

DISEÑO ESTRUCTURAL ALTERNATIVO PARA EL PUENTE TOCOPILLA

Carlos Armando Montellano Zuna¹

Resumen

Se presenta un diseño estructural alternativo para el puente “Tocopilla”, destinado a atravesar el río 24 y comunicar las poblaciones de Tocopilla y Villa 14, en la provincia Chapare de Cochabamba. Zona conocida por presentar problemas como la socavación de pilas, erosión de estribos, asentamiento de pilas y subestimación del nivel máximo de aguas.

La alternativa propuesta (puente atirantado de suspensión central y tablero flexible) propone demostrar su competitividad ante la alternativa actual (tres tramos post-tesados) que se encuentra en etapa de construcción. Los datos hidrológicos, topográficos, geológicos y geotécnicos proporcionados por la ABC son empleados en el desarrollo del trabajo, dejando inalterada la luz total de 236m y los 2 carriles de 3.65m de ancho cada uno. La determinación de parámetros de cálculo, fuerzas, restricciones de diseño y cálculo se realizaron con la norma AASHTO LRFD 2007.

El proceso constructivo propuesto es un sistema de construcción por volados sucesivos usando un encofrado trepador para el pilón central y atirantando las dovelas de 6m de largo a los 10 días de haberse vaciado. Los cables para la estructura permiten regular la tensión de los mismos en cualquier momento de la vida útil de la estructura, y reemplazarlos por torón de ser necesario. La fundación propuesta requiere la construcción de una isla artificial que permita hincar cómodamente 14 pilotes de 1.20m de diámetro.

El resultado es una estructura cuyo costo de construcción es 1,143,683.90Bs menor y un tiempo de ejecución 30 días menor.

Palabras-clave: Tocopilla; Atirantado; Flexible; AASHTO 2007.

¹Licenciado en Ingeniería Civil – Universidad Privada Boliviana, camontellano@hotmail.com

1 INTRODUCCIÓN

Las poblaciones de Tocopilla y Villa 14 para poder llevar a cabo sus transacciones comerciales deben atravesar el río Veinticuatro. Este río se caracteriza por transportar caudales grandes ($2034\text{m}^3/\text{s}$ para un periodo de retorno de 25 años) y el único servicio disponible para el cruce de camiones y personas son pontones y lanchas respectivamente, servicio que deja de funcionar en época de lluvias cuando el río sufre crecidas de caudal. Es de esperarse que la construcción también sea afectada si ocasionalmente ocurren precipitaciones considerables (mayores a $2675\text{m}^3/\text{s}$ correspondientes a 75 años de periodo de retorno, tiempo para el cual se diseñan los puentes), eventos como los que han estado ocurriendo en los últimos cinco años y han superado las máximas registradas y ocasionado la pérdida de varias estructuras.

Por esta razón en el presente trabajo se plantea un puente atirantado como alternativa para cumplir con el propósito para el cual servirá el puente, proporcionando mejores condiciones de seguridad ante erosiones y avenidas mayores a las previstas que afecten de manera peligrosa a la integridad de la estructura. Es necesario resaltar que precisamente este tipo de solución es la empleada en lugares donde se debe evitar la socavación o cuando el suelo debajo del río no es apropiado para la construcción de varias pilas intermedias o donde el desnivel entre el terreno y el lecho es muy grande y cuando constructivamente se quiere evitar el ingreso al río para ejecutar la obra.

Debido a que en nuestro país no se cuenta con normativas relacionadas al diseño de puentes es necesario adoptar una norma que permita realizar un diseño económico, seguro y que además esté lo suficientemente documentada para su correcta aplicación. La norma AASHTO LRFD 2007 brinda notables ventajas respecto a otras normas relacionadas con el diseño de puentes debido a que sus postulados equilibran adecuadamente la seguridad de cálculo con la economía de la estructura. Es así que tomando en cuenta las razones expuestas el proyecto se desarrolla empleando los criterios de la norma AASHTO LRFD 2007.

2 METODOLOGÍA

Para el desarrollo del proyecto fue necesario seguir una determinada cantidad de pasos correlativos que permitieron obtener resultados adecuados, estas distintas etapas del trabajo fueron:

1. Identificar los datos requeridos para el diseño del puente en los estudios hidrológicos, geológicos, geotécnicos, demográficos y de tránsito proporcionados por la ABC. En esta etapa del proyecto no fueron necesarias ningún tipo de verificaciones adicionales más que la coherencia y fuente de datos, que al ser encontrados veraces y de utilidad fueron empleados en su totalidad en el diseño de la propuesta.
2. Realizar un pre-diseño de la estructura empleando, el número de cables y el diámetro de los mismos ayudados de la ecuación de los 3 momentos. Esto quiere decir que después de determinadas las relaciones de altura de la pila central a altura del tablero se procedió a realizar una estimación de las cargas que cada cable debería resistir. Fue

en esta etapa que se empleó la ecuación de los tres momentos, aproximando la estructura en su totalidad a una viga continua con 32 tramos, en los cuales la reacción vertical del apoyo es la que debería ser absorbida por el cable.

3. Crear un modelo de la estructura en el software SAP2000y optimizar el comportamiento de la estructura para obtener los esfuerzos de diseño. En esta etapa se tuvo especial cuidado con la introducción de cargas y propiedades de los elementos, además de la forma en la que los distintos elementos se unen unos con otros.
4. Diseñar los distintos elementos bajo las recomendaciones de la norma AASHTO2007 ayudados de planillas de cálculo.
5. Elaborar la propuesta técnica y de costos para la solución propuesta. Es decir, elaborar planos constructivos, cronogramas de avance, análisis de precios unitarios y pliegos de especificaciones. Todo esto en base a los materiales y precios disponibles en el momento en que se elaboró la propuesta en construcción para que la comparación pueda medirse en los mismos estándares.
6. Comparar la alternativa propuesta frente a la alternativa actual y discutir los resultados para obtener conclusiones y recomendaciones.

2.1 Figuras y Tablas

La estructura elegida para el puente puede describirse como un puente atirantado con pilón central, de tablero flexible y suspensión lateral. Los elementos estos se detallan a continuación:

Sistema de Suspensión: el puente utilizará un sistema de suspensión lateral, en el cual los cables de atirantado serán los únicos encargados de transmitir todas las cargas correspondientes a las pilas. La distancia entre puntos de anclaje será de 6m lo cual permitirá utilizar un tablero delgado y liviano.

Pilón Central: Su función estructural es la de transmitir las cargas al suelo y proveer soporte a los cables y tablero. Esto se logra a través de una sección cajón de inercia variable a lo largo de todo su eje, que se convertirá en llena al llegar a la cabeza del mismo. La geometría y la configuración del pilón central se puede observar en la Figura 1.

Tablero: Debido a la longitud del puente el tablero debe proporcionar la flexibilidad suficiente para transmitir las cargas y trabajar de manera adecuada, esto es limitando las deformaciones y el comportamiento no lineal a un mínimo. Es por esta razón que el tablero escogido tiene un momento de Inercia bajo, su sección puede observarse en la Figura 2.

Cables: Como la conformación de los cables obedece a una distribución semi-harpa la cantidad de torones requeridos para cada uno de los cables es distinta, es así que podrían llegar a definirse tantos diámetros distintos como dovelas tiene el puente, sin embargo esto no se da en la realidad. Los cables son continuos y atraviesan a los pilones a distintas alturas, esto evita que se transmitan momentos al pilón. Un extremo del cable está anclado rígidamente a una de las dovelas mientras que el otro está anclado a la dovela hermana mediante un

anclaje especial, este anclaje permite modificar la tensión (eliminar o reemplazar) cada uno de los torones individualmente aún cuando el puente esté en servicio y sin tener que cortar el tráfico. Una vista de este tipo de anclajes se encuentra en la Figura 3.

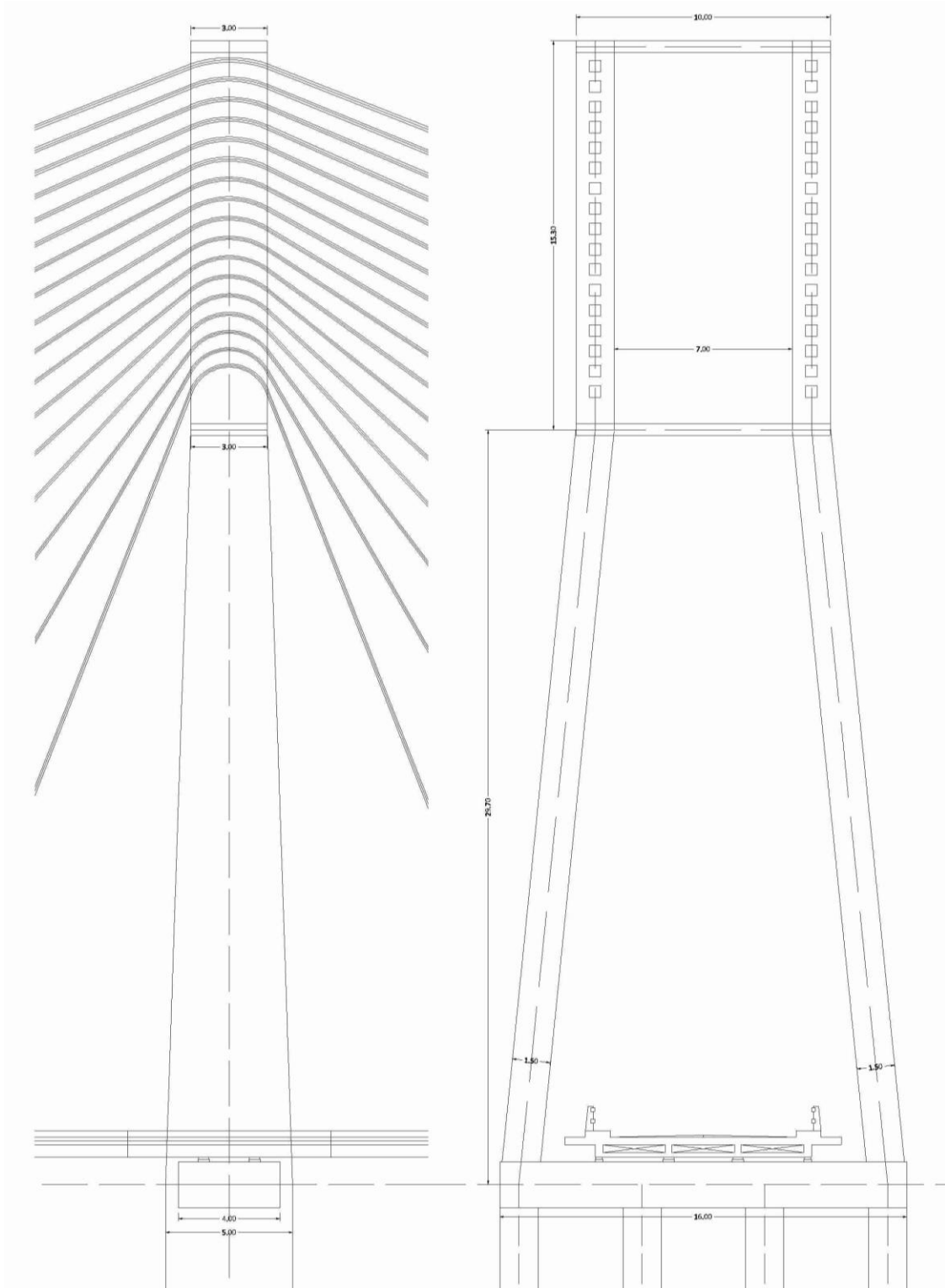


Figura 1 – Vista lateral y frontal de la Pila Central (Montellano,2010).

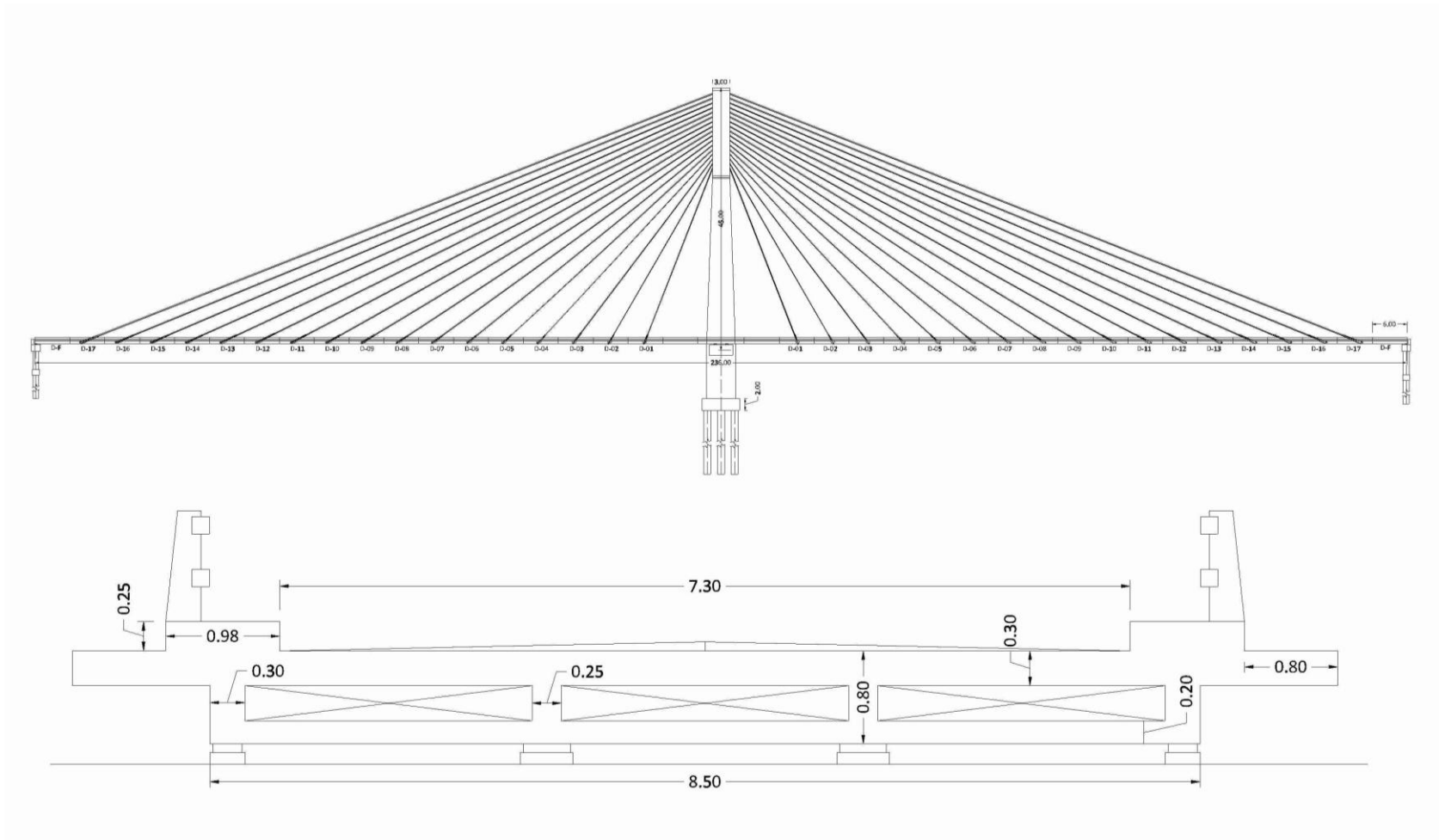


Figura 2 – Sección Transversal y vista lateral del puente (Montellano, 2010).

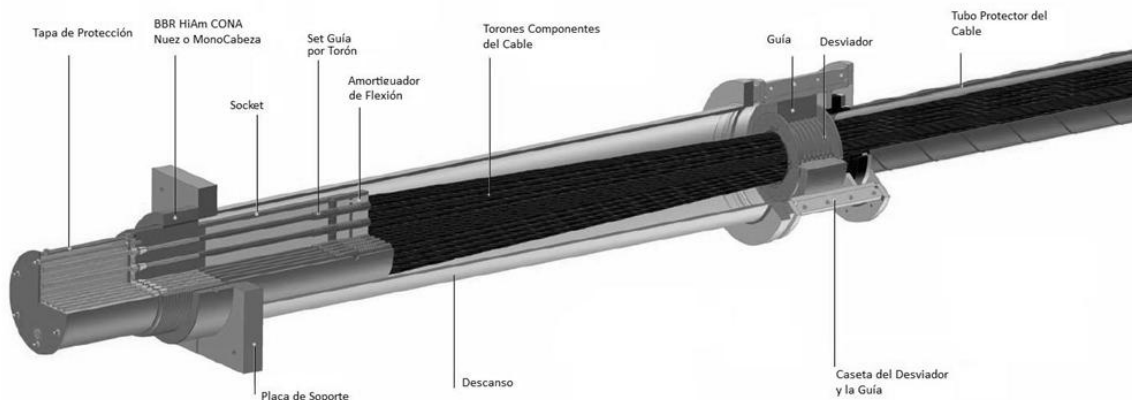


Figura 3 – Anclaje BBR para tirantes de puentes (Montellano, 2010).

Los cables que se emplearán en la estructura corresponden a cables conformados por torones paralelos, donde cada torón tiene una tensión de rotura última de 279kN. Sin embargo, tanto la norma AASHTO como los fabricantes recomiendan que los cables sean tesados a un 45% de su tensión de rotura lo que conlleva a que cada torón pueda aportar una fuerza de 125.55kN. Debemos recalcar que estas tensiones corresponden al torón de $\varnothing=15.7\text{mm}$ de la BBR.

Debido a que un puente atirantado puede simularse, en una etapa de pre-diseño, como una viga continua con múltiples apoyos simples. La reacción de cada uno de los apoyos nos dará una muy buena noción de la componente vertical de la tensión de cada cable, este cálculo se puede realizar empleando el método de los 3 momentos.

Además de tener en consideración el efecto de cargas estáticas en esta primera aproximación es importante que se analice la influencia que tienen las cargas móviles sobre la viga, para poder determinar de una manera precisa los puntos donde un vehículo producirá momentos máximos y los puntos donde generará la reacción máxima en cada apoyo. Una herramienta particularmente útil para este propósito es la construcción de las líneas de influencia.

Como un análisis de líneas de influencia no es más que un proceso iterativo de resolver el mismo caso estático pero con distintas posiciones de la carga, el proceso empleado para determinar el número de torones por cada cable es un proceso por el cual empleando el método de los 3 momentos se calculan las líneas de influencia y posteriormente se convierten estas en los esfuerzos de diseño.

El resultado de este proceso puede verse en la Tabla 1 donde se muestran la fuerza de tesado que se le debe dar a cada cable y el valor que tendrá después de las pérdidas a largo plazo.

Tabla 1 – Tensiones y Número de Torones por Cable (Montellano, 2010)

| | y | x | z | L Cable | R. Apoyo | T en X | T tot | M | N° Torones | | L Tot Tor | Real | Tesado | Tensión c/perd |
|----|----------|----------|----------|----------------|-----------------|---------------|--------------|----------|-------------------|--------|------------------|-------------|---------------|---------------------------|
| | [m] | [m] | [m] | [m] | [kN] | [kN] | [kN] | [Kn-M] | | Ø [cm] | [m] | | [kN] | |
| 1 | | 0 | | | 817.39 | | | | | | | | | |
| 2 | 30.4 | 13 | 0.78 | 33.072 | 1798.42 | 769.06 | 1956.50 | 23379.40 | 16 | 6.28 | 628.371 | 19 | 2385.45 | 2356.02 |
| 3 | 31.2 | 19 | 0.78 | 36.538 | 1180.87 | 719.12 | 1382.92 | 22436.50 | 12 | 5.44 | 474.998 | 13 | 1632.15 | 1612.02 |
| 4 | 32 | 25 | 0.78 | 40.615 | 499.24 | 390.03 | 633.65 | 12481.00 | 6 | 3.85 | 528.000 | 13 | 1632.15 | 1612.02 |
| 5 | 32.8 | 31 | 0.78 | 45.138 | 499.23 | 471.83 | 687.02 | 15476.11 | 6 | 3.85 | 857.624 | 19 | 2385.45 | 2356.02 |
| 6 | 33.6 | 37 | 0.78 | 49.986 | 499.23 | 549.75 | 742.69 | 18471.46 | 6 | 3.85 | 949.728 | 19 | 2385.45 | 2356.02 |
| 7 | 34.4 | 43 | 0.78 | 55.072 | 499.23 | 624.04 | 799.24 | 21466.83 | 7 | 4.15 | 1046.375 | 19 | 2385.45 | 2356.02 |
| 8 | 35.2 | 49 | 0.78 | 60.338 | 499.23 | 694.95 | 855.75 | 24462.20 | 7 | 4.15 | 1146.418 | 19 | 2385.45 | 2356.02 |
| 9 | 36 | 55 | 0.78 | 65.739 | 499.23 | 762.71 | 911.63 | 27457.57 | 8 | 4.44 | 1249.040 | 19 | 2385.45 | 2356.02 |
| 10 | 36.8 | 61 | 0.78 | 71.245 | 499.23 | 827.53 | 966.51 | 30452.94 | 8 | 4.44 | 1567.390 | 22 | 2762.10 | 2728.03 |
| 11 | 37.6 | 67 | 0.78 | 76.833 | 499.23 | 889.58 | 1020.14 | 33448.32 | 9 | 4.71 | 1690.334 | 22 | 2762.10 | 2728.03 |
| 12 | 38.4 | 73 | 0.78 | 82.487 | 499.23 | 949.05 | 1072.40 | 36443.69 | 9 | 4.71 | 1814.722 | 22 | 2762.10 | 2728.03 |
| 13 | 39.2 | 79 | 0.78 | 88.194 | 499.23 | 1006.10 | 1123.19 | 39439.05 | 9 | 4.71 | 2381.248 | 27 | 3389.85 | 3348.03 |
| 14 | 40 | 85 | 0.78 | 93.945 | 499.23 | 1060.86 | 1172.49 | 42434.24 | 10 | 4.96 | 2536.507 | 27 | 3389.85 | 3348.03 |
| 15 | 40.8 | 91 | 0.78 | 99.731 | 499.20 | 1113.41 | 1220.23 | 45426.97 | 10 | 4.96 | 2692.734 | 27 | 3389.85 | 3348.03 |
| 16 | 41.6 | 97 | 0.78 | 105.547 | 498.80 | 1163.06 | 1265.54 | 48383.15 | 11 | 5.21 | 2849.769 | 27 | 3389.85 | 3348.03 |
| 17 | 42.4 | 103 | 0.78 | 111.388 | 492.56 | 1196.54 | 1293.98 | 50733.20 | 11 | 5.21 | 3007.486 | 27 | 3389.85 | 3348.03 |
| 18 | 43.2 | 109 | 0.78 | 117.251 | 531.77 | 1341.73 | 1443.30 | 57962.74 | 12 | 5.44 | 4338.295 | 37 | 4645.35 | 4588.05 |

2.1.1 Ecuaciones

Para el diseño de las secciones sometidas a flexión se emplearon las Ecuaciones 1, 1.a y 1.b. Estas ecuaciones determinan la cantidad de acero de refuerzo que deberá colocarse en cada sección que deba diseñarse bajo los efectos de la flexión simple (tablero y arriostres medio y superior del pilón central).

$$M_u \leq \phi M_n = M_r \quad (1)$$

$$c = \frac{A_{ps}f_{ps} + A_s f_s - A'_s f'_s}{0.85f'_c \beta_1 b} \quad (1.a)$$

$$M_n = A_{ps}f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_s \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s f'_s \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) \quad (1.b)$$

Donde:

A_{ps} = Área de acero de preesfuerzo (mm^2)

f_{ps} = Resistencia a tracción especificada del acero de preesfuerzo (Mpa)

f'_c = Resistencia característica del hormigón a los 28 días (Mpa)

A_s = Área de acero de refuerzo a tracción (Mpa)

A'_s = Área de acero de refuerzo a compresión (Mpa)

f_s = Tensión de fluencia en la armadura de tracción (Mpa)

f'_s = Tensión de fluencia en la armadura de compresión (Mpa)

b = Ancho de la sección a compresión (mm)

β_1 = Factor del bloque de esfuerzos igual a 0.85 para hormigones con resistencia a compresión de 28Mpa debiendo reducirse en 0.05 por cada 7Mpa en exceso a 28Mpa y no debe exceder de 0.65.

d_s = Distancia de la fibra de máxima compresión al centroide del acero de refuerzo a tracción (mm)

d'_s = Distancia de la fibra de máxima compresión al centroide del acero de refuerzo a compresión (mm)

Aquellos elementos que se encuentren sometidos principalmente a cargas axiales y sufran los efectos de una flexión esviada (todos los elementos de la pila central) deben diseñarse de acuerdo a las Ecuaciones 2, 2.a, 2.b.

$$\frac{1}{P_{rxy}} = \frac{1}{P_{rx}} + \frac{1}{P_{ry}} - \frac{1}{\phi P_0} \quad (2)$$

$$P_{rx} = \frac{M_{rx}}{e_y} \quad (2.a)$$

$$P_{ry} = \frac{M_{ry}}{e_x} \quad (2.b)$$

$$P_0 = 0,85f'_c (A_g - A_{st} - A_{ps}) + f_y A_{st} - A_{ps} (f_{pe} - E_p \epsilon_{cu}) \quad (2.c)$$

Además es necesario destacar que si bien, las ecuaciones anteriores nos dan una armadura requerida para resistir el esfuerzo más importante al que se ve sometido cada elemento es necesario realizar las verificaciones para esfuerzos cortantes y momentos torsores que pueden existir dentro de cada elemento.

3 DESENVOLVIMIENTO

El diseño de la estructura alternativa se desarrolló durante un período de 6 meses tiempo en el cual la elaboración del modelo y la optimización y diseño del mismo tuvieron una duración aproximada de 3 meses, la elaboración de la propuesta técnica tuvo una duración de 2 meses y la redacción final del texto el mes restante.

Para la elaboración del modelo se empleó la herramienta BrIM del programa SAP2000, el cual emplea placas para modelar los distintos elementos del tablero, el pilón central se modeló empleando elementos tipo barra y los cables empleando elementos tipo torón. Cada uno de estos elementos tiene particularidades que ayudan a modelar de la manera más real posible el comportamiento de la estructura.

Es importante notar que en una estructura como la propuesta existen algunos puntos sensibles con los que se debe tener cuidado. Ejemplos de estos son la inercia del tablero, el número de cables y la tensión en cada uno de estos, el peso propio de la estructura y la forma en la que se unen el tablero y el pilón central.

Una vez diseñada la estructura es necesario realizar las estimaciones de cantidades requeridas para la construcción de la obra y poder elaborar una propuesta seria de construcción, en la cual no solamente deben tomarse en cuenta la cantidad de los materiales requeridos, sino también el precio de la mano de obra y el valor de los equipos que se emplearán en la construcción.

4 RESULTADOS OBTENIDOS O ESPERADOS

Los resultados del análisis estructural y el diseño de las distintas secciones, se pueden observar en los planos constructivos, cronogramas de ejecución, volúmenes de la obra y el presupuesto general. Los cuales pueden revisarse a detalle en la tesis “Diseño Estructural Alternativo para el Puente Tocopilla” elaborada por el autor del presente artículo. Sin embargo para tener una noción de las cantidades se presenta la Tabla 2.

Bajo este contexto tenemos que el tiempo de ejecución de la alternativa propuesta es 30 días menor que el de la alternativa actual y con un costo 1 143 683.90Bs menor que la alternativa actual, situación que se debe a la reducción en volúmenes de hormigón en la superestructura y la menor cantidad de torones de pretensado que requieren los cables de atirantado.

Tabla 2 – Presupuesto alternativa Puente Tocopilla (Montellano, 2010)

| CONSTRUCCIÓN PUENTE TOCOPILLA | | | | |
|--|--|---------------|-------------------------------|--------------------------------|
| PRESUPUESTOS POR ITEMS Y GENERAL DE LA OBRA | | | | |
| Item | Descripción | Unidad | Cantidad | Precio Total Bolivianos |
| I | OBRAS PRELIMINARES | | | |
| 1 | Instalación de Faenas y Movilización | Glb | 1.00 | 188,350.50 |
| 2 | Replanteo | Glb | 1.00 | 10,463.78 |
| II | INFRAESTRUCTURA | | | |
| 3 | Prueba de Suelo para Vaciado de Pilotes en Sitio | m | 100.00 | 40,401.00 |
| 4 | Excavación con Agotamiento | m3 | 0.00 | 0.00 |
| 5 | Excavación Común para Estructuras (Relleno isla) | m3 | 670.00 | 26,398.00 |
| 6 | Pilotes Vaciados en Sitio D=1.2 metros | m | 350.00 | 2,518,789.00 |
| 7 | Hormigón Simple $f'c=21$ Mpa | m3 | 628.45 | 1,435,932.84 |
| 8 | Acero Estructural | Kg | 37,128.53 | 1,038,856.27 |
| 9 | Apoyo de Neopreno Compuesto | dm3 | 54.25 | 24,516.12 |
| 10 | Protección Sistema Tritón | m3 | 600.00 | 37,998.00 |
| III | SUPERESTRUCTURA | | | |
| 11 | Hormigón Simple $f'c=28$ Mpa | m3 | 1,247.97 | 4,297,908.84 |
| 12 | Hormigón Simple $f'c=21$ Mpa | m3 | 427.10 | 975,872.25 |
| 13 | Acero Estructural | Kg | 159,130.86 | 4,452,481.46 |
| 14 | Provisión y Colocación Torones BBR 15,7 | m | 67,981.54 | 2,482,006.03 |
| 15 | Barandado Tipo P-3 | m | 472.00 | 252,576.64 |
| 16 | Tubos de Drenaje PVC D=4" | m | 35.10 | 1,597.40 |
| 17 | Junta de Dilatación | m | 15.00 | 11,275.05 |
| IV | ACCESOS (CONFORMACIÓN DE TERRAPLEN) | | | |
| 18 | Acopio y Transporte Material para Terraplen DMT = 5km | m3 | 22,000.00 | 1,125,300.00 |
| 19 | Conformación de Terraplen | m3 | 20,000.00 | 532,200.00 |
| 20 | Acopio y Transporte Material Laterítico para Capa de Rodadura DMT = 15km Esponjamiento 20% | m3 | 768.00 | 36,779.52 |
| 21 | Conformación de Capa de Rodadura (Con Material Laterítico) | m3 | 640.00 | 13,945.60 |
| V | MITIGACIÓN AMBIENTAL | | | |
| 22 | Medidas de Mitigación Ambiental | Glb | 1.00 | 62,504.27 |
| VI | SUPERVISIÓN | | | |
| 23 | Supervisión | Glb | 1.00 | 290,163.53 |
| | | | | 290,163.53 |
| | | | PRECIO TOTAL (Numeral) | 19,856,316.10 |

5 CONCLUSIONES

La elección de un tablero flexible en lugar de un tablero rígido permitió que los momentos en el mismo disminuyan significativamente evitando el uso de cables de pretensado que atraviesen la sección.

Los cables en el modelo virtual se unen rígidamente al pilón central, esto permite analizar los efectos que una unión rígida pueda tener en la realidad. No obstante debido al poco espacio disponible en el pilón para realizar mantenimiento es conveniente que en la construcción los cables sean continuos y atraviesen el pilón formando un arco, esta modificación no tendrá influencia en el comportamiento de la estructura, es más ayudará a disminuir cualquier momento en el pilón.

Las tensiones en los torones fueron diseñadas de manera que puedan sostener sin ningún problema la longitud total del puente, es decir de que si por algún motivo los estribos llegaran a fallar, los daños en la estructura serían casi imperceptibles. Los estribos en la alternativa propuesta tienen como principal función restringir desplazamientos.

Gracias a la distribución de los pilotes cada uno de estos está trabajando al valor máximo que corresponde, por tanto, la fundación está siendo bien aprovechada. Debajo de cada uno de los brazos de la pila central se encuentra la mayor concentración de pilotes, mientras que en el tramo de la viga de apoyo el número de pilotes necesarios disminuye drásticamente. Si bien existe posibilidad de que exista socavación debajo del cabezal de los pilotes, esta situación no constituirá un problema serio puesto que al tratarse de una fundación profunda y que cada uno de los pilotes tenga una alta resistencia por punta minimiza los efectos de una posible socavación.

La fundación con pilotes permite además de los asentamientos diferenciales se minimicen, en el peor de los casos la estructura entera sufrirá un asentamiento, sin embargo, esto solo provocaría un asentamiento vertical y no induciría la aparición de esfuerzos.

6 REFERENCIAS

AASHTO. The AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Washington D.C., 2007

CHEN, W.F. (1999). **Bridge Engineering Handbook**. Boca Raton: CRC Press LLC. 110-220p.

MONTELLANO ZUNA, C.A. (2010). **Diseño Estructural Alternativo Para El Puente Tocopilla**. Tesis de Licenciatura– Universidad Privada Boliviana, BO.2010, 1-285 p.

WALTHER, R. (2003). **Cable Stayed Bridges**. London: Thomas Telford. 1-160p.