las rocas en estudio nos permite poseer más seguridad en el diseño.

Aguas Abajo			
Muestra	$\bar{\alpha}$ (MPA)	h	Densidad (Kg/cm ³)
1	10.24	107	2349.394854
2	21.44	93	2271.726687
3	11.75	100	2389.289022
4	8.41	100	2263.536968
Resistencia a Compresión inconfiada		18.53	
$\bar{\alpha}$ (MPA)			

Figura 51. Resistencia promedio Compresión, Lutita

- RQD (Designación de calidad de la roca): Los estratos de Lutita presentan mucho fisuramiento principalmente por descompresión lo cual no permite obtener lapsos importantes (mayores a 25cm) en un estado sano.
- Separación de discontinuidades: las discontinuidades (fisuras) son constantes, menores a 10cm en algunas partes.
- Condición de discontinuidades: existe una importante meteorización o maltratos en los bordes de las discontinuidades, tanto por el agua como por descompresión.
- Agua subterránea: no hay presencia de agua subterránea.
- En lo referente a dirección de las discontinuidades se aplica el mismo argumento del caso anterior.

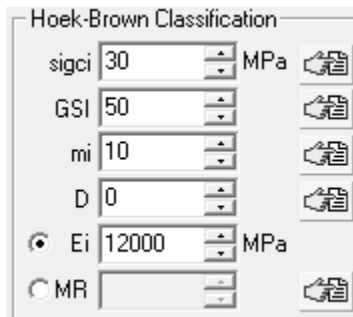


Figura 52. Estrato de Lutita

Anexo 7

A continuación se describe el uso del programa Roclab el cual se emplea en la sección de diseño geotécnico con el fin de simular un ensayo triaxial y obtener alguno de los siguientes valores:

- Para obtener valores como la cohesión y ángulo de fricción interna nos podemos basar en pruebas de laboratorio, en las cuales sobresale la prueba de corte directo (Imagen), pero en caso de no contar con las pruebas necesarias podemos hacer uso de herramientas practicas como es el caso del Roclab el cual nos permite a través de la condición de la roca, tipo, y resistencia de la misma obtener estos valores. A continuación se describe el uso del mismo con el uso de imágenes.



Hoek-Brown Classification	
sigci	30 MPa
GSI	50
mi	10
D	0
<input checked="" type="radio"/> Ei	12000 MPa
<input type="radio"/> MR	

Figura 53. Datos de ingreso al programa

- En este recuadro colocamos el valor de resistencia a la compresión inconfiada en la opción denominada "sigci".



Figura 54. Prueba de resistencia a compresión inconfiada.

- Luego en la sección "GSI" se aplica un valor de acuerdo a la apariencia y estado de la roca.
- En el apartado de "mi" se debe indicar un valor de acuerdo al tipo de roca y a la calidad de la misma, este punto esta ligado a su origen.
- La opción "D" nos permite brindar un valor al macizo por su alteración en caso de emplearse algún procedimiento como TBM ó explosivos, lo cual no es nuestro caso.
- En la opción "Ei" (modulo de elasticidad), se coloca el modulo de la roca intacta, no del macizo.

Hoek-Brown Criterion	
mb	1.677
s	0.0039
a	0.506

Figura 55. Constantes de cada material

Luego de introducir los valores primeramente mencionados se generaran los valores de la tabla anterior, los cuales representan:

- “mb” representa una reducción del valor de la constante “mi” representativa de cada material.
- “s” representa una constante del material, según el artículo de “Hoek y Brown” es 1 para roca intacta.

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right)$$

- “a” es un valor de ajuste para la curva de tensión principal o envolvente de Mohr (2).

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right)$$

- σ_{ci} : resistencia a la compresión uniaxial.
- σ'_{3n} : es la relación existente entre el esfuerzo máximo de confinamiento y la compresión uniaxial.

$$\sigma'_{3n} = \sigma'_{3max} / \sigma_{ci}$$

Con lo antes mencionado el programa desarrolla las siguientes formulas generadas por Hoke y Brown, brindando los valores de cohesión (c) y ángulo de fricción interna (phi) que se presentan en la Figura A.6:

$$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{6 a m_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6 a m_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}} \right]$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci} [(1+2a)s + (1-a)m_b \sigma'_{3n}] (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + \frac{6 a m_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)}}}$$

Mohr-Coulomb Fit	
c	1.494 MPa
phi	30.52 deg

Figura 56. Cohesión y Angulo de Fricción interna de la Roca

Posteriormente se obtienen un modulo de elasticidad para el macizo (Erm), lo cual es mas representativo y real. Esto debido a que los núcleos en análisis se extraen de un punto en específico y que por lo general se encuentra en buen estado, por lo que, al obtener un valor generalizado del macizo se estarían tomando en cuenta todas las discontinuidades y fallas que afectan su comportamiento estructural.

Rock Mass Parameters		
sigt	-0.069	MPa
sigc	1.807	MPa
sigcm	5.230	MPa
Erm	3686.23	MPa

Figura 57. Modulo de Elasticidad del Macizo Rocoso

Anexo 8

A continuación se muestran los resultados de laboratorio (caracterización) del material antes mencionado, presente en la curva previa al ingreso del puente yendo de Pérez Zeledón a Térraba, este material fue empleado para relleno en el puente actual y se le realizaron estas pruebas con el fin de definir su utilidad para la nueva estructura, el material como se describió en el análisis de resultados no funciona al ser un limo de baja calidad.

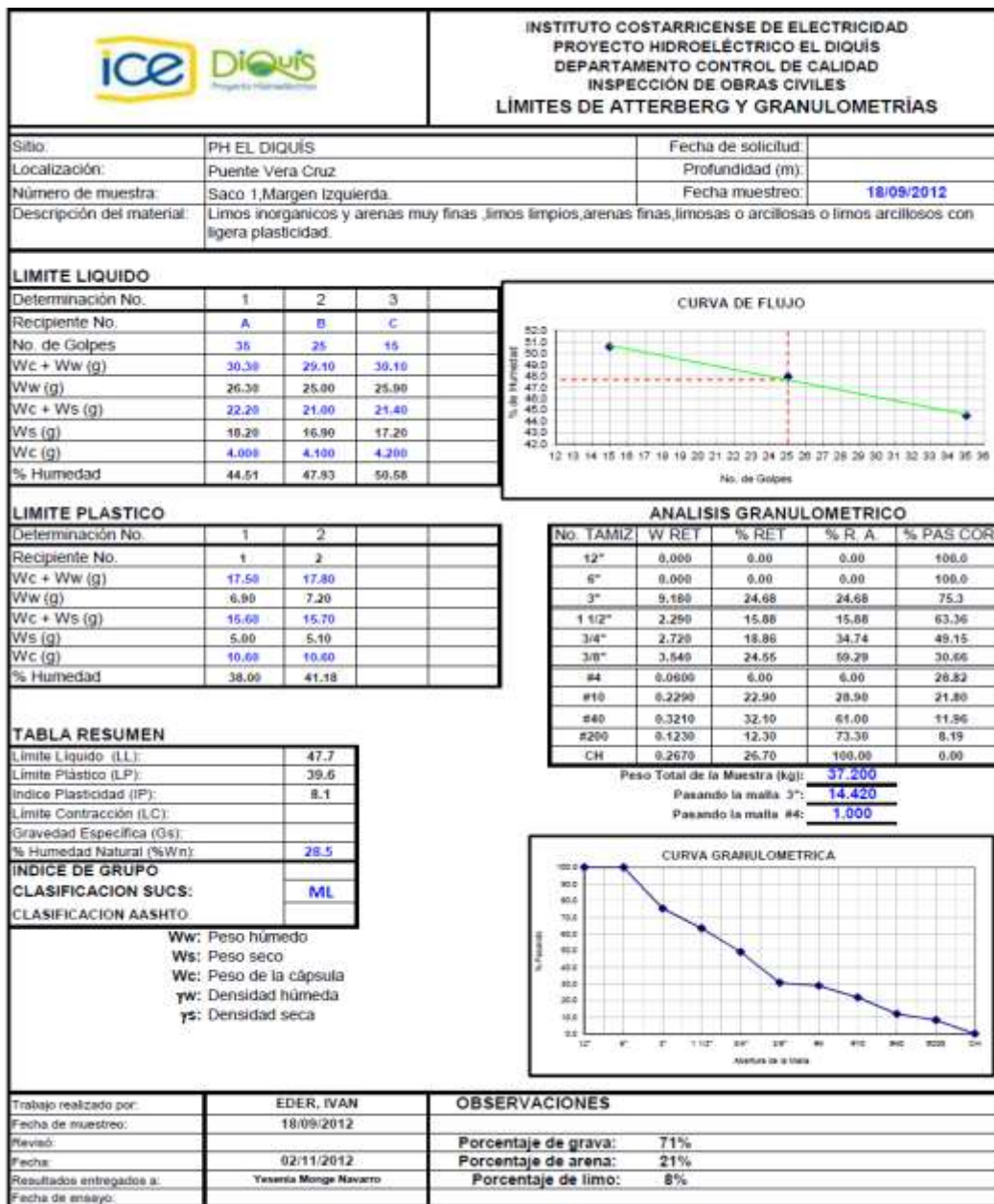


Figura 58. Caracterización de la muestra 1 del material empleado en el relleno actual



**INSTITUTO COSTARRICENSE DE ELECTRICIDAD
PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL DIQUÍS
DEPARTAMENTO CONTROL DE CALIDAD
INSPECCIÓN DE OBRAS CIVILES
LÍMITES DE ATTERBERG Y GRANULOMETRÍAS**

Sitio:	PH EL DIQUÍS	Fecha de solicitud:	
Localización:	Puente Vera Cruz	Profundidad (m):	
Número de muestra:	Saco 2, Margen Izquierda.	Fecha muestreo:	18/09/2012
Descripción del material:	Limos inorganicos y arenas muy finas ,limos limpios, arenas finas, limosas o arcillosas o limos arcillosos con ligera plasticidad.		

LIMITE LIQUIDO

Determinación No.	1	2	3	
Recipiente No.	A	B	C	
No. de Golpes	35	25	15	
Wc + Ww (g)	30.40	30.30	29.70	
Ww (g)	26.20	26.20	25.60	
Wc + Ws (g)	22.50	22.10	21.40	
Ws (g)	18.30	18.00	17.30	
Wc (g)	4.200	4.100	4.100	
% Humedad	43.17	45.56	47.98	



LIMITE PLASTICO

Determinación No.	1	2		
Recipiente No.	1	2		
Wc + Ww (g)	17.20	17.30		
Ww (g)	6.40	6.40		
Wc + Ws (g)	15.40	15.60		
Ws (g)	4.60	4.70		
Wc (g)	10.80	10.90		
% Humedad	39.13	36.17		

ANALISIS GRANULOMETRICO

No. TAMIZ	W RET	% RET	% R. A.	% PAS COR.
12"	0.000	0.00	0.00	100.0
6"	0.000	0.00	0.00	100.0
3"	3.060	9.44	9.44	90.6
1 1/2"	2.110	14.19	14.19	77.71
3/4"	1.990	13.38	27.57	65.59
3/8"	3.390	22.80	50.37	44.95
#4	0.0340	3.40	3.40	43.42
#10	0.1200	12.00	15.40	38.02
#40	0.3690	36.90	52.30	21.44
#200	0.1520	15.20	67.50	14.61
CH	0.3250	32.50	100.00	0.00

Peso Total de la Muestra (kg): **32.420**
Pasando la malla 3": **14.870**
Pasando la malla #4: **1.000**

TABLA RESUMEN

Límite Líquido (LL):	45.6
Límite Plástico (LP):	37.7
Índice Plasticidad (IP):	7.9
Límite Contracción (LC):	
Gravedad Específica (Gs):	
% Humedad Natural (%Wn):	33.0
INDICE DE GRUPO	
CLASIFICACION SUCS:	ML
CLASIFICACION AASHTO	

Ww: Peso húmedo
Ws: Peso seco
Wc: Peso de la cápsula
γw: Densidad húmeda
γs: Densidad seca



Trabajo realizado por:	EDER, IVAN	OBSERVACIONES
Fecha de muestreo:	18/09/2012	
Revisó:		Porcentaje de grava: 57%
Fecha:	02/11/2012	Porcentaje de arena: 29%
Resultados entregados a:	Yesenia Monge Navarro	Porcentaje de limo: 15%
Fecha de ensayo:		

Figura 59. Caracterización de la muestra 2 del material empleado en el relleno actual



**INSTITUTO COSTARRICENSE DE ELECTRICIDAD
PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL DIQUIS
DEPARTAMENTO CONTROL DE CALIDAD
INSPECCIÓN DE OBRAS CIVILES
LÍMITES DE ATTERBERG Y GRANULOMETRÍAS**

Sitio:	PH EL DIQUIS	Fecha de solicitud:	
Localización:	Puente Vera Cruz	Profundidad (m):	
Número de muestra:	Saco 3, Margen Izquierda.	Fecha muestreo:	18/09/2012
Descripción del material:	Limos inorgánicos y arenas muy finas, limos limpios, arenas finas, limosas o arcillosas o limos arcillosos con ligera plasticidad.		

LÍMITE LÍQUIDO

Determinación No.	1	2	3
Recipiente No.	A	B	C
No. de Golpes	35	25	15
Wc + Ww (g)	30.90	28.30	29.30
Ww (g)	28.70	24.00	25.00
Wc + Ws (g)	23.00	20.80	21.20
Ws (g)	18.80	16.50	16.90
Wc (g)	4.200	4.300	4.300
% Humedad	42.02	45.45	47.93



LÍMITE PLÁSTICO

Determinación No.	1	2
Recipiente No.	1	2
Wc + Ww (g)	18.10	18.40
Ww (g)	7.60	7.90
Wc + Ws (g)	16.20	16.50
Ws (g)	5.70	6.00
Wc (g)	10.50	10.50
% Humedad	33.33	31.67

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

No. TAMIZ	W RET	% RET	% R. A.	% PAS COR.
12"	0.000	0.00	0.00	100.0
6"	0.000	0.00	0.00	100.0
3"	2.080	6.51	6.51	93.5
1 1/2"	3.910	29.01	29.01	66.37
3/4"	2.760	20.47	49.48	47.23
3/8"	2.460	18.25	67.73	30.17
#4	0.0400	4.00	4.00	28.96
#10	0.1030	10.30	14.30	25.85
#40	0.3470	34.70	49.00	15.39
#200	0.1980	19.80	68.80	9.41
CH	0.3120	31.20	100.00	0.00

Peso Total de la Muestra (kg): 31.940
 Pasando la malla 3": 13.480
 Pasando la malla #4: 1.000

TABLA RESUMEN

Límite Líquido (LL):	45.1
Límite Plástico (LP):	32.5
Índice Plasticidad (IP):	12.6
Límite Contracción (LC):	
Gravedad Específica (Gs):	
% Humedad Natural (%Wn):	28.6
INDICE DE GRUPO	
CLASIFICACION SUCS:	ML
CLASIFICACION AASHTO	

Ww: Peso húmedo
 Ws: Peso seco
 Wc: Peso de la cápsula
 yw: Densidad húmeda
 ys: Densidad seca



Trabajo realizado por:	EDER, IVAN	OBSERVACIONES
Fecha de muestreo:	18/09/2012	
Revisó:		Porcentaje de grava: 71%
Fecha:	02/11/2012	Porcentaje de arena: 20%
Resultados entregados a:	Yesenia Monge Navarro	Porcentaje de limo: 9%
Fecha de ensayo:		

Figura 60. Caracterización de la muestra 3 del material empleado en el relleno actual



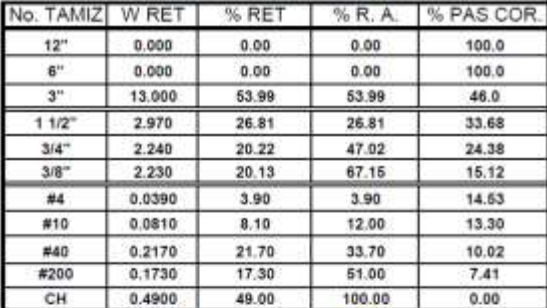

		INSTITUTO COSTARRICENSE DE ELECTRICIDAD PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL DIQUÍS DEPARTAMENTO CONTROL DE CALIDAD INSPECCIÓN DE OBRAS CIVILES LÍMITES DE ATTERBERG Y GRANULOMETRÍAS																																																													
Sitio:	PH EL DIQUÍS	Fecha de solicitud:																																																													
Localización:	Puente Vera Cruz	Profundidad (m):																																																													
Número de muestra:	Saco 4, Margen Izquierda.	Fecha muestreo:	18/09/2012																																																												
Descripción del material:	Limos inorganicos y arenas muy finas ,limos limpios, arenas finas, limosas o arcillosas o limos arcillosos con ligera plasticidad.																																																														
LIMITE LIQUIDO																																																															
Determinación No.	1	2	3																																																												
Recipiente No.	A	B	C																																																												
No. de Golpes	35	25	15																																																												
Wc + Ww (g)	30.60	29.90	30.60																																																												
Ww (g)	26.50	25.80	26.30																																																												
Wc + Ws (g)	23.20	22.30	22.50																																																												
Ws (g)	19.10	18.20	18.20																																																												
Wc (g)	4.100	4.100	4.300																																																												
% Humedad	38.74	41.76	44.51																																																												
																																																															
LIMITE PLASTICO																																																															
Determinación No.	1	2																																																													
Recipiente No.	1	2																																																													
Wc + Ww (g)	17.60	16.60																																																													
Ww (g)	6.80	6.00																																																													
Wc + Ws (g)	16.10	15.40																																																													
Ws (g)	5.30	4.80																																																													
Wc (g)	10.80	10.60																																																													
% Humedad	28.30	25.00																																																													
																																																															
ANALISIS GRANULOMETRICO <table border="1"> <thead> <tr> <th>No. TAMIZ</th> <th>W RET</th> <th>% RET</th> <th>% R. A.</th> <th>% PAS COR.</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>12"</td><td>0.000</td><td>0.00</td><td>0.00</td><td>100.0</td></tr> <tr><td>6"</td><td>0.000</td><td>0.00</td><td>0.00</td><td>100.0</td></tr> <tr><td>3"</td><td>13.000</td><td>63.99</td><td>53.99</td><td>46.0</td></tr> <tr><td>1 1/2"</td><td>2.970</td><td>26.81</td><td>26.81</td><td>33.68</td></tr> <tr><td>3/4"</td><td>2.240</td><td>20.22</td><td>47.02</td><td>24.38</td></tr> <tr><td>3/8"</td><td>2.230</td><td>20.13</td><td>67.15</td><td>15.12</td></tr> <tr><td>#4</td><td>0.0390</td><td>3.90</td><td>3.90</td><td>14.53</td></tr> <tr><td>#10</td><td>0.0810</td><td>8.10</td><td>12.00</td><td>13.30</td></tr> <tr><td>#40</td><td>0.2170</td><td>21.70</td><td>33.70</td><td>10.02</td></tr> <tr><td>#200</td><td>0.1730</td><td>17.30</td><td>51.00</td><td>7.41</td></tr> <tr><td>CH</td><td>0.4900</td><td>49.00</td><td>100.00</td><td>0.00</td></tr> </tbody> </table>				No. TAMIZ	W RET	% RET	% R. A.	% PAS COR.	12"	0.000	0.00	0.00	100.0	6"	0.000	0.00	0.00	100.0	3"	13.000	63.99	53.99	46.0	1 1/2"	2.970	26.81	26.81	33.68	3/4"	2.240	20.22	47.02	24.38	3/8"	2.230	20.13	67.15	15.12	#4	0.0390	3.90	3.90	14.53	#10	0.0810	8.10	12.00	13.30	#40	0.2170	21.70	33.70	10.02	#200	0.1730	17.30	51.00	7.41	CH	0.4900	49.00	100.00	0.00
No. TAMIZ	W RET	% RET	% R. A.	% PAS COR.																																																											
12"	0.000	0.00	0.00	100.0																																																											
6"	0.000	0.00	0.00	100.0																																																											
3"	13.000	63.99	53.99	46.0																																																											
1 1/2"	2.970	26.81	26.81	33.68																																																											
3/4"	2.240	20.22	47.02	24.38																																																											
3/8"	2.230	20.13	67.15	15.12																																																											
#4	0.0390	3.90	3.90	14.53																																																											
#10	0.0810	8.10	12.00	13.30																																																											
#40	0.2170	21.70	33.70	10.02																																																											
#200	0.1730	17.30	51.00	7.41																																																											
CH	0.4900	49.00	100.00	0.00																																																											
Peso Total de la Muestra (kg): 24.080 Pasando la malla 3": 11.080 Pasando la malla #4: 1.000																																																															
																																																															
TABLA RESUMEN																																																															
Limite Líquido (LL):	41.7																																																														
Limite Plástico (LP):	26.7																																																														
Índice Plástico (IP):	15.0																																																														
Limite Contracción (LC):																																																															
Gravedad Específica (Gs):																																																															
% Humedad Natural (%Wn):	30.2																																																														
INDICE DE GRUPO																																																															
CLASIFICACION SUCS:	ML																																																														
CLASIFICACION AASHTO																																																															
Ww: Peso húmedo Ws: Peso seco Wc: Peso de la cápsula yw: Densidad húmeda ys: Densidad seca																																																															
Trabajo realizado por:	EDER, IVAN	OBSERVACIONES																																																													
Fecha de muestreo:	18/09/2012																																																														
Revisó:		Porcentaje de grava: 85%																																																													
Fecha:	02/11/2012	Porcentaje de arena: 7%																																																													
Resultados entregados a:	Yessenia Monge Navarro	Porcentaje de limo: 7%																																																													
Fecha de ensayo:																																																															

Figura 61. Caracterización de la muestra 4 del material empleado en el relleno actual

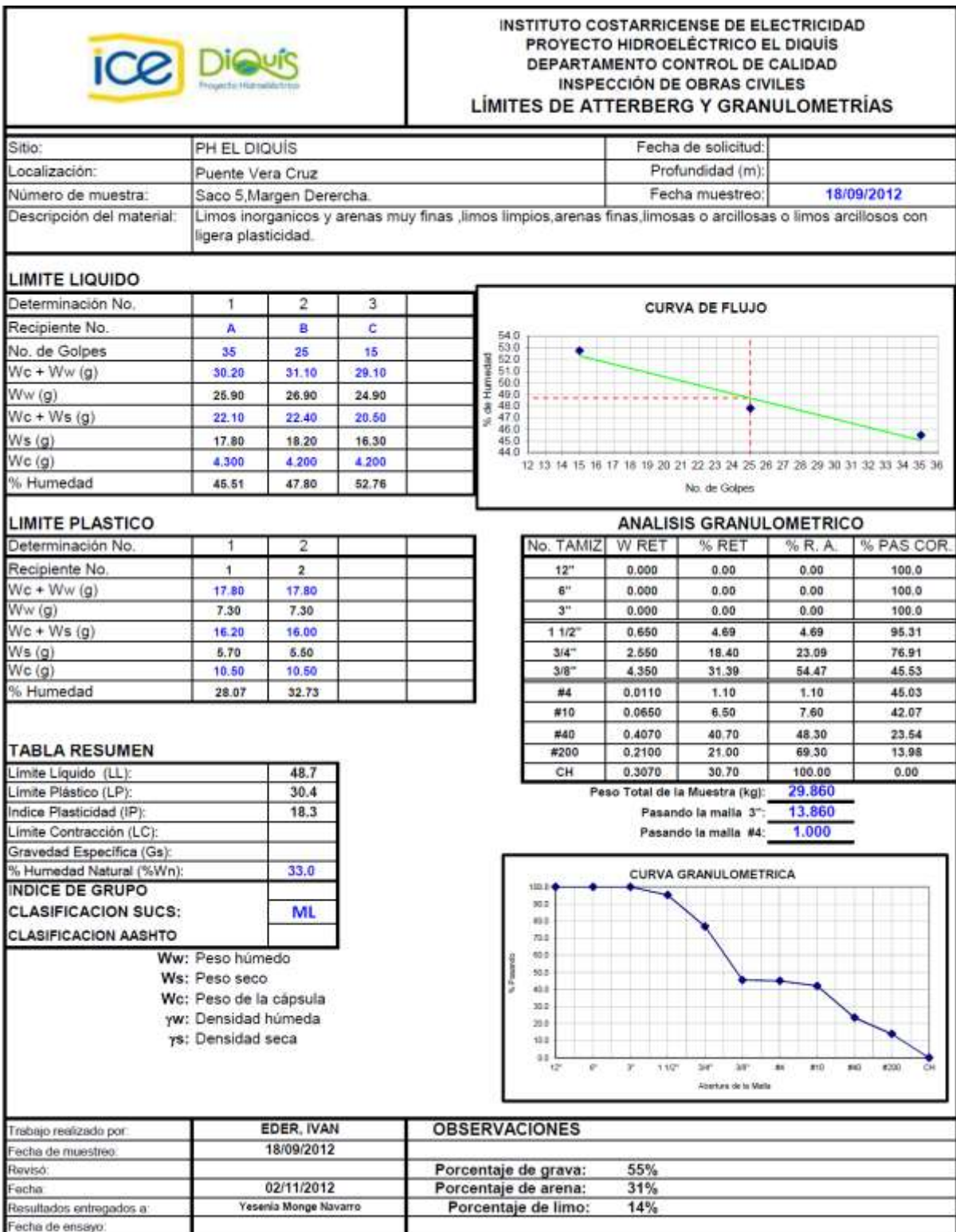


Figura 62. Caracterización de la muestra 5 del material empleado en el relleno actual



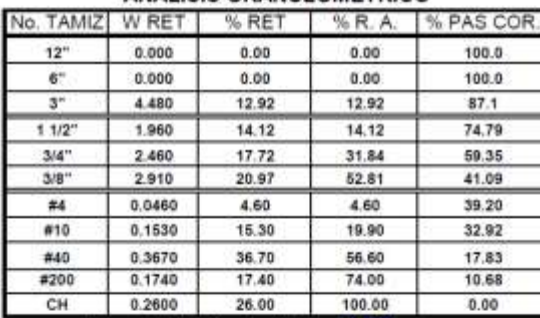
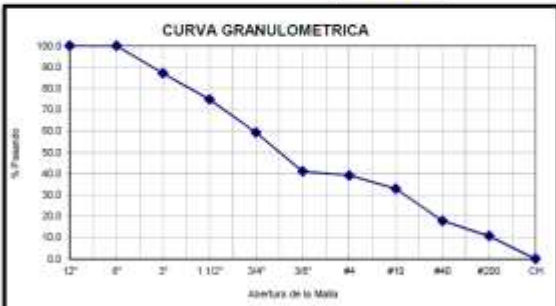
		INSTITUTO COSTARRICENSE DE ELECTRICIDAD PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL DIQUIS DEPARTAMENTO CONTROL DE CALIDAD INSPECCIÓN DE OBRAS CIVILES LÍMITES DE ATTERBERG Y GRANULOMETRÍAS																																																													
Sitio:	PH EL DIQUIS	Fecha de solicitud:																																																													
Localización:	Puente Vera Cruz	Profundidad (m):																																																													
Número de muestra:	Saco 6, Margen Derecha.	Fecha muestreo:	18/09/2012																																																												
Descripción del material:	Limos inorgánicos y arenas muy finas, limos limpios, arenas finas, limosas o arcillosas o limos arcillosos con ligera plasticidad.																																																														
LIMITE LIQUIDO																																																															
Determinación No.	1	2	3																																																												
Recipiente No.	A	B	C																																																												
No. de Golpes	35	24	15																																																												
Wc + Ww (g)	30.30	29.30	30.00																																																												
Ww (g)	26.10	25.20	25.80																																																												
Wc + Ws (g)	22.60	21.80	22.00																																																												
Ws (g)	18.40	17.70	17.80																																																												
Wc (g)	4.200	4.100	4.200																																																												
% Humedad	41.85	42.37	44.94																																																												
																																																															
LIMITE PLASTICO																																																															
Determinación No.	1	2																																																													
Recipiente No.	1	2																																																													
Wc + Ww (g)	17.90	18.10																																																													
Ww (g)	7.30	7.30																																																													
Wc + Ws (g)	16.20	16.30																																																													
Ws (g)	5.60	5.50																																																													
Wc (g)	10.60	10.80																																																													
% Humedad	30.36	32.73																																																													
 <table border="1"> <thead> <tr> <th>No. TAMIZ</th> <th>W RET</th> <th>% RET</th> <th>% R. A.</th> <th>% PAS COR.</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>12"</td><td>0.000</td><td>0.00</td><td>0.00</td><td>100.0</td></tr> <tr><td>6"</td><td>0.000</td><td>0.00</td><td>0.00</td><td>100.0</td></tr> <tr><td>3"</td><td>4.480</td><td>12.92</td><td>12.92</td><td>87.1</td></tr> <tr><td>1 1/2"</td><td>1.960</td><td>14.12</td><td>14.12</td><td>74.79</td></tr> <tr><td>3/4"</td><td>2.460</td><td>17.72</td><td>31.84</td><td>69.35</td></tr> <tr><td>3/8"</td><td>2.910</td><td>20.97</td><td>52.81</td><td>41.09</td></tr> <tr><td>#4</td><td>0.0460</td><td>4.60</td><td>4.60</td><td>39.20</td></tr> <tr><td>#10</td><td>0.1530</td><td>15.30</td><td>19.90</td><td>32.92</td></tr> <tr><td>#40</td><td>0.3670</td><td>36.70</td><td>56.60</td><td>17.83</td></tr> <tr><td>#200</td><td>0.1740</td><td>17.40</td><td>74.00</td><td>10.68</td></tr> <tr><td>CH</td><td>0.2600</td><td>26.00</td><td>100.00</td><td>0.00</td></tr> </tbody> </table> <p>Peso Total de la Muestra (kg): 34.680 Pasando la malla 3": 13.880 Pasando la malla #4: 1.000</p>				No. TAMIZ	W RET	% RET	% R. A.	% PAS COR.	12"	0.000	0.00	0.00	100.0	6"	0.000	0.00	0.00	100.0	3"	4.480	12.92	12.92	87.1	1 1/2"	1.960	14.12	14.12	74.79	3/4"	2.460	17.72	31.84	69.35	3/8"	2.910	20.97	52.81	41.09	#4	0.0460	4.60	4.60	39.20	#10	0.1530	15.30	19.90	32.92	#40	0.3670	36.70	56.60	17.83	#200	0.1740	17.40	74.00	10.68	CH	0.2600	26.00	100.00	0.00
No. TAMIZ	W RET	% RET	% R. A.	% PAS COR.																																																											
12"	0.000	0.00	0.00	100.0																																																											
6"	0.000	0.00	0.00	100.0																																																											
3"	4.480	12.92	12.92	87.1																																																											
1 1/2"	1.960	14.12	14.12	74.79																																																											
3/4"	2.460	17.72	31.84	69.35																																																											
3/8"	2.910	20.97	52.81	41.09																																																											
#4	0.0460	4.60	4.60	39.20																																																											
#10	0.1530	15.30	19.90	32.92																																																											
#40	0.3670	36.70	56.60	17.83																																																											
#200	0.1740	17.40	74.00	10.68																																																											
CH	0.2600	26.00	100.00	0.00																																																											
TABLA RESUMEN																																																															
Límite Líquido (LL):	43.0																																																														
Límite Plástico (LP):	31.5																																																														
Índice Plasticidad (IP):	11.5																																																														
Límite Contracción (LC):																																																															
Gravedad Específica (Gs):																																																															
% Humedad Natural (%W _n):	30.7																																																														
INDICE DE GRUPO																																																															
CLASIFICACION SUCS:	ML																																																														
CLASIFICACION AASHTO																																																															
Ww: Peso húmedo Ws: Peso seco Wc: Peso de la cápsula γ _w : Densidad húmeda γ _s : Densidad seca																																																															
																																																															
Trabajo realizado por:	EDER, IVAN	OBSERVACIONES																																																													
Fecha de muestreo:	18/09/2012																																																														
Revisó:		Porcentaje de grava:	61%																																																												
Fecha:	02/11/2012	Porcentaje de arena:	29%																																																												
Resultados entregados a:	Yesenia Monge Navarro	Porcentaje de limo:	11%																																																												
Fecha de ensayo:																																																															

Figura 63. Caracterización de la muestra 6 del material empleado en el relleno actual



**INSTITUTO COSTARRICENSE DE ELECTRICIDAD
PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL DIQUÍS
DEPARTAMENTO CONTROL DE CALIDAD
INSPECCIÓN DE OBRAS CIVILES
LÍMITES DE ATTERBERG Y GRANULOMETRÍAS**

Sitio:	PH EL DIQUÍS	Fecha de solicitud:	
Localización:	Puente Vera Cruz	Profundidad (m):	
Número de muestra:	Saco 7, Talud.	Fecha muestreo:	18/09/2012
Descripción del material:	Limos inorganicos y arenas muy finas ,limos limpios, arenas finas, limosas o arcillosas o limos arcillosos con ligera plasticidad.		

LIMITE LIQUIDO

Determinación No.	1	2	3
Recipiente No.	A	B	C
No. de Golpes	34	24	15
Wc + Ww (g)	30.40	30.20	30.00
Ww (g)	26.30	26.10	25.80
Wc + Ws (g)	22.90	21.90	21.20
Ws (g)	18.80	17.80	17.00
Wc (g)	4.100	4.100	4.200
% Humedad	39.89	46.63	51.76



LIMITE PLASTICO

Determinación No.	1	2
Recipiente No.	1	2
Wc + Ww (g)	17.60	17.70
Ww (g)	7.10	7.20
Wc + Ws (g)	16.50	16.70
Ws (g)	5.00	5.20
Wc (g)	10.50	10.50
% Humedad	42.00	38.46

ANALISIS GRANULOMETRICO

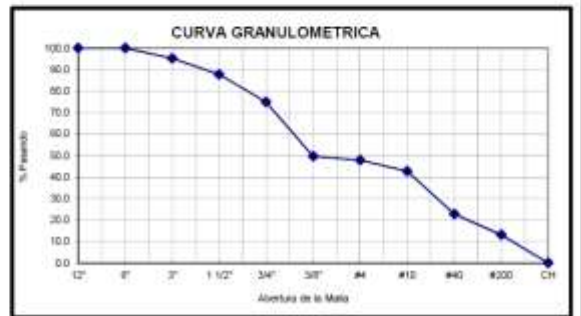
No. TAMIZ	W RET	% RET	% R. A.	% PAS COR.
12"	0.000	0.00	0.00	100.0
5"	0.000	0.00	0.00	100.0
3"	1.680	4.71	4.71	95.3
1 1/2"	1.120	7.91	7.91	87.75
3/4"	1.910	13.49	21.40	74.90
3/8"	3.750	26.48	47.88	49.66
#4	0.0370	3.70	3.70	47.83
#10	0.1020	10.20	13.90	42.76
#40	0.4020	40.20	54.10	22.80
#200	0.1950	19.50	73.60	13.11
CH	0.2640	26.40	100.00	0.00

Peso Total de la Muestra (kg): **35.680**
 Pasando la malla 3": **14.160**
 Pasando la malla #4: **1.000**

TABLA RESUMEN

Límite Líquido (LL):	45.7
Límite Plástico (LP):	40.2
Índice Plástico (IP):	5.4
Límite Contracción (LC):	
Gravedad Específica (Gs):	
% Humedad Natural (%Wn):	32.5
INDICE DE GRUPO	
CLASIFICACION SUCS:	ML
CLASIFICACION AASHTO	

Ww: Peso húmedo
 Ws: Peso seco
 Wc: Peso de la cápsula
 γw: Densidad húmeda
 γs: Densidad seca



Trabajo realizado por:	EDER, IVAN	OBSERVACIONES
Fecha de muestreo:	18/09/2012	
Revisó:		Porcentaje de grava: 52%
Fecha:	02/11/2012	Porcentaje de arena: 35%
Resultados entregados a:	Yesenia Monge Navarro	Porcentaje de limo: 13%
Fecha de ensayo:		

Figura 64. Caracterización de la muestra 7 del material empleado en el relleno actual

Anexo 9

A continuación se muestra las tablas a través de las cuales se obtienen los factores empleados para las combinaciones de cargas.

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez				
										EQ	IC	CT	CV	
Estado Límite														
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	
RESISTENCIA II	γ_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	
RESISTENCIA III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	
RESISTENCIA IV – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-	
RESISTENCIA V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-	
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00	
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-	
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-	
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

Figura 65. Tabla 3.4.1-1 – Combinaciones de Cargas y Factores de Carga

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
<i>DC</i> : Elemento y accesorios	1,25	0,90
<i>DD</i> : Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45
<i>DW</i> : Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
<i>EH</i> : Empuje horizontal del suelo		
• Activo	1,50	0,90
• En reposo	1,35	0,90
<i>EL</i> : Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
<i>EV</i> : Empuje vertical del suelo		
• Estabilidad global	1,00	N/A
• Muros de sostenimiento y estribos	1,35	1,00
• Estructura rígida enterrada	1,30	0,90
• Marcos rígidos	1,35	0,90
• Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1,95	0,90
• Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1,50	0,90
<i>ES</i> : Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

Figura 66. Tabla 3.4.1-2 – Factores de carga para cargas permanentes, yp

Referencias

- AASHTO. (2005). Especificaciones para el diseño de puentes bajo la metodología LRFD (3 ed.). Washington DC, USA.
- CFIA. (2009). Código de Cimentaciones de Costa Rica (2 ed.). San José, Costa Rica: Editorial Tecnológica.
- CFIA. (2010). Código Sísmico de Costa Rica (4 ed.). San José, Costa Rica: Editorial Tecnológica.
- Comunicaciones, M. d. (2003). Manual de Diseño de Puentes. Lima, Perú.
- Das, B. M. (1999). Fundamentos de Ingeniería Geotécnica (1 ed.). California, USA: Thomson Learning.
- Díaz, J. S. (2001). Control de erosión en zonas tropicales. Bucaramanga, Colombia: Universidad Industrial de Santander.
- Duncan, W. (1999). Foundation on rocks. Nueva York, USA: 2.
- Hoek, D. E. (15 de Agosto de 2006). Empirical estimation of rock mass modulus. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, pág. 14.
- Instituto Costarricense de Electricidad. (2009). Colección de mapas geológicos. Geología, San José, Costa Rica.
- Molero, L. S. (2007). Manula Básico de HEC-RAS y HEC-GeoRas. Universidad de Granada, Hidráulica, Granada, España.
- Nilson, A. H. (1999). Diseño de Estructuras de Concreto (12 ed.). Santafé de Bogotá, Colombia: McGraw-Hill.
- Popov, E. P. (2000). Mecánica de Sólidos. México D.F: Pearson Education .
- Segura, C. D. (2012). Modelo Geológico del puente Veracruz , Paso 2. Instituto Costarricense de Electricidad, Geología, Buenos Aires, Puntarenas.
- SIECA. (2001). Especificaciones para la construcción de carreteras y puentes regionales (1 ed.). Guatemala.
- TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. (2012). Scour at Bridge Foundations on Rock. WASHINGTON DC, USA.
- Umaña, M. D. (2009). Trazado y diseño geométrico de vías (1 ed.). San José, Costa Rica: UCR.
- Universidad de Minnesota. (2002). El criterio de rotura de Hoek-Brown. 8.
- Vallejo, L. G. (2002). Ingeniería Geológica (1 ed.). Madrid: Pearson Education.
- Zúñiga, I. J. (2010). Estudio de caudales para la carretera Pacuar-Terraba. Instituto Costarricense de Electricidad, Hidrología, Buenos Aires, Puntarenas.