

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

ELECCIÓN Y DISEÑO DE ALTERNATIVA DE PUENTE SOBRE EL RÍO CHILLOROYA (CUSCO) PARA ACCESO A LA PLANTA DE PROCESOS DEL PROYECTO CONSTANCIA

Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, que presenta el bachiller:

Enrique Arturo Vargas Márquez

ASESOR: Luis Zegarra Ciquero

Lima, Agosto de 2015

Resumen

La presente tesis alcanza una alternativa de cruce vehicular para atravesar el río Chilloroya, en el departamento de Cusco, que sustituya al puente existente. Se desarrolla el problema, se plantean cuatro alternativas, se las compara usando una metodología de toma de decisiones y se elige una de ellas. Finalmente, la opción elegida se diseña estructuralmente y se presentan las conclusiones del caso.

En primer lugar está el capítulo introductorio, que presenta de manera resumida y cualitativa el tema de la tesis y las motivaciones del caso. Finaliza esta sección una breve descripción de los antecedentes históricos de puentes en el Perú, en especial en la zona del proyecto.

En segundo lugar, se desarrolla el problema planteado por el escarpado acceso al proyecto, los restos arqueológicos, los bofedales y las comunidades cercanas. Complementa esto una descripción de cómo el puente actual se definió por los *stakeholders* del proyecto como la solución al problema, justificando su decisión por ser la construcción del puente parte de la ruta crítica. Es aquí donde se plantea los objetivos y alcances de la tesis.

En tercer lugar, y habiendo descrito las características más relevantes del puente existente y del sitio en donde se encuentra, se propone cuatro tipos de estructuras. Se discute cada tipo y se predimensionan. A continuación se definen características comunes de los materiales estructurales a utilizar, además de las cargas vivas de servicio y diseño especiales necesarias. Para cada una de las alternativas propuestas se estiman costos y tiempos de construcción.

En cuarto lugar, se estima dos tipos de impacto ambiental y la necesidad de mantenimiento para cada alternativa. Luego se presentan cuadros comparativos de las alternativas para cada uno de los cuatro criterios de comparación ya definidos, y un cuadro resumen final.

En quinto lugar, se presenta el método de toma de decisiones multi-criterio AHP y su procedimiento, y se argumenta su uso como ayuda para la selección de la mejor alternativa. Una vez justificado su uso, se presenta los resultados de la aplicación del método al problema planteado por la tesis y se define la mejor alternativa.

En sexto lugar, se presenta y discute las normas y los métodos más utilizados en diversas partes del mundo para el diseño de estructuras como la alternativa escogida, y se elige la más apropiada para las condiciones del proyecto. Naturalmente, se procede a presentar el proceso de diseño estructural completo utilizando el método elegido, y se finaliza presentando las conclusiones, lecciones aprendidas, comentarios y reflexiones de diversa índole que surgieron durante la realización de la tesis.

Agradecimientos

Mientras el río corra, los montes hagan sombra y en el cielo haya estrellas, debe durar la memoria del beneficio recibido en la mente del hombre agradecido.

Virgilio

En primer lugar, quisiera agradecer a mis padres, Pilar Márquez y Saúl Vargas, por todos los años de ese inconmensurable apoyo, lleno de sacrificio y amor, que ningún hijo puede igualar y aún menos olvidar, gracias al cual me he formado como el hombre de bien que creo ser.

Por otro lado, es tan difícil poder hacer justicia a todos aquellos que han contribuido de mil maneras a que haya podido terminar este proyecto que quisiera empezar pidiendo disculpas pues la memoria me falla al intentar nombrar a todas aquellas buenas personas. Quisiera agradecer especialmente la gentil ayuda de mis ex-jefes de StraconGyM David Sands y Luis Seminario, a mi asesor el ingeniero Luis Zegarra, a los profesores Félix Cabrera y Ramzy Kahhat, a mis amigos ingenieros Edwin Calderón y Geancarlo Gutiérrez, a los ingenieros Ricardo Torres Inca, Niltton Champa y Julio Ríos Cordero, a Valentina Prado —en cuya conferencia aprendí el método de toma de decisiones usado en el capítulo 7—, a Jonathan Navarro, Henry Manco y Heidi Mendoza, y a los trabajadores del proyecto Constanca. Finalmente, quisiera agradecer a Constance Haguét, por su apoyo y paciencia.

Tabla de contenidos

1 Introducción	1
1.1 Antecedentes	3
2 Planteamiento del problema	6
2.1 Formulación	6
2.2 Justificación e importancia.....	11
2.3 Objetivos	13
3 Metodología de trabajo	14
4 Puente existente. Características del sitio	17
5 Alternativas	21
5.1 Puentes de concreto.....	22
5.2 Puentes de acero.....	26
5.3 Puentes de sección compuesta	29
5.4 Puentes compuestos suelo-acero o suelo-concreto	32
6 Estimaciones preliminares	39
6.1 Cargas	40
6.2 Costos de construcción	41
6.3 Tiempos de construcción	52
7 Elección de alternativa	61
7.1 Impacto ambiental.....	61
7.2 Mantenimiento	62
7.3 Comparación de alternativas	63
7.4 Proceso de toma de decisión (AHP)	66
8 Diseño	71
8.1 Métodos de diseño	71
8.2 Rutina de diseño.....	72
9 Conclusiones	90
Bibliografía	92

Capítulo 1

Introducción

*Quiero escribir, pero me sale espuma,
quiero decir muchísimo y me atollo;
no hay cifra hablada que no sea suma,
no hay pirámide escrita, sin cogollo.*

César Vallejo, *Intensidad y altura*

Ávido, impaciente y aún idealista, debo confesar que comencé esta tesis con más energía que conocimientos sobre el tema, sin más que un mapa y muchas ideas. La empresa donde trabajaba en Enero del 2014, cuyo nombre no sé si deba revelar —recelo enteramente debido a mis escasos conocimientos de derechos de autor—, se encontraba en plena construcción de toda la infraestructura necesaria para que empiece a funcionar, ese mismo año, una mina. Entre aquellas estructuras, había una que, no sé si por mi afición hacia los puentes o por la intuición ingenieril de la experiencia que aún no tenía, me llamó especialmente la atención. Como usted se dará cuenta en esta tesis, esta pequeña estructura, un puente de 30 metros de largo —casi nada en comparación con las estructuras de proporciones ciclópeas que uno encuentra en una mina—, fue una parte importante del millonario proyecto, y fue la razón por la que me propuse emprender el largo camino de resolver la curiosidad que se me ocurrió cuando vi este pequeño pero importante puente en un mapa un día de verano cualquiera.

La curiosidad de la que hablo se refiere a que, al investigar más sobre el misterioso puente, me di con la sorpresa que era del tipo *Bailey* —puentes temporales inventados específicamente para que las tropas puedan avanzar en territorio enemigo en tiempo récord—. ¿Por qué dentro de los millonarios estudios para el proyecto se había decidido, entre otras cosas, que aquel pequeño puente sea del tipo *Bailey*? Aunque muchas ideas pasaron por mi mente, rápidamente deduje lo obvio. Se había escogido este tipo de puente porque, considerando que de él dependía el inicio de la producción de concentrados —es decir, el inicio del retorno de las astronómicas inversiones que implicaba este proyecto—, el único indicador de desempeño válido para quien iba a tomar esta decisión era el tiempo que demoraría en construirse el pequeño puente.

Sin embargo, me resistía a creer que esa fuera la mejor opción pues creía que había muchas más personas involucradas en el asunto. Los pobladores de Chilloroya, poblado vecino, casi inquilino —aunque debiera ser al revés— del proyecto minero Constancia usarían el

pequeño puente para cruzar al otro lado del río y hacer pastar su ganado una vez terminado el proyecto, tomando las riendas de su mantenimiento. Los ingenieros a cargo, legítimos autores de la metamorfosis de los planos hacia una obra tangible, también deberían tener voz y voto. ¿Por qué no?

Del sinsabor que implicaba el no poder cambiar la decisión de construir un puente tipo *Bailey* para poder incluir a los pobladores de la zona y a los constructores en la lista de beneficiados por la construcción del puente, decidí hacer esta tesis. Casi al mismo tiempo, una conferencia magistral en las aulas de la Pontificia Universidad Católica del Perú me introducía el método de toma de decisiones del AHP, conocido mayormente en el campo de la psicología, que permitía, mediante algoritmos, considerar a la vez varios criterios, dando puntaje a diferentes alternativas y permitiendo elegir la mejor.

Las siguientes líneas reafirman esta tesis como un esmerado intento por elegir una alternativa al puente *Bailey* que actualmente cruza el Chilloroya, en Cusco. Específicamente, una alternativa que —denotando lo idealista del autor de esta tesis— sea mejor para todos los diferentes personajes involucrados (Inversionistas, cliente, constructor y pobladores de la zona) en los diferentes campos de desempeño en los que, de consideración propia, un puente debería ser medido (no sólo tiempos o costos de construcción, sino también impacto ambiental y mantenimiento al corto y largo plazo).

El capítulo que sigue (planteamiento del problema) ahonda en la situación que se tuvo respecto al puente *Bailey* ya construido, y las razones por las que se decidió emplazarlo donde actualmente está, justificando su importancia. Luego, el tercer capítulo (metodología de trabajo) explica al detalle todos los procedimientos y precauciones que se tomó para poder elegir la “realmente” mejor alternativa, a la vez que trata de definir un camino sistemático que futuros lectores podrían tomar como referencia para proyectos similares. Aunque ese mismo capítulo explica lo que tratan los últimos 6 capítulos de este trabajo, cabe decir que estos consisten en una descripción del puente *Bailey* y sus alrededores, una propuesta de cuatro alternativas (cada una de éstas predimensionada y sus tiempos y costos de construcción estimados), la elección de la mejor opción, su diseño estructural y las conclusiones del caso.

Este primer capítulo finaliza con una brevísima revisión de los antecedentes históricos del puente *Bailey* al que queremos —con justa razón, creemos— reemplazar.

1.1 Antecedentes

Teniendo en cuenta la construcción de puentes para dar acceso a instalaciones de diversa índole, la cantidad de antecedentes que se podría citar al respecto es muy numerosa. Esta sección se limita a los antecedentes de puentes construidos en el Perú, de longitudes similares a la del puente tratado en el tema de la tesis (30 metros), y su relación con la minería peruana.

La ingeniería Inca

Se puede considerar al siglo XIII como los albores de la construcción de puentes en el Perú, pues es en esta época cuando el continuo crecimiento del *Qapaq Ñan* —la red vial del imperio Inca— demanda construir obras de arte que salven la accidentada topografía de los Andes. Con una longitud de aproximadamente 20 mil kilómetros (Gallegos, 2012), esta red de caminos requería cruzar muchos ríos no vadeables, recorriendo muchos desfiladeros, por lo que para asegurar la continuidad del sistema se construyeron puentes colgantes de sogas, hechas de fibra vegetal.

Las crónicas de los primeros españoles llegados al Perú hablan de doscientos puentes construidos, de los cuales el más importante se ubicaba sobre el cañón del río Apurímac. El *Q'eswachaca* (“puente de ichu” en Quechua), construido por el Inca Pachacútec, tuvo una vida de casi 500 años, y fue documentado, medido y estudiado por cronistas y viajeros, desde Cieza de León en 1548 hasta Squier en 1870, época en que ya se encontraba en decadencia (Cuscoface.com, 2014).

Pero este puente es relevante para sentar los antecedentes del puente estudiado por dos características en particular: su longitud y su ubicación. Por un lado, el puente *Q'eswachaca* tenía 45 metros de largo —48% más que el puente *Bailey* ya construido en el proyecto de la mina Constancia—. Por otro lado, este se encontraba sobre el río Apurímac, en la actual provincia del Cusco (Cuscoface.com, 2014), a solo 45 kilómetros de distancia del puente propuesto por la presente tesis. Así, estas similitudes, que sugieren características comunes de interés para el diseño del puente como condiciones climáticas, tipos de suelo, topografía, flora y fauna típica, precipitaciones y altitud, sustentan la importancia del *Q'eswachaca* como el antecedente histórico más antiguo del puente *Bailey*.

La ingeniería de puentes moderna y el nuevo portafolio de alternativas

Ya en los tiempos modernos, la construcción de puentes se convierte en una actividad especializada cuyas teorías base, corrientes de conocimiento, consideraciones de diseño y reglamentos provienen en gran parte de Europa y Norteamérica. Fue durante el siglo XVIII que la ingeniería civil se volvió una profesión, y es gracias a grandes ingenieros como Jean

Perronet y Gabriel en Francia y John Rennie en Inglaterra (Ryall, Parke, & Harding, 2000) que se consolidó la ingeniería de puentes moderna, que llegó al Perú algunos años después.

Si bien la ingeniería inca salvaba distancias mediante tres tipos de estructuras: puentes colgantes, oroyas de un cable fijo, y huaros o tarabitas de dos cables fijos (Gallegos, 2012), no es sino hasta la llegada de las tecnologías y metodologías europeas y luego estadounidenses que se tiene un amplio portafolio de alternativas de tipos de puentes en el Perú. Considerando longitudes solamente de 25 a 45 metros, los nuevos tipos de puentes utilizados —para maximizar los costos de construcción— utilizaban acero o concreto, y posteriormente ambos, trabajando como material compuesto.

El uso del acero en la construcción de puentes se vio demorado por el alto costo inicial que tenía su producción, puesto que el hierro era significativamente más económico. Fue en 1880 que el precio mundial del acero disminuyó en 75% (Ryall, Parke, & Harding, 2000), y determinó un punto de quiebre para la construcción de estructuras. El acero, vastamente superior en calidad en comparación con el hierro (en términos de ductilidad, tenacidad, resistencia a la compresión y tracción, entre otros) vio disparado su uso en la construcción de nuevos puentes, especialmente en los Estados Unidos. En el Perú, los puentes cortos de acero eran principalmente de dos tipos:

- Puentes de placas de acero soldadas
- Puentes de armadura de un tramo

Por otro lado, desde la invención del cemento Portland por Joseph Aspdin en 1824, no fue sino hasta 1916 que se instauró en el Perú la compañía peruana de cemento Portland, hoy “Cementos Lima” (Pachas, 2008). Considerando que la utilización del concreto junto con el acero como materiales complementarios de construcción de puentes no empezó sino hasta inicios del siglo XX, gracias a Robert Maillart y Eugène Freyssinet (Ryall, Parke & Harding, 2000), el concreto armado masificó su producción en el Perú. Con esto, se empezó a construir puentes de concreto armado, siendo los cortos de tres tipos principalmente:

- Puentes de una viga T de concreto
- Puentes de múltiples vigas I de concreto
- Puentes de placas de acero soldadas embebidas en concreto

Habiendo determinado los cinco tipos de puentes que representan los antecedentes de la construcción de puentes en el Perú, cabe analizar la posible aplicación de estos cinco tipos al proyecto de diseño que plantea la tesis. El puente a diseñar se encuentra dentro de una mina, por lo que es de gran utilidad recoger antecedentes sobre la construcción de puentes en proyectos mineros.

Los proyectos mineros buscan estructuras que provean principalmente funcionalidad y eficiencia en costos, que se refleja mediante la optimización de tiempos. Es por esto que muchas de las metodologías de diseño para estructuras que estarán en una mina priman la velocidad de construcción, ya que de esta dependen cantidades de dinero muchas veces mayores. Es por eso que los puentes de carga ligera (es decir que no soportarán camiones gigantes de mina) en proyectos mineros son principalmente siempre aquellos de rápida instalación: puentes de armadura de un solo tramo, o puentes con elementos prefabricados a ensamblar in situ. Esto se explica también por la recurrente dificultad de vaciar concreto en las condiciones adecuadas, ya que muchas veces las características meteorológicas de los entornos de proyectos mineros son muy agresivas.

En resumen, hay cinco tipos de puentes que han sido utilizados para longitudes, funciones y características similares a las del proyecto de diseño de la tesis a desarrollar. Así, dependiendo de las características precisas del emplazamiento y las necesidades del puente y el proyecto relacionado a este, los antecedentes sugieren que finalmente se elegirá el tipo de puente que requiera menos tiempo en su construcción, incluso no siendo la alternativa de menor costo. La motivación de esta tesis, en cambio, obedece a buscar una alternativa que sea atractiva no solamente en términos de costos o tiempos, sino en características tan o más importantes como son el impacto ambiental y el mantenimiento requerido en su vida útil.

Capítulo 2

Planteamiento del problema

2.1 Formulación

Entre otras razones que serán explicadas líneas abajo, el puente *Bailey* se construyó ya que se necesitaba proveer acceso a la planta de procesamiento de minerales —situada al este del río Chilloroya—, conectándola con la vía que recorría paralela a dicho río por su ribera oeste. Así, empezaremos esta sección describiendo el problema que planteaba la accesibilidad de dicha planta.

La accesibilidad de la planta es comprensible en la medida en que se entienda su ciclo de vida y las diferentes necesidades que implica cada etapa. Más específicamente, el origen, la ruta y el destino. El origen se refiere a la ubicación de la planta de procesamiento de minerales, que depende a su vez de la ubicación del yacimiento de mineral, de la red de caminos de acarreo (*Haul Road*) y de la topografía de la zona. El destino es aquel lugar donde se vaya a gestionar los concentrados, para su comercialización, almacenamiento, distribución, etc. La ruta es, evidentemente, la vía física que conecta origen y destino.

Para la construcción de la planta de procesos se necesitaba proveer acceso a camiones de hasta 150 Ton de peso. Esto se debió a que muchas piezas clave, de dimensiones considerables, no eran desarmables (el eje de la chancadora primaria solamente, por ejemplo, pesaba 112 Ton). Para la operación de la planta, en cambio, el transporte de los concentrados generaría cargas de hasta solamente 48 Ton. La construcción de la planta necesitaba, por tanto, una solución definitiva —para soportar las cargas más críticas— lo antes posible.

El badén, estructura ya construida, cruzaba el río y proveía acceso a la planta, pero su uso se limitaba a la temporada de sequías. El problema consistía, entonces, en proveer acceso a la planta en cualquier época del año y bajo cualquier condición climática. De la implementación de esta solución de acceso dependía el inicio de las pruebas y finalmente la producción de concentrados de la planta, por lo que representaba una ruta crítica del proyecto.

Por otro lado, los principales beneficiarios de la obra proyectada a unir ambas orillas del río eran todas aquellas personas que trabajen temporal o permanentemente en la planta de

procesamiento, los proveedores de los insumos requeridos en el ciclo de vida del proyecto, y —al largo plazo— los pobladores locales que necesitaran trasladar ganado.

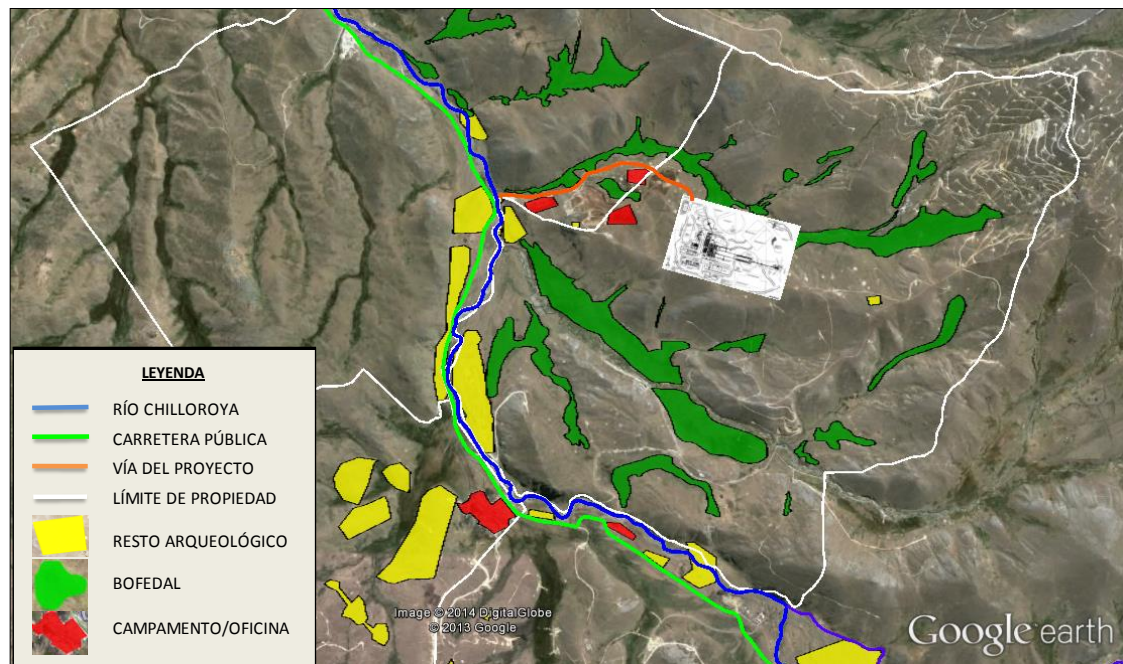


Figura 2.1.- Arreglo general del proyecto (Imagen satelital de *Google Earth*[®]).

Se observó que en la ruta desde el poblado de Espinar hasta el proyecto, la vía nacional (PE-3S G), no era asfaltada, y sus anchos y radios de curva eran totalmente insuficientes para permitir el tránsito de camiones de 21.9m de largo, portadores de los elementos para la construcción de la planta (ver figura 2.2), pues, asumiendo una velocidad directriz de 40 Km/h y 4% de peralte, se requiere como mínimo 60 m de radio (MTC, 2008). Habiendo analizado mediante *Google Earth*[®] el tramo cercano a la laguna Huarmicocha (considerado el tramo más crítico), la ruta presentó pendientes promedio de 5.4% en subida y de -4.9% en bajada a lo largo de 16.6 kilómetros, pasando de 4360 msnm a 4690 msnm, con radios de curva de hasta 11.5 m aproximadamente. Esto constituye un reflejo de lo complicado que se tornó el acceso a la planta de procesos del proyecto por lo abrupto del recorrido, las condiciones de nieve permanente y los insuficientes radios de curvas.

Enfocado en lo abrupto del camino, la solución se planteó en dos etapas: el aumento de los radios de curva y el ensanchamiento de los tramos rectos. Al aumentar los radios de curva de la vía se hizo posible el inicio del tránsito de los camiones y, por ende, el de la construcción de la planta. La segunda etapa, en cambio, buscaba disminuir el tiempo de viaje del flujo de camiones mediante el ensanchamiento de los tramos rectos de la vía. Cabe resaltar que ambas etapas eran rutas críticas para el proyecto (y predecesoras directas de la también crítica construcción del puente *Bailey*): del inicio del flujo de camiones dependía el inicio de la construcción de la planta, y del tránsito sobre vías con condiciones mejoradas dependía la

velocidad necesaria para terminar la planta a tiempo y comenzar la producción de concentrados.

Para realizar la primera etapa —el ensanchamiento de las curvas mostradas en la figura 2.4 (pág. 13)—fue necesario negociar y en casi en todos los casos comprar las tierras de los propietarios sobre cuyas tierras se encontraban las curvas a ser mejoradas. En la misma figura 2.4 también se observa la actividad “Acuerdo con la comunidad”, que, si bien no es parte de la ruta crítica, tiene una holgura de solamente 10 días.

La bahía de espera de los camiones de concentrado se encuentra a 1.2 km de la vía nacional PE-3SG, la cual representa gran parte de la ruta de transporte de concentrados. Sin embargo, se encuentran en orillas opuestas del río Chilloroya, el cual tendrá un caudal pico de 258.6 m³/s (Knight Piésold Consulting, 2011b) en una etapa futura del proyecto debido a la influencia de un reservorio. Para llegar a ésta, utilizando la infraestructura actual, se necesitaba usar una ruta alimentadora de bajo desempeño, la cual hubiera representado un cuello de botella para el flujo de camiones transportadores de concentrados. Esto le hubiera restado productividad al proyecto al ocasionar demoras, además de prestaciones de seguridad, sobretodo en temporadas de lluvia (Diciembre-Marzo).

En segundo lugar, la vía existente va de manera paralela por la ribera oeste del río Chilloroya. Ya que la planta de procesos está al este del río, y es inamovible por las razones antes desarrolladas, se hace necesario que el camino de acceso cruce el río.



Figura 2.2.- Tramo crítico en la vía PE-3SG, a 15 km del proyecto. (Fuente: Google Earth).

Para transportar los concentrados de la planta de procesos hacia el puerto de Matarani (desde donde se irá a exportar), era necesario tomar la vía nacional PE-3S G con dirección sureste, en el tramo de Velille a Espinar. Dado que esta vía es más adecuada para garantizar la fluidez y seguridad de los concentrados durante su transporte, se consideró como la mejor

opción el maximizar su aprovechamiento por parte de los camiones transportadores. Para lograr esto, fue necesario cruzar el río Chilloroya y usar en la menor medida posible las vías alimentadoras disponibles: las rutas vecinales CU-764 y CU-763, las cuales tenían aún menos prestaciones.

Restos arqueológicos

Mediante una visita de campo se observó que en las inmediaciones del proyecto había una gran cantidad de vestigios arqueológicos (claramente declarados sitios intangibles, ver Figura 2.3). La mayoría de estos se encontraba cerca a las orillas del río Chilloroya. Así, la impostergable necesidad de preservar objetos de valor incalculable, sumada al hecho de que el procedimiento para permisos de obras requiere obtener un certificado de inexistencia de restos arqueológicos (CIRA), estrechaba irremediamente el abanico de posibilidades para el trazo del puente.

Dado que el río avanza un largo tramo en paralelo con la carretera, había que cruzarlo en algún punto, y dado que había muchos restos arqueológicos a ambos lados del río, se aprovechó una zona exenta de restos arqueológicos, cercana a las instalaciones de procesos, para instalar un puente Bailey.

Se observa que a ambas orillas del río Chilloroya se encuentran restos arqueológicos, hasta una distancia de 250m.



Figura 2.3.- Existen numerosas áreas declaradas sitios intangibles en los alrededores del proyecto. (Fuente: propia)

Bofedales

La planta de procesos se desarrolla sobre las áreas de los fundos Fortunia y Moroccota (Arizona), que suman 1188 Ha. Se observó que en la zona abundan los bofedales naturales,

donde existe pastoreo de llamas y alpacas. Estos ecosistemas, con 135 Ha., ocupan el 11.4% de estas áreas.

La construcción de vías que atraviesen bofedales genera erosión y fragmentaciones, así como alteraciones importantes en la hidrología de la zona (Office of policy, planning and evaluation, United States Environmental Protection Agency , 1997). Los bofedales son zonas poco drenadas, y la alteración de característica podría alterar permanentemente la biodiversidad local, no solo el ecosistema acuático, directamente afectado, sino también la fauna silvestre local. Los bofedales son considerados ecosistemas de gran fragilidad que cumplen funciones ecológicas fundamentales como: (Gil Mora, 2011)

- Almacenamiento de agua
- Protección contra inundaciones
- Control de la erosión
- Recarga de acuífero
- Purificación de aguas mediante la retención de nutrientes, sedimentos y contaminantes
- Estabilización de las condiciones climáticas locales, especialmente precipitación y temperatura

Los bofedales son el tipo de pastizal con la más alta producción de forraje para rebaños de camélidos en Sudamérica: en la pradera andina cusqueña (donde se encuentra el puente de la presente tesis), sustentan la alimentación del 100% de los camélidos sudamericanos y del 80% de ovinos y vacunos.

Espacio y comunidades cercanas

La planta de procesos se desarrolla sobre los Fundos Moroccota y Fortunia (las dos regiones norte de borde blanco en la figura 2.1). Para el proyecto minero se compró la totalidad del fundo Fortunia más la parte al este del río del Fundo Moroccota.

De no existir un cruce en el río dentro de las inmediaciones del proyecto (donde se colocó el puente Bailey), tendría que haberse construido una ruta de transporte de concentrados mucho más larga, puesto que recorrería (redundantemente) paralela a la vía nacional PE-3S G al otro lado del río. La accidentada topografía del terreno de la orilla este del río dificultaría aún más los trabajos de construcción, además de suponer más horas de viaje para llegar al destino.

Las relaciones con las comunidades aledañas al proyecto, por otro lado, fueron de vital importancia para facilitar el acceso a la planta de procesamiento. La organización del proyecto consideró períodos de tiempo dedicados a trazar acuerdos de mutuo beneficio con las comunidades. En el tramo crítico analizado anteriormente, por ejemplo, donde se

realizaría el ensanchamiento de las curvas de la ruta al proyecto, hubo que comprar previamente algunos terrenos.

2.2 Justificación e importancia

En una gran cantidad de proyectos, especialmente en minería, el tiempo que demore recuperar la inversión es tan importante como el dinero invertido. Se observó que siempre hubo restricciones de tiempo ligadas a las inversiones de capital que crean beneficios a futuro, conocidas como CAPEX (*capital expenditures*). Así, el énfasis está en minimizar estas limitaciones de tiempo a fin de mejorar la rentabilidad del proyecto.

Considerando la inversión total de un proyecto minero, la proporción que se desembolsa al inicio es normalmente mayor que en proyectos de otra índole. De ahí que, a mayores tiempos de retorno de inversión, la viabilidad económica se vea sensiblemente más afectada, mucho más que en otros tipos de proyectos. El proyecto Constancia no fue la excepción.

La proporción de los diferentes costos implicados en la construcción de las instalaciones de una mina varía según las necesidades de emplazamiento. Si bien cada proyecto es único debido al innumerable número de factores implicados, los dos principales son las condiciones geográficas y la forma del yacimiento. Por ejemplo, un yacimiento con vetas lejos de la superficie implica grandes movimientos de tierra antes que procesamiento de mineral, por lo que se ha de hacer énfasis en localizar estructuras clave como el depósito de desmonte lo más cerca posible al yacimiento. En el caso inverso, yacimientos con vetas cercanas a la superficie requieren plantas de procesos mucho más cercanas al tajo.

La planta es inamovible

Por un lado, la vida de una mina gira en torno al yacimiento. Principalmente en base a su ubicación y a otros factores como las características geográficas y ambientales dentro del área del proyecto, se diseña la ubicación de las instalaciones. Es por esto que en ciertas oportunidades una planta puede estar aislada de cualquier camino o carretera existente. Una vez definida la ubicación de la planta, las demás instalaciones se ubican en función de ella. En este caso, ya que las vetas de la mina eran superficiales, la planta para procesar estos minerales se planificó —para disminuir costos por distancias de acarreo— lo más cerca posible al yacimiento, aunque respetando una distancia mínima de 500 metros (artículo 259, D.S. 055-2010: “Dentro de una mina, toda estructura que albergue personas debe ubicarse como mínimo a 500 metros de distancia del tajo, como medida de seguridad contra las voladuras del mismo”).

Por otro lado, los costos de cualquier propuesta para el acceso externo de la planta —ya sea mediante la construcción de puentes, alcantarillas o vías de transporte— son mucho menores

que los que implicaría un desplazamiento de la planta: numerosos rediseños, estudios adicionales, nuevas consideraciones de operación, de seguridad y de medio ambiente, entre otros. Solamente la construcción de la planta de procesos y la infraestructura de soporte de la misma representó más del 28% de la construcción de todas las instalaciones previstas en el proyecto. Es por esto que el futuro diseño del puente parte de considerar a planta de procesos como “inamovible” y, como se verá líneas abajo, esto limita finalmente las 4 alternativas a tener el mismo trazo que el puente *Bailey*.

Ruta crítica

Los procesos necesarios para la construcción de la planta de procesos representaban una ruta crítica dentro del arreglo general del proyecto (ver figura 2.4). El ensanchamiento de las curvas de la vía nacional empezó en Marzo de 2013, y se terminó en Junio del mismo año. El mejoramiento a lo largo de toda la vía, en cambio, empezó en Julio de 2013 y terminó en Setiembre de 2014.

El badén, que se construyó con el fin de dar acceso rápido a la planta de procesos, sólo podía utilizarse durante la temporada seca (Abril – Noviembre), debido a que las precipitaciones entre Diciembre y Marzo —de 1078 mm en promedio— inhabilitaban su uso.

En la figura 2.4 se muestra una parte del cronograma de trabajo del proyecto. Se observa que el ensanche de las curvas en la ruta de acceso al proyecto (“Ensanche de curvas ruta Espinar-Constancia”) es una tarea crítica, ya que de su culminación depende el inicio de la instalación de las máquinas de molienda y chancado. Para la construcción de estas instalaciones se necesitaba utilizar camiones portadores de grúas, cuyos radios de giro eran superiores a los permitidos en las curvas.

Cualquier demora en la culminación de alguna de las tareas de la ruta crítica genera un retraso en todo el proyecto (Rochford, 2009), y, considerando que la construcción del puente finalizaba las obras de habilitación de la ruta de acceso a la planta de procesos —pues para empezar la “instalación de las máquinas de molienda y chancado” de la figura 2.4 se necesitaba el puente listo—, el pequeño puente *Bailey* relucía como uno de los vitales procesos de la ruta crítica del proyecto. Era esa la razón por la que se buscaba reducir al máximo las incertidumbres (por el clima, por el comportamiento de los materiales, etc.) que agregaban variabilidad a la duración de su construcción y peligraban el cumplimiento de las tareas siguientes de la ruta crítica: la construcción de la planta de procesos y el inicio de la producción y venta de los minerales procesados.

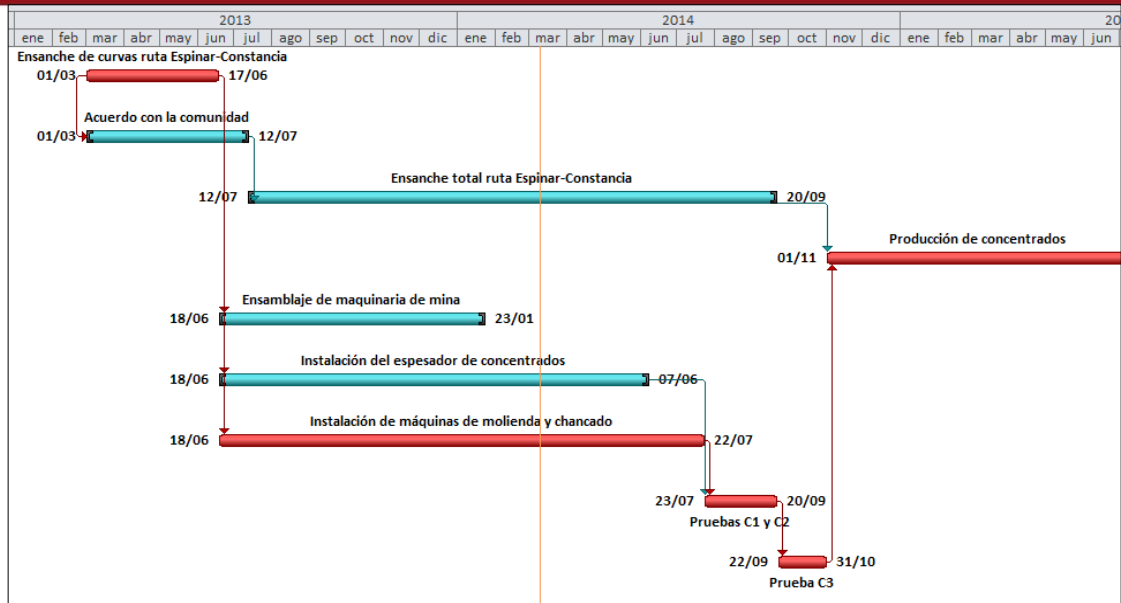


Figura 2.4.- Extracto del cronograma del proyecto.

2.3 Objetivos

Tratando de no redundar lo descrito en las líneas introductorias, se reitera que el objetivo principal de esta tesis es el de ofrecer una solución, alternativa al puente *Bailey* existente, para dar acceso a la planta de procesamiento de minerales del proyecto Constancia, cruzando el río Chilloroya, la cual —en comparación con el puente ya construido— sea más económica, requiera menos tiempo para su construcción, tenga menor impacto ambiental y menores requerimientos de mantenimiento posterior, al corto y largo plazo. En relación a esto, implica también que la alternativa de cruce contenga veredas peatonales.

Al mismo tiempo, se busca sentar las bases de la utilización del método de toma de decisiones multi-criterio AHP (*Analytic Hierarchy Process*) como una herramienta útil para futuros proyectos de ingeniería civil o de —¿Por qué no?— otras ramas de la ingeniería en el Perú. A pesar de tener un gran potencial para proyectos de este tipo, esta técnica no ha tenido considerable uso en el campo de la ingeniería civil peruana.

Ya que el financiamiento y las coordinaciones para la realización de la única visita a obra que se hizo fue cubierto por la empresa relacionada al puente construido y al proyecto desarrollado a su alrededor, este trabajo también trata de cierta manera de ser útil a los fines de la empresa de la manera más directa posible. Se puede considerar, por lo tanto, que un objetivo más de esta tesis es el de lograr un procedimiento sistemático y consistente que pueda ser utilizado por la empresa para, en proyectos futuros, poder elegir alternativas de puente u otras estructuras teniendo en cuenta las opiniones de más personas que los inversionistas y/o *stakeholders* “oficiales” de los proyectos.

Capítulo 3

Metodología de trabajo

*El asunto es el problema;
la forma, la solución.*

Friedrich Hebbel

Una vez explicado el problema y evidenciada la importancia de resolverlo, el capítulo 3 pretende explicar cómo y por qué se planteó la solución del problema mediante los siguientes 6 capítulos. También se menciona qué software o programas se usó para procesar la data y generar los resultados.

Como se aprecia en la figura 3.1, la tesis se ha planeado de forma rigurosamente lineal, aunque procurando que cada capítulo suceda al anterior lo más sutilmente posible. La problemática, desarrollada en el capítulo anterior, se contrapone al resto de pasos (capítulos 4 al 9), que representan su solución.

Capítulo 4: Puente existente. Características del sitio.- Consideramos que el primer paso de la solución parte de describir el puente y sus alrededores inmediatos. Este capítulo, prácticamente un listado de detalles puntuales —las características técnicas del puente *Bailey*, una descripción del clima, de la estratigrafía y del río Chilloroya que hay que cruzar, entre otras cosas—, intenta convertirse en un atalaya desde el cual podemos, en el siguiente capítulo, distinguir con más facilidad cuales de las cuatro alternativas son tentativamente las que mejor se adaptarían al proyecto.

Capítulo 5: Alternativas.- En este capítulo, luego de una breve introducción a las razones por las cuales se decidió escoger cuatro alternativas al puente *Bailey* (una de concreto, una de acero, una de sección mixta y un puente compuesto suelo-acero), y basado en la información del capítulo anterior y en las cargas de servicio, se discute y define el mejor representante de cada una. Para esto se hace una revisión de literatura especializada en cada tipo de puentes y formas prácticas de predimensionamiento. Finalmente, se usa el software de dibujo asistido por computadora *AutoCAD*® 2014 versión I.18.0.0 para crear las cuatro secciones predimensionadas.

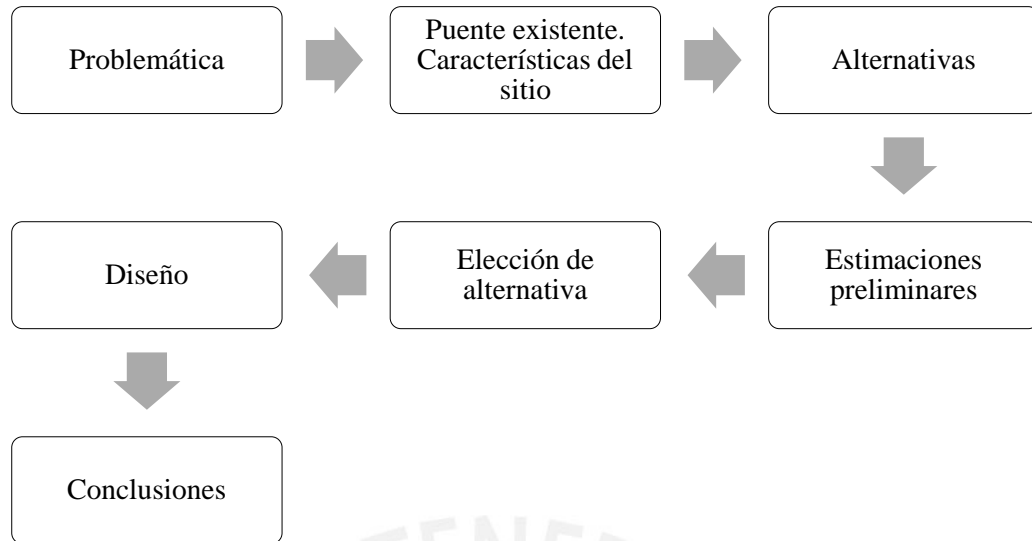


Figura 3.1.- Desarrollo de la tesis.

Capítulo 6: Estimaciones preliminares.- Compuesto de tres subcapítulos, “estimaciones preliminares” se limita a definir lo que principalmente se toma en cuenta en un proyecto para comparar alternativas y elegir una. Así, el primer sub-capítulo, “Cargas”, define los parámetros de peso propio (pesos específicos para diferentes materiales) y las cargas especiales de servicio y diseño que todas las alternativas deben poder soportar. Los otros dos sub-capítulos, “Costos de construcción” y “Tiempos de construcción” se complementan mutuamente y describen al detalle el proceso de elaboración de los presupuestos estimados y de los diagramas de Gantt para cada una de las alternativas, respectivamente. Los diagramas de Gantt se prepararon utilizando el software *Microsoft Project*[®], y los presupuestos con *Microsoft Excel*[®].

Capítulo 7: Elección de alternativa.- Este capítulo empieza argumentando por qué es importante que las alternativas se comparen considerando más aspectos que el costo y el tiempo de construcción, introduciendo dos nuevos indicadores de desempeño: impacto ambiental y mantenimiento. Los dos primeros sub-capítulos se dedican a estos indicadores, respectivamente. Luego de esto, el tercer sub-capítulo se dedica a resumir las cifras de desempeño de las cuatro alternativas mediante los cuatro indicadores ya definidos. Al mismo tiempo se introduce el método de toma de decisiones AHP. El último sub-capítulo, “Proceso de toma de decisión AHP”, se avoca a describir el procedimiento detallado del método y a mostrar los resultados de su aplicación. Finalmente, luego de una sencilla pero cautelosa interpretación de esos resultados, se decide por la mejor alternativa. Para todas las tablas necesarias durante el proceso de toma de decisión se utilizó *Microsoft Excel*[®].

Capítulo 8: Diseño.- El capítulo de diseño busca llevar la alternativa escogida por un proceso de diseño estructural. Ya que la alternativa que finalmente se escogió no cuenta con un método de diseño directamente especificado en la norma peruana, la primera parte del capítulo (métodos de diseño) revisa el amplio abanico de métodos que proponen su diseño a nivel mundial, y, tras una comparación objetiva, se decide por uno. Como era de esperarse, la segunda mitad de este capítulo se avoca al diseño en sí, obteniéndose finalmente la alternativa al puente *Bailey* que se buscaba obtener. Los dibujos de las secciones modificadas durante el diseño y los cálculos de áreas se hicieron con ayuda de AutoCAD® 2014 versión I.18.0.0 y AutoCAD® 2016 versión M.49.0.0.

Capítulo 9: Conclusiones.- En base al diseño realizado, el capítulo final, “conclusiones”, recopila y trata de articular las precisiones, lecciones aprendidas, correcciones y toda clase de comentarios que afloraron naturalmente a medida que cada línea de esta tesis se escribía. Comentarios sobre, por ejemplo, las similitudes o diferencias del diseño con las cifras de cuando era una alternativa predimensionada, o precauciones para proyectos similares en base a lo que faltó o simplemente no funcionó.



Capítulo 4

Puente existente. Características del sitio

Recordando que se busca ofrecer una alternativa para cruzar el río que sea mejor que el puente *Bailey* existente, es importante conocer las características principales y los aspectos externos relevantes relacionados al mismo. Las siguientes líneas, la mayoría de cuyo contenido técnico fue tomado de un informe de (GL Ingenieros constructores, 2013) — además de una visita a la zona—, intentarán describir con suficiente detalle al puente existente. Complementario a esto, la segunda parte de este capítulo se dedica a la descripción de las características del sitio, la cual se redactó en base a revisiones de informes técnicos de la consultora Knight Piésold, habiendo completado información faltante como el perfil al centro del río mediante el software *AutoCAD*[®] y una visita al sitio.

Puente existente

El puente se ubica al suroeste del Perú, en la provincia cusqueña de Chumbivilcas, específicamente entre los distritos de Chamaca y Livitaca, a 31 Km. del límite con el departamento de Arequipa. La superestructura, que cruza el río Chilloroya con un solo tramo de 30.48m, es de acero de tipo modular doble reforzada (DSR2), modelo ACROW 700XS, con un ancho de vía de 7.35m y un ancho entre paneles de 7.53 m. No cuenta con veredas peatonales ni espacio de flujo peatonal segregado alguno. La subestructura del puente está constituida de dos estribos de concreto armado ($f'c=320 \text{ kg/cm}^2$ medidos con esclerómetro a los 28 días del vaciado) de tipo Cantilever, cuya geometría se muestra en el Anexo 1. El costo total del puente no estuvo disponible para esta tesis, por lo que se considera un precio hipotético estimado de referencia de \$ 1000 000.

La instalación de la superestructura del puente se realizó mediante un lanzamiento incremental convencional, empujando la superestructura completamente ensamblada in situ desde uno de los estribos. El tiempo de construcción del puente (desde la habilitación del acceso hasta el puente lanzado) fue de 79 días.

Se considera 1775m^3 de movimiento de tierra, pues el cálculo es igual al realizado para la alternativa de puente de concreto. Por otro lado, se ha estimado que se necesitaron 2284 HM para la construcción del puente *Bailey*, basándose en la misma cantidad de horas-máquina necesarias para las actividades previas y posteriores y la subestructura del puente de concreto, y adicionándole 22 días (completando así los 79 días de construcción) para la superestructura, con 10 HM por día.



Figura 4.1.- Puente Bailey actual (Fuente: propia).

Características del sitio

En base a información topográfica proporcionada (GL Ingenieros constructores, 2013), que fue sólo para los lados del perfil del río (cerca de los estribos), se completó las características del centro del cauce mediante extrapolaciones de esta información real, considerando un nivel horizontal de grava al centro del cauce. El perfil completo del cauce se muestra en el anexo 7. Se muestra el nivel de aguas para el caudal medio en época de lluvia (tirante de 0.17 m) y para el caudal extraordinario con período de retorno de 100 años (tirante de 1.36 m), ya que el caudal en época de estiaje es despreciable.

En el mismo anexo se aprecia el nivel necesario para el cruce de la vía, a una altura de 3944 msnm, la cual ha de recorrer 85.5 m. También se muestra el desnivel de 6.95 m al centro del cauce.

De acuerdo a estudios geológicos realizados en la zona (GL Ingenieros constructores, 2013), las inmediaciones del puente cuentan con dos estratigrafías diferentes. En la figura 4.2 se aprecia la distribución espacial de los suelos. Las orillas del río —con la nomenclatura Q-al1— son depósitos de bofedales y aluviales: limo orgánico, grava con arena y horizonte de arcilla de plasticidad media, suelto a medianamente denso, húmedo. Las zonas más altas, nombradas P-di, son batolitos de Apurímac dioríticos, de grano medio, extremadamente a moderadamente meteorizados, fracturados, de resistencia entre 20 y 80 MPa (200 a 800 kg/cm² aprox.) (Knight Piésold Consulting, 2011c).

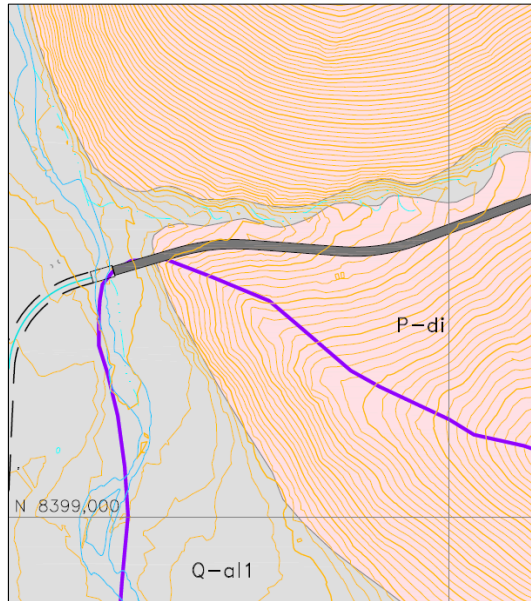


Figura 4.2.- Tipos de suelos en las inmediaciones del puente (línea gris que cruza el río): depósitos de bofedales y aluviales (Q-al1) y batolito de Apurímac diorítica (P-di). La línea en morado marca el límite de áreas privadas (Fuente: Knight Piésold Consulting, 2011c).

El caudal del río varía alrededor de $0.25 \text{ m}^3/\text{s}$ en época de estiaje y $20 \text{ m}^3/\text{s}$ en época de lluvias. Un análisis hidrológico hecho por la mina para el proyecto determinó un caudal pico de $261.4 \text{ m}^3/\text{s}$ para un período de retorno de 100 años (Knight Piésold Consulting, 2011b).

Considerando que el proyecto se encuentra en el departamento del Cusco, la zona se clasifica sísmicamente como tipo 2 (sismicidad media), por lo que el desempeño sismo resistente del puente es importante en su diseño.

Para la caracterización climática del proyecto (Knight Piésold Consulting, 2010) se consideró la estación meteorológica “Constancia”, a 4274msnm, más otras tres estaciones cercanas. Según sus mediciones, la temperatura mensual media varía entre 4.9°C y 7.4°C , con una temperatura promedio anual de 6.2°C . Los meses más fríos se encontraron entre Mayo y Setiembre, mientras que las más altas de Noviembre a Enero. Asimismo, la humedad atmosférica tiene un valor promedio de 57.3%.

El promedio anual de precipitación es de 1000 mm, con un mínimo y máximo de 590mm y 1353mm, respectivamente. Durante la temporada húmeda (Octubre-Abril), la precipitación promedio fue de 1078mm, y durante la seca (Mayo-Setiembre) fue de 94mm. El número promedio de días al año con precipitación es 167.

Tabla 4.1.- Resumen climático de la zona. Hecho en base al informe de (Knight Piésold Consulting, 2012).

Precipitación	
Anual promedio	1000.3 mm
Máxima probable (PMP) 24h	263 mm
Temperatura	
Promedio máximo (Nov-Ene)	13 a 16°C
Promedio mínimo (May-Set)	-11 a 0°C
Promedio anual	6.2°C
Humedad	
	57.3%

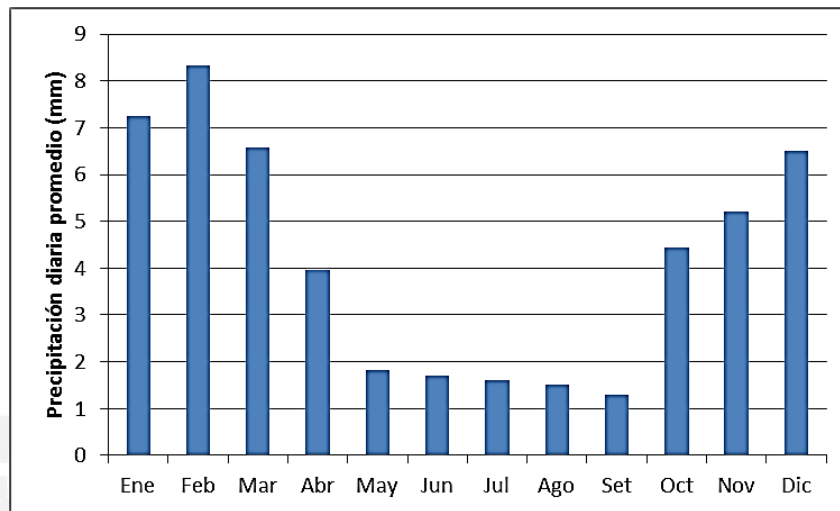


Figura 4.3.- Precipitación diaria promedio según mes para la estación climatológica Constancia. Hecho en base al informe de (Knight Piésold Consulting, 2012).

Tabla 4.2.- Resumen de la figura 4.3.

	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic
Precipitación diaria promedio (mm)	7.24	8.34	6.57	3.97	1.81	1.70	1.60	1.50	1.29	4.45	5.20	6.50
Días con precipitación	29	25	26	16	3	1	2	1	8	15	17	25

Capítulo 5

Alternativas

Existe en la actualidad un extenso abanico de opciones en cuanto a puentes. Tanto el constante desarrollo de materiales constructivos con mejores propiedades mecánicas como el cada vez menor costo de éstos ha significado, sin duda alguna, que los puentes puedan tener secciones más esbeltas y económicas, pudiendo utilizar muchas combinaciones de materiales. En lo que concierne a esta tesis, se ha decidido limitar a cuatro el número de alternativas, siendo cada una de un material constructivo distinto. Así, la primera alternativa será de concreto, la otra de acero, la tercera de sección mixta (concreto-acero), y la cuarta de suelo-acero o suelo-concreto (también llamado “puente enterrado”).

Se decidió empezar tomando en cuenta las pautas de elección del *US Department of Transportation* (2012), las cuales, si bien se utilizan para puentes carreteros —es decir con cargas menos exigentes que las del diseño correspondiente a esta tesis (ver sección 6.1)—, representan un punto de partida que toma en cuenta mucha experiencia en diseño y construcción de puentes en los Estados Unidos. Con estas pautas se generó la tabla 5.1, para puentes de hasta 100 metros de luz. Según la luz que se desea salvar, ciertas opciones serían más eficientes económicamente.

Tabla 5.1.- Recomendaciones del *US Department of Transportation* (2012) para puentes de carreteras.

		Luz (m)													
		10	15	20	25	30	35	40	45	50	60	80	100		
Acero														Welded plate girder	
		Bailey*													
													Box girder		
Concreto															
				Super T											
		Hollow core													
Acero -concreto				I beam											
													Box girder		
													Trough girders		
Acero -concreto													Plate girders		
			Welded beams												
		Hot rolled													

*Puentes Bailey con cargas normales de carretera (HL93)

Las tres primeras alternativas (concreto, acero y sección mixta) se supondrán de un solo tramo. Dado que la luz a salvar es de 30.48m, el ahorro por la reducción de sección en ambos tramos al considerar un pilar intermedio no justificaría los costos, tiempos y riesgos extras

generados. Así, los trabajos de movimiento de tierras para los cimientos del pilar, la construcción del mismo, además de los costos por la mayor cantidad de apoyos elastoméricos con respecto a las alternativas de un solo tramo hacen que una alternativa de un solo tramo se considere la solución más efectiva.

Además de esto, para estas tres primeras alternativas (concreto, acero y sección mixta) se considerará una losa de transición (también llamada de aproximación) a cada entrada de la superestructura. Cada losa tiene 20 metros de longitud, de acuerdo con estándares aceptables para vehículos pasando a velocidades bajas, con un espesor variable (150 mm al extremo y 250 mm al llegar al puente). El detalle se aprecia en la figura 5.1.



Figura 5.1.- Detalle de la losa de aproximación para las alternativas de concreto, acero y sección compuesta.

Si bien la población y la única vía existente de la zona se encuentran en la ribera oeste del río Chilloroya, es muy probable que la ribera este empiece a ser habitada y/o se construya otra carretera en el futuro. La demanda de infraestructura con capacidad para flujo peatonal es el principal argumento para justificar la importancia de considerar veredas en el puente a diseñar. Es por esto que, a diferencia del puente *Bailey* existente, las alternativas considerarán veredas, que aunque son de entre 0.60m y 0.70m, permitirían un flujo peatonal segregado del vehicular.

5.1 Puentes de concreto

Al evaluar el uso del concreto como material predominante para un puente, el concreto armado surge como la solución tradicional. Los puentes hechos con concreto armado tienen (relativamente) bajos costos de mantenimiento, además de un desempeño sismo-resistente muy bueno (Aranis, 2006).

Los puentes de concreto armado representan soluciones muy efectivas y en muchos casos más económicas y durables en contraste con puentes de acero o madera. Sin embargo, a medida que las luces requeridas aumentan, la geometría del puente se vuelve más compleja: para luces mayores a 25m se recomienda el uso de puentes en arcos peraltados, rebajados o de tipo consola (Belmonte, 2001). En cualquier caso, se necesitaría armar falsos puentes (como el de la figura 5.2) para apoyar los encofrados del arco sobre el lecho del río, lo que implica poder trabajar solamente en los meses de estiaje, además de tener que prever una

contingencia para lluvias copiosas, pues ningún mes del año escapa de lluvias (según lo visto en las “Características de sitio”, Capítulo 4).



Figura 5.2.- Armadura para encofrado de arco en concreto armado. (Tomado de: http://www.peri.fr/produits.cfm/fuseaction/diashow/product_ID/320/app_id/5/imgpath/rosettscheibe_03.jpg.cfm).

Ante esto, el concreto pre-esforzado surge como una posibilidad mucho más adecuada en términos de economía y simplicidad geométrica para evaluar la alternativa en concreto.

El concreto pre-esforzado utiliza cables de alta resistencia que, si bien cuestan alrededor del doble que los normales, repercuten en una disminución de aproximadamente 70% en la cantidad de acero utilizado y 20% de peso total de la estructura (Belmonte, 2001), entre otras ventajas.

Adicionalmente, el concreto pre-esforzado es fácilmente prefabricable, lo que se traduce en un ahorro considerable en encofrado y apuntalamiento. En la mayor parte de los casos el costo final de construcción de puentes en concreto pre-esforzado es menor que si se hiciera en concreto armado.

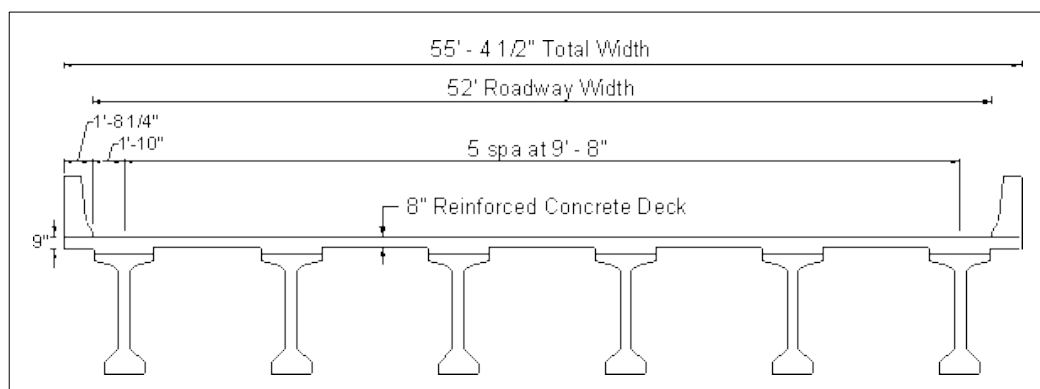


Figura 5.3.- Sección típica de puente de concreto. Se aprecia una losa de concreto reforzado apoyada sobre vigas de concreto pretensado. (U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration, 2013).

En concreto pre-esforzado, se puede solucionar con vigas post-tensadas para luces de entre 20 y 45 m (Belmonte, 2001), por lo que se pre-evaluará que la alternativa en concreto consista de cuatro vigas de concreto postensado. La losa de tablero y las vigas, ambos de 32.48 m de largo (considerando la luz de 30.48 m más 1 metro adicional a cada lado), se unirán mediante estribos de 5/8" dejados a la hora del vaciado de las vigas. Esto asegura un trabajo compuesto viga-losa una vez que esta última fragüe.

Un eventual vaciado in-situ de las vigas se dificultaría por el emplazamiento de la obra, pues requeriría construir un falso puente (estructura temporal de vaciado) apoyado sobre el lecho del río. Es por esto que se considera que las vigas serán vaciadas a pie de obra, bajo condiciones controladas, mientras que la losa debe ser vaciada in situ.

Aunque también es necesario utilizar el lecho del río para instalar vigas prefabricadas, el ahorro en tiempo de construcción y cantidad de mano de obra, así como la reducción en la variabilidad y dificultad que implica vaciar concreto en las adversas condiciones del emplazamiento del puente nos incita a considerar las vigas postensadas vaciadas cerca del sitio como la alternativa más adecuada en concreto armado.

Para el predimensionamiento se consideró las recomendaciones del manual AASHTO (2010). El peralte mínimo (incluyendo la losa de tablero) para puentes con vigas prestresadas simplemente apoyadas es de $0.045L$, con lo que se requiere una altura de al menos 1.37 m. Por otro lado, Johansson (según AASHTO, 2010) propone, para vigas pretensadas simplemente apoyadas:

$$h = \frac{L}{15} \text{ a } \frac{L}{20} \text{ m,}$$

con lo que el rango recomendado es de 1.5 – 2.0 m. Por otro lado, Guyon sugiere:

$$h \geq \frac{L}{25} + 10 \text{ cm,}$$

con lo que la altura ha de ser mayor a 1.32 m. Tomando en cuenta estas expresiones, se decidió considerar una altura h (viga más losa) de 1.80 m.

El ancho total de la losa se estima en 9.75 m, considerando una calzada de 7.35 m de ancho y agregando 1.20 m a cada lado de ésta para las barreras laterales (de 0.25m de alto). Cabe resaltar que se consideran veredas de 0.80 m para paso peatonal, a diferencia del puente Bailey ya construido.

Dividiendo el ancho total de la losa entre cuatro vigas, el espaciamiento entre vigas obtenido es de 2.43 m, que para efectos prácticos se considera de aquí en adelante 2.50 m. Para la losa, el manual de la AASHTO (2010) recomienda 0.20 m de espesor para el espaciamiento antes obtenido. Sin embargo, en este caso se considera un ancho de 0.22 m ya que uno de los camiones de diseño, el 154MT, sobrepasa las cargas generadas por el camión HL-93.

Teniendo la altura de las vigas (según los datos anteriores), se procede a estimar la geometría de las mismas. Para esto se consideró las recomendaciones del ingeniero Luis Zegarra. Finalmente, se ha considerado dos vigas diafragmas exteriores de peralte igual al de las vigas principales, y una viga diafragma intermedia de 1.15m empezando del tope superior, según recomendaciones de Seminario (2004). En la figura 5.4 se muestra la sección descrita.

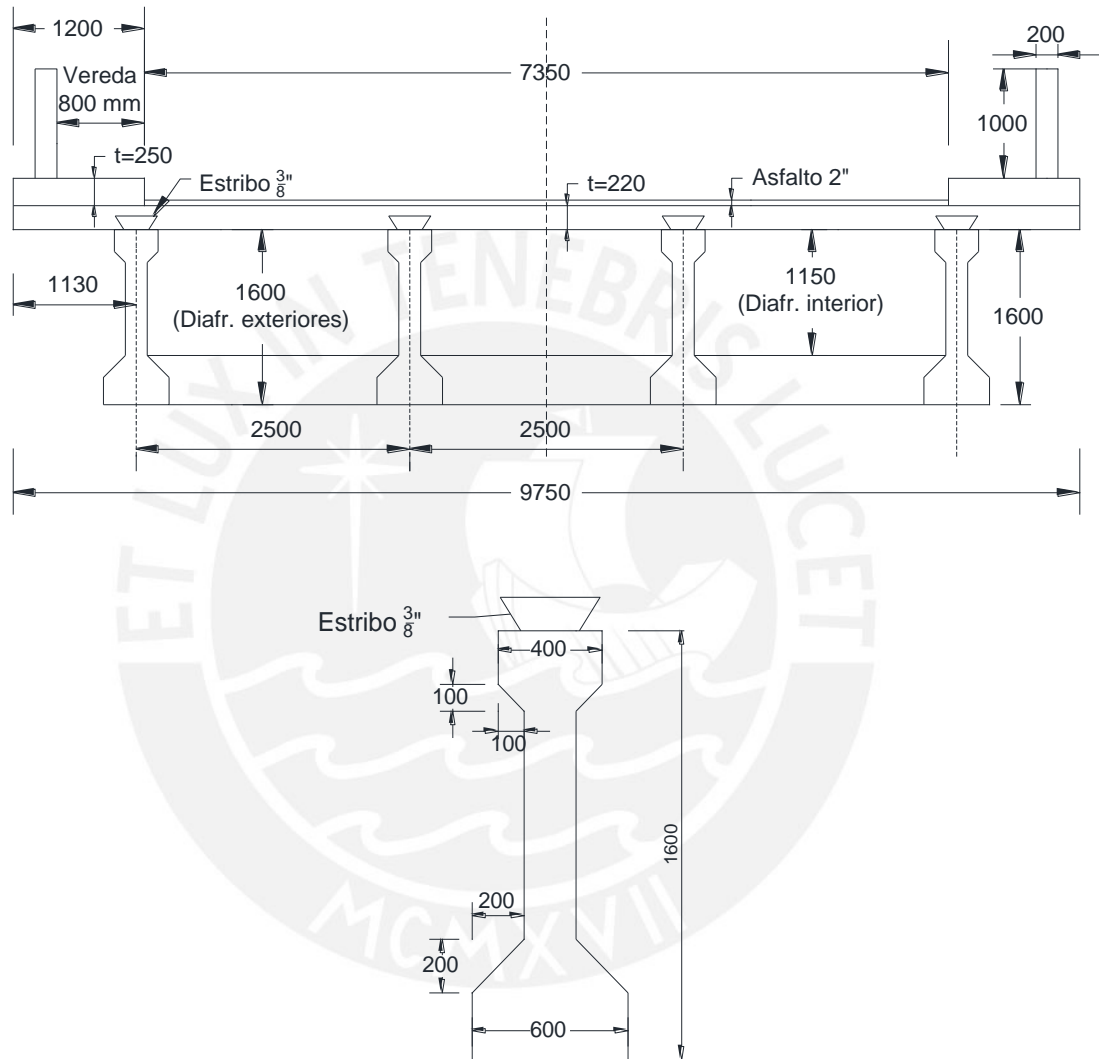


Figura 5.4.- Arriba: sección de la alternativa en concreto. Abajo: Detalle de la sección predimensionada para las vigas. Medidas en milímetros.

5.2 Puentes de acero

El acero como material estructural tiene numerosas diferencias de características y comportamiento con respecto al concreto reforzado. Las ventajas y desventajas que este material ofrece fueron tomadas del libro de McCormac y Csernak (2013).

Las principales ventajas del acero estructural son 7, más algunas propiedades diversas que podrían darse según cada proyecto. Éstas son:

- Alta resistencia.- La resistencia por unidad de peso del acero es sustancialmente mayor que la de otros materiales como el concreto.
- Uniformidad.- “Las propiedades del acero no cambian sustancialmente con el tiempo, como es el caso de las estructuras de concreto reforzado” (McCormac y Csernak, 2013).
- Elasticidad.- Los cálculos para estructuras de acero son mucho más exactos que aquellos de estructuras de concreto reforzado.
- Durabilidad.- “Si el mantenimiento es adecuado, estructuras de acero durarán indefinidamente” (McCormac y Csernak, 2013).
- Ductilidad.- La naturaleza dúctil del acero estructural permite fallas progresivas con grandes deflexiones, lo que deviene en mayor seguridad ante eventos extremos.
- Tenacidad.- Implica tener ambas resistencia y ductilidad, con lo que absorbe gran cantidad de energía y mantiene un desempeño adecuado en eventos extremos.
- Ampliaciones de estructuras existentes.- Los puentes de acero estructural pueden reforzarse y ampliarse fácilmente mediante añadiduras de elementos.
- Propiedades diversas.- Los elementos de acero estructural se unen con conexiones simples como soldaduras o pernos. Además, son fácilmente prefabricables, se montan rápidamente, y una vez terminada su vida útil se pueden reciclar o vender como chatarra (McCormac y Csernak, 2013).

El acero es el material reciclable por excelencia, ya que una vez que la vida útil del puente haya terminado, los elementos desmontados pueden ser vendidos como chatarra (McCormac y Csernak, 2013), por lo que el impacto ambiental (considerando solo los materiales constructivos) es menor que el que representaría una estructura de concreto reforzado.

Por otro lado, la utilización del acero como material estructural predominante trae principalmente, según McCormac y Csernak, 5 desventajas:

- Corrosión.- La mayor parte de los aceros es susceptible a la corrosión en ambientes húmedos. Las principales protecciones frente a este problema consisten en pintar la

estructura periódicamente, así como utilizar aceros especiales (intemperizados, con cobre como componente anticorrosivo, etc.). Considerando que la humedad promedio de la zona del puente es de 57.3%, la corrosión no es un factor de gran importancia para su diseño.

- Costo de la protección contra el fuego.- Las propiedades mecánicas del acero se reducen rápidamente ante temperaturas elevadas (Ottazzi, 2013), por lo que las estructuras de acero deben protegerse ante eventualidades como incendios mediante materiales con características aislantes. Sin embargo, ésta desventaja no afecta significativamente las precauciones de diseño del puente, ya que su ubicación está aislada de cualquier otra estructura, ergo la probabilidad de ocurrencia de un incendio en sus inmediaciones es despreciable.
- Fractura frágil.- El acero podría perder ductilidad y causar fracturas en las zonas de concentración de esfuerzos. Esto se da principalmente a cargas que producen fatiga y a muy bajas temperaturas (McCormac y Csernak, 2013). Según este criterio, considerando que la temperatura media anual de la zona del puente es de 6.2°C, la fractura frágil se vuelve un factor importante a considerar en el diseño del puente.
- Pandeo.- Elementos estructurales de acero que trabajen en compresión serán más propensos a pandearse mientras más largos y esbeltos sean.
- Fatiga.- Miembros de acero trabajando a tensión pueden ver reducida su resistencia, establece McCormac, si se ven sometidos a numerosos ciclos de esfuerzo variable.

Por otro lado, el *Short Span Steel Bridge Alliance* (2012) recomienda soluciones en acero tal como se muestran en la tabla 5.2.

Tabla 5.2.- Recomendaciones del *Short Span Steel Bridge Alliance* (SSSBA, 2012) para puentes de acero, mixtos y enterrados.

	Luz						
	6 m	12 m	18 m	24 m	30 m	36 m	43 m
	0'	20'	40'	60'	80'	100'	120'
Rolled beam							
Homogeneous plate girder							
Hybrid plate girder							
Soil-steel bridge							

Para la elección de la alternativa en acero es imprescindible que la geometría del puente no sea muy compleja para lograr rapidez en el armado. Por esto se consideraron dos alternativas comúnmente usadas con acero: una armadura tipo Warren y la versión plana de la armadura tipo Pratt, como se muestra en la figura 5.5. Como se puede ver, solo la disposición espacial

de los elementos de cada alternativa es la que determina si trabajan en compresión o tracción.

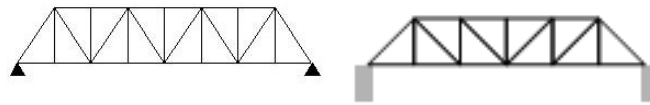


Figura 5.5.- Izquierda: Armadura tipo Warren con montantes. Derecha: Armadura tipo Pratt plana con montantes. (Fuentes: <www.fgg.uni-lj.si/~pmoze/ESDEP/master/wg01b/10610.htm>, <blog.wolfram.com/2007/08/03/the-space-of-all-possible-bridge-shapes>).

Considerando que en las armaduras tipo Pratt todas las diagonales están en tracción, se estima que esto genera dos ventajas. Primero, que sus elementos serán más ligeros con respecto a las diagonales Warren, y segundo, que se disminuyan los riesgos de pandeo. Lo primero se traduce en un ahorro importante en la cantidad de acero usada, y lo segundo en mejores condiciones de seguridad. Finalmente, se elige a la armadura tipo Pratt (con montantes) como la alternativa de solución en acero. Cabe resaltar que, debido a que la armadura elegida cuenta con gran parte de sus elementos en tensión, la fatiga de alguno de ellos representa un riesgo latente aunque prevenible con un buen diseño.

Considerando secciones para vigas que trabajan en tracción según el manual de la AASHTO, se considera una sección típica para todos los elementos como se muestra en la figura 5.6. Para el pre-dimensionamiento se consideró que el peralte mínimo recomendado de una armadura de puente, según la AASHTO, es de $0.1L$, donde L es la luz. Así, la altura mínima recomendada es de 3.5m, pero considerando los camiones de diseño, se considerará una altura de 5.5m para un gálibo mayor a 5m. Buscando que el ángulo de las diagonales sea cercano a 45° , los elementos horizontales también se consideraron con una longitud de 5.5m. Dividiendo la longitud deseada (30.5m más 1m a cada lado, es decir 32.5m), se obtiene 6 celdas de 5.5m cada una.

Una vez pre-dimensionada la armadura, se calculó la cantidad de acero total multiplicando el volumen total de acero (6.2 m^3) por la densidad del acero estructural (7850 kg/m^3 , del manual de puentes), obteniendo 48.66 toneladas de acero.

La cantidad de soldadura necesaria se estima considerando 4 líneas de soldadura por cada viga (ya que son 2 puntos de soldadura entre el alma y cada una de las 2 alas). Considerando 534.4 m de vigas (ver Anexo 3), se tiene 2138 m a soldar. No se considera la baranda en el cálculo.

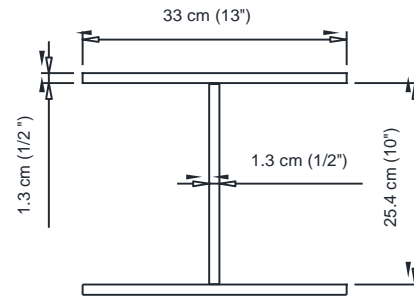


Figura 5.6.- Sección típica de la armadura.

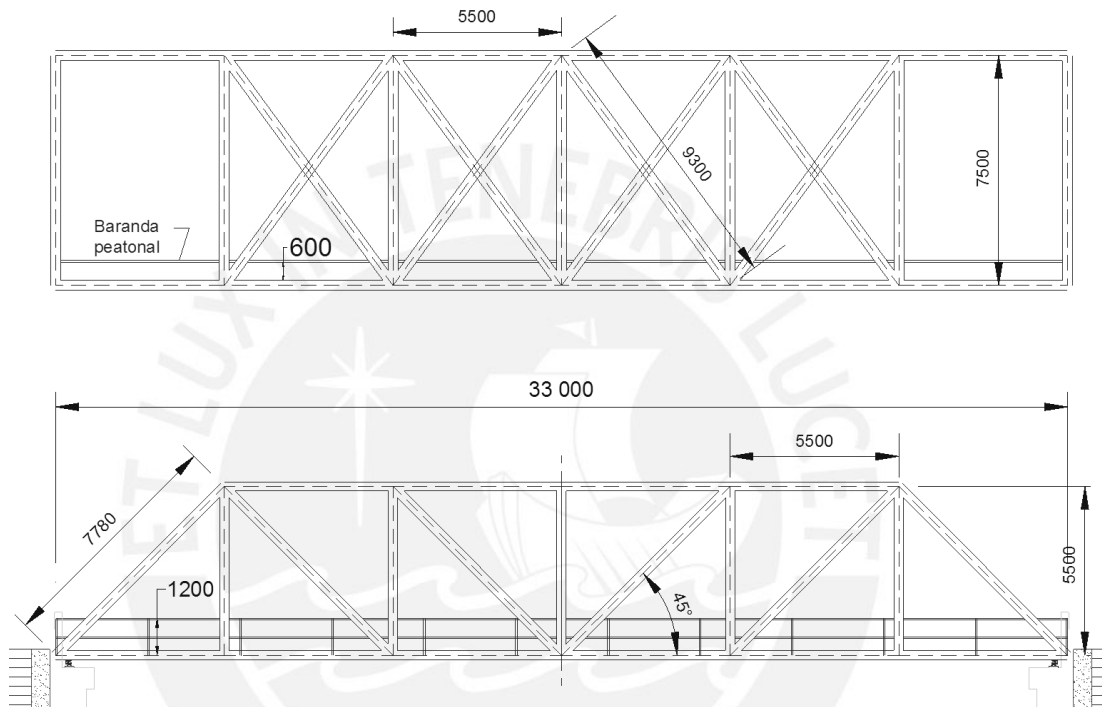


Figura 5.7.- Alternativa de acero. Dimensiones en milímetros.

5.3 Puentes de sección compuesta

La construcción de puentes con sección compuesta combina las ventajas y desventajas que trae consigo el uso del acero y el concreto reforzado como materiales estructurales (McCormac, 2013).

Algunas ventajas incluyen la disminución del tonelaje de acero requerido en comparación con una estructura de sólo acero, así como el uso total o casi total de la losa como elemento en compresión y de la viga como elemento en tracción, que representa un uso más eficiente de estos materiales.

Por el contrario, la principal desventaja que se tiene es el costo extra que implica la preparación e instalación de los conectores de fuerza cortante (*shear studs*).

Muchos puentes cortos de luces de alrededor de 30m son diseñados en vigas de concreto pretensado con losas vaciadas in situ, sin embargo un buen diseño de puente de sección mixta con secciones de acero y losas de concreto armado puede proveer soluciones económicas y sostenibles (El Sarraf et al., 2013).

En la figura 5.8 se muestra la eficiencia de costos según El Sarraf (2013) para diferentes puentes de sección mixta, en contraposición con aquellos de concreto, según las luces que se requiera.

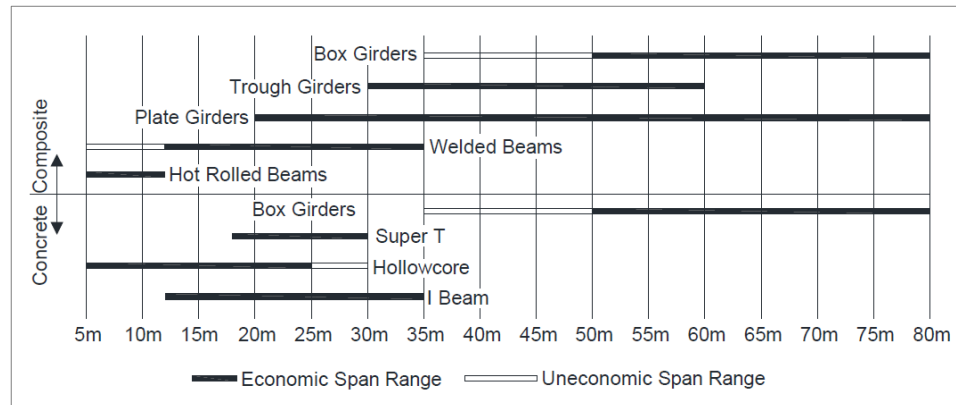


Figura 5.8.- Eficiencia de costos para diferentes tipos de secciones mixtas y de concreto. Las barras de color negro representan el rango usualmente económico. (Tomado de: El Sarraf et al., 2013).

Se evaluará la opción consistente de una losa de concreto apoyada sobre vigas longitudinales soldadas de acero (*plate girder*), uniendo ambos materiales con conectores de fuerza cortante de acero.

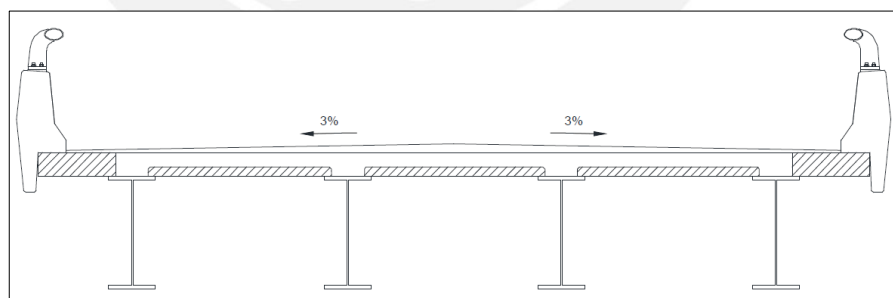


Figura 5.9.- Sección típica de un puente de sección mixta de dos carriles con barandas rígidas y sin veredas peatonales. (Tomado de: El Sarraf et al., 2013).

Se asume que hay cuatro vigas de sección doble T. Cada viga se conforma de tres planchas de acero estructural soldadas. Las alas son de 0.30 m de ancho y el alma tiene 1.50 m de profundidad, con un espesor de 1". Para la losa de tablero se asume, al igual que la alternativa de concreto, un espesor de 0.22m. Similarmente, se considera dos veredas de 80

cm de ancho y 25 cm de alto a cada lado. Se ha considerado dos diafragmas extremos y uno intermedio, con elementos de sección “L” de 4x4x3/8”, formando un arreglo en forma de “X” con una conexión en la parte inferior.

La cantidad de soldadura se calcula considerando 4 líneas de soldadura x 4 vigas longitudinales (32.5 m), adicionando 25% por accesorios como los rigidizadores, etc. Con esto se tiene 650 m de soldadura a realizar.

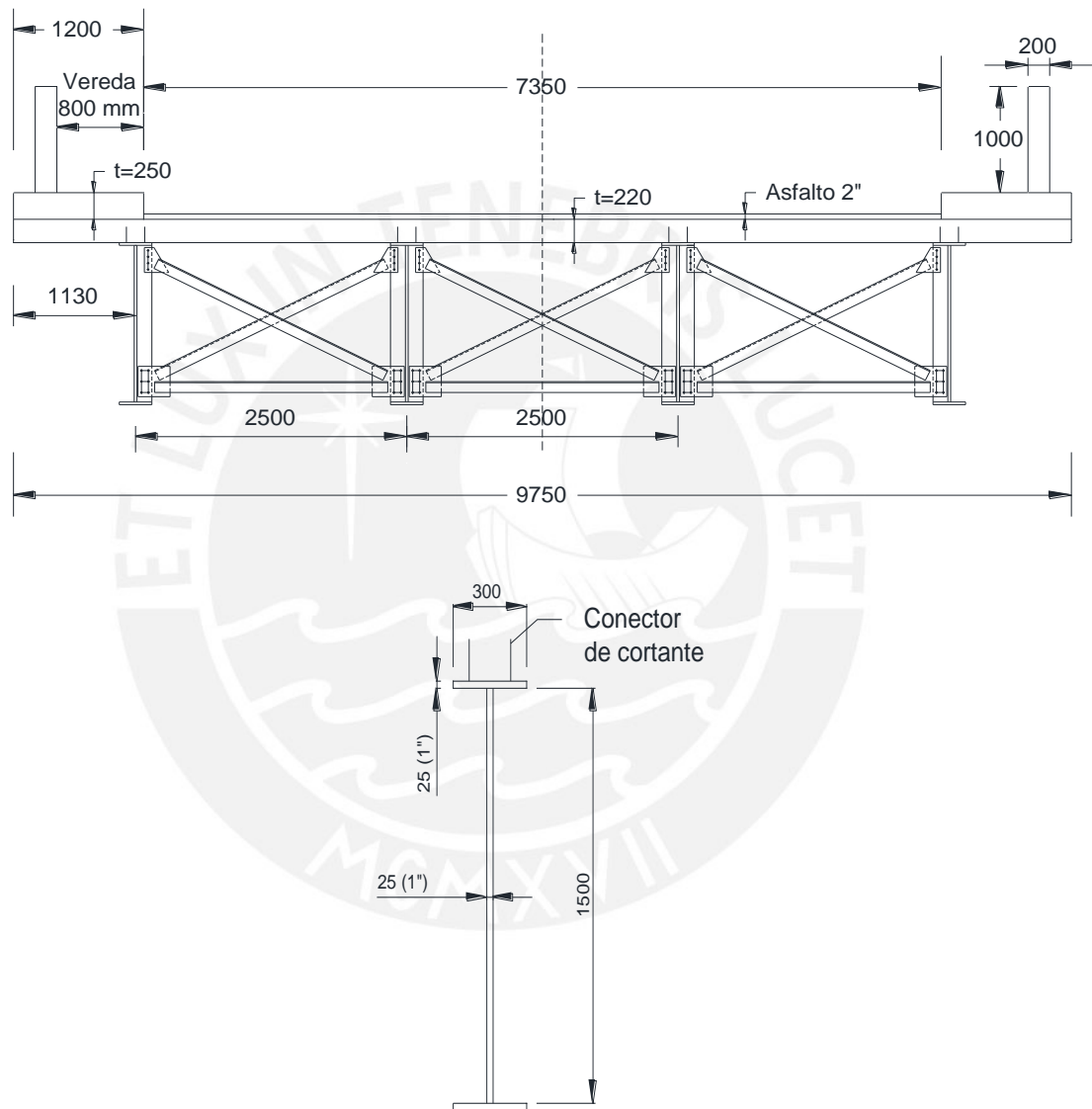


Figura 5.10.- Arriba: sección de la alternativa de sección mixta. Abajo: Detalle de la sección predimensionada para las vigas de planchas soldadas. Ambas medidas están en milímetros.

5.4 Puentes compuestos suelo-acero o suelo-concreto



Figura 5.11.- Vista de un puente enterrado típico. (Tomado de: <www.conteches.com/products/pipe/corrugated-metal-cmp/hel-cor-pipe.aspx>).

Los puentes compuestos suelo-acero o suelo-concreto, también llamados puentes enterrados, han representado soluciones desde hace más de 100 años. En Australia, uno de los primeros puentes enterrados cumplió 100 años de vida útil en el 2013 (*Atlantic Civil Products*). Actualmente, las secciones corrugadas de acero o aluminio han expandido sus alcances en materia de durabilidad, economía y resistencia estructural de tal manera que han desplazado algunos puentes clásicos (como los desarrollados anteriormente) como las mejores soluciones en muchos proyectos. Es por estas razones que se considera evaluar una alternativa de puente enterrado como posible solución a la problemática planteada.

Un puente enterrado consiste de una estructura (de concreto o acero en casi todos los casos) cubierta por relleno estructural y suelo, compactados por capas. Tal es así que se les llama también “puentes compuestos suelo-acero”, ya que el suelo y relleno estructural compactados, al distribuir las cargas vivas y repartirlas sobre la sección, participa como elemento estructural. Debido a la difusión del peso propio del relleno, la sección de acero o concreto solo recibe el 60% de este (Pettersson, 2007).

Una alcantarilla se define como un “conducto de sección circular o de marco usualmente enterrada, utilizada en desagües o en cruces con carreteras [...]” (Autoridad Nacional del Agua, 2010). Así, algunas secciones de puentes enterrados pueden clasificarse como “alcantarillas gigantes”, pero no todos los puentes enterrados son alcantarillas, pues no siempre se utilizan bajo carreteras y/o sus formas no son completamente circulares o semi-circulares solamente. En la figura 5.12 se aprecia la gran variedad de formas para planchas de acero corrugado para puentes enterrados.














STRUCTURE SHAPE GEOMETRY						
Shapes		Sizes=Span x Rise	Common Uses	Steel	Aluminum	Trade Name
Round		5' to 50'-6"	Culverts, storm sewers, aggregate tunnels, vehicular and pedestrian tunnels and stream enclosures. Functions well in all applications, but especially in those with high cover	x		MULTI-PLATE BridgeCor
				x	x	Aluminum Structure Plate
Vertical Ellipse		4'-8" x 5'-2" to 25' x 27'-8"	Culverts, storm sewers, service tunnels, recovery tunnels and stream enclosures. Works well in higher cover applications.	x		MULTI-PLATE
					x	Aluminum Structure Plate
Underpass		12'-2" x 11'-0" to 20'-4" x 17'-9"	Offers efficient shape for passage of pedestrians or livestock, vehicular traffic and bicycles with minimal buried invert.	x		MULTI-PLATE
					x	Aluminum Structure Plate
Pipe-Arch		6'-1" x 4'-7" to 20'-7" x 13'-2"	Limited headroom. Has hydraulic advantages at low flow levels. Culverts, storm sewer, underpass and stream enclosures.	x		MULTI-PLATE
					x	Aluminum Structure Plate
Horizontal Ellipse		7'-4" x 5'-6" to 14'-11" x 11'-2"	Culverts, bridges, low cover applications, wide centered flow, good choice when poor foundations are encountered.	x		MULTI-PLATE
					x	Aluminum Structure Plate
Arch (single radius)		6' x 1'-10" to 54'-4" x 27'-2"	Low clearance, large waterway opening. Aesthetic shapes and open natural bottoms for environmentally-friendly crossings.	x		MULTI-PLATE BridgeCor
				x	x	Aluminum Structure Plate
Arch (2-radius)		18'-5" x 8'-4" to 50'-7" x 19'-11"	Low clearance, large waterway opening. Aesthetic shapes and open natural bottoms for environmentally-friendly crossings.	x		BridgeCor
Low-Profile Arch*		19'-5" x 6'-9" to 45'-0" x 18'-8"	Culvert, storm sewers, low headroom and large opening. Bridge structures, stream enclosures. Aesthetic shapes and open natural bottoms for environmentally friendly crossings.	x		SUPER-SPAN
					x	SUPER-PLATE***
High-Profile *		20'-1" x 9'-1" to 35'-4" x 20'-0"	Culverts, storm sewers, bridges, Higher rise, large area opening. Open natural bottoms for environmentally friendly crossings.	x		SUPER-SPAN
					x	SUPER-PLATE
Horizontal Ellipse		19'-4" x 12'-9" to 37'-2" x 22'-2"	Larger culverts and bridges. Low headroom, wide-centered flow, good choice when poor foundations are encountered.	x		SUPER-SPAN
					x	SUPER-PLATE
Pear- Arch		23'-11" x 23'-4" to 30'-4" x 25'-10"	Railroad underpasses or large clearance areas. Open natural bottoms for environmentally friendly crossings.	x		SUPER-SPAN
Pear		23'-8" x 25'-5" to 29'-11" x 31'-3"	Railroad underpasses or large clearance areas.	x		SUPER-SPAN
Box Culvert		8'-9" x 2'-6" to 35'-3" x 13'-7"	Very low, wide bridges, culverts and stream enclosures, with limited headroom. Functions well as a fast small-span bridge replacement.	x		BridgeCor
					x	Aluminum Box Culvert

Figura 5.12.- Diferentes tipos de secciones de acero corrugadas, con los respectivos usos que comúnmente se les da. Fuente: (CONTECH, 2014).

Las luces máximas alcanzadas por marcas comerciales dependen del tipo de corrugaciones usadas en las planchas. Así, las corrugaciones estándar alcanzan luces máximas mucho menores que aquellas de 15"x5.5" (llamadas corrugaciones profundas), que pueden alcanzar luces de 65' o 19.8 m (BridgeCor).

La proporción luz-altura de la sección de acero de puentes compuestos suelo-acero es muy variable, dependiendo del uso del puente, de la altura disponible, del impacto ambiental que se esté dispuesto a aceptar y de la disponibilidad de concreto y/o mano de obra en el sitio.

Los puentes enterrados de acero presentan tres ventajas principales en comparación a los puentes convencionales (*Contech Engineered Solutions*): Menor tiempo de construcción, menor mantenimiento a largo plazo y menores peligros por el efecto de hielo-deshielo, aunque también plantea un ahorro pues no se necesita de losas de aproximación.

En primer lugar, el menor tiempo de construcción se explica por la simplicidad del sistema y por el hecho de que las secciones de acero son prefabricadas. Así, el tiempo total de construcción consiste básicamente en tres etapas: la preparación del lecho donde se apoyara la sección, la instalación de la sección en el sitio, y la cobertura de la sección. Dependiendo de las luces y el volumen a compactar, muchas veces el bajo costo del relleno masivo usado deviene en un costo total menor que el de alternativas como un puente de concreto o acero, por ejemplo.

En segundo lugar, un menor mantenimiento a largo plazo significa un menor costo total del proyecto. La tercera ventaja es por los menores peligros por el efecto de ciclos de congelamiento y deshielo, ya que la mayor parte del volumen de la estructura es relleno ingenieril y suelo, que no sufren disminuciones de funcionalidad por cambios bruscos de temperatura.

Se decidió optar por una alternativa en acero porque sus piezas son muy fácilmente transportables y se ensamblan en el sitio, lo que representa una ventaja en cuanto a tiempo de construcción y simplicidad. Dentro de los perfiles de acero existen, sin embargo, muchos tipos, como se aprecia en la figura 5.12. La decisión puede variar para cada diseñador pues cada uno de los perfiles puede ser diseñado para resistir las cargas del presente proyecto.

Una de las principales restricciones fue que la altura disponible (entre el lecho del río y el nivel al que pasará la vía) es de aproximadamente 7 metros. Cada perfil de acero tiene una cobertura de suelo mínima requerida para que el suelo distribuya los esfuerzos de las cargas correctamente. Según esto, se considera el recubrimiento de suelo que habrá sobre la sección. Para esto se tomó en cuenta una recopilación de ensayos realizados para diferentes perfiles y con diferentes recubrimientos de suelo (Pettersson, 2007).

En el proyecto Constancia se había experimentado dificultades en los trabajos de preparación de los lechos para una estructura enterrada de sección totalmente cerrada (circular). Al momento de compactar las capas, la forma circular de las secciones dificultaba mucho la

compactación de las primeras capas y su control de calidad porque las máquinas compactadoras tenían una altura mayor a la que permitía la forma de la sección de acero. Es por esto que se prefirió elegir secciones abiertas: arcos de bajo o alto perfil o secciones semi-circulares.

Para efectos de simplicidad y solo para la comparación con las demás alternativas, la geometría previa del puente se consideró en base a proporciones con proyectos pasados realizados en minas, con cargas similares.

El caudal estimado para un período de retorno de 100 años es de $261.4 \text{ m}^3/\text{s}$, y la velocidad del río oscila entre 2.5 y 7.3 m/s. Para efectos de pre-dimensionamiento se toma la velocidad promedio del río (4.9 m/s) como velocidad de diseño, con lo que para la sección del puente enterrado se requiere un área mínima de 53.3 m^2 .

Se evitó elegir secciones completamente circulares por la dificultad para compactar las capas bajo la sección (experimentado en una estructura de este tipo en el mismo proyecto), y por el gran aumento en el riesgo de corrosión y por ende la necesidad de mantenimiento preventivo para esta (MacRae, 2009). Luego, se optó por comparar 3 catálogos de secciones corrugadas de acero de 3 compañías proveedoras: *Atlantic Civil Products*, *Contech Engineered Solutions* y *Atlantic Industries Limited*. Los tres criterios considerados para elegir la alternativa fueron:

- El área de la sección debe estar alrededor de 53 m^2 . Esto es para que el río fluya con una velocidad de 4.9 m/s (promedio del río) por el puente para un evento excepcional con período de retorno de 100 años.
- La altura de la sección debe ser menor a 5.95 m. Esto es porque a la altura disponible de 6.95 m al centro del cauce se le resta una altura mínima de relleno estructural de 1 m.
- A mayor luz libre, mejor será la alternativa. Esto se da para reducir efectos negativos por transiciones bruscas (Ancho del río vs. Ancho bajo el puente), además de reducir impactos medioambientales (un lecho más ancho bajo el puente es menos disruptivo para la flora del río, que podría llegar a volver a cubrir esta zona).

Finalmente, cada una de las 3 compañías tenía al menos una posibilidad que cumplía con los tres criterios. Debido a su simplicidad geométrica y el cumplimiento de todos los criterios, se optó por elegir la opción de *Atlantic Industries Limited*, mostrada en la figura 5.13. Esta sección tiene, no obstante, un área de 50.9 m^2 , pero se acepta porque es un tamaño comercial

muy cercano al área mínima e implica una velocidad de 5.14 m/s, es decir solamente 5% mayor a la velocidad promedio actual del río de 4.9 m/s.

La longitud necesaria se estima considerando la diferencia de altura entre la vía de cruce y el cauce (6.95 m), la altura del arco (5.765 m) y las pendientes necesarias para los rellenos estructurales y masivos sobre los que se apoyará la vía (1:2 en ambos casos), como se aprecia en la figura 5.12. Se consideró una corrugación profunda para la sección porque esto permite suprimir la necesidad de usar rigidizadores de concreto sobre la estructura, los cuales son obligatorios para estructuras con corrugaciones estándar (no profundas). El fabricante provee distintos espesores posibles para estas secciones, según los cuales se especifica las propiedades de sección en la tabla 5.3. Provisionalmente y para efectos del pre-dimensionamiento de esta sección, se considera el mínimo espesor comercial: $e = 3.53$ mm.

Tabla 5.3.- Propiedades de sección según espesores comerciales. (CSPI, 2007).

Espesor de pared	Área, A	Momento de inercia, I	Módulo de sección plástico, Z	Radio de giro, r
(mm)	(mm ² /mm)	(mm ⁴ /mm)	(mm ³ /mm)	(mm)
3.53	4.783	11710.7	212.67	49.48
4.27	5.846	14333.9	260.15	49.51
4.79	6.536	16039.0	291.03	49.53
5.54	7.628	18743.3	339.93	49.57
6.23	8.716	21445.9	388.77	49.60
7.11	9.808	24164.6	437.85	49.63
8.1	11.120	27424.0	492.00	49.70

Finalmente, la sección elegida es semi-circular, de acero galvanizado, de 5.77 m de radio y 36.75 m de largo, con corrugaciones profundas de 15”x5.5” ó 381x140 mm (según modelos tipo BridgeCor® Structural Plate). Se apoya sobre dos zapatas corridas de concreto (cuyas dimensiones se aprecian en la figura 5.13).

Por otro lado, se prevé una protección contra erosión utilizando enrocado (*riprap*) a lo largo del lecho del río bajo el puente más 5 metros aguas arriba y abajo de la estructura (con 20 m de ancho y 0.5 m de espesor) para proteger las entradas y el relleno estructural del puente. Además, se considera un enrocado con shotcrete a los lados de la entrada aguas arriba del puente, de 25 metros de largo, hasta los 3940 msnm. Este último se ha concebido para canalizar suavemente el río hacia la entrada de la estructura.

Teniendo en cuenta que los rellenos estructural y masivo son compactados con una pendiente lateral de 2:1, se ha considerado que la sección de acero se mantenga completa 6 m antes y después de la zona donde estará cubierta de relleno, y que luego continúe desde la mitad de

su altura hasta que termine procurando una pendiente de 2:1. Específicamente, ya que cada pieza tiene 45" (1.14 m) de ancho, la pendiente no es exactamente 2:1, pero las diferencias son despreciables. Esta configuración se aprecia más claramente en la figura 5.14.

La cobertura inmediata del arco debe hacerse con relleno estructural, habiéndose considerado 1 m de cobertura mínima como una recomendación prudente. Según la diferencia de niveles, se tiene 1.18 m de cobertura sobre la corona del arco. A los lados se consideró pendientes laterales de 1:2 procurando que siempre haya una cobertura radial de 2 m como mínimo. Con esta información y el software AutoCAD se estimó un volumen necesario de relleno estructural de 523 m³.

El relleno complementario (masivo) se hace en todo el volumen restante necesario para alcanzar el nivel de la vía de cruce, aproximadamente 7 metros sobre el cauce. Esto se hará usando desmonte de mina proporcionado por el proyecto. El volumen de relleno masivo necesario se estima alrededor de 8365 m³ (ver Anexo 2 para detalles del cálculo).

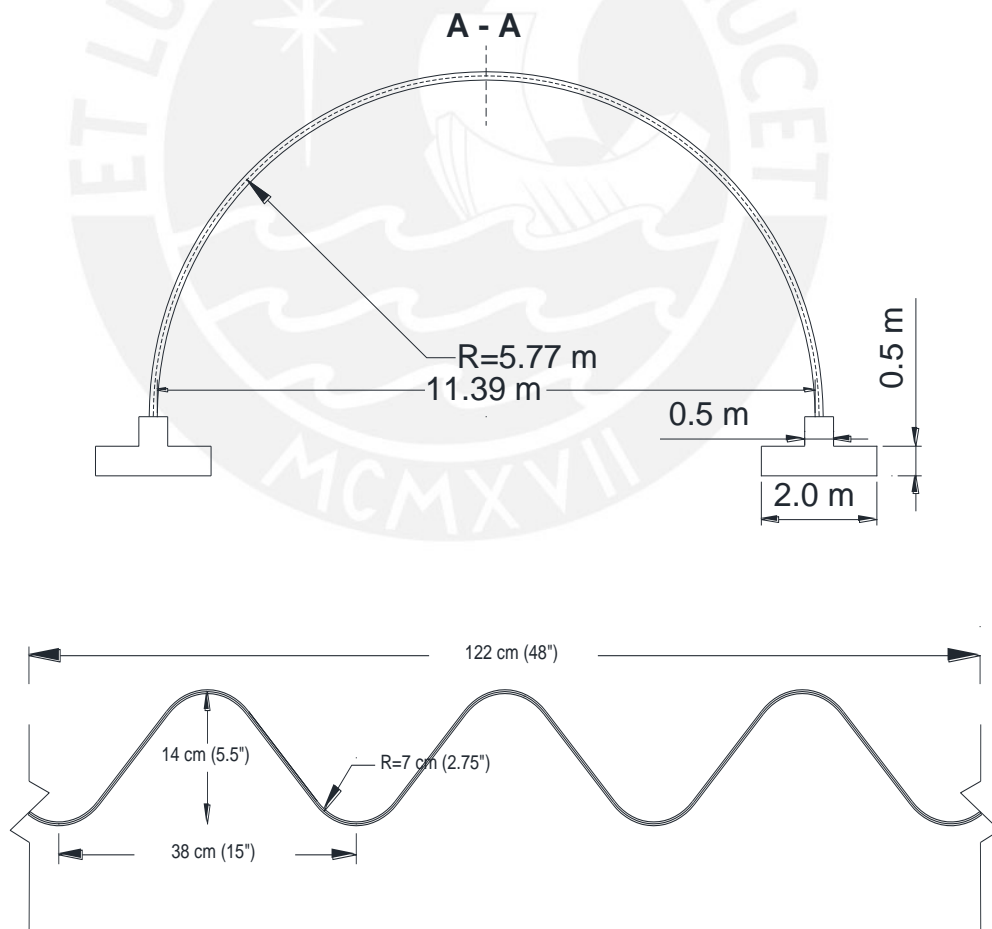


Figura 5.13.- Arriba: sección de acero considerada para el pre-dimensionamiento. Abajo: Corte A-A, mostrando la corrugación considerada de la sección, de 381x140 mm.

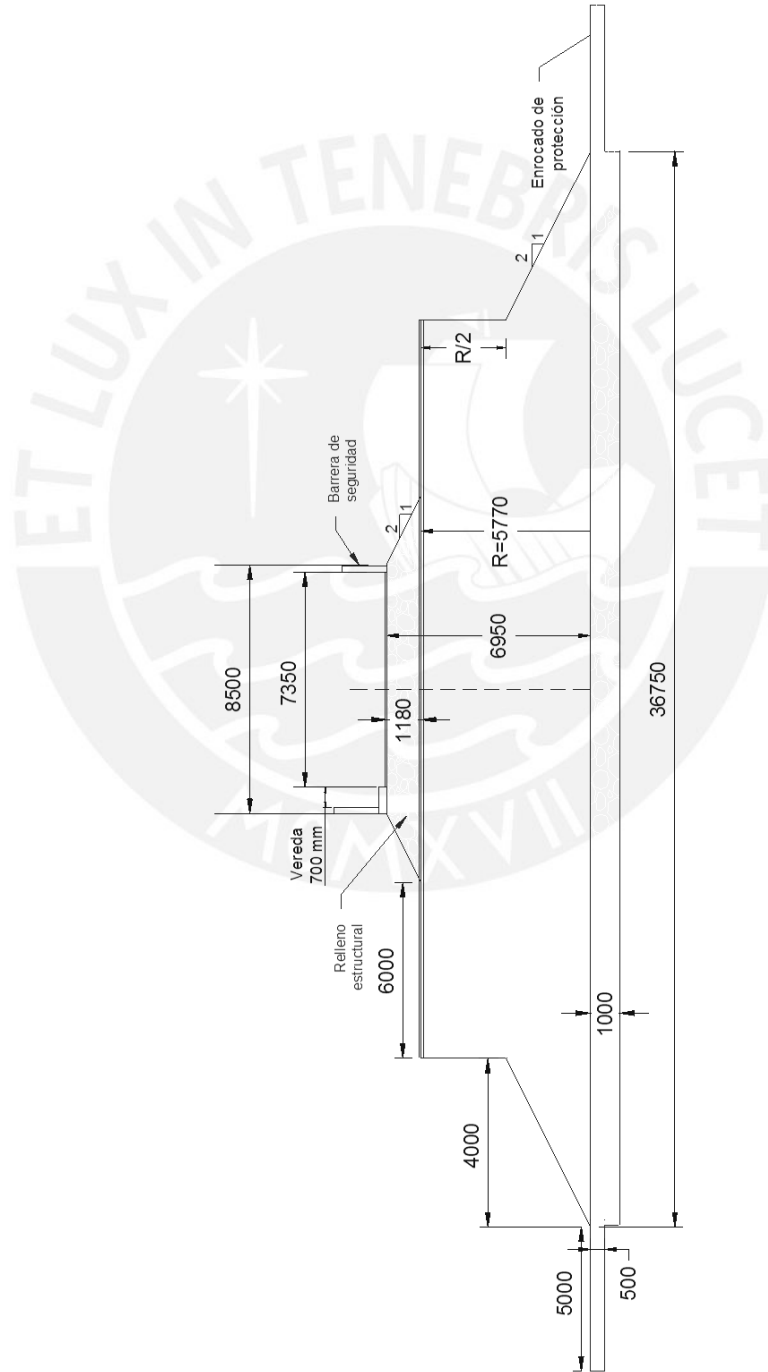
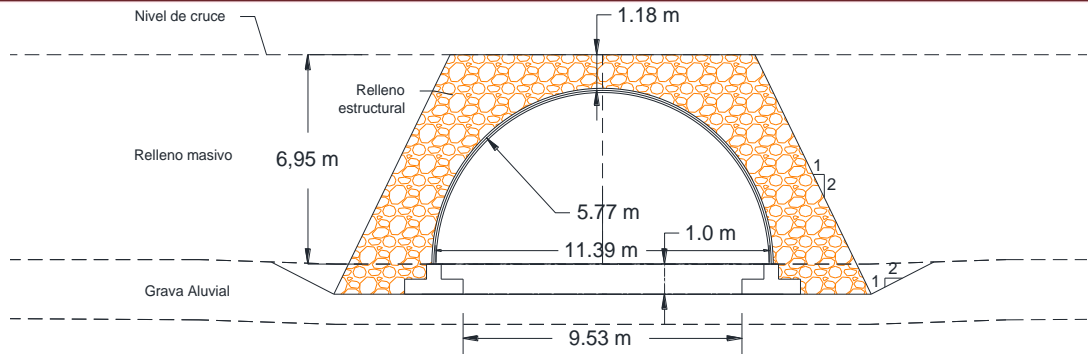


Figura 5.14.- Detalles constructivos presupuestos considerados para la elección de alternativa.

Capítulo 6

Estimaciones preliminares

Este capítulo consta de tres secciones. Las dos últimas secciones se dedican a estimar el costo y el tiempo de construcción de las cuatro alternativas definidas en el capítulo 5, respectivamente, mientras que la primera sección define los parámetros comunes que rigen por igual para las cuatro alternativas.

La primera sección, titulada “Cargas”, se dedica a estimar, por un lado, los pesos específicos de los materiales de construcción de las cuatro alternativas, y por otro lado las cargas vivas de servicio y de diseño que el puente debe ser diseñado para resistir.

La sección “Costos de construcción” estima los costos de materiales y mano de obra, pre-evaluando cada alternativa según consideraciones de clima, accesibilidad del lugar, seguridad, control de calidad, tiempo de construcción y sostenibilidad.

Finaliza el capítulo la sección “Tiempos de construcción”, la cual provee cronogramas estimados de construcción para cada una de las cuatro alternativas, basándose en rendimientos reales de proyectos similares.

Si bien los cálculos de los costos y tiempos de construcción de cada alternativa se presentan en dos secciones diferentes, estas se han desarrollado en paralelo y en numerosas ocasiones los resultados de los tiempos de construcción se han utilizado para los cálculos del costo de alguna de las alternativas.

Vale la pena precisar que la vida operacional estimada del proyecto, y por ende el tiempo mínimo de uso del puente, es de 15.3 años (Knight Piésold Consulting, 2012), aunque se sabe de forma empírica que es muy usual que los proyectos mineros extiendan su duración. Es por esto y por la necesidad de contemplar eventos como la avenida del río Chilloroya, con un periodo de retorno de 100 años, que se preverá una vida útil del puente de al menos 50 años.

Por un lado, con el objetivo de normalizar las consideraciones de diseño, se ha tomado como velocidad de diseño 5 km/h, que se utilizó para el puente existente. Por otro lado, en las estimaciones realizadas se consideró como despreciables los efectos de las barandas peatonales y las veredas.

6.1 Cargas

Según Belmonte (2001), se tiene 9 solicitaciones principales a considerar en el diseño de un puente: el peso propio, la carga viva, el impacto, el frenado, el viento, la fuerza de la corriente de agua, la sub-presión, la fuerza centrífuga y el sismo. En este caso, la fuerza de la corriente de agua no se considera pues el puente es de un solo tramo. El diseño para la resistencia II del LRFD no considera las cargas de viento.

Las cargas se clasifican tres tipos: permanentes, variables y excepcionales. La norma peruana define 6 tipos de cargas permanentes y 19 variables. Sin embargo, para las estimaciones preliminares, en esta sección sólo se considerarán los efectos del peso propio y de la carga viva. Ya en el diseño a detalle de la alternativa elegida se tratará las demás solicitaciones.

Peso propio

Para estimar el peso propio de las alternativas, se considera que el concreto armado y el acero tienen pesos específicos de 25 kN/m^3 ($2500 \text{ kg}_f/\text{m}^3$) y 76.9 kN/m^3 ($7850 \text{ kg}_f/\text{m}^3$) respectivamente (MTC, 2003). El asfalto tendrá peso propio de 22.0 kN/m^3 ($2200 \text{ kg}_f/\text{m}^3$). El relleno estructural, conformado por material granular de buena graduación compactado a 90% de su densidad Proctor, se considera con un peso de 22 kN/m^3 .

Cargas vivas

El camión HL93, mostrado en la figura 6.1, es la carga viva obligatoria a utilizar según el manual de diseño de puentes (Ministerio de transportes y comunicaciones, 2003).

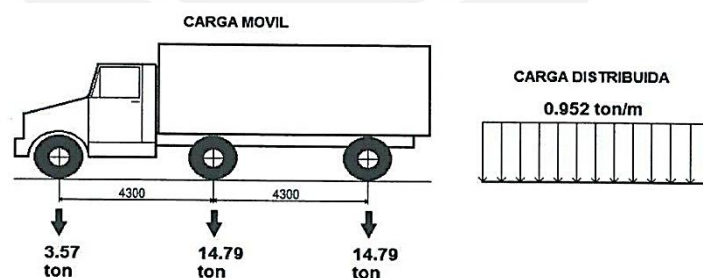


Figura 6.1.- Camión HL-93. Tomado de: GL Ingenieros constructores S.A.C., 2013.

El modelo de vehículo necesario para la construcción de la planta de proceso de minerales del proyecto es el camión SA-152, mostrado en la figura 6.2. Para el diseño del puente se eligió finalmente el camión 154MT (figura 6.3) porque sobrepasaba ligeramente las cargas generadas por los camiones SA-152.

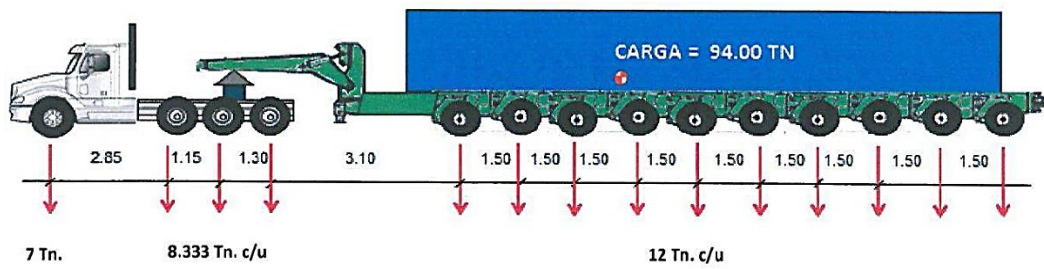


Figura 6.2.- Camión SA-152, de uso diario sobre el puente. Tomado de: (GL Ingenieros constructores S.A.C., 2013).

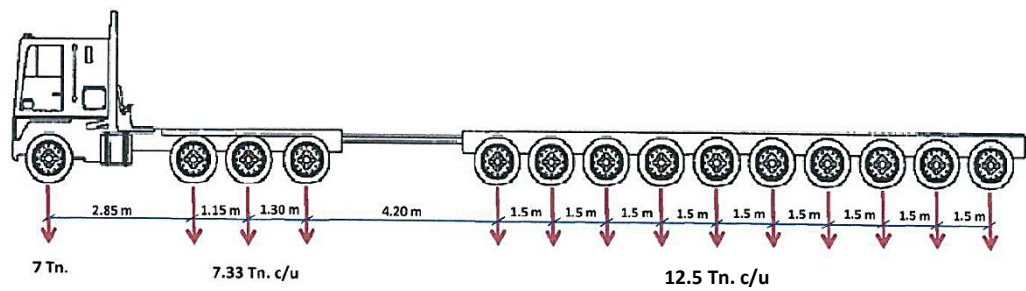


Figura 6.3.- Camión 154MT. Tomado de: (GL Ingenieros constructores S.A.C., 2013)

Además de las cargas de diseño mostradas anteriormente, la etapa de construcción de la alternativa de puente enterrado requeriría la utilización de maquinaria sobre la estructura. En etapas intermedias de construcción, por lo tanto, habría carga viva sobre la estructura. Tomando en cuenta esto y las consideraciones de ingenieros del área, se consideró dos equipos de uso sobre la estructura durante la construcción de la alternativa de puente enterrado: un mini-cargador Bobcat S130 del 2008 y un compactador de rodillo Rammax RW 1515-MI. Los detalles sobre las dimensiones y los pesos en operación de estos equipos se muestran en el anexo 9.

6.2 Costos de construcción

Para estimar los costos de construcción de las cuatro alternativas, se dividió su cálculo en tres partidas: costo de las actividades previas y posteriores, costo de la subestructura y costo de la superestructura. Salvo pequeñas diferencias (el metrado para secado del cauce y el número de apoyos elastoméricos), las alternativas de acero, concreto y sección mixta tienen las mismas actividades preliminares y posteriores y la misma subestructura, por lo que se han agrupado. Luego de esto, se trata independientemente los costos de las superestructuras de estas alternativas. Por otro lado, la opción de puente enterrado comprende actividades

distintas que las del resto en sus tres partidas, por lo que su cálculo de costos se trata por separado al final de esta sección.

Puentes de concreto, acero y sección mixta

▪ Actividades previas y posteriores

Esta partida comprende la habilitación del acceso al cauce, la canalización del río, el secado y preparación del cauce como zona de trabajo y el re-direccionamiento del río a su estado original luego de la construcción de la superestructura.

La habilitación del acceso considera la construcción de una rampa de ingreso al cauce del río de 4.50m de ancho, con 10% de pendiente para 8m de desnivel. Esto significa un volumen de movimiento de tierra para corte de 1440 m³, a remover con un costo estimado de 5 \$/m³.

Para la canalización del río se consideró construir una ataguía de 500 m³ en tierra y piedra para desviar el río 100 metros aguas arriba de la zona de trabajo. El costo de construcción de la ataguía es de aproximadamente 10 \$/m³. Una vez construida, la canalización se realiza con una tubería de 30" de diámetro y 215 m de largo (Considerando 20 metros de ancho de la obra, y una longitud canalizada 100 metros aguas arriba y abajo de ésta). El costo de la tubería se estimó en 500 \$/ml incluyendo la compra, instalación, mano de obra y actividades necesarias relacionadas.

Para el secado del cauce se consideró una bomba de 4" de diámetro. Inmediatamente después del desvío del río se usaría la bomba para extraer el agua remanente del cauce. Luego, su función sería garantizar una zona de trabajo seca hasta que las obras en el cauce hayan sido terminadas. Se considera 10 \$ por hora-máquina, teniendo en cuenta diferentes duraciones de secado del cauce (67, 84 y 66 días para las alternativas de concreto, acero y sección mixta, respectivamente) debido a que ésta depende de la construcción de la superestructura.

Para la preparación del cauce como futura área de trabajo se consideró un movimiento de tierras de 305 m³, estimado considerando la luz (30.5m), 20 m de ancho y 0.50 m de profundidad. Esta preparación tiene un costo estimado de \$ 20 por cada metro cúbico removido.

El re-direccionamiento del río, una vez terminadas las obras, consiste en la remoción de la ataguía usando una excavadora, con un costo estimado de 5 \$/m³.

▪ Subestructura

La subestructura comprende la nivelación del terreno donde irán los estribos y los estribos en sí. En la nivelación para los estribos se consideró un volumen estándar de movimiento de tierras de 30 m³ a cada lado del cauce, con un costo de 20 \$/m³.

Las actividades para los estribos consisten en el vaciado de concreto (incluido encofrado), la instalación del enrocado de protección (*riprap*) y los apoyos elastoméricos (compra, transporte e instalación), con costos de 400 \$/m³, 40 \$/m³ y 500 \$/Und. respectivamente. En las alternativas de concreto y sección mixta se consideró 8 apoyos elastoméricos (ya que hay 4 vigas), y en la alternativa de acero se consideró 4 (ya que la armadura tiene dos apoyos a cada lado).

Tabla 6.2.- Costo de las actividades previas y posteriores, así como de la subestructura, para las alternativas de concreto, acero y sección mixta, respectivamente. En anaranjado se aprecia los únicos valores que difieren para cada alternativa.

Elemento	Cant.	Proceso	Precio unitario	Metrado	Costo
Actividades previas y posteriores					
1	Habilitación de acceso				
	1	Rampa de acceso al cauce	5 \$/m ³	1440 m ³	\$ 7200
2	Canalización del río				
		Instalación de tubería (30" ϕ) y trabajos previos	500 \$/m	220 m	\$ 110000
	1	Ataguía para desvío de río (Cofferdam)	10 \$/m ³	500 m ³	\$ 5000
3	Secado del cauce				
	1	Bombeo de agua con bomba de 4"	10 \$/HM	1608 HM	\$ 16080
4	Preparación de cauce				
	1	Nivelación terreno area de trabajo	20 \$/m ³	304.8 m ³	\$ 6096
11	Redireccionamiento de río				
		Remoción de ataguía de desvío (con excavadora)	5 \$/m ³	500 m ³	\$ 2500
Subestructura					
5	Movimiento de tierras				
	2	Nivelación para estribos	20 \$/m ³	30 m ³	\$ 1200
6	Estribos				
	2	Vaciado de concreto ($f'c=320$ kg/cm ²) para estribos	400 \$/m ³	142 m ³	\$ 113600
	2	Protección estribos (Riprap)	40 \$/m ³	10 m ³	\$ 800
		Apoyos elastoméricos	500 \$	8 und	\$ 4000

Elemento	Cant.	Proceso	Precio unitario	Metrado	Costo
Actividades previas y posteriores					
1	Habilitación de acceso				
	1	Rampa de acceso al cauce	5 \$/m ³	1440 m ³	\$ 7200
2	Canalización del río				
		Instalación de tubería (30" ϕ) y trabajos previos	500 \$/m	220 m	\$ 110000
	1	Ataguía para desvío de río (Cofferdam)	10 \$/m ³	500 m ³	\$ 5000
3	Secado del cauce				
	1	Bombeo de agua con bomba de 4"	10 \$/HM	2232 HM	\$ 22320
4	Preparación de cauce				
	1	Nivelación terreno area de trabajo	20 \$/m ³	304.8 m ³	\$ 6096
11	Redireccionamiento de río				
		Remoción de ataguía de desvío (con excavadora)	5 \$/m ³	500 m ³	\$ 2500
Subestructura					
5	Movimiento de tierra				
	2	Nivelación para estribos	20 \$/m ³	30 m ³	\$ 1200
6	Estribos				
	2	Vaciado de concreto ($f'c=320$ kg/cm ²) para estribos	400 \$/m ³	142 m ³	\$ 113600
	2	Protección estribos (Riprap)	40 \$/m ³	10 m ³	\$ 800
		Apoyos elastoméricos	500 \$	4 und	\$ 2000

Elemento	Cant.	Proceso	Precio unitario	Metrado	Costo
Actividades previas y posteriores					
1		Habilitación de acceso			
	1	Rampa de acceso al cauce	5 \$/m ³	1440 m ³	\$ 7200
2		Canalización del río			
		Instalación de tubería (30" φ) y trabajos previos	500 \$/m	220 m	\$ 110000
	1	Atagüa para desvío de río (Cofferdam)	10 \$/m ³	500 m ³	\$ 5000
3		Secado del cauce			
	1	Bombeo de agua con bomba de 4"	10 \$/HM	1608 HM	\$ 16080
4		Preparación de cauce			
	1	Nivelación terreno area de trabajo	20 \$/m ³	304.8 m ³	\$ 6096
11		Redireccionamiento de río			
		Remoción de atagüa de desvío (con excavadora)	5 \$/m ³	500 m ³	\$ 2500
Subestructura					
5		Movimiento de tierra			
	2	Nivelación para estribos	20 \$/m ³	30 m ³	\$ 1200
6		Estribos			
	2	Vaciado de concreto (f'c=320 kg/cm ²) para estribos	400 \$/m ³	142 m ³	\$ 113600
	2	Protección estribos (Riprap)	40 \$/m ³	10 m ³	\$ 800
		Apoyos elastoméricos	500 \$	8 und	\$ 4000

Puente de concreto: superestructura.

La estimación de costos para la superestructura de la alternativa de concreto plantea cuatro sub-partidas: Vigas, losas, pavimento y barreras metálicas.

Las cuatro vigas de concreto postensado se cotizaron considerando un armado y vaciado común en un área de trabajo cercana a la obra, con un costo de \$ 1200 por m³ de concreto. Considerando el área transversal de 0.38 m² por cada viga, y la longitud de 32.5 metros, se tiene 49 m³ de concreto en total, habiendo desestimado el concreto de los diafragmas. Luego se cotizó el postensado considerando 1 \$ por cada kg de cable de postensado, aproximando el peso de los cables al 10% del peso total de las vigas. En seguida se calculó el costo de colocación de las vigas con un estimado de \$ 120 por hora, asumiendo 4 días de 10 horas cada uno para colocar todas las vigas. Finalmente, se cotizó la compra, transporte e instalación de los conectores de cortante, asumiendo un par por cada metro lineal de viga y un costo global de \$ 10 por unidad.

La sub-partida “Losas” comprende la losa del tablero y las losas de aproximación (también llamadas de transición) en ambas entradas del puente. El costo de armado y vaciado de concreto se estimó en 450 y 400 \$/m³ para las losas de tablero y de transición, respectivamente. El volumen de la losa de tablero se calculó considerando un ancho de 7.35m, un espesor de 0.25m y una longitud de 32.5m. Por otro lado, el volumen de cada losa de transición se estimó considerando un espesor inicial de 15cm y uno final (en la entrada del puente) de 25cm, con un ancho de 10m y una longitud de 20 m (ver figura 5.1 en la sección 5).

La sub-partida de pavimento comprende el transporte y la colocación en el sitio, habiendo estimado un costo global de 40 \$/m³. El volumen de pavimento se calculó estimando 32.5m de largo, 7.35m de ancho y 2” de espesor.

Finalmente, la sub-partida de barreras metálicas comprende la compra, el transporte y la instalación de barreras metálicas a los lados del puente, con un costo global de 50 \$/ml y una longitud a instalar de $32.5\text{m} \times 2 = 65\text{ml}$.

Con toda la esta información se puede estimar la distribución de los costos para la alternativa en concreto, mostrada en la figura 6.4.

Tabla 6.3.- Costos de superestructura para la opción de concreto. Al final se aprecia el costo total de la alternativa, habiendo sumado los costos de las actividades previas y posteriores y de la subestructura.

Superestructura					
7	Vigas				
		Armado y vaciado de vigas	1200 \$/m ³	66 m ³	\$ 79560
		Postensado de vigas	1 \$/kg	15912 kg	\$ 15912
		Colocación de vigas (mano de obra y maquinaria)	120 \$/h	40 h	\$ 4800
8	Losas				
	1	Vaciado concreto para losa de tablero	450 \$/m ³	70 m ³	\$ 31371
	2	Vaciado concreto para losa de aproximación	400 \$/m ³	40 m ³	\$ 32000
9	Pavimento				
		Transporte y colocación	40 \$/m ³	11.9 m ³	\$ 478
10	Barreras metálicas				
	2	Compra e instalación	50 \$/m	32.5 m	\$ 3250
		Subtotal (Costo directo)			\$ 433846
		Costo indirecto (25%)			\$ 108462
		Ganancia(10%)			\$ 43385
		TOTAL			\$ 585693

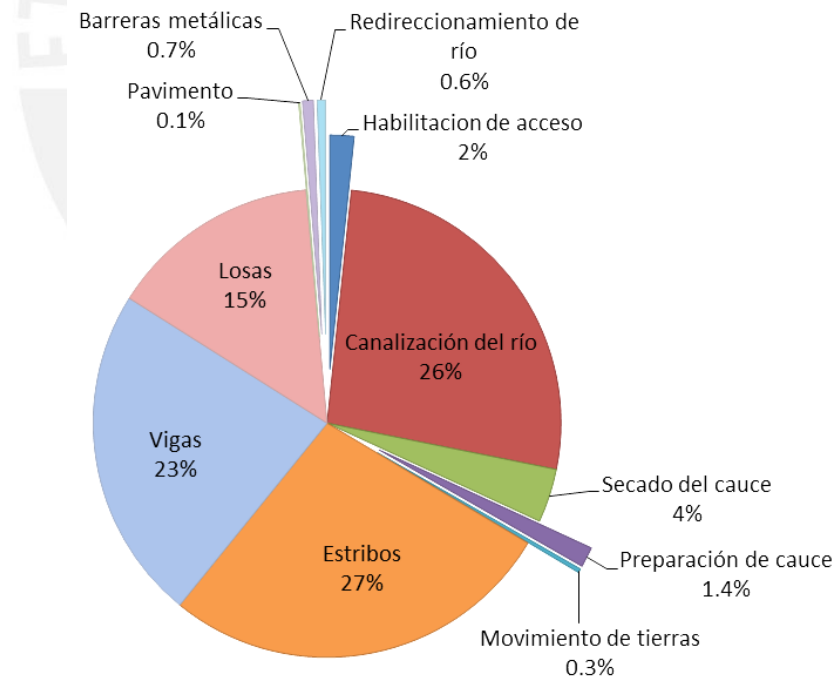


Figura 6.4.- Distribución de costos para la alternativa de concreto. Los porcentajes son con respecto al costo directo.

Puente de acero: superestructura.

Se dividió el cálculo del costo de la superestructura del puente de acero en tres partes: armadura, losas y pavimento.

El costo de la armadura toma en cuenta en primer lugar el costo de la compra, el corte y el transporte a la obra de las planchas de acero estructural y el soldado para formar las vigas, para lo cual se tomó un valor base de 3.31 \$/kg (basándose en www.dot.state.fl.us), aumentando 30% por transporte de las piezas y 5% por soldadura de las vigas (a falta de información más detallada). Así, se tuvo un costo de \$ 4.5 por kg de acero estructural. En segundo lugar, el empernado de los elementos considera una cuadrilla de 10 hombres trabajando 10 horas al día durante 21 días, con un costo de 10 \$/HH. En tercer lugar, se consideró una grúa de 300 \$/HM que trabaje también 21 días.

El costo de las losas considera el armado y vaciado para la losa del tablero y las de aproximación. Se tuvo las mismas consideraciones de volúmenes y precios que para la alternativa del concreto. El costo del pavimento también tiene las mismas estimaciones que para la alternativa en concreto, tanto en volúmenes como en costos.

Tabla 6.4.- Costo de superestructura para la opción de acero. Al final se aprecia el costo total de la alternativa, habiendo sumado los costos de las actividades previas y posteriores y de la subestructura.

Superestructura						
7	Armadura					
		Planchas de acero cortadas + soldadura	4.5 \$/kg	48662 kg	\$ 219864	
		Empernado de elementos	10 \$/HH	2100 HH	\$ 21000	
		Colocación de elementos con grúa	300 \$/HM	2100 HM	\$ 630000	
8	Losas					
	1	Vaceado concreto para losa sobre armadura	450 \$/m3	60 m3	\$ 26873	
	2	Vaceado concreto para losa de aproximación	400 \$/m3	40 m3	\$ 32000	
9	Pavimento					
	1	Transporte y colocación	40 \$/m3	11.9 m3	\$ 478	
10	Barreras metálicas					
	2	Compra e Instalación	50 \$/m	32.5 m	\$ 3250	
		Subtotal (Costo directo)			\$ 1200931	
		Costo indirecto (25%)			\$ 300233	
		Ganancia (10%)			\$ 120093	
		TOTAL			\$ 1621258	

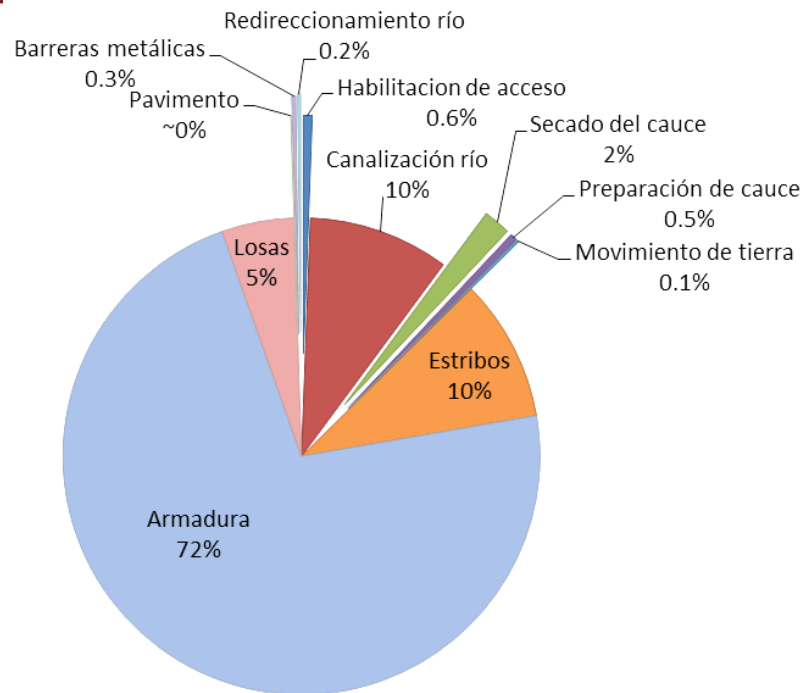


Figura 6.5.- Distribución de costos para la alternativa de acero.

Puente de sección mixta: superestructura.

Se planteó la estimación de costos para la superestructura de la alternativa de sección mixta en cuatro partes: Vigas, losas, pavimento y barreras metálicas.

La estimación del costo total de las vigas comprende en primer lugar el costo de las vigas en sí. El volumen total de acero que se necesita (Área de sección de 0.0533 m^2 por $32.5 \times 4 \text{ ml}$ de vigas = 6.93 m^3) multiplicado por su densidad (7850 kg/m^3 , del manual de puentes), resulta en un peso estimado de 54.39 toneladas, habiendo considerado 5% extra por los tres diafragmas. El costo del acero estructural se estimó en $4.3 \text{ \$/kg}$ con las mismas consideraciones que para la alternativa de acero, pero sin considerar 5% por soldadura. En segundo lugar, se prevé un costo de soldadura de $30 \text{ \$/m}$, considerando cuatro líneas de soldadura para cada viga. En tercer lugar, el costo de colocación de las vigas se estima con una grúa de $40 \text{ \$/HM}$ cuyo rendimiento permite colocar una viga al día. Finalmente, el costo de los conectores de cortante se consideró igual que en la alternativa de concreto (260 unidades a $10 \text{ \$/Und}$).

Asimismo, los costos de las losas (de tablero y de aproximación), del pavimento y de las barreras metálicas se consideraron iguales a los de la alternativa de concreto, pues la única diferencia con ésta radica en las vigas que se usa.

Tabla 6.5.- Costo de superestructura para la opción de sección mixta. Al final se aprecia el costo total de la alternativa, habiendo sumado los costos de las actividades previas y posteriores y de la subestructura.

Superestructura						
7	Vigas					
			Planchas de acero	4.3 \$/kg	57112 kg	\$ 245754
			Soldado de planchas para vigas	30 \$/m	650 m	\$ 19500
			Colocación de vigas con grúa	40 \$/HM	40 HM	\$ 1600
			Conectores de cortante (Shearstuds), 2 por cada ml	10 \$/Und.	260 Und	\$ 2600
8	Losas					
		1	Vaceado concreto para losa de tablero	450 \$/m ³	70 m ³	\$ 31371
		2	Vaceado concreto para losa de aproximación	400 \$/m ³	40 m ³	\$ 32000
9	Pavimento					
			Transporte y colocación	40 \$/m ³	11.9 m ³	\$ 478
10	Barreras metálicas					
		2	Compra e instalación	50 \$/m	32.5 m	\$ 3250
					Subtotal (Costo directo)	\$ 603029
					Costo indirecto (25%)	\$ 150757
					Ganancia(10%)	\$ 60303
					TOTAL	\$ 814089

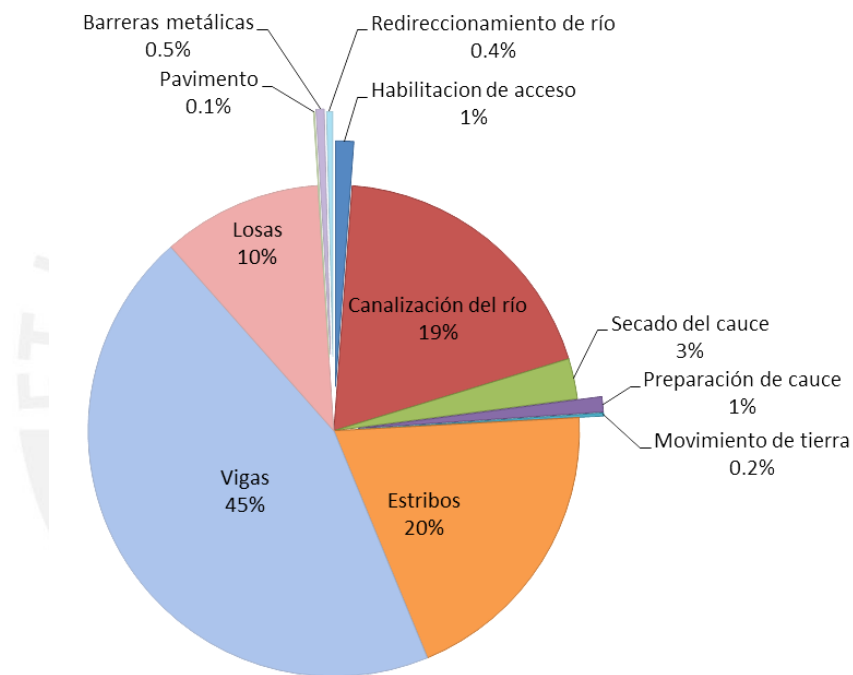


Figura 6.6.- Distribución de costos para la alternativa de sección mixta.

Puente enterrado

- **Actividades preliminares y posteriores**

El costo de las actividades preliminares y posteriores del puente de enterrado difiere del de las otras tres alternativas por dos razones: la duración de la actividad “secado del cauce” y el volumen de excavación necesario para la preparación del mismo. En la sección de tiempos de construcción se explica el primer aspecto, por lo que a continuación se explica solamente el cálculo del costo de la excavación.

La excavación necesaria solo implica la zona sobre donde estará la sección de acero, ya que lo demás estará completamente cubierto de relleno masivo. Considerando los 36.75 m de

largo y 1.00 m de profundidad para las zapatas y el enrocado del arco además de los volúmenes para el enrocado de protección en entrada y salida (cada uno de 5 m de largo, 20 m de ancho y 0.5 m de profundidad), se obtiene el volumen de excavación, mucho menor al de las demás alternativas. El costo de excavación de 20 \$/m³ no varía con respecto a las otras opciones.

▪ Subestructura

La estimación del costo de la subestructura del puente enterrado comprende 6 partes: cimientos de concreto, arco, instalación de arco, enrocado en la base, relleno estructural y relleno masivo. A continuación se explica la lógica del cálculo del costo de cada parte.

Para los cimientos de concreto se consideró 400 \$ por cada m³ de concreto encofrado y vaciado, incluyendo la instalación de los pernos de anclaje para las secciones del arco.

Para el arco se estimó un costo de \$ 3133 por cada metro lineal del arco elegido, incluido el transporte hasta la obra. Para esto se extrapoló el costo por metro cuadrado de arco semicircular de acero de una estructura de características similares construida en la zona.



Figura 6.7.- Elevadoras articuladas usadas en la instalación de una sección circular. Ya que la sección elegida es semicircular, se permite utilizar una elevadora de tijeras, que incide en menores costos de instalación del arco. (Fuente: propia)

Para la instalación del arco se cotizó un camión grúa (\$ 19824 /mes) que serviría para transportar las piezas del arco desde el depósito, y también para sostener las mismas al momento de su instalación sobre las zapatas. Para la instalación se estimó una cuadrilla mínima de 4 operarios, de los cuales dos se dedicarían a manejar las dos plataformas

elevadoras (una de tijeras y otra articulada) sobre las que trabajarían los otros dos operarios para empernar las secciones del arco. Se consideró 8 \$/HH para los operarios y 20 \$/HM y 45 \$/HM para las plataformas de tijeras y articulada respectivamente.

El enrocado en la base considera un costo de 40 \$/m³. El volumen de enrocado bajo el arco comprende un 1 m de profundidad para proteger ambas zapatas, separadas alrededor de 9.5 m. A esto se le suma los volúmenes de enrocado en la entrada y salida del arco, de 5 m de largo, 20 m de ancho y 0.5 m de profundidad. Adicionalmente se considera enrocado con shotcrete aguas arriba de la entrada, a ambos lados de ésta, con una longitud de 25m y una altura de 3 metros, lo que suma alrededor de 1050 m³ en total.

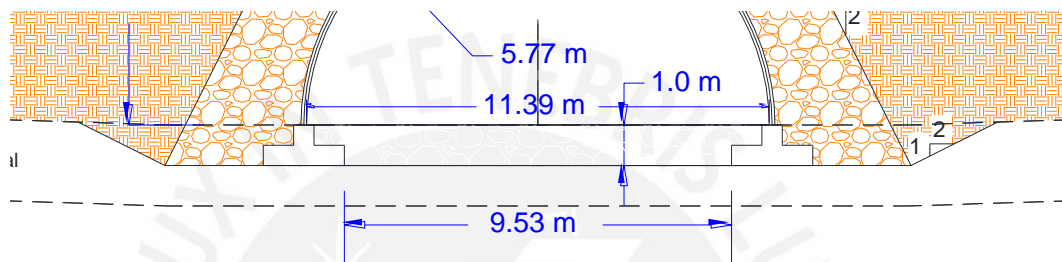


Figura 6.8.- Sección transversal del arco. Se aprecia el detalle del enrocado de protección entre las zapatas.

Para el relleno estructural se consideró un costo de 10 \$ por m³ de relleno transportado, colocado y compactado, habiendo ya calculado en la sección 5.5 el volumen necesario.

Finalmente, para el relleno masivo se consideró un costo de 6 \$ por m³ incluyendo el transporte, colocación y compactación, habiendo ya calculado en la sección 5.5 el volumen necesario.

▪ Superestructura

La superestructura del puente enterrado incluye costos por el transporte y colocación del pavimento de la vía, con un costo global de 40 \$/ml, y las barreras metálicas (incluida su instalación), con un costo de 50 \$/ml. Cabe resaltar que la distancia a pavimentar y delimitar con barreras metálicas es mayor. Así, el puente enterrado plantea un recorrido de 85.5 m sobre el relleno.

En suma, se tiene la estimación del costo de construcción del puente enterrado considerando las tres partidas, mostrado en la tabla 6.6. Además, se estima la distribución de costos, mostrados en la figura 6.9.

Tabla 6.6.- Costo estimado del puente enterrado.

Elemento	Cant.	Proceso	Precio unitario	Metrado	Costo	
Actividades previas y posteriores						
1	Habilitación de acceso	1	Rampa de acceso al cauce	5 \$/m ³	1440 m ³	\$ 7200
2	Canalización del río	1	Instalación de tubería (30" Φ) y trabajos previos	500 \$/m	220 m	\$ 110000
		1	Ataguía para desvío de río (Cofferdam)	10 \$/m ³	500 m ³	\$ 5000
3	Secado del cauce	1	Bombeo de agua con bomba de 4"	10 \$/HM	1608 HM	\$ 16080
4	Preparación de cauce	1	Excavación	20 \$/m ³	814 m ³	\$ 16273
11	Redireccionamiento de río	1	Remoción de ataguía de desvío (con excavadora)	5 \$/HH	500 m ³	\$ 2500
Subestructura						
5	Cimientos de concreto	2	Instalación zapata concreto y pernos de anclaje	400 \$/m ³	46 m ³	\$ 36750
6	Arco	1	Compra y transporte	3133 \$/m	36.8 m	\$ 115143
7	Instalación de arco	1	Grúa 3 Ton (inc. operador)	19824 \$/mes	2 meses	\$ 39648
		1	Operarios	8.0 \$/HH	1600 HH	\$ 12800
		1	Plataforma elevadora de tijeras (Scissor lift)	20.0 \$/HM	400 HM	\$ 8000
		1	Plataforma elevadora articulada (Man lift)	45.0 \$/HM	400 HM	\$ 18000
8	Enrocado en la base	1	Enrocado (riprap) del arco	40 \$/m ³	478 m ³	\$ 19112
		2	Enrocado con shotcrete lateral aguas arriba	35 \$/m ³	1050 m ³	\$ 36750
9	Relleno estructural		Transporte, colocación y compactación (incluye mano de obra)	10 \$/m ³	523 m ³	\$ 5233
10	Relleno con desmonte de mina (masivo)		Transporte, colocación y compactación (incluye mano de obra)	6 \$/HH	8365 m ³	\$ 50190
Superestructura						
12	Pavimento	1	Transporte y colocación	40 \$/m	188.5 m ³	\$ 7541
13	Barreras metálicas	2	Compra e instalación	50 \$/m	86 m	\$ 8550
					Subtotal (Costo directo)	\$ 514770
					Costo indirecto (25%)	\$ 128693
					Ganancia (10%)	\$ 51477
TOTAL					\$ 694940	

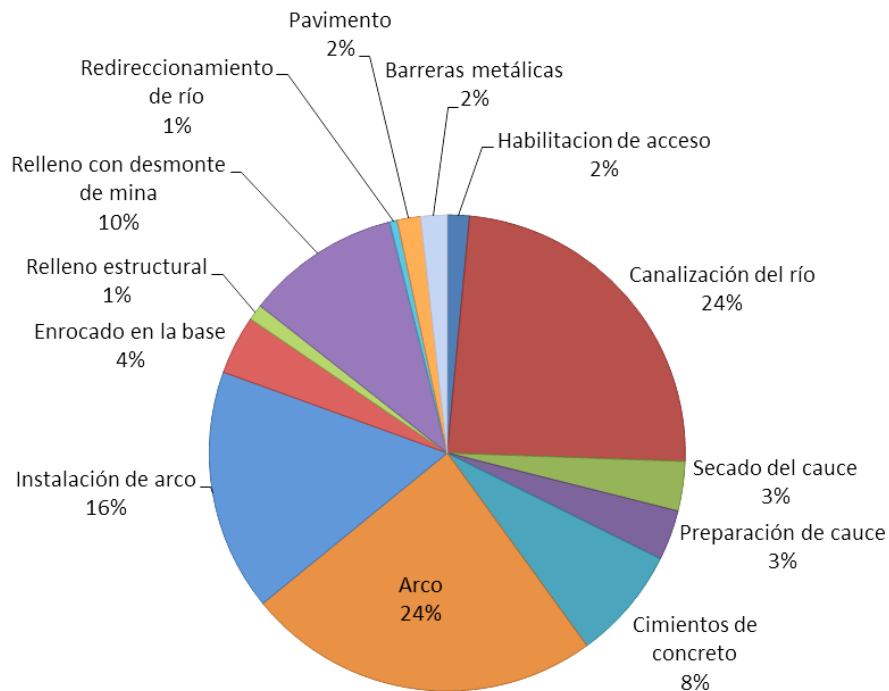


Figura 6.9.- Distribución de costos para la alternativa puente enterrado.

6.3 Tiempos de construcción

El cálculo de los tiempos de construcción se reduce a dividir las cantidades de material a trabajar anteriormente calculadas entre los rendimientos de cada proceso y cada alternativa, siguiendo el orden anteriormente establecido para los procesos.

Para todas las estimaciones de tiempos de construcción de las alternativas se consideró rendimientos constantes. Tratando de reducir errores por falta de información más precisa de algunos procesos, algunas duraciones se consideraron constantes aunque en la realidad sean ligeramente diferentes. Por ejemplo, la instalación de los apoyos elastoméricos es la misma para todas las alternativas que los usan, si bien es posible que en el proyecto real algunas opciones tengan apoyos de diferente tamaño o procedimiento de construcción debido a las cargas de la superestructura.

Todas las alternativas tienen como fecha de inicio el 1 de Mayo de 2015, considerada por estar dentro de la época de estiaje. Además, se contemplan semanas con 7 días laborables.

Puentes de concreto, acero y sección mixta: actividades previas y posteriores, subestructura.

La duración de las actividades previas y posteriores contempla estimar los rendimientos para los procesos desde la habilitación del acceso al río hasta la remoción de la ataguía de desvío.

- Para la habilitación del acceso al cauce del río, considerando 1440 m^3 de corte de terreno con un rendimiento de $300 \text{ m}^3/\text{día}$, además de subprocesos relacionados (compactación, consideraciones de seguridad), se consideró una duración global de 14 días.
- La canalización del río Chilloroya considera 7 días para la preparación del lecho de apoyo de la tubería, seguido de la instalación de los 215 m de tubería a un rendimiento de 15 m al día. Luego se estimó un rendimiento de $200 \text{ m}^3/\text{día}$ para la construcción de los 500 m^3 de la ataguía.
- El secado del cauce considero 2 días para que la bomba pueda eliminar el agua remanente del cauce del río. El bombeo de agua entrante después de esto se considera según la duración de las siguientes actividades (dentro de cada alternativa) y termina cuando ya no se necesita usar el cauce. El último uso considerado del cauce es la instalación de los enrocados de protección de los estribos.
- La preparación del cauce considera excavar los 305 m^3 del cauce mediante una excavadora pequeña de $50 \text{ m}^3/\text{hora}$ de rendimiento, trabajando 8 horas al día. A pesar de poder terminar el proceso en 1 día, se considera 2 conservadoramente.

- Finalmente, luego de diversas actividades, se prevé la remoción de la ataguía de desvío de 500 m^3 a un rendimiento de $300 \text{ m}^3/\text{día}$, finalizándose en 2 días.

La duración de la construcción de la subestructura contempla los movimientos de tierras previos a la construcción de los estribos, y su construcción.

- Para el movimiento de tierras, correspondiente a la nivelación del terreno sobre el cual irán los estribos, se consideró una duración de 21 días.
- Para la construcción de los estribos se consideró 21 días para el armado, encofrado y vaciado de ambos estribos de concreto armado. Se previó también que 7 días después del vaciado de los estribos se coloquen los apoyos elastoméricos, proceso de duración estimada de 5 días. Cabe resaltar que dentro de esta partida se contempla la instalación de los enrocados de protección de los estribos (*riprap*), con una duración de 7 días, pero cuyo inicio no se prevé sino hasta que las vigas estén colocadas en el sitio.

Puente de concreto: superestructura.

El proceso constructivo de la superestructura del puente de concreto prevé tres partes: las vigas, las losas y la vía de paso.

- Los procesos relacionados a las vigas se dividieron en: armado y vaciado de vigas, postensado de las mismas, colocación en el sitio, e instalación de conectores de cortante. Se consideró 14 días para el armado y vaciado de las 4 vigas (incluyendo la colocación de los ductos de postensado), seguido de 7 días para su fraguado. Después de esto, se estimó en 8 días el proceso de postensado. Una vez listas las vigas, se estimó un total de 4 días (1 día por cada viga) el tiempo necesario para trasladar y colocar todas las vigas sobre los estribos. Finalmente se convino considerar 12 días para la instalación de los conectores de cortante sobre las vigas (3 días por cada viga).
- Para la duración de los procesos relacionados a las losas se consideró 30 días para el armado, encofrado y vaciado de la losa de tablero y los diafragmas. Para las losas de transición se previó 7 días para la nivelación del terreno donde se ira a vaciarlas, además de 14 días para su encofrado y vaciado.
- Finalmente se estimó en 5 días la instalación de las barreras laterales a ambos lados de la calzada.

Así, se genera el diagrama de Gantt de la construcción del puente de concreto, mostrado en la figura 6.10.

Puente de acero: superestructura.

Para la construcción de la superestructura en acero se consideró conveniente ordenarlo en tres partes (al igual que la alternativa en concreto): vigas, losas y vía de cruce.

- La parte de vigas comprende: el pre-soldado de las vigas que actúan como elemento bidimensionales en la armadura y el ensamblaje in situ de estas piezas. Para el pre-soldado se estimó una duración de 71 días, ya que se tiene 534 m de viga x 4 líneas de soldadura, y se ha considerado un rendimiento de 30 m de soldado por día para 3 equipos de soldadura trabajando 10 horas al día. Para el ensamblado in situ se consideró 30 días como duración global.
- Para la duración de los procesos relacionados a las losas se consideró 30 días para el armado, encofrado y vaciado de la losa de tablero. Para las losas de transición se previó 7 días para la nivelación del terreno donde se ira a vaciarlas, además de 14 días para su encofrado y vaciado.
- Al igual que en la superestructura de concreto, se estimó en 5 días la instalación de las barreras laterales en ambos lados de la calzada.

El diagrama de Gantt de la construcción del puente de acero se muestra en la figura 6.11.

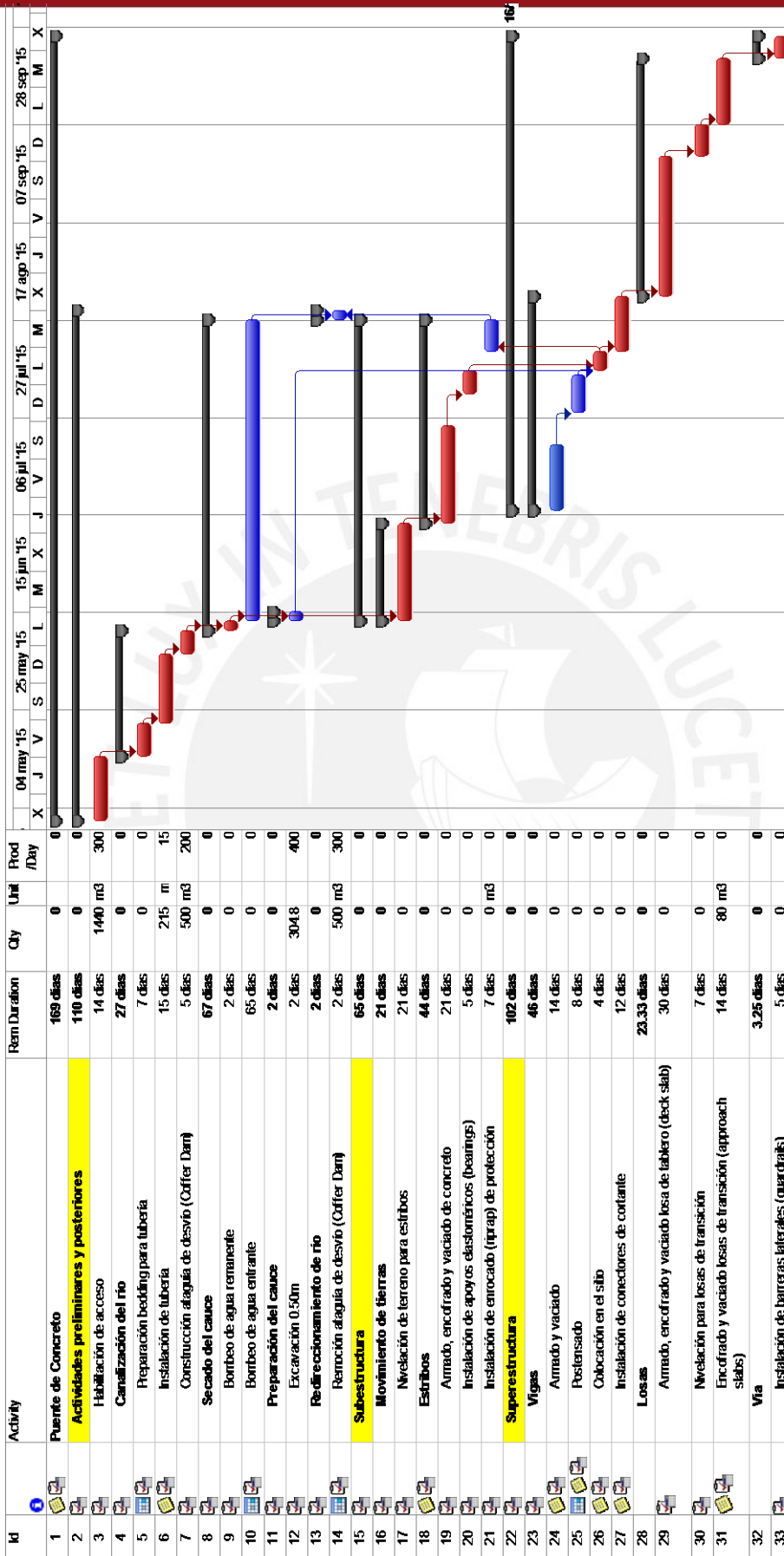


Figura 6.10.- Proceso de construcción de puente de concreto. Se aprecia la ruta crítica en rojo.

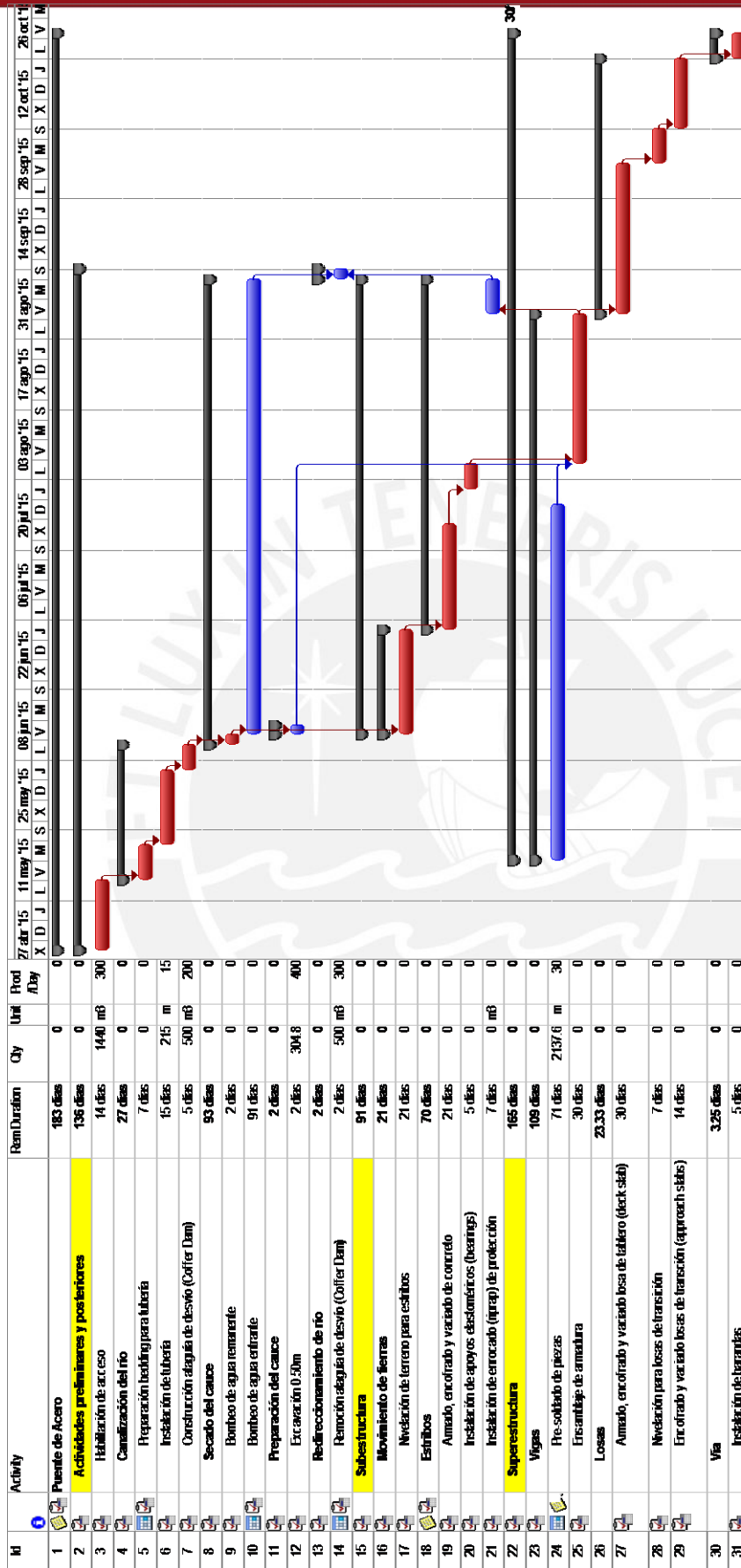


Figura 6.11.- Proceso de construcción de puente de acero.

Puente de sección mixta: superestructura.

El proceso constructivo de la superestructura del puente de sección mixta se ordena de la misma manera que las alternativas de concreto y acero: las vigas, las losas y la vía de paso.

- Los procesos relacionados a las vigas se dividieron en: soldado de vigas, colocación en sitio e instalación de conectores de cortante. Para el soldado de vigas se consideró 22 días de duración, ya que la longitud de soldadura es de 650 m (ver sección 5.4) y se puede realizar con tres equipos de soldadura a 30 m/día de rendimiento (el mismo que para la alternativa de acero). Para la colocación en el sitio se considera 1 día por cada viga. Para la el soldado de los conectores de cortante se contempla 3 días por cada viga. En estos tiempos se incluye el trabajo en paralelo de instalación de los diafragmas.
- Para la duración de los procesos relacionados a las losas se consideró 30 días para el armado, encofrado y vaciado de la losa de tablero. Para las losas de transición se previó 7 días para la nivelación del terreno donde se ira a vaciarlas, además de 14 días para su encofrado y vaciado
- Finalmente se estimó en 5 días la instalación de las barreras laterales en ambos lados de la calzada (igual que en las alternativas anteriores).

El diagrama de Gantt de la construcción del puente de sección mixta se muestra en la figura 6.12.

Puente enterrado

Las actividades preliminares y posteriores para el puente enterrado tienen las mismas duraciones que las de las demás alternativas excepto por el volumen de excavación para la preparación del cauce como zona de trabajo. El volumen a excavar es de 814.7 m³ (Ver Anexo 4).

La construcción de la subestructura comprende cuatro partidas: cimientos de concreto, arco, enrocado y relleno.

- “Cimientos de concreto” comprende el vaciado del concreto de las dos zapatas (descritas en la sección 5.5), incluyendo la instalación de los anclajes para las secciones semi-circulares. El volumen a vaciar es de 91.9 m³, y el rendimiento diario considerado es de 15 m³.
- “Arco” contempla la instalación de las secciones de acero, considerando que la cuadrilla necesita 1.5 días por sección instalada, para cada una de las 33 secciones.
- “Enrocado” considera la instalación del enrocado de protección del puente, contemplando un rendimiento de instalación de 60 m³/día.

- “Relleno” comprende la instalación de los rellenos estructural y masivo. Para el relleno estructural, se considera un relleno por capas, donde quien determina la velocidad de avance es la excavadora que provee de relleno estructural a un rendimiento de 3 cargas de 15 m^3 cada una cada hora en jornadas de 8 horas, es decir 360 m^3 al día. Para el relleno masivo, se vislumbra una excavadora que provee 800 m^3 de relleno masivo al día ($100 \text{ m}^3/\text{hora}$).

La superestructura comprende solamente el transporte y colocación del pavimento y la instalación de las barreras laterales.

Finalmente, se genera el diagrama de Gantt de la construcción del puente enterrado, mostrado en la figura 6.13.



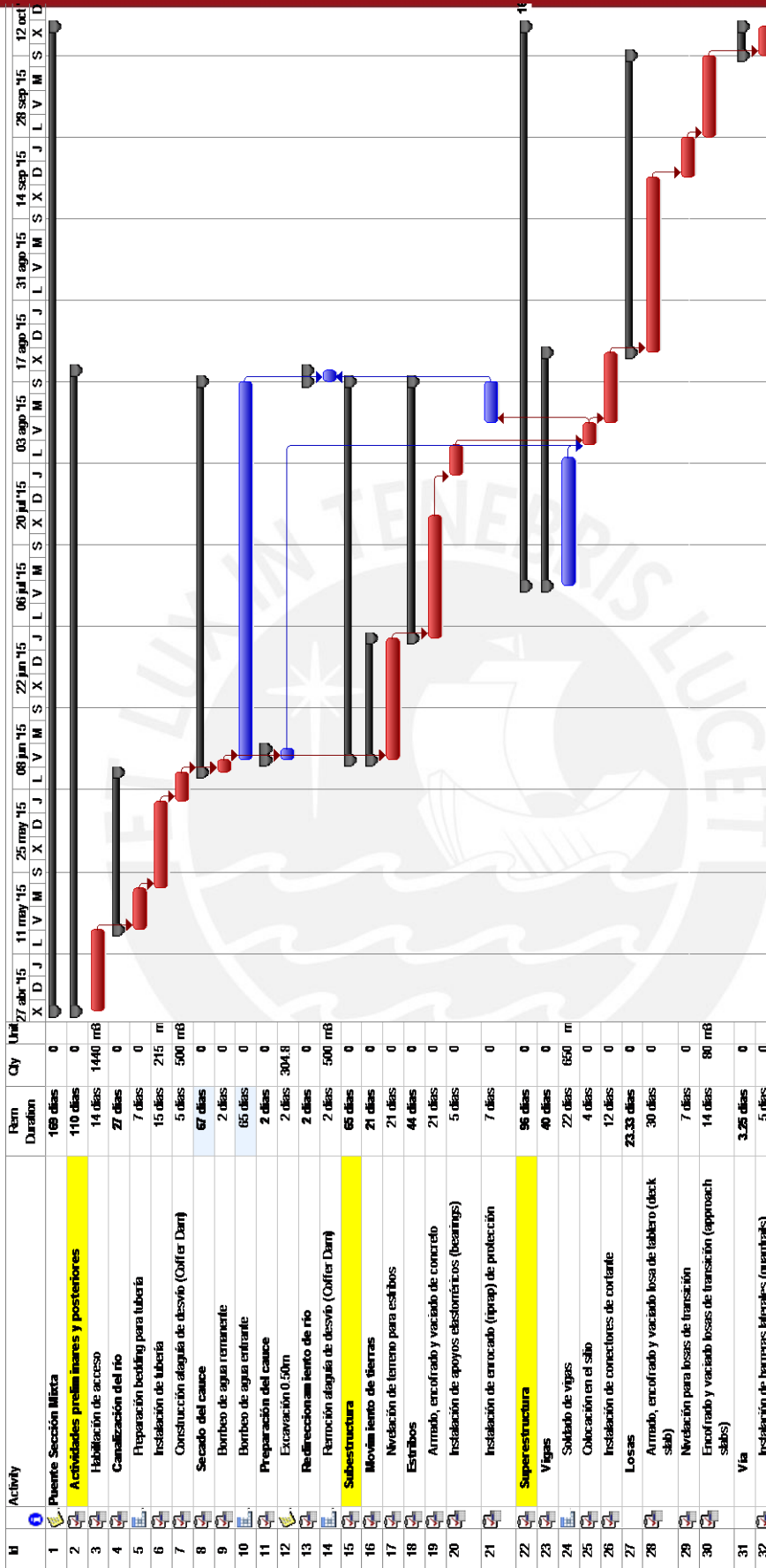


Figura 6.12.- Proceso de construcción de puente de sección mixta.

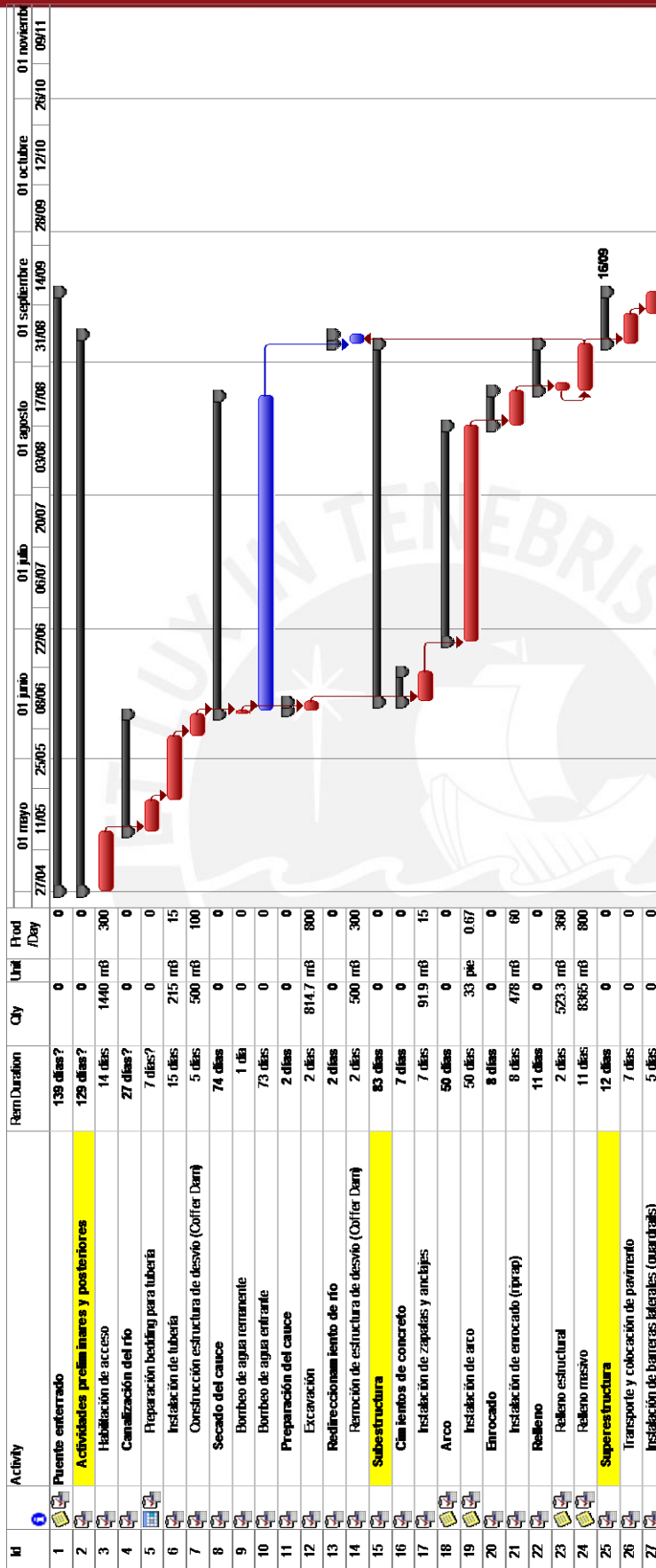


Figura 6.13.- Proceso de construcción de puente enterrado.

Capítulo 7

Elección de alternativa

Las alternativas escogidas cumplen con las funciones básicas de desempeño estructural para las que el puente Bailey se concibió, por lo que este capítulo busca elegir la mejor opción mediante una mirada profunda que vaya más allá de una comparación de costos y tiempos de construcción. A consideración propia, el mejor tipo de puente es aquel que satisface los aspectos económicos y estructurales sin descuidar el control sobre el impacto medioambiental que tiene en su entorno a corto y largo plazo.

Los aspectos económicos, cabe resaltar, deben considerar el ciclo de vida completo del puente y no solamente su costo inicial, pues comparar dos tipos de puentes contemplando solo sus costos de construcción obviaría tanto aspectos tangibles (costos de inspección, de mantenimiento, de reparación, de rehabilitación, etc.) como aspectos no tan tangibles pero importantes como seguridad de uso y riesgo aceptable (*Transportation Association of Canada*, 2004).

Es por esto que, tratando de comparar las alternativas desde una perspectiva holística, se ha desarrollado cuatro criterios: costo de construcción, tiempo de construcción, impacto ambiental, y mantenimiento. Estos cuatro criterios resumen gran parte de las consideraciones nombradas líneas arriba, cabiendo resaltar que sólo escapa de la comparación el aspecto de seguridad de uso, que es sumamente intangible y variable. Ya que los aspectos de costos y tiempos de construcción fueron tratados en los subcapítulos 6.2 y 6.3, se desarrollará aquellos de impacto ambiental y mantenimiento, después de los cuales se introducirá la herramienta de toma de decisión a utilizar (AHP) y los resultados del proceso.

7.1 Impacto ambiental

Para el impacto ambiental se consideraron tres sub-criterios. El primero es la contaminación de los acuíferos por goteo de aceite de las maquinarias durante los procesos de construcción de los puentes (Miga.org, 2007), según lo cual la alternativa que use menos horas máquina (HM) tendrá menor impacto.

El segundo sub-criterio es la contaminación del aire por el CO₂ producido por las maquinarias. Se considera que la cantidad de CO₂ liberada al ambiente directamente es proporcional a la cantidad de horas máquina (HM) utilizadas. En base a esto se puede

comparar las cuatro alternativas sin necesidad de calcular la cantidad real de CO₂ que se emitiría al ambiente, mediante factores de emisión de kg de CO₂ equivalente.

Estos dos primeros sub-criterios justifican considerar la cantidad de horas máquina (HM) utilizadas de cada alternativa como un indicador de impacto ambiental con doble importancia.

El tercer sub-criterio es el impacto en la biodiversidad de la zona, relacionado a los movimientos de tierra. Mientras más metros cúbicos de tierra (o bofedales) sean removidos o colocados en el sitio, efectos como el daño a los hábitat y las fuentes de alimento de especies animales y vegetales de la zona, así como la contaminación de las plantas acuáticas aguas abajo del sitio serán mayores. Este sub-criterio se midió con la cantidad de metros cúbicos (m³) calculados en la partida de movimiento de tierra de cada alternativa.

Si bien herramientas más exhaustivas como un análisis de ciclo de vida serían la opción ideal para estimar el impacto ambiental de las cuatro alternativas y el puente Bailey, los indicadores aquí utilizados nos dan una imagen general. Cabe entonces resaltar que el impacto ambiental estimado en este capítulo obvia deliberadamente factores como: el CO₂ emitido durante la elaboración del concreto, acero estructural, asfalto, pintura y otros materiales utilizados; las horas máquina de los camiones proveedores de concreto u otros materiales; y las horas máquina necesarias para la remoción de las estructuras al fin de su ciclo de vida. Es por esto que las emisiones de CO₂ relativas a nuestro análisis son mucho menores que las reales, no obstante la omisión por igual para todas las alternativas hace su comparación posible, aunque perfectible.

7.2 Mantenimiento

Estimar el mantenimiento una vez concluida la construcción del puente implica numerosas operaciones de diferente naturaleza, por lo que se decidió clasificar las alternativas de manera cualitativa. En base a la interacción entre los materiales que componen el puente y el clima de la zona, se consideró cuatro posibilidades según la magnitud de mantenimiento necesaria: baja (B), moderada (M), moderadamente alta (M+), y alta (A).

- Al ser un material inerte, compacto y no poroso, el concreto no atrae mohos o pierde sus propiedades clave con el tiempo (World Business Council for Sustainable Development). Sin embargo, los puentes de concreto requieren eventuales actividades de mantenimiento tales como (Sprinkel, Brown & Thompson):
 - Lavado y barrido de tablero (anual)
 - Reemplazo de sello de juntas (cada 6 a 10 años según el tipo de juntas)
 - Instalación de revestimiento epóxico delgado (cada 15 años aprox.)

- Instalación de revestimiento de concreto (cada 30 años aprox.)

Es por esto que la alternativa de concreto se considera como de mantenimiento moderado (M).

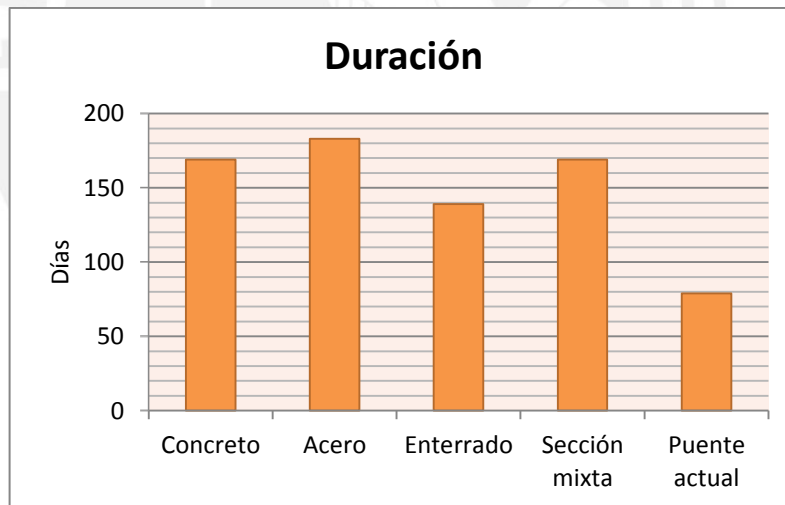
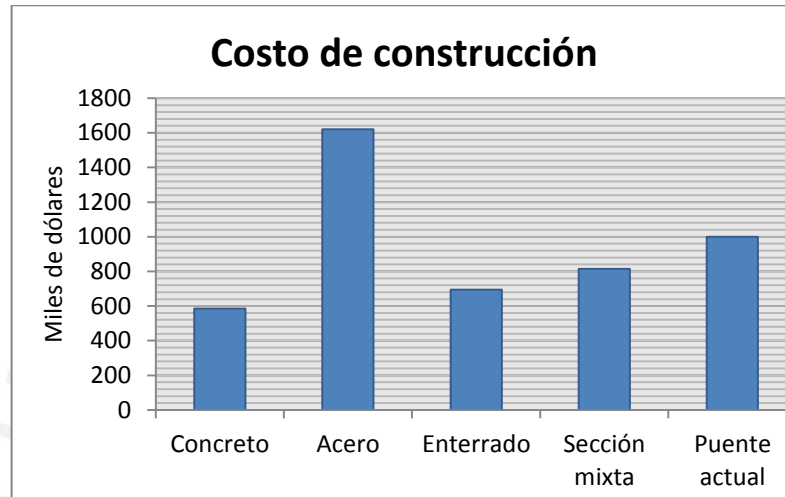
- El puente de acero, al ser una armadura tipo Pratt, tiene un área considerable de acero en contacto con el medioambiente. Al tener la zona una humedad promedio de 57.3% y al haber lluvias todos los meses del año (ver Capítulo 4), el pintado periódico para una protección adecuada contra la corrosión se hace necesario. Esto lo vuelve una alternativa con mantenimiento alto (A), ya que comparte algunas de las necesidades de mantenimiento de los puentes de concreto, tales como lavado y barrido de tablero y reemplazo de sello de juntas.
- La alternativa de sección mixta se ha considerado de mantenimiento moderadamente alto (M+) pues, al contar con ambos concreto y acero expuestos al medioambiente, requiere más mantenimiento que la opción en solo concreto pero menos cuidados que la armadura Pratt de la alternativa en acero.
- Finalmente, la alternativa de puente compuesto suelo-acero o puente enterrado requiere prácticamente cero mantenimientos. Por un lado, el relleno ingenieril y el relleno complementario no requieren mantenimientos de ningún tipo fuera de una muy eventual visita que corrobore el comportamiento para el que fue diseñado. Por otro lado, la estructura de acero solo requiere paulatinas inspecciones para asegurarse que ningún escombros impida el flujo deseado del río o el correcto funcionamiento de la estructura. Si bien la estructura de acero está protegida de la lluvia por los rellenos, podría darse corrosión por la humedad del ambiente, en cuyo caso una cobertura de zinc, polímero o epóxico sería requerida (MacRae, 2009). Es por esto que el puente enterrado se considera como de mantenimiento bajo (B).

7.3 Comparación de alternativas

Una vez definidos los cuatro criterios de comparación de las alternativas, el resumen de la comparación directa de éstas se puede apreciar en la tabla 7.1. En los gráficos de la figura 7.1 se compara las alternativas en cada criterio. Los detalles de los cálculos se encuentran en los Anexos 5 y 6.

Tabla 7.1.- Resumen de desempeño de las alternativas y el puente actual.

Criterio	Unidad	Alternativa				
		Concreto	Acero	Enterrado	Sección mixta	Puente actual
Costo de construcción	Miles de \$	586	1621	695	814	1000
Duración	Días	169	183	139	169	79
Impacto por CO2	HM	2312	5602	4696	2452	2284
Impacto en biodiversidad	m3	1775	1775	11142	1775	1775
Mantenimiento	Cualitativo	M	A	B	M+	M



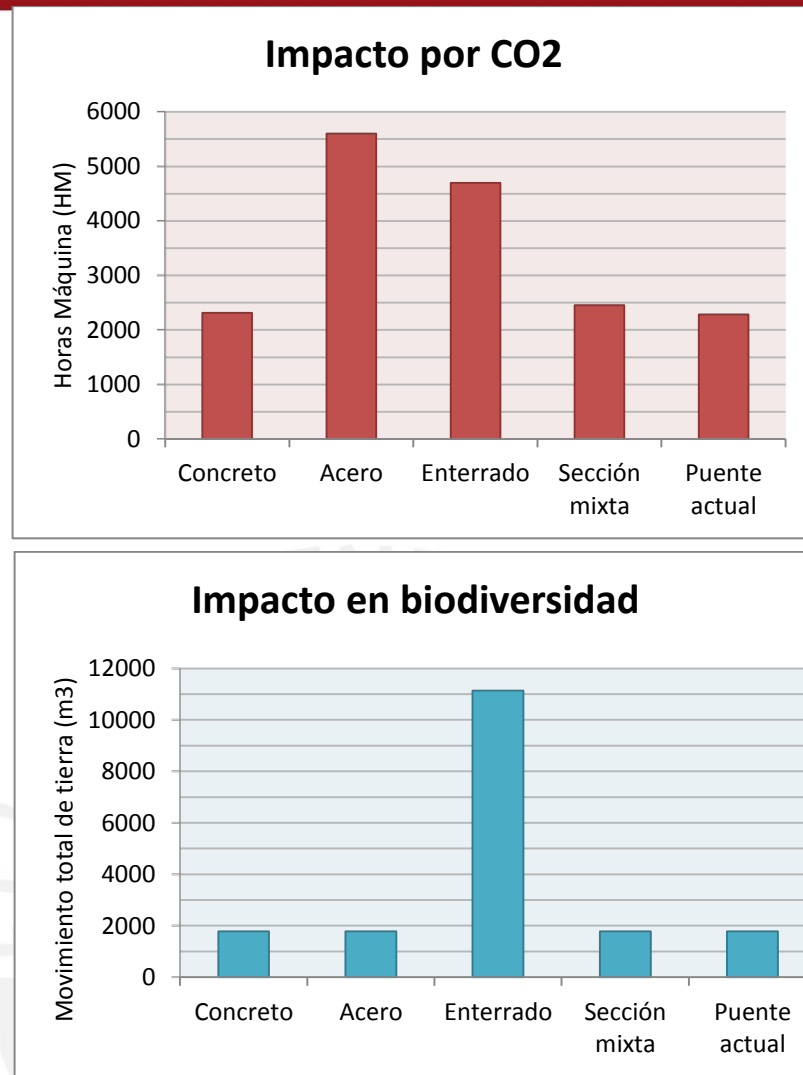


Figura 7.1.- Comparación por criterios.

Una vez estimados los indicadores de desempeño estimado en cada caso, se procede a decidir por la mejor alternativa. Debido a la distinta naturaleza de estos indicadores (el mantenimiento es cualitativo y los demás son cuantitativos), la toma de decisión representa un problema de criterios múltiples.

Por otro lado, la toma de decisión de la alternativa, si bien corresponde a los dueños del proyecto, también está ligada a otros actores o *stakeholders* tales como la comunidad cercana al proyecto y los futuros constructores del puente. Se debe, por lo tanto, procurar que el método considere las alternativas de manera integral y las compare según el criterio de los diferentes personajes.

Para esto, se investigó sobre diferentes métodos de decisión multi-criterio posibles. Finalmente se decidió utilizar el AHP o “proceso de análisis jerárquico”, herramienta metodológica creada en 1980 por Thomas L. Saaty (Toskano), ampliamente utilizada en el

campo de las matemáticas y la psicología. Algunas ventajas del AHP frente a otros métodos de decisión multi-criterio se presentan a continuación (Toskano).

En primer lugar, el método permite comparar sencilla pero consistentemente criterios cuantitativos y cualitativos mediante una escala de preferencias (mostrado en la tabla 7.2) y un desarrollo matemático asequible.

En segundo lugar, se puede incluir la participación de diferentes personas (actores) o grupos de interés. Teniendo en cuenta que cada personaje considera ciertos criterios más importantes que otros, el método permite la asignación de pesos o prioridades para cada criterio para cada personaje.

En tercer lugar, el método es fácilmente programable y corregible con la ayuda de hojas de cálculo. En caso hubiese un cambio en la información provista para la toma de decisión, solo es necesario cambiar este dato, pues las matrices programadas corrigen la solución.

Para la asignación de pesos se considera cinco personajes de importancia en la toma de decisión: dos pobladores de la zona (por separado), un inversionista del proyecto, el cliente para el que se construirá el puente, y el constructor del puente. La razón por la que se contemplaron dos pobladores fue porque se busca representar la variabilidad en las prioridades que existe en toda población. Así, el poblador 1 prioriza el impacto ambiental del puente a construirse sobre las necesidades de mantenimiento que tenga, y el poblador 2 al revés.

Tabla 7.2.- Escala de preferencias del AHP (Toskano).

Planteamiento verbal de la preferencia	Calificación Numérica
Extremadamente preferible	9
Entre muy fuertemente y extremadamente preferible	8
Muy fuertemente preferible	7
Entre fuertemente y muy fuertemente preferible	6
Fuertemente preferible	5
Entre moderadamente y fuertemente preferible	4
Moderadamente preferible	3
Entre igualmente y moderadamente preferible	2
Igualmente preferible	1

7.4 Proceso de toma de decisión (AHP)

Se procede a utilizar el método AHP como herramienta para elegir la mejor alternativa de cruce del río Chilloroya, explicando el proceso realizado en los siguientes párrafos.

En primer lugar, el método estima las prioridades que cada personaje asigna a cada criterio de comparación. Para esto se genera una “matriz de criterios” para cada personaje, que consiste simplemente en la comparación de los criterios por pares en todas las combinaciones posibles, y de acuerdo a la escala de preferencias de la tabla 7.2. En el Anexo

5 se detalla el proceso de comparación y formación de matrices, que finalmente genera las prioridades (o pesos) de los criterios para cada personaje, mostrados en la figura 7.2.

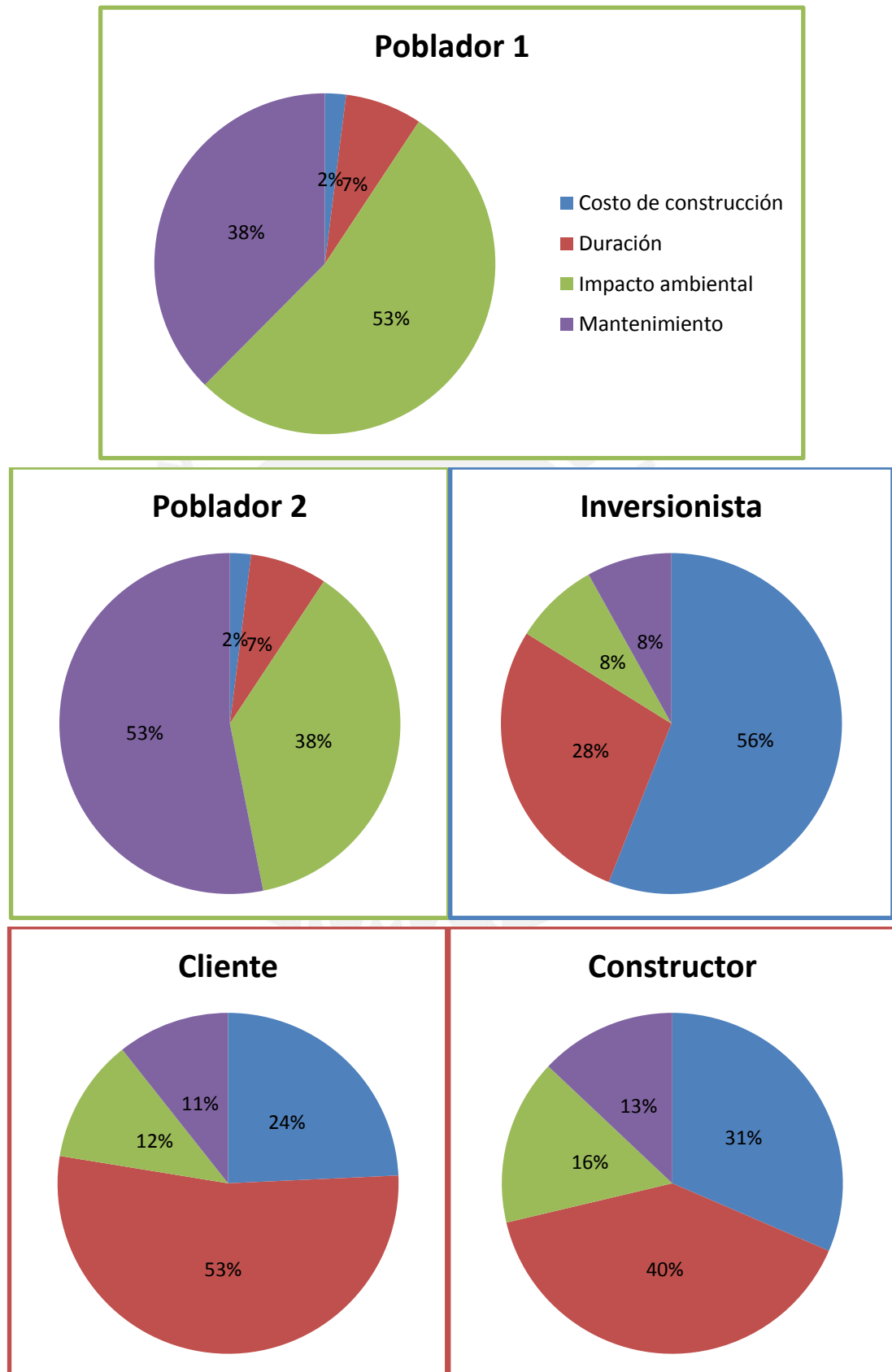


Figura 7.2.- Prioridades según personaje.

En segundo lugar, el método comprende la “comparación por criterios”. Ésta consiste en considerar un solo criterio a la vez y comparar las alternativas entre sí en pares, para todas las combinaciones posibles. En esta etapa también se utiliza la escala de preferencias de la tabla 7.2. El anexo 6 detalla el cálculo de las cuatro matrices, cuyo resumen se muestra en la tabla 7.3.

Tabla 7.3.- Resumen de la comparación por criterio.

		Criterio			
		Costo de construcción	Impacto ambiental	Duración	Mantenimiento
Alternativa	Concreto	0.432	0.291	0.085	0.174
	Acero	0.040	0.082	0.039	0.050
	Enterrado	0.284	0.031	0.316	0.520
	Sección mixta	0.154	0.230	0.095	0.080
	Puente actual	0.090	0.366	0.487	0.158

Una vez determinadas las ponderaciones que cada personaje le da a los criterios, y los puntajes por cada criterio, se procede a combinar estos dos grupos de datos para obtener los puntajes finales y las preferencias para cada personaje.

Tabla 7.4.- Las filas en azul resumen las prioridades de los criterios según cada personaje (figura 7.2). Las filas en rosado combinan éstas prioridades con los puntajes de la comparación por criterio (tabla 7.3).

		Poblador 1	Poblador 2	Inversionista	Cliente	Constructor
Criterio	Costo de construcción	0.020	0.020	0.560	0.243	0.315
	Duración	0.073	0.073	0.279	0.533	0.398
	Impacto ambiental	0.531	0.376	0.081	0.118	0.157
	Mantenimiento	0.376	0.531	0.081	0.107	0.130
Alternativa	Concreto	0.23	0.22	0.30	0.20	0.24
	Acero	0.07	0.06	0.04	0.05	0.05
	Enterrado	0.24	0.32	0.30	0.30	0.29
	Sección mixta	0.16	0.14	0.13	0.12	0.13
	Puente actual	0.29	0.26	0.23	0.34	0.30

Éstos puntajes finales representan una ayuda para tomar la decisión final sobre cuál es la mejor alternativa para cruzar el río Chilloroya. Para esto, se puede generar gráficas como las de las figuras 7.3 y 7.4.

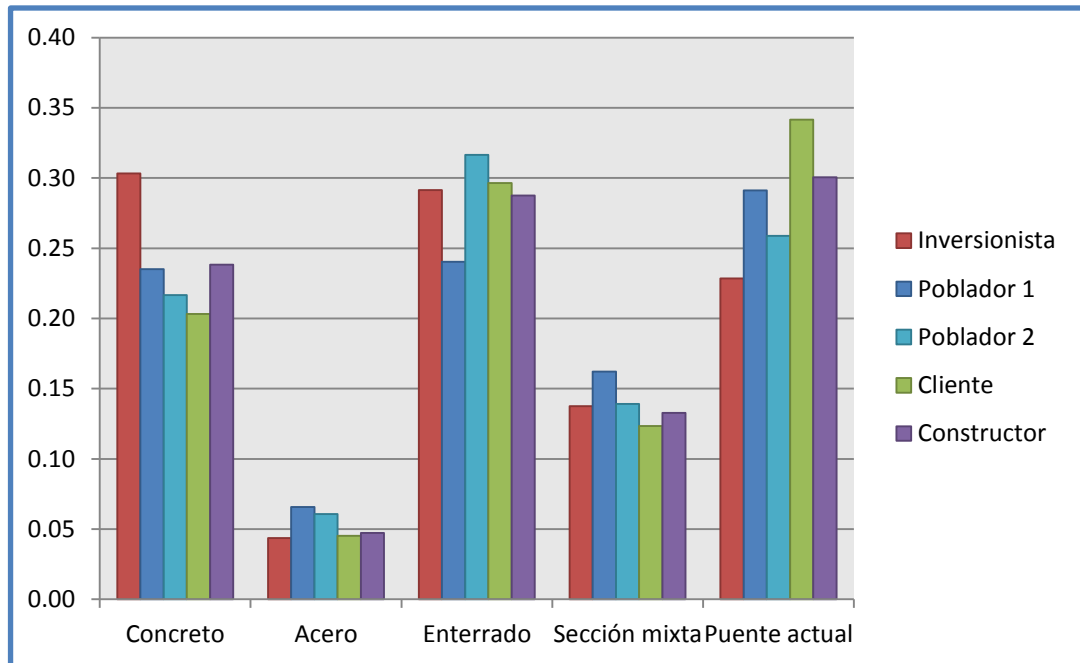


Figura 7.3.- Puntajes de cada alternativa para los 5 personajes.

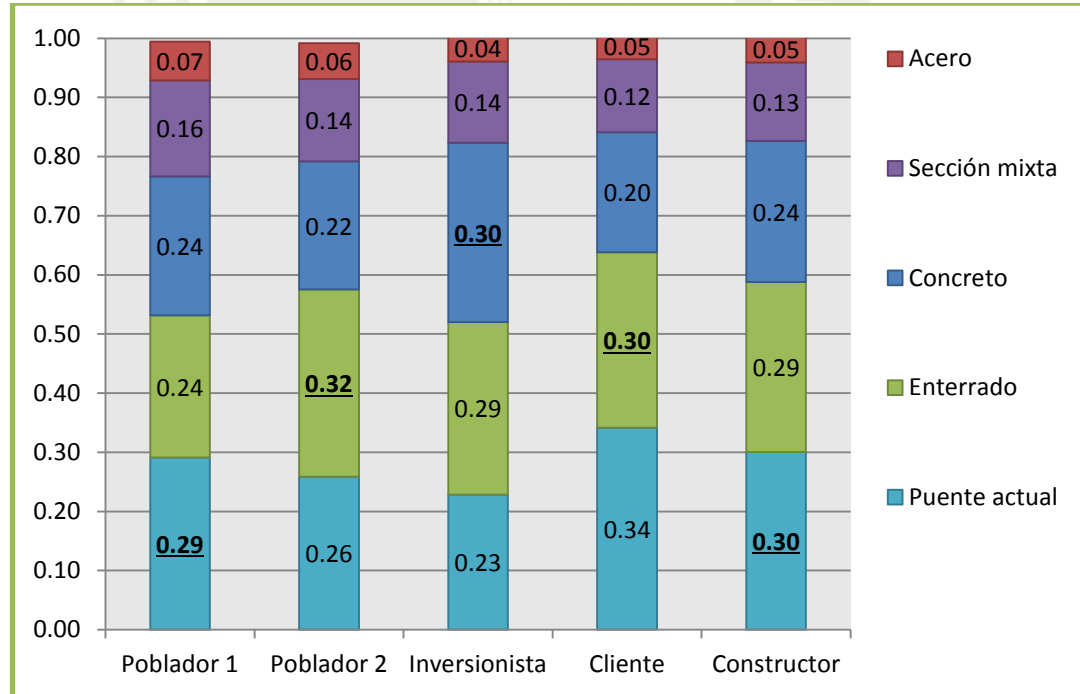


Figura 7.4.- Ranking de alternativas según cada personaje. La alternativa con mayor puntaje aparece subrayada.

Los resultados arrojan al puente actual y a la alternativa de puente enterrado como las estructuras con los mejores puntajes. Cabe recordar, sin embargo, que tanto el costo total del puente actual como la cantidad de horas-máquina para su construcción fueron estimados, por lo que los puntajes que presenta pertenecen en realidad a un rango. Lamentablemente, el hecho de que exista este rango, sumado a la variabilidad real de las prioridades de los diferentes actores considerados, nos permite solamente concluir que ambas alternativas pueden ser la mejor solución para situaciones muy similares.

Así, al ser el puente enterrado la alternativa que mejor puntaje obtuvo, el capítulo 8 desarrolla su diseño estructural, siendo las conclusiones obtenidas de estos resultados parte del capítulo 9.



Capítulo 8

Diseño

8.1 Métodos de diseño

Existen diversos códigos y métodos de diseño usados a nivel mundial para el diseño de puentes enterrados. En los Estados Unidos, tres instituciones han propuesto métodos de diseño para puentes enterrados de acero corrugado: AASHTO, AISI y ASTM. En Canadá, rige el *Canadian Highway Bridge Design Code* (CHBDC). En Europa, en cambio, el diseño de estos puentes se rige por el método de diseño sueco (SDM) y el método de diseño alemán (K&G). En los siguientes párrafos se describe brevemente los métodos nombrados y se decide por uno de ellos para el diseño definitivo del puente enterrado, considerando la aplicabilidad para el Perú, y específicamente el proyecto estudiado.

El *American Iron and Steel Institute* (AISI) propone un método de 9 pasos concebido para luces de hasta 3 metros, que en la práctica ha sido utilizado para luces de hasta 7.70 m (CSPI, 2007). Ya que la luz de diseño es de 11.40 m, se descarta la elección de este método para el diseño.

El *American Society for Testing Materials* (ASTM) plantea un método de diseño en su estándar A796 / A796M. Sin embargo, en el acápite 5.2 del mismo se especifica un diámetro máximo de 7920 mm para arcos (ASTM, 2013). Así, el uso de este método queda descartado.

El diseño de puentes enterrados en Europa, específicamente en Suecia, empezó a mediados de los años 1950s. Después de diferentes estudios y calibraciones, la versión final del método sueco (*Swedish design method* o SDM) fue presentada en 2010 por Petersson y Sundquist (Petersson, 2007). Aunque es muy aceptado en otras latitudes, este método no es elegible para nuestro diseño pues no contempla efectos de sismo.

También llamado método K&G, el método alemán para diseño de puentes enterrados fue desarrollado por K. Klöppel y D. Glock en 1963 (Wadi, 2012). Sin embargo, la norma alemana ARS 20/97 recomienda que este método sea utilizado sólo para luces de entre 1.5 m y 8 m (Wadi, 2012), por lo que escapa de la lista de potenciales métodos de diseño.

El método propuesto por la *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) es usado para el diseño de puentes enterrados en Estados Unidos.

Esmaeili (Esmaeili et al., 2013) afirma que muchos de los códigos existentes (incluyendo los de AISI y AASHTO) se basan en formulas empíricas y expresan la altura mínima de relleno solamente en función de la luz.

El *Canadian Highway Bridge Design Code* (CHBDC) es el estándar para el diseño de puentes en Canadá, cuya sección 7 trata sobre el diseño de puentes compuestos suelo-acero (puentes enterrados) (Finlay, 2003). La metodología de diseño comprende 12 pasos, pudiendo incluir efectos de sismo. A diferencia de los códigos AISI y AASHTO, el código canadiense (CHBDC), originalmente también empírico, fue modificado en base a análisis de elementos finitos que consideraban la geometría de la estructura y la carga axial de los camiones de diseño (Esmaeili et al., 2013).

Shanaka (Shanaka et al., 2011) concluye que los requerimientos del método AASHTO para el diseño de puentes enterrados “no son lo suficientemente explícitos y requieren interpretaciones”, mientras que la versión del 2006 del método de diseño del CHBDC “se presta versátilmente a los análisis de pandeo para puentes enterrados”. Adicionalmente, si bien una versión actualizada del método de diseño AASHTO ha sido propuesta en 2007 por McGrath, incluyendo cálculos de elementos finitos y pruebas a escala real, el método del CHBDC ya proponía esto, con lo que estructuras reales diseñadas con este método (por ejemplo *Whitehorse Creek*, el mayor ejemplar construido a la fecha) han sido ya estudiadas y se ha podido constatar, con medidas reales, la eficacia de este último método (Pettersson, 2007).

En conclusión, teniendo en cuenta los métodos expuestos líneas arriba y su aplicabilidad para las condiciones de la zona estudiada, se decidió utilizar el método canadiense (sección 7 del CHBDC) para el diseño del puente enterrado.

8.2 Rutina de diseño

El diseño estructural del método del CHBDC consiste en los siguientes pasos (CSPI, 2007):

- 1.- Verificación de altura mínima de relleno.
- 2.- Cálculo de empuje de carga muerta.
- 3.- Cálculo de empuje de carga viva.
- 4.- Cálculo de empuje de sismo.
- 5.- Cálculo de empuje total (con factores).
- 6.- Cálculo de esfuerzos de compresión.
- 7.- Cálculo de resistencia de la pared en compresión.
- 8.- Verificación de resistencia durante la construcción.

- 9.- Verificación de resistencia de la estructura terminada.
- 10.- Verificación de resistencia en traslapes.
- 11.- Verificación de diferencia en espesores de planchas adyacentes.
- 12.- Verificación de radio de curvatura.

1.- Verificación de altura mínima de relleno

De acuerdo con el método CHBDC, la profundidad mínima de la cobertura de relleno es el máximo de los siguientes tres valores (pero nunca mayor a 1.50 m para corrugaciones profundas, como este caso):

a) 0.6 m

b) $\frac{D_h}{6} \cdot \left(\frac{D_h}{D_v}\right)^{\frac{1}{2}} = \frac{11.39}{6} \cdot \left(\frac{11.39}{11.39}\right)^{\frac{1}{2}} = 1.90 \text{ m}$

c) $0.4 \cdot \left(\frac{D_h}{D_v}\right)^{\frac{1}{2}} = 0.4 \cdot \left(\frac{11.39}{11.39}\right)^{\frac{1}{2}} = 0.40 \text{ m}$

Donde D_h y D_v son la luz y la altura efectivas, respectivamente, y se definen, para una sección semi-circular, según la figura 8.1, como 11.39 m ambas.

Cobertura = 1.18 m < Cobertura mínima = 1.50 m

Con lo anterior se hace necesario cambiar de sección. Se descarta el uso de dos o más secciones más pequeñas ya que los costos y tiempos de construcción aumentarían dramáticamente. Se decide usar un arco de dos radios (del tipo BridgeCor) porque estas secciones están preparadas para alturas menores, cauces anchos y bajo impacto ambiental, con lo que cumple (al menos cualitativamente) con las expectativas que la alternativa preliminar (arco de un solo radio) satisfizo. Ya que la geometría a detalle de la sección no es de dominio público, se basa en los manuales del fabricante y en relaciones geométricas del mismo para definir la sección de la figura 8.2 (con la misma corrugación).

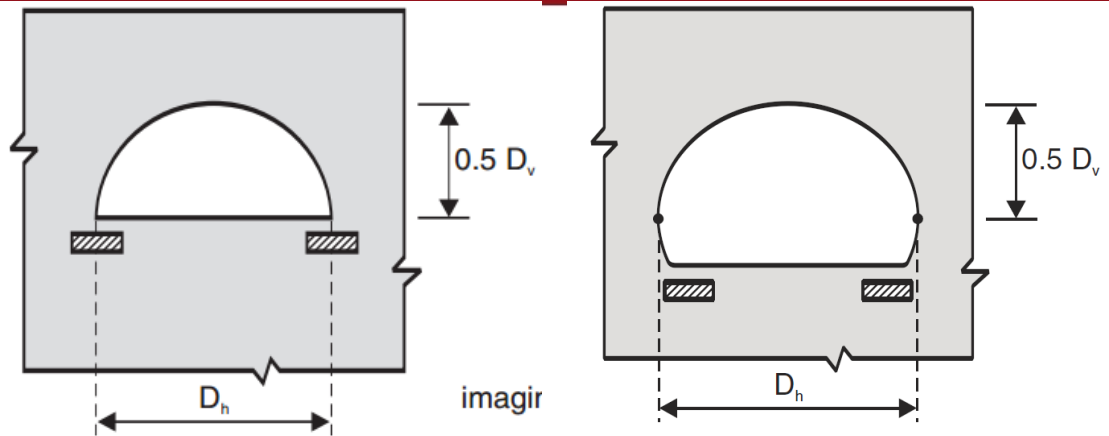


Figura 8.1.- Definiciones de D_h y D_v para secciones semi-circulares (izquierda) y arcos entrantes (derecha). Tomado de: (CSPI, 2007).

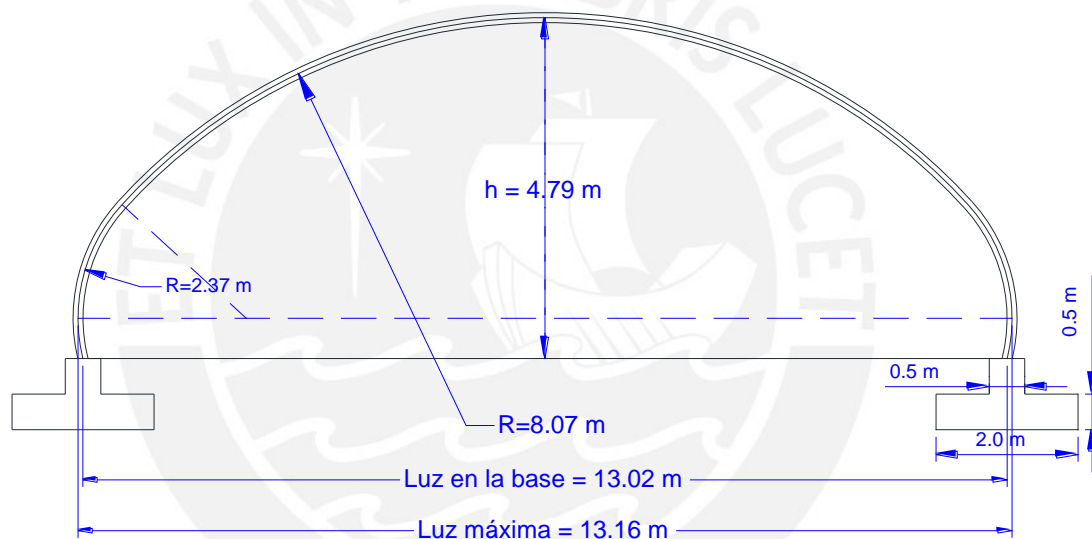


Figura 8.2.- Nueva sección de puente enterrado.

Con esta nueva sección, retomamos el diseño verificando la altura mínima de relleno:

$$D_h = 13.16 \text{ m}; D_v = 8.45 \text{ m}$$

a) 0.6 m

b) $\frac{13.16}{6} \cdot \left(\frac{13.16}{8.45}\right)^{\frac{1}{2}} = 2.7 \text{ m}$

c) $0.4 \cdot \left(\frac{13.16}{8.45}\right)^{\frac{1}{2}} = 0.5 \text{ m}$

Con lo que la cobertura mínima es 1.5 m.

Cobertura = 2.16 > Cobertura mínima = 1.5 m, OK

2.- Cálculo de empuje de carga muerta (T_D)

El empuje de carga muerta (T_D) en las paredes del arco se calcula según:

$$T_D = 0.5(1 - 0.1C_S)A_f \cdot W$$

Donde: C_S = Parámetro de rigidez axial. Se calcula de la fórmula:

$$C_S = 1000E_S D_V / (E \cdot A)$$

Siendo: E_S el módulo secante de rigidez del suelo (en MPa, definido por las tablas 8.1 y 8.2), D_V la altura efectiva del arco (en m), E el módulo de elasticidad del acero usado (en MPa), y A el área de sección transversal del perfil corrugado por unidad de longitud (mm^2/mm).

Considerando grava bien graduada compactada al 90%, $E_S = 12$ MPa. Se estima E en 200 000 MPa. Con la corrugación de 380x140x3.6 mm (de la figura 5.13), $A = 4.783$ mm^2/mm .

$$C_S = 1000(12)(8.45)/(200\ 000 \cdot 4.783) = 0.106$$

A_f = Factor de arqueamiento usado para calcular la presión debido a carga muerta en la pared del arco.

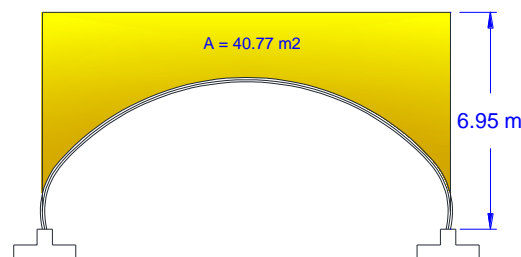
Se obtiene de la figura 8.2, considerando que $D_H/D_V = 1.56$ y $H = 2.16$ m (altura desde la corrugación media hasta la superficie de rodadura).

Así, $A_f = 1.1$

W = Peso muerto del material sobre la estructura, en kN/m.

W se obtiene multiplicando el área de relleno sobre la estructura (en m^2) por su peso específico (obtenido en campo, en kN/m^3):

$$W = 40.77 \times 22 = 896.9 \text{ kN/m}$$



Finalmente:

$$T_D = 0.5(1 - 0.1 \times 0.106)1.1 \times 896.9 = 488.1 \text{ kN/m.}$$

Tabla 8.1.- Clasificación del suelo usado sobre la estructura.

Grupo de suelo	Tamaño de grano	Tipo de suelo	Clasificación SUCS
I	Grueso	Grava (o grava arenosa) bien graduada	GW
		Grava (o grava arenosa) pobremente graduada	GP
		Arena (o arena gravosa) bien graduada	SW
		Arena (o arena gravosa) pobremente graduada	SP
II	Medio	Grava arcillosa o arcillo-arenosa	GC
		Arena arcillosa o gravo-arcillosa	SC
		Arena limosa o gravo-limosa	SM

Tabla 8.2.- Valores de E_s para diferentes suelos y compactaciones.

Grupo de suelo	Densidad estandar Proctor	Módulo secante de suelo E_s (Mpa)
I	85%	6
	90%	12
	95%	24
	100%	30
II	85%	3
	90%	6
	95%	12
	100%	15

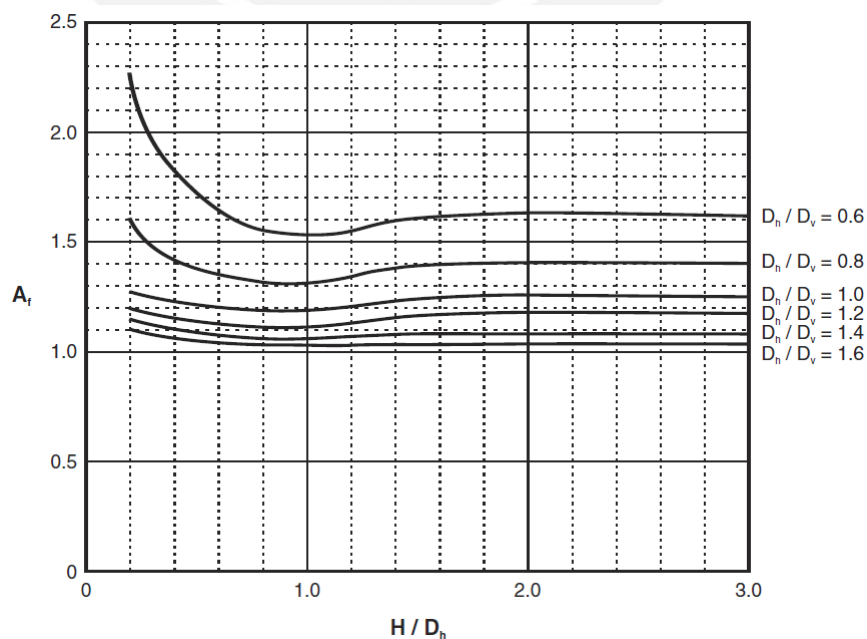


Figura 8.2.- Valor de A_r según cobertura y relación entre altura y luz efectivas.

3.- Cálculo de empuje de carga viva (T_L)

Se asume que el empuje de carga viva T_L alrededor de la estructura es constante, siendo éste el menor de:

$$T_L = 0.5 \times D_h \times \sigma_L \cdot m_f$$

y

$$T_L = 0.5 \times l_t \times \sigma_L \cdot m_f$$

Donde:

$$D_h = 13.16 \text{ m.}$$

σ_L = Presión uniformemente distribuida en la corona de la estructura como producto de la carga viva no amplificada, en kPa.

Para esto, el método establece dividir la carga de un grupo de ejes sobre un área de largo " l_t " y ancho " w ", siendo esta carga tal que el efecto sobre la corona de la estructura sea el máximo posible. " w " es el ancho entre las llantas, considerando la huella de las mismas, más H .

m_f = Factor de modificación para carga en varias vías (una especie de factor de presencia múltiple). Para una vía cargada, $m_f = 1$, y para dos vías cargadas, $m_f = 0.9$.

l_t = Distancia entre los ejes más alejados del grupo de ejes, incluyendo la huella de las llantas, más $2H$.

El método establece la carga CL-625 como camión de diseño, pero se utiliza los camiones SA152, 154MT y HL93.

En el anexo 8 se desarrolla la iteración con los tres camiones para hallar la carga más crítica, obteniéndose como valor máximo:

$$\sigma_L m_f = 13.11 \text{ kN/m}^2, \text{ siendo } l_t = 16.57 \text{ m}$$

Con esto hallamos T_L :

$$T_L = 0.5 \times D_h \times \sigma_L \cdot m_f = 0.5 \times 13.16 \times 13.11 = 86.26 \text{ kN/m}$$

4.- Cálculo de empuje de sismo (T_E)

El código CHBDC requiere que la estructura resista las fuerzas de inercias asociadas con un evento sísmico, teniendo una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años.

El empuje por sismo T_E se calcula multiplicando el empuje por carga muerta (sin amplificar) T_D , calculado en la parte 2, por el ratio de aceleración pico vertical A_V (número de veces la aceleración de la gravedad), el cual es $2/3$ del ratio de aceleración pico horizontal A_H .

$$T_E = T_D \times A_V$$

Para hallar A_H existen diferentes fuentes de información. En primer lugar, la norma sísmica peruana establece una aceleración pico horizontal de 0.3g (es decir, $A_H=0.3$) para la zona 2, donde se encuentra la estructura. Otros autores, como Castillo y la USG-GSHAP (como se cita en Knight Piésold Consulting, 2012b) establecen aceleraciones pico horizontales de 0.35g y 0.24g respectivamente. Finalmente, los estudios llevados a cabo específicamente para el proyecto arrojan una aceleración pico horizontal de 0.14g. Se considerará el caso de Castillo, puesto que representa la situación más crítica.

$$T_E = \left(488.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}\right) \times \left(\frac{2}{3} 0.35\right) = 113.89 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Así, el empuje total T_f considerando carga muerta más sismo se obtiene según:

$$T_f = \alpha_D T_D + T_E$$

Siendo:

$$\alpha_D = \text{Factor de amplificación de carga muerta} = 1.25$$

$$T_D = \text{Presión en la estructura debido a carga muerta sin amplificar (calculada en parte 2)} = 488.1 \text{ kN/m}$$

$$T_f = 1.25 \times 488.1 + 113.89 = 724.02 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

5.- Cálculo de empuje total (T_f)

El empuje total T_f en la pared de la estructura, considerando los empujes de carga viva y carga muerta amplificados, se calcula según:

$$T_f = \alpha_D T_D + \alpha_L T_L (1+DLA)$$

Siendo:

α_D = Factor de amplificación de carga muerta = 1.25

T_D = Presión en la estructura debido a carga muerta sin amplificar (calculada en parte 2) = 488.1 kN/m

α_L = Factor de amplificación de carga viva = 1.70

T_L = Presión en la estructura debido a carga muerta sin amplificar (calculada en parte 3) = 86.26 kN/m

DLA = Carga dinámica permitida (por sus siglas en inglés), expresada como una fracción de la carga viva:

$$DLA = \text{Max} [0.1, 0.4(1-H/2)] = \text{Max} [0.1, 0.4(1-2.16/2)] = 0.1$$

Reemplazando:

$$T_f = (1.25)488.1 + (1.70)(86.26) (1.1) = 771.43 \text{ kN/m}$$

6.- Cálculo de esfuerzos de compresión en estado límite (σ)

El esfuerzo de compresión máximo en el estado límite σ debe ser menor que la resistencia en compresión de la estructura, f_b (ambos en MPa):

$$\sigma \leq f_b$$

Donde:

$$\sigma = T_f / A = (771.43 \text{ kN/m}) / (4.783 \text{ mm}^2/\text{mm}) = 161.29 \text{ MPa}$$

Donde T_f es la compresión amplificada en la estructura (el mayor valor entre los pasos 4 y 5) y A el área de sección transversal del perfil corrugado por unidad de longitud (mm^2/mm), obtenido de la tabla 5.3. f_b se calcula en la sección 7.

7.- Cálculo de resistencia de la pared en compresión (f_b)

La resistencia en compresión del arco, f_b , se calcula según los valores del radio de curvatura del arco, R , y el radio equivalente, R_e .

$$f_b = \begin{cases} \phi_t F_m \left(F_y - \frac{(F_y K R)^2}{12 E r^2 \rho} \right), & R \leq R_e \\ 3 \phi_t \rho F_m E / \left(\frac{K R}{r} \right)^2, & R > R_e \end{cases}$$

El valor del radio de curvatura del arco, R , se aproxima por 8.07m. Resta hallar el valor del radio equivalente R_e y luego calcular f_b . Para esto se sigue los siguientes 5 pasos.

- i) Se halla el módulo de rigidez modificado del suelo, E_m , en MPa.

$$E_m = E_s \left[1 - \left(\frac{R_c}{R_c + 1000[H + H']} \right)^2 \right]$$

Donde E_s es el módulo secante de rigidez del suelo, de la tabla 8.2., R_c es el radio del arco superior, en milímetros, y H y H' son la cobertura y la cuarta parte de D_v , respectivamente, en metros.

$$E_m = 12 \left[1 - \left(\frac{8070}{8070 + 1000 \left[2.16 + \frac{8.45}{4} \right]} \right)^2 \right] = 6.87 \text{ MPa}$$

- ii) Se encuentra el factor λ (usado para hallar K)

$$\lambda = 1.22 \left[1 + 1.6 \left(\frac{E I}{E_m R_c^3} \right)^{1/4} \right]$$

Donde I es el momento de inercia del perfil de la corrugación del arco, en mm^4/mm , obtenido de la tabla 5.3.

$$\lambda = 1.22 \left[1 + 1.6 \left(\frac{200000 \cdot 11711}{6.87 \cdot 8070^3} \right)^{1/4} \right] = 1.53$$

- iii) Se halla K , factor que representa la rigidez relativa de la estructura con respecto al suelo adyacente.

$$K = \lambda \left(\frac{E I}{E_m R^3} \right)^{1/4}$$

$$K = 1.53 \left(\frac{200000 \cdot 11711}{6.87 \cdot 8070^3} \right)^{1/4} = 0.244$$

iv) Se encuentra el factor ρ de reducción por pandeo en el arco.

$$\rho = \left(1000 \frac{[H + H']}{R_c} \right)^{1/2} \leq 1$$

$$\rho = \left(1000 \frac{\left[2.16 + \frac{8.45}{4} \right]}{8070} \right)^{1/2} = 0.727$$

v) Se halla el radio equivalente R_e , en mm.

$$R_e = \frac{r}{K} \left(\frac{6 E \rho}{F_y} \right)^{1/2}$$

$$R_e = \frac{49.5}{0.244} \left(\frac{6 \cdot 200000 \cdot 0.727}{300} \right)^{1/2} = 10940 \text{ mm}$$

Una vez hallado el radio equivalente R_e , está definida la ecuación a utilizar para calcular f_b , y solamente resta hallar los factores restantes: F_m y ϕ_t .

Por un lado, F_m es el factor de reducción para la resistencia del arco por conformarse de múltiples secciones.

$$F_m = \left(0.85 + \frac{0.3 S}{D_h} \right) \leq 1$$

Donde S es el mínimo espacio libre transversal entre estructuras adyacentes, definido por convención en 1.0 m para estructuras compuestas suelo-acero con corrugaciones profundas (CSPI, 2007). Así,

$$F_m = \left(0.85 + \frac{0.3 \cdot 1}{13.16} \right) = 0.873$$

Por otro lado, ϕ_t es el factor de resistencia en compresión para estructuras compuestas suelo-acero, establecido en 0.8 en la norma.

$$\phi_t = 0.8$$

Finalmente, reemplazando:

$$f_b = \phi_t F_m \left(F_y - \frac{(F_y K R)^2}{12 E r^2 \rho} \right)$$

$$f_b = 0.8 \cdot 0.873 \left(300 - \frac{(300 \cdot 0.244 \cdot 8070)^2}{12 \cdot 200000 \cdot 49.5^2 \cdot 0.727} \right) = 152.5 \text{ MPa}$$

La resistencia de la pared f_b es menor que el esfuerzo de compresión en estado límite σ , por lo que se decide aumentar el espesor del arco a 4.27 mm (con las características de la tabla 5.3). Recalculando:

$$\sigma = T_f / A = (771.43 \text{ kN/m}) / (5.846 \text{ mm}^2/\text{mm}) = 132.0 \text{ MPa}$$

$$\lambda = 1.22 \left[1 + 1.6 \left(\frac{200000 \cdot 14333.9}{6.87 \cdot 8070^3} \right)^{1/4} \right] = 1.55$$

$$K = 1.55 \left(\frac{200000 \cdot 14333.9}{6.87 \cdot 8070^3} \right)^{1/4} = 0.260$$

$$R_e = \frac{49.51}{0.26} \left(\frac{6 \cdot 200000 \cdot 0.727}{300} \right)^{1/2} = 10269 \text{ mm}$$

$$f_b = 0.8 \cdot 0.873 \left(300 - \frac{(300 \cdot 0.26 \cdot 8070)^2}{12 \cdot 200000 \cdot 49.51^2 \cdot 0.727} \right) = 144.8 \text{ MPa}$$

Con el nuevo espesor se cumple que $\sigma < f_b$.

8.- Verificación de resistencia durante la construcción

La norma especifica una verificación referida a los esfuerzos durante la construcción. Los esfuerzos combinados del momento y el empuje axial debidos a la carga muerta (sin amplificar) más la carga viva (sin amplificar) debida al equipo de construcción especificado no deben exceder la capacidad de momento plástico factorado en ninguna etapa de la construcción. La verificación de los esfuerzos combinados se hace mediante la siguiente desigualdad:

$$\left(\frac{P}{P_{pf}} \right)^2 + \left| \frac{M}{M_{pf}} \right| \leq 1.0$$

Donde:

- P = Empuje no amplificado = $T_D + T_C$, en kN/m.

T_D es el empuje por carga muerta, obtenido en la parte 2. T_C es el empuje debido a la carga viva que representan las maquinarias durante

la construcción del puente enterrado. El código establece que, durante la construcción, para coberturas H_C menores a la cobertura mínima (1.5m, del paso 1), P se asume como 0 kN/m.

- P_{Pf} = Resistencia factorada en compresión, en kN/m.

P_{Pf} se halla multiplicando el esfuerzo de fluencia del acero por el área de la corrugación, modificando todo por un factor de resistencia por formación de rotula plástica, $\Phi_{hc}=0.90$.

$$P_{Pf} = \Phi_{hc} A F_y = (0.90) (5.846 \text{ mm}^2/\text{mm}) (300 \text{ MPa}) = 1578.4 \text{ kN/m}$$

- M = Momento no amplificado = $M_1 + M_B + M_C$, en kN-m/m.

El momento considerado se compone del momento resultante del relleno hasta la altura de la corona (M_1), el momento debido a una altura H_C de relleno sobre la corona (M_B), y el momento debido a las cargas vivas durante la construcción (M_C). Estos momentos se calculan mediante:

$$M_1 = k_{M1} R_B \gamma D_h^3$$

$$M_B = -k_{M2} R_B \gamma D_h^2 H_C$$

$$M_C = k_{M3} R_L D_h L_C$$

Para esto se define N_f , el número de flexibilidad definido por la expresión líneas abajo, según el cual se define los valores de k_{M1} , k_{M2} , k_{M3} y R_L .

$$N_f = E_s(1000D_h)^3/EI = 12(1000 \cdot 13.16)^3/(200\ 000 \cdot 14333.9) = 9540$$

Para hallar M_1 hallamos k_{M1} y R_B :

$$k_{M1} = \begin{cases} 0.0046 - 0.0010 \log_{10}(N_f), & N_f \leq 5\ 000 \\ 0.0009 & , \quad N_f > 5\ 000 \end{cases}$$

$$\rightarrow k_{M1} = 0.0009$$

$$R_B = \begin{cases} 0.67 + 0.87[(D_V/2D_h) - 0.2], & (D_V/2D_h) \in [0.2; 0.35] \\ 0.80 + 1.33[(D_V/2D_h) - 0.35], & (D_V/2D_h) \in < 0.35; 0.5] \\ D_V/D_h, & (D_V/2D_h) > 0.5 \end{cases}$$

$$\rightarrow R_B = 0.67 + 0.87[(0.321) - 0.2] = 0.775$$

$$M_1 = k_{M1} R_B \gamma D_h^3 = (0.0009)(0.775)(22)(13.16)^3 = \underline{34.97 \text{ kN-m/m}}$$

Para hallar M_B hallamos k_{M2} . Ya que M_B depende de la altura de relleno sobre la corona H_C , expresamos M_B en función de ésta:

$$k_{M2} = \begin{cases} 0.018 - 0.004 \log_{10}(N_f), & N_f \leq 5\,000 \\ 0.0032 & , \quad N_f > 5\,000 \end{cases}$$

$$\rightarrow k_{M2} = 0.0032$$

$$\begin{aligned} M_B &= -k_{M2} R_B \gamma D_h^2 H_C = (-0.0032)(0.775)(22)(13.16)^2(H_C) \\ &= \underline{-9.449 H_C \text{ kN-m/m}} \end{aligned}$$

Para hallar M_C hallamos k_{M3} , R_L y la línea de carga equivalente durante la construcción, L_C :

$$k_{M3} = \begin{cases} 0.120 - 0.018 \log_{10}(N_f), & N_f \leq 100\,000 \\ 0.030 & , \quad N_f > 100\,000 \end{cases}$$

$$\rightarrow k_{M3} = 0.0484$$

$$R_L = [0.265 - 0.053 \text{ Log}_{10}(N_F)] / (H_C/D_h)^{0.75} \leq 1.0$$

$$\rightarrow R_L = [0.265 - 0.053 \text{ Log}_{10}(9540)] / (H_C/D_h)^{0.75}$$

$$= \frac{0.05408}{(H_C/13.16)^{0.75}}$$

$$L_C = A_C / k_4 = 23.30 / k_4$$

$$M_C = k_{M3} R_L D_h L_C = (0.0484)(R_L)(13.16)(23.30 / k_4)$$

$$= 0.80259 / [k_4 \left(\frac{H_C}{13.16} \right)^{0.75}]$$

A_C representa la carga máxima por eje del equipo de construcción a ser usado sobre la estructura, en kN. En el anexo 9 se muestra el peso total para los dos equipos de construcción considerados,. Sin embargo, se considerado como un solo eje pues la distancia entre ejes es pequeña (menor a 1 m). Por otro lado, k_4 es un factor de modificación para la

carga A_C , y se obtiene de la tabla 8.3, propuesta por el mismo código CHBDC.

Tabla 8.3.- Valores de k_4 para calcular líneas de carga equivalentes (Fuente: CSPI, 2007).

Cobertura H_c [m]	k_4 [m]		
	2 llantas por eje	4 llantas por eje	8 llantas por eje
0.3	1.3	1.5	2.6
0.6	1.6	2.0	2.8
0.9	2.1	2.7	3.2
1.5	3.7	3.8	4.1
2.1	4.4	4.4	4.5
3.0	4.9	4.9	4.9

- M_{Pf} = Capacidad factorada de momento plástico, en kN-m/m.

$$M_{Pf} = \phi_{hc} M_P$$

El momento plástico M_P se halla multiplicando el esfuerzo de fluencia F_y por el módulo de sección plástico Z , obtenido de la tabla 5.3. El factor de resistencia por formación de rótula plástica ϕ_{hc} vale 0.90. Así:

$$M_{Pf} = (0.90) \left(300 \text{ MPa} \cdot 260.15 \frac{\text{mm}^3}{\text{mm}} \right) = 70.24 \text{ kNm/m}$$

Obtenidos los cuatro elementos de la desigualdad, se procede a verificarla para diferentes etapas de construcción (y por ende, diferentes valores de H_c). La hoja de cálculo de la tabla 8.4 presenta los resultados de los cálculos para diferentes valores de recubrimiento durante la construcción del puente enterrado. Cabe resaltar que para el recubrimiento de 2.1m se estimó el empuje durante construcción T_C como el 50% del empuje de carga muerta T_D , como una estimación conservadora.

Tabla 8.4.- Cálculo de variables que dependen de H_c y verificación que la desigualdad sea menor o igual a 1.

Hc	P	M					P/P _{Pf} + M/M _{Pf}
		M ₁	M _B	k ₄ **	M _c	M	
[m]	[kN/m]	[kN-m/m]	[kN-m/m]	[m]	[kN-m/m]	[kN-m/m]	
0.3	0	34.97	-2.83	1.3	10.52	42.66	0.607
0.6	0	34.97	-5.67	1.6	5.08	34.38	0.490
0.9	0	34.97	-8.50	2.1	2.86	29.32	0.417
1.5	0	34.97	-14.17	3.7	1.11	21.90	0.312
2.1	732.15	34.97	-19.84	4.4	0.72	15.85	0.690

** De la Tabla 8.3.

(P/P_{Pf} + M/M_{Pf}) es menor o igual a 1 para todas las coberturas durante el proceso constructivo. **OK**

9.- Verificación de resistencia de la estructura terminada.

La verificación de resistencia para estructura terminada también exige que los efectos combinados del momento flector y el empuje axial en estado límite no excedan la capacidad de momento plástico de la sección terminada. Esto se expresa mediante la siguiente desigualdad:

$$\left(\frac{T_f}{P_{Pf}}\right)^2 + \left|\frac{M_f}{M_{Pf}}\right| \leq 1.0$$

Donde:

- T_f = Empuje total, considerando las cargas muertas y vivas amplificadas, en kN/m. Calculado en el paso 5.

$$T_f = 771.43 \text{ kN/m}$$

- P_{Pf} = Resistencia factorada de la sección, en kN/m.

$$P_{Pf} = \phi_h A F_y = (0.85)(5.846 \text{ mm}^2/\text{mm})(300 \text{ MPa}) = 1490.73 \text{ kN/m}$$

- M_f = Máximo momento debido a cargas factoradas, en kN-m/m.

$$M_f = |\alpha_D M_1 + \alpha_D M_D| + \alpha_L M_L (1 + DLA)$$

Donde α_D y α_L son los factores de amplificación para carga muerta y viva, y valen 1.25 y 1.70 respectivamente.

M₁ es el mismo del paso 8:

$$M_1 = k_{M1} R_B \gamma D_h^3 = \underline{34.97 \text{ kN-m/m}}$$

M_D se halla según:

$$M_D = -k_{M2} R_B \gamma D_h^2 H_e, \text{ siendo } H_e \text{ el menor entre } H \text{ y } D_h/2$$

$$M_D = -(0.0032)(0.775)(22)(13.16)^2(2.16) = \underline{-20.41 \text{ kN-m/m}}$$

M_L , similarmente, se halla con la expresión:

$M_L = k_{M3} R_U D_h A_L / k_4$, donde A_L es la carga (en kN) del eje más cargado del vehículo de diseño. R_U se calcula según:

$$R_U = \frac{[0.265 - 0.053 \log_{10}(N_F)]}{(H/D_h)^{0.75}}$$

$$= \frac{[0.265 - 0.053 \log_{10}(9540)]}{(2.16/13.16)^{0.75}} = 0.210$$

$$M_L = (0.0484)(0.210)(13.16)(124.55)/k_4 = 16.660 / k_4$$

El máximo valor para M_L se da para el mínimo valor de k_4 , es decir cuando la cobertura es pequeña. Así, para una cobertura de 0.3 m:

$$M_L = 16.660 / 1.3 = \underline{12.82 \text{ kN-m/m.}}$$

DLA, ya hallado en el paso 5, vale 0.1.

Así,

$$M_f = |(1.25)(34.97) + (1.25)(-20.41)| + (1.70)(12.82)(1 + 0.1)$$

$$M_f = \underline{42.17 \text{ kN-m/m}}$$

- M_{Pf} = Capacidad plástica factorada de momento, en kN/m.

La capacidad plástica factorada de momento se calcula igualmente que en el paso 8, solo que el factor ϕ vale 0.85.

$$M_{Pf} = \phi_h M_P = (\phi_h)(z F_y)$$

$$= (0.85)(260.15 \text{ mm}^3/\text{mm} \cdot 300 \text{ MPa}) = \underline{66.34 \text{ kN-m/m}}$$

Finalmente, reemplazando en la desigualdad:

$$\left(\frac{771.43}{1490.73}\right)^2 + \left|\frac{42.17}{66.34}\right|$$

$$= 0.517^2 + 0.636 = 0.904 \leq 1.0 \quad \mathbf{OK}$$

Por lo tanto, la sección cumple con la resistencia requerida.

10.- Verificación de resistencia en traslapes

El empuje factorado de la resistencia en los traslapes debe ser mayor o igual al que el esfuerzo de compresión en estado limite (T_f). Para esto, se debe cumplir la siguiente desigualdad:

$$\varphi_j S_s \geq T_f$$

Donde $\varphi_j = 0.70$ es el factor de resistencia para conexiones y S_s es la resistencia axial de las conexiones, obtenido de la tabla 8.5.

Tabla 8.5.- Resistencia axial para las conexiones según espesor de la plancha. (Tomado de: CSPI, 2007).

Espesor plancha	S_s	Diametro de perno
mm	kN/m	mm
3.53	905	19
4.27	1182	19
4.79	1357	19
5.54	1634	19
6.32	1926	19
7.11	2101	19

Reemplazando, se tiene:

$$\varphi_j S_s = 0.70 \cdot 1182 = 827.4 \geq T_f = 771.43 \quad \text{OK}$$

11.- Verificación de diferencia en espesores de planchas adyacentes.

Cada par de planchas que se unan no debe tener una diferencia de sus espesores mayor a 1 mm (si la plancha más delgada tiene 3.1 mm o menos de espesor) o 1.5 mm (si la plancha más delgada tiene un espesor de hasta 3.5 mm). Como en este caso las planchas son de igual espesor, el criterio no se evalúa.

12.- Verificación de radio de curvatura

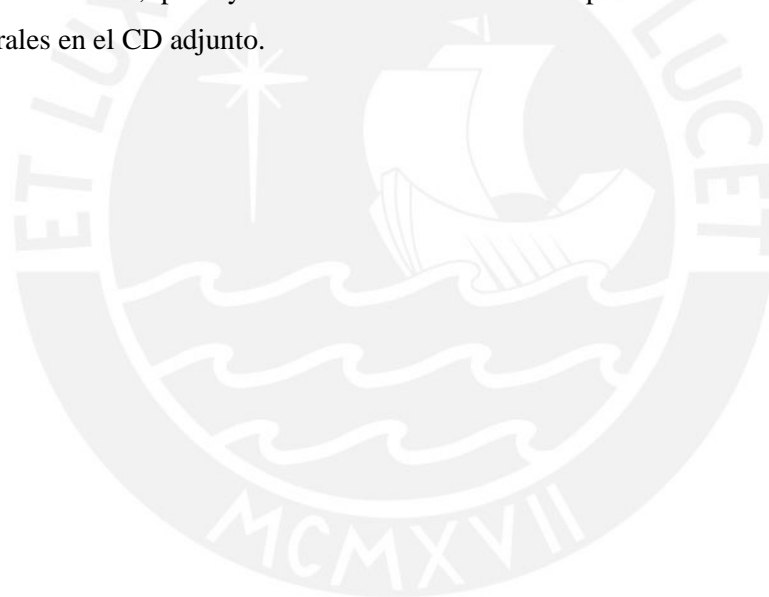
El radio de curvatura en cualquier parte del arco del puente debe ser mayor al 20% del radio de la corona, R_C .

$$R_{\min} = 20\% R_C = (0.2)(8.07) = 1.61 \text{ m}$$

Los radios de curvatura del arco elegido son 2.37 m (a los lados) y 8.07 m (en la corona), con lo que se cumple el requerimiento de radio de curvatura mínimo.

Una vez verificado el radio de curvatura, termina el diseño de la alternativa de puente. Cabe resaltar que se considera que el uso de algún software para el modelamiento de la interacción entre la estructura de acero y el suelo, que represente de manera adecuada las propiedades del suelo, corroboraría y complementaría el diseño hecho.

Inicialmente, se planeaba usar algún software de modelamiento por elementos finitos como *Plaxis 2D*, desarrollado para estudiar la estabilidad y la deformación de proyectos de ingeniería geotécnica (Wadi, 2012), además de poder modelar los esfuerzos en la estructura durante cualquier etapa de su construcción, por ejemplo, debido a la compactación por capas. Sin embargo, el alcance de la presente tesis, debido a restricciones en el tiempo disponible, se limita a recomendar el uso de este software como un siguiente y opcional paso para proyectos similares, proveyendo solo los detalles del puente diseñado mediante planos estructurales en el CD adjunto.



Capítulo 9

Conclusiones

Siendo el último tramo del camino trazado por la modesta tesis que usted está leyendo, este capítulo es probablemente el más importante de todos, pues representa un desafío de sintetizaciones, reflexiones y, espero, valiosas lecciones aprendidas. Mediante las siguientes viñetas se busca (McMahon, 2009) resumir lo que se hizo, reflexionar sobre lo que funcionó y lo que no, y lo que faltó. Aquellos vacíos que, por falta de tiempo —¿o inexperiencia?— no se llenó y cómo esta tesis ha podido contribuir a observar el diseño de puentes en el Perú desde una perspectiva ligeramente distinta.

- Gran parte de las consideraciones de diseño dependen finalmente del criterio del diseñador. Por ejemplo, la vida útil del puente se estimó inicialmente por la vida operacional del proyecto (15.3 años), pero se definió previendo una ampliación del proyecto (muy común en proyectos mineros).
- Realizar las estimaciones de costos y tiempos al mismo tiempo ayuda puesto que ver el proyecto desde dos perspectivas hace más fácil detectar algunos procesos, así como estimar mejor su duración y costo.
- La técnica de la metodología AHP para toma de decisiones multi-criterio es una herramienta sencilla y eficiente con gran aplicabilidad para proyectos de ingeniería civil que requieran comparar distintas alternativas. El presente estudio es una de las primeras aplicaciones de este método en el campo de la ingeniería civil en el Perú, y representa un punto de referencia para futuros proyectos con necesidad de toma de decisiones multi-criterio.
- La calidad de los resultados para la comparación de las alternativas usando la metodología del AHP depende en gran medida de la eficiencia para transformar información cuantitativa en puntajes cualitativos.
- El hecho que la carga máxima sobre la estructura debido a carga viva (14.40 kN/m^2 , dada por el camión teórico 154MT) haya sido 14% mayor que la carga debida al camión real de transporte (camión SA152) implica que existe un factor de seguridad indirecto adicional, pues en el caso real del puente solamente transitan los camiones SA152.
- El puente enterrado consideró desviar el río para trabajar sobre el lecho seco, pero hay proyectos donde se ha instalado exitosamente este tipo de estructuras sin haber tenido que desviar el río. Si se considerara (optimistamente) que no es necesario desviar el río, los

costos de construcción bajarían en 21% aproximadamente, eliminando las actividades de canalización del río, secado de cauce y re-direccionamiento del río. Asimismo, los tiempos de construcción disminuirían sustancialmente.

- A medida que la cobertura de relleno aumenta, el ratio entre los esfuerzos y las capacidades máximas del puente enterrado disminuyen, lo que refuerza la idea que el suelo es uno de los elementos estructurales del puente y contribuye efectivamente con su resistencia de manera proporcional a su recubrimiento.
- Independientemente de la forma de la estructura enterrada, a menor altura de cobertura, mayores serán los esfuerzos de compresión directos sobre la estructura. Esto se debe a que el suelo disipa las cargas aplicadas con una pendiente, por lo que el área será mayor cuanto mayor sea la altura de la cobertura.
- En el capítulo 5 no se consideró la protección contra incendios pues, obviando una pequeña caseta de seguridad, el puente se encuentra a varios cientos de metros de cualquier campamento o estructura alguna. Sin embargo, recientes altercados con la población —que llegó a incendiar cerros aledaños y a encender una hoguera sobre el puente *Bailey*— demostraron que siempre será deseable considerar un desempeño mínimo ante situaciones como estas. En todo caso, el puente que finalmente se escogió, al consistir en gran parte de los materiales inertes que son el desmonte de mina y el relleno ingenieril, hubiera sido también, coincidentemente, la mejor opción.
- No es necesario presentar líneas de influencia para puentes suelo-acero. En estas estructuras la capa de asfalto se apoya sobre los rellenos, por lo que, por ejemplo, una línea de influencia de fuerzas cortantes sería nula en todo el tramo. Consideramos que el equivalente más adecuado para evaluar los esfuerzos en esta estructura sería un modelamiento por software que considere el comportamiento del suelo (como *Plaxis 2D*) y su interacción con la sección de acero. La presente tesis no ha hecho dicho modelamiento, pero hubiera sido beneficioso para poder cotejar los resultados de los esfuerzos con los del diseño.
- El código canadiense CHBDC presenta su método de diseño de puentes enterrados de una manera mucho más explícita y clara que los demás métodos (AASHTO, AISI, etc.). Esto nos lleva a sospechar que otras normas de diseño canadiense podrían servir para complementar —y hasta reemplazar a— las normas AASHTO para diseños en el Perú.
- La elaboración de los planos finales del puente enterrado hizo evidente algunas restricciones que se había pasado por alto. Se hizo necesario realizar pequeños cambios en pendientes, volúmenes de enrocado, etc., con lo que los planos finales (en el CD adjunto) muestran algunas diferencias con la sección inicialmente propuesta.

Bibliografía

- AASHTO (2012). *AASHTO LRFD bridge design specifications, sixth edition*. Washington: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Aranis Garcia-Rossell, C. (2006). *Análisis y diseño de puentes de concreto armado. Método AASHTO - LRFD*. Lima: Fondo editorial del capítulo de estudiantes del ACI de la Universidad Nacional de Ingeniería.
- ASTM International (2013). *Standard A796/A796M-13a: Standard Practice for Structural Design of Corrugated Steel Pipe, Pipe-Arches, and Arches for Storm and Sanitary Sewers and Other Buried Applications*. Pennsylvania: ASTM International.
- Atlantic Civil Products. *Buried Corrugated Metal Structures*. Townsville: Atlantic Civil Products Pty. Ltd. <www.markham.com.pg/Culverts/Publications/ACP_Buried%20Corrugated%20Metal%20Structures.pdf>.
- Autoridad Nacional del Agua (2010). *Manual: Criterios de diseño de obras hidráulicas para formulación de proyectos hidráulicos multisectoriales y de afianzamiento hídrico*. Lima: Dirección de estudios de proyectos hidráulicos multisectoriales.
- Belmonte González, H. (2001). Capítulo tercero: solicitudes a considerar en los puentes. En *Puentes*. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería (UNI).
- Bobcat Company (2010). *Operation & Maintenance Manual S130 Skid-Steer Loader*. Kortrijk: Bobcat Company. <dumarent.be/pdf.php?pdf=man/USM_Bobcat+S130+-+EN.pdf>
- Boyd, K., & Utley, R. (2002). In-Pit crushing design and layout considerations. En A. Mular, D. Halbe, & D. Barratt, *Mineral processing plant design, plant, and control proceedings Vol. 1* (p. 610). Society for Mining, Metallurgy, and exploration, Inc. (SME).
- Bureau of bridge design (2000). *Bridge design manual*. New Hampshire: State of New Hampshire Department of transportation.
- CONTECH Engineered Solutions (2014). *Structural Plate Design Guide (4th ed.)*. West Chester, Ohio: CONTECH Engineered Solutions.
- Corrugated Steel Pipe Institute CSPI (2007). *Handbook of Steel Drainage and Highway Construction products (2nd Canadian Edition)*. Cambridge, Ontario: Corrugated Steel Pipe Institute & American Iron and Steel Institute.
- Cusco face.com (2014). Consultado el 07 de Mayo de 2014. <http://cuscoface.com/otros_destinos/canas_puente_qeswachaca.php>
- Desgagné, G., & Richard, G. (2005). *Manuel de conception hydraulique des ponts*. Quebec: Quebec.
- Design Criteria for Bridges and Other Structures* (2013). State of Queensland: Department of transport and main roads.
- Esmaeili, M., Ali Zakeri, J., Haji Abdulrazagh, P. (2013). *Minimum depth of soil cover above long-span soil-steel railway bridges*. International Journal of Advanced Structural

Engineering. <<http://paperity.org/p/33629123/minimum-depth-of-soil-cover-above-long-span-soil-steel-railway-bridges>>.

El Sarraf, R., Iles, D., Momtahan, A., Easey, D., & Hicks, S. (2013). *Steel-concrete composite bridge design guide*. NZ Transport Agency research report, pp. 525-252.

Finlay, S., Biro, P., Ahmed, H (2003). *Soil-steel Structures and the Canadian Highway Bridge Design Code*. Tomado de: <<http://conf.tac-atc.ca/english/resourcecentre/readingroom/conference/conf2003/pdfs/finlay.pdf>>.

Gallegos, H. (2012). *Los puentes colgantes en el viejo Perú*. Revista Puente, pp. 10-15.

Garrell, S. (2012). *How to estimate the cost of bridge construction*. American society of professional estimators (ASPE).

Gil Mora, J. (2011). *Bofedal: Humedal altoandino de importancia para el desarrollo de la región Cusco*. Cusco.

GL Ingenieros constructores S.A.C. (2013). *Informe de inspección y estudio de verificación estructural del puente modular Acrow*. GL Ingenieros constructores S.A.C.

Jóhannesson, J. H. (2010). Table of contents. *Design of a 170 m span bridge over the fjord Thorska fjordur in Iceland*. Lund: Lunds Universitet.

Knight Piésold Consulting (2012a). *Constancia Project. Site-wide water balance report*. pp. 14.

Knight Piésold Consulting (2012b). *Proyecto Constancia. Estudio de peligro sísmico*. pp. 62.

Knight Piésold Consulting (2011a). *Constancia detailed engineering climatological data analysis report*.

Knight Piésold Consulting (2011b). *Proyecto Constancia. Manejo de aguas superficiales*.

Knight Piésold Consulting (2011c). *Caminos y canales de derivación [mapa]*.

Knight Piésold Consulting (2010). *Proyecto Constancia. Estudio de Impacto Social y Ambiental. Resumen Ejecutivo*.

Lucio, F. D. (2012). *Reseña de la minería peruana*. Revista Puente, p. 16-23.

MacRae, S. (2009). *Inspection and Maintenance of Deep-Corrugated Soil-Steel Bridges*. AREMA 2009 Annual Conference and Exposition. Chicago: Atlantic Industries Limited. Consultado el 20 de Junio de 2015.

<https://www.arena.org/files/library/2009_Conference_Proceedings/Inspection_and_Maintenance_of_Deep-Corrugated_Soil-Steel_Bridges.pdf>

McCormac, J., & Csernak, S. (2013). *Diseño de estructuras de acero (5th ed.)*. México D.F.: AlfaOmega.

McMahon, P. (2009). *Hints and tips on (science and engineering) bachelor's and master's thesis writing*. Stanford University. Consultado el 23 de Junio de 2015. <<http://web.stanford.edu/~pmcmahon/ThesisWritingTips.pdf>>.

Merritt, F. S. (1983). *Manual del ingeniero civil*. México D.F.: Mc Graw Hill.

Miga.org (2007). *Report on Environment Impact Assessment, Hanoi-Hai Phong Expressway Project*.

<[http://www.miga.org/documents/HHE_Report_Environment_Impact_Assessment\(Nov2007\).pdf](http://www.miga.org/documents/HHE_Report_Environment_Impact_Assessment(Nov2007).pdf)>.

Ministerio de transportes y comunicaciones (2008). *Manual para el diseño de carreteras no pavimentadas de bajo volumen de tránsito*. Lima: Ministerio de transportes y comunicaciones (MTC). Consultado el 25 de Agosto de 2015 en: <spij.minjus.gob.pe/Graficos/Peru/2008/Abril/09/RM-303-2008-MTC-02_09-04-08.pdf>.

Ministerio de transportes y comunicaciones (2003). *Manual de diseño de puentes*. Lima: Ministerio de transportes y comunicaciones (MTC).

Nettleton, D. (1977). *Arch bridges*. Washington D.C.: US Department of transportation Federal highway administration.

Office of policy, planning and evaluation, United States Environmental Protection Agency (1997). *Quantifying the impacts of road construction on wetlands loss*. Bethesda, Maryland: Apogee.ontech

Ottazzi, G. (2013). *Apuntes del curso Concreto Armado I*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.

Pachas, A. G. (Junio de 2008). *Cemento*. Consultado el 07 de Mayo de 2014 en: <<http://alexalfredoguillenpachas.blogspot.com/>>

Pettersson, L. (2007). *Full scale tests and structural evaluation of soil steel flexible culverts with low height of cover* (Tesis doctoral). Estocolmo: Royal Institute of Technology (KTH), Division of structural design and bridges.

Rochford, D. (2009). Critical path analysis is one of the most important techniques for shortening projects and preventing cost overruns at the outset. En A. Norton & J. Hughes. *Enterprise Management*. Paper E2.

Ryall, M. J., Parke, G. A., Harding, J. E. (2000). *Manual of bridge engineering*. London: The Institution of Civil Engineers.

Secretaría de marina – Armada de México (2010). *Manual para elaborar y evaluar trabajos de investigación*.

Seminario, E. (2004). *Guía para el diseño de puentes con vigas y losas*. Capítulo 4. Piura: Universidad de Piura. Facultad de Ingeniería. Consultado el 18 de Agosto de 2015. <http://www.biblioteca.udep.edu.pe/BibVirUDEP/tesis/pdf/1_141_179_93_1308.pdf>

Shanaka, K., Lewangamage, C., Jayasinghe, M. (2011). *A study on structural stability of corrugated long span soil-steel bridges*. Electronic Journal of Structural Engineering. <<http://www.ejse.org/Archives/Fulltext/2011/20118.pdf>>

Short span steel bridge alliance (2012). <<http://www.espan140.com/Projects/EditStepOne>>

Sistema nacional de carreteras del Perú (2012). Mapa 08: Cusco. Lima: MTC.

Sprinkel, M., Brown, M., Thompson, P. *Preventative Maintenance for Concrete Bridge Decks*. Virginia Transportation Research Council. Consultado el 22 de Junio de 2015. <<http://www.virginiadot.org/business/resources/bu-mat-OPT7S-CBCPreventMaintConcDecks.pdf>>

Toskano, G. B. *El proceso de análisis jerárquico (AHP) como herramienta para la toma de decisiones para la toma de decisiones en la selección de proveedores*. Lima: UNMSM.

Transportation Association of Canada (2004). Introduction. En *Guide to Bridge Hydraulics* (2nd ed., p. 181). London: Thomas Telford.

U.S. Department of transportation Federal highway administration (2013). *Comprehensive design example for prestressed concrete (PSC) girder superstructure bridge - example bridge*. Consultado el 4 de Julio de 2014.
<<http://www.fhwa.dot.gov/bridge/lrfd/pscus02.cfm>>

U.S. Department of transportation Federal highway administration (2012). *Steel bridge design handbook: Selecting the right bridge type*. Pittsburgh: US Department of transportation, Federal highway administration.

Wadi, A. (2012). *Soil Steel composite bridges: A comparison between the Pettersson-Sundquist design method and the Klöppel & Glock design method including finite element modeling*. Estocolmo: KTH Architecture and the Built Environment.

World Business Council for Sustainable Development, Cement Sustainability Initiative. Consultado el 22 de Junio de 2015. <<http://www.wbcscement.org/index.php/about-cement/benefits-of-concrete>>.

Otras referencias

APA Citation style, Cornell University Library.
<<https://www.library.cornell.edu/research/citation/apa>>

<<http://www.citationmachine.net/apa/cite-a-website#>>

<<http://tesisyalgomias.blogspot.com/2010/02/pasos-para-realizar-el-planteamiento.html>>