

Analysis of the reinforcement with jacketed concrete to protect the abutments to avoid scour

M. Polo Campos, Eng.¹, M.J. Valerio Arrieta, Eng.², y M.R. Silva Dávila, M.Sc.³
^{1,2} Peruvian University of Applied Sciences, Perú, u201500023@upc.edu.pe, u201525712@upc.edu.pe
³Peruvian University of Applied Sciences, Perú, pccimasi@upc.edu.com

Abstract— The general objective of the present investigation is to analyze the proposal of the reinforcement with jacketed concrete to protect the abutments of the bridges subjected to scour by the action of water during the occurrence of maximum floods in steep rivers, with invaded riverbeds and subject to recurring weather phenomena. This proposal was compared with the alternatives of maintaining the current protection, riprap, and concrete bag revetment. The analysis showed that the maximum scours depth is markedly different in the two abutments because the bridge is located on a curve. Considering the estimated scour in each abutment for a return period of 500 years, the height of the reinforcement was considered, resulting in a height of 5.50 m for the right abutment and 10.50 m for the left abutment. Technical analysis showed that the current protection is inadequate. concrete bag revetment does not meet the requirements either because the geotextile used in the bags does not resist the acting shear stress. Reinforced concrete jacketing and riprap lining meet the requirements, but liner costs up to 50% less than riprap lining. In addition, for construction reasons, the riprap alternative is ruled out since the riprap toe interferes with part of the area below the pillar closest to the abutment. In addition, it has been shown that the reinforcement with jacketed of concrete has the advantage of not occupying as much ground as the riprap.

Keywords—Scour, abutments, reinforcement, jacketed concrete

Digital Object Identifier: (only for full papers, inserted by LACCEI).

ISSN, ISBN: (to be inserted by LACCEI).

DO NOT REMOVE

Análisis del encamisado de concreto armado para reforzamiento de los estribos para evitar la socavación

M. Polo Campos, Ing.¹, M.J. Valerio Arrieta, Ing.², y M.R. Silva Dávila, M.Sc.³

^{1,2}Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Perú, u201500023@upc.edu.pe, u201525712@upc.edu.pe

³Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Perú, pccimasi@upc.edu.com

Resumen. El objetivo general de la presente investigación es analizar la propuesta de refuerzo encamisado de concreto armado para evitar la socavación en estribos de puentes sometidos a socavación por la acción del agua durante la ocurrencia de las máximas avenidas en ríos de fuerte pendiente, con cauce invadido y sujeto a fenómenos meteorológicos recurrentes. Se comparó esta propuesta con las alternativas de mantener la protección actual, revestimiento con enrocado y revestimiento con bolsacreto. Los análisis mostraron que la profundidad máxima de socavación es marcadamente diferente en los dos estribos debido a que el puente está localizado en una curva. Considerando la socavación estimada en cada estribo para un periodo de retorno de 500 años se consideró la altura del refuerzo, resultando una altura de 5.50 m para el estribo derecho y 10.50 m para el estribo izquierdo. Los análisis técnicos mostraron que la protección actual es inadecuada. El revestimiento de bolsacreto tampoco cubre los requerimientos porque el geotextil que se emplea en las bolsas no resiste al esfuerzo de corte actuante. El encamisado de concreto armado y el revestimiento de enrocado cumplen los requerimientos, pero el encamisado presenta un costo de hasta un 50% menor que el revestimiento con enrocado. Además, por motivos constructivos se descarta la alternativa de enrocado ya que la ña del enrocado interfiere con parte del área por debajo del pilar más cercano al estribo. Además, se ha demostrado que el encamisado tiene la ventaja de no ocupar tanto terreno como el enrocado.

Palabras clave: Socavación; estribos; refuerzo; encamisado de concreto armado

I. INTRODUCCIÓN

La zona de estudio corresponde a la parte baja del río Rímac, en el Perú, perteneciente a la vertiente del Océano Pacífico. Este tramo se caracteriza por tener fuerte pendiente y su régimen natural ha sido modificado por la invasión del cauce debido al proceso de urbanización. Esto aunado a la ocurrencia de máximas avenidas, que presentan valores extraordinariamente elevados en cortos periodos de tiempo, han ocasionado severos daños en muchos puentes.

Es un tema de importancia debido a que es una zona con la mayor población del país y los aspectos mencionados podrían generar pérdidas de vidas humanas, además de la interrupción en accesos importantes con las consiguientes pérdidas económicas.

La ocurrencia del caudal de máxima avenida, asociado a la máxima socavación, está relacionado con fenómenos climáticos que son recurrentes. Por ejemplo, en el 2017 en

Lima se evidenció el fenómeno de El Niño Costero, caracterizado por el calentamiento anómalo del mar focalizado en las costas, originando lluvias torrenciales que provocaron un incremento en el caudal del río Rímac causando inundaciones y aluviones que tuvieron como consecuencia la destrucción y/o afectación de los puentes. En el seminario organizado por el CIP, en 2017 [1] se concluyó que casi el 70% de puentes destruidos fueron a causa de un mal diseño y el resto por falta de mantenimiento.

Una causa importante del daño o destrucción de un puente existente es la socavación de estribos por lo que es necesario realizar una evaluación continua del estado del puente y en caso necesario plantear medidas para reforzar o reemplazar el puente. [2] menciona que dado que la socavación varía con el tiempo se requiere hacer mediciones de campo y en cada medición se debe comparar la socavación máxima con la permitida de los puentes. [3] sugiere realizar una inspección previa al análisis de los puentes para determinar si el puente se encuentra en condiciones de seguir trabajando o se encuentra en condiciones críticas. [4] propone una evaluación de los antecedentes históricos (regímenes morfológicos, hidrográficos, mantenimiento, entre otros) para determinar la vulnerabilidad de una estructura y no únicamente mediante fórmulas empíricas. [5] reporta sobre los esfuerzos existentes presentes en la investigación de socavación, en áreas tales como: el mecanismo macroscópico y microscópico, las tecnologías de monitoreo de la erosión, los métodos de predicción de socavación y las contramedidas de socavación. Estos aspectos comprenden todas las etapas: diseño, construcción y servicio de un puente.

Se han planteado diferentes técnicas para asegurar la estabilidad de los puentes. [6] expone la utilidad y beneficio de las labores de mantenimiento y conservación incluidas en el Sistema de Administración de Puentes de Colombia (SIPUCOL) e indica que los daños principales detectados fueron causados en general por insuficiencia estructural (falta de capacidad de carga), descomposición, corrosión, infiltración y socavación. Expresa además que para solucionar el problema se ha incrementado en los últimos años el mantenimiento y las obras de rehabilitación y señala las principales técnicas usadas.

El objetivo general de la presente investigación es analizar la factibilidad y ventajas comparativas del

encamisado de concreto armado para el reforzamiento de estribos frente a la socavación para asegurar la estabilidad de los puentes y evitar su colapso.

II. METODOLOGÍA

A. Zona de estudio

La materia de estudio de la presente investigación es la protección contra la socavación de los estribos del puente Morón el cual pertenece al distrito de Chaclacayo – Lima - Perú y está caracterizado por ser el único acceso hacia la urbanización Los Girasoles, ver Figura 1.



Fig. 1 Ubicación del Puente Morón, Perú.

El puente Morón consiste de un solo carril y tiene una antigüedad aproximada de 71 años. El análisis de la situación actual de los estribos ha mostrado que son susceptibles a fallar por socavación ante la ocurrencia de las avenidas de 200 y 500 años de periodo de retorno, de ahí la importancia de implementar una propuesta de protección de dichos estribos, para evitar futuros daños o colapso en presencia de avenidas máximas.

B. Metodología

En primer lugar, se analizó la información básica del puente Morón, realizando las siguientes actividades: revisión de estudios previos, entre ellos el expediente técnico, así como todos los antecedentes del puente. Además, se realizaron estudios de hidrología, geotecnia, topografía, hidráulica e hidráulica fluvial. Así se determinó las condiciones de diseño, la información básica para los cálculos y el estado del puente.

En segundo lugar, se evaluó el nivel de socavación teórico en los estribos del puente, empleando la metodología planteada en el HEC-18 que propone dos métodos: Hire y Froelich. Además, se realizó el reconocimiento de campo, para medir la socavación actual y hallar indicios de la socavación máxima histórica.

En tercer lugar, se analizó la estabilidad en condiciones actuales y se propuso y diseñó tres alternativas de reforzamiento frente a la socavación en los estribos:

revestimiento con enrocado, revestimiento con bolsacreto y el encamisado con concreto armado.

Se realizó la discusión de los resultados y la selección de la mejor alternativa de protección considerando criterios técnicos, económicos y ambientales. Esto permitió contrastar la hipótesis, enfatizando en aquellos aspectos importantes o novedosos del estudio. Para terminar, se enunció las conclusiones y recomendaciones.

III. RESULTADOS

A. Análisis de la información básica

Después de la revisión del expediente técnico, realizado en 1998 por el Ministerio de Transporte y Comunicaciones (MTC) [7], se realizó el reconocimiento del terreno y el levantamiento topográfico para obtener las curvas de nivel y las secciones transversales 120 m aguas arriba y 120 m aguas abajo del puente.

Luego, se realizó el estudio de suelos mediante la extracción de muestras de campo y la realización de ensayos de laboratorio necesarios para la descripción de las condiciones del suelo, características físicas y mecánicas que la conforman. El suelo está compuesto de grava mal graduada con arena (GP), no cohesivo, con peso específico del suelo 1.69 t/m^3 , distribución granulométrica D_{50} igual a 11.63 mm para el estribo izquierdo y 11.15 mm para el estribo derecho, además el ángulo de fricción es igual a 36.961° y 34.992° , para los estribos izquierdo y derecho, respectivamente.

Para el análisis hidrológico del río Rímac se usó la información hidrométrica de la estación Chosica que se considera representativa de los caudales del puente Morón, correspondientes a registros máximos diarios para el periodo 1921- 2018; esto es 98 años con información obtenidos del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI) [8]. Luego, se convirtieron los caudales máximos diarios a instantáneos mediante el Método de Fuller.

Considerando el riesgo de falla de 22% y una vida útil de 50 años se obtuvo un periodo de retorno de diseño de 200 años. Además, para el cálculo de socavación se trabajó con un caudal de 500 años de periodo de retorno, como recomienda el MTC (2011) [9].

Mediante el método estadístico de Gumbel recomendado en ANA (2010) [10] se halló el caudal máximo de diseño igual a $583 \text{ m}^3/\text{s}$ para un periodo de retorno de 200 años, con una vida útil de 50 años y con un riesgo de falla del 22%.

Se modeló el tramo en estudio con ayuda del programa HEC-RAS para determinar los niveles máximos y velocidades entre otras variables de interés.

Para un periodo de retorno de 500 años se obtuvo un caudal de diseño igual a $648 \text{ m}^3/\text{s}$. Para el modelamiento hidráulico en el HEC-RAS se exportó las curvas de nivel obtenidas en el levantamiento topográfico. Asimismo, se estableció las condiciones de borde del tramo en estudio del río Rímac; considerando adecuado utilizar la condición de tirante normal en la entrada y la salida. Se ingresó las pendientes de 1.68% para aguas arriba y 1.32% para aguas

abajo. Con esta información se realizó la corrida del HEC-RAS en régimen supercrítico, para obtener la simulación del tramo en estudio como se muestra en la Figura 2.

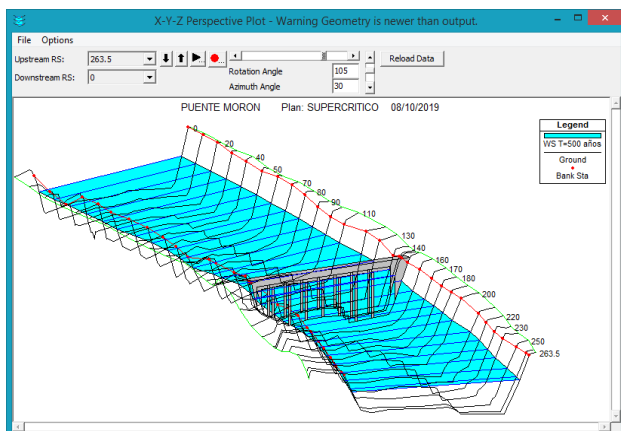


Fig. 2 Modelado hidráulico con el puente para un periodo de retorno de 500 años.

B. Cálculo de la socavación

La socavación total incluye la general, local y por curva. Para calcular el nivel de socavación general se empleó el método de Lischtvan – Levediev.

Para hallar la socavación local en los dos estribos el método adecuado es el de Froelich. Además, debido a que el tramo estudiado tiene un radio de curvatura de 1800 m, la socavación calculada por curva en el estribo izquierdo es de 2.22 m. Se señala que la socavación en curva es muy importante y que no está considerada en el Manual de Puentes del MTC [11]. En la Tabla I se presenta los resultados de la socavación total.

TABLA I
RESULTADOS DE SOCAVACIÓN TOTAL

Descripción	Estribo izquierdo (m)	Estribo derecho (m)
Socavación general	2.59	1.82
Socavación local en estribos (Método Froehlich)	5.70	3.62
Socavación en curvas	2.22	-
Total	10.51	5.44

En la medición de campo realizada en el mes de junio de 2019, correspondiente al periodo de transición entre avenidas y estiaje, se determinó que los estribos del puente Morón tienen una socavación de 1.20 m en el estribo izquierdo y 0.6 m en el estribo derecho.

C. Requerimientos de protección del estribo

Actualmente el puente Morón tiene bolones de rocas como protección con una altura menor a la requerida para proteger a los estribos contra la socavación. En el expediente técnico del reforzamiento del puente Morón realizado en 1998 [7], que fue el único registro de estudios del puente encontrado, no se evidencia que la profundidad pueda alcanzar los valores requeridos en el caso de la avenida de 200 o 500 años. Por ello, se realizó un análisis para determinar si la protección actual cumple con los parámetros necesarios para

servir como protección contra la socavación en el puente. Los cálculos mostraron que es insuficiente para la socavación total.

D. Requerimientos de protección del talud

Además del refuerzo requerido en los estribos, en el HEC-11 (1989) [12] recomiendan proteger el talud aguas arriba y aguas abajo. La estimación de las longitudes deberá ser igual a una vez el ancho del río para aguas arriba y 1.5 veces el ancho del río para aguas abajo en el caso de una curva. En la Figura 3 se muestra un esquema de las zonas a proteger y en la Tabla II se muestran las longitudes totales de cada zona que requiere protección.

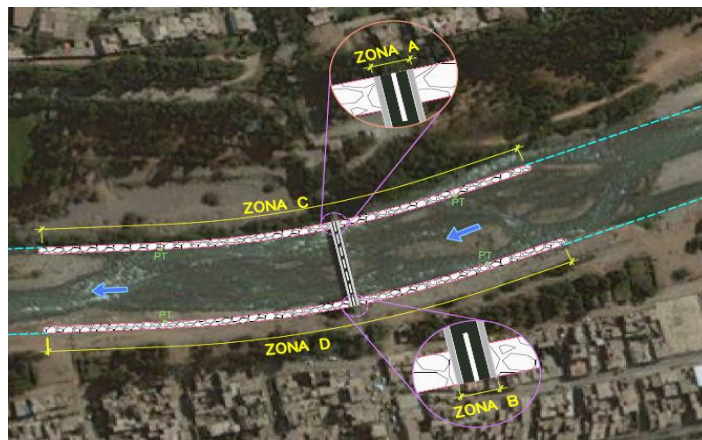


Fig. 3 Esquema de zonificación y longitudes a reforzar

TABLA II
LONGITUDES DE LA ZONA A PROTEGER

Zona	Descripción	Longitud (m)
A	Estribo derecho	7.70
B	Estribo izquierdo	7.70
C	Margen derecha de cauce	504.00
D	Margen de cauce izquierdo	546.00

Para la protección de los taludes se determinó que la alternativa de revestimiento con enrocado es la que más se acomoda a las condiciones hidráulicas del río, debido a que su granulometría soporta los esfuerzos de corte actuante generados por el río y porque existen canteras cercanas.

Se realizó el cálculo para determinar las dimensiones de la protección con enrocado siguiendo los criterios de [13]. Los resultados se muestran en la Tabla III, resaltando la diferencia de valores que existe entre ambas márgenes del río, siendo la altura del enrocado para la margen izquierda más profundo que el de la margen derecha debido a que se encuentra en una curva. Las variables indicadas en la Tabla III se explican en la Figura 4 que presenta el esquema de enrocado recomendado para la protección de los taludes en las riberas del río 476 m y 574 m aguas arriba y abajo del puente, respectivamente.

TABLA III
DIMENSIONES PARA EL REVESTIMIENTO CON ENROCADO

Zona	Profundidad de Socavación "Hs" (m)	Borde libre "Bl" (m)	Ancho de base "Ab" (m)	Altura total de protección "H" (m)	Espesor "Es" (m)
C	1.82	1.22	2.25	5.29	1.80
D	4.81	1.22	2.82	8.85	1.80

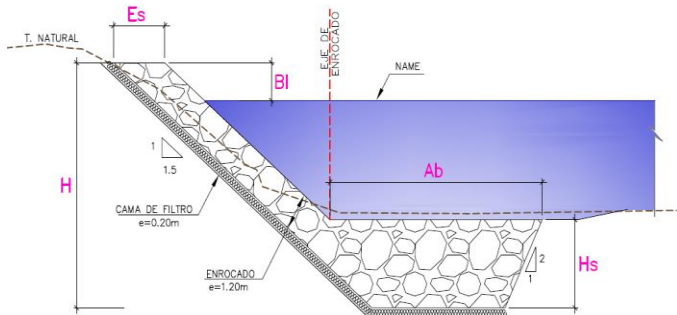


Fig. 4 Esquema de revestimiento con solera protectora.

E. Diseño del encamisado de concreto armado

El encamisado de pilas o estribos se hace usualmente hincando tablestacas alrededor de la estructura, cuyo suelo de fundación ha sido socavado o es susceptible de ser socavado, como es el caso de arenas y gravas. El espacio que queda entre la estructura y tablestaca se llena después con concreto. Las tablestacas se construyen de diferentes materiales, siendo las de acero y madera las más comunes. Guevara [14] explica que es preferible esta solución con tablestacas, cuando existe socavación a largo plazo o por contracción en el cauce, cuando con ella es posible obtener la capacidad de carga necesaria de las pilas y si la recuperación del cauce a su nivel original no es recomendable.

En esta investigación se consideró realizar encamisado de concreto armado. El encamisado propuesto de concreto armado tiene forma de U ya que debido a las estructuras existentes como el pavimento no se realizará la excavación al 100%, se considera que la erosión del flujo del río estará en contacto con la cara principal del encamisado, ver Figura 5, por ende, ésta debe ser protegida a diferencia de la cara posterior que no se encuentra en contacto con el flujo del río.

El encamisado será de concreto armado con las siguientes características:

- Concreto: $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- Acero de refuerzo: $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ ASTM 615

Adicionalmente se consideró usar un aditivo endurecedor para aumentar la resistencia a la abrasión y a la erosión del concreto, debido a que las aguas del río Rímac presentan transporte de sedimentos y estos pueden desgastar el recubrimiento del encamisado con el paso de los años.

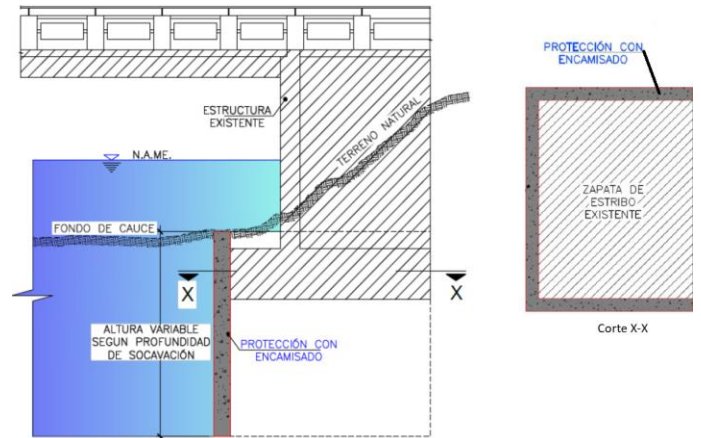


Fig. 5 Geometría del encamisado de protección

Además, para analizar la estabilidad en el tramo estudiado se empleó el criterio de fuerza tractiva. El cálculo del esfuerzo actuante se halló según lo propuesto por French (1985) [16], obteniendo un esfuerzo de corte actuante en el fondo de 49.91 kg/m^2 y en el talud de 37.93 kg/m^2 , estos valores fueron comparados con el esfuerzo permisible del encamisado según el tipo de concreto empleado.

Según el ACI (2008) [17] el valor del esfuerzo de corte permisible para una estructura con ($f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$) es de 88700 kg/m^2 , superando por mucho a los esfuerzos actuantes hallados para el canal y talud. Por lo cual, esta propuesta cumple con el criterio de no erosionabilidad.

Para la determinación de las fuerzas sobre las estructuras se utilizaron las cargas indicadas en la Norma Técnica de Edificación y el Manual de Puentes del MTC [11]. El resumen de las cargas actuantes se indica a continuación:

- Carga muerta (CM). Se consideraron las cargas debido al peso propio de la estructura existente considerando el peso específico del concreto armado (2.4 t/m^3) y la sobrecarga peatonal en veredas (0.36 t/m^2), resultando 38.662 t/m .
- Carga viva (CV). Se consideró la sobrecarga de vehículos (1.20 t/m^2) resultando 17.94 t/m .
- Sobrecarga (q) corresponde a la suma del total de la carga muerta y la carga viva, resultando 56.60 t/m .
- Cargas debido al terreno. La información para el empuje de tierras se obtuvo del estudio de suelos, como se muestra en la Tabla IV con el peso específico del suelo, la cohesión, y los ángulos de fricción interna y coeficientes de tierras activos de los estribos derecho e izquierdo.

Tabla IV
Información para el empuje de tierras

Descripción	Unidad	Estribo Izquierdo	Estribo Derecho
Peso específico del terreno	t/m^3	1.69	1.69
Angulo de fricción	$^\circ$	36.961	34.992
Cohesión	t/m^2	0	0
Coefficiente de tierras activo, Ka		0.27	0.249

En la Figura 6 se muestra el diagrama de presiones, que resulta de la superposición de la presión lateral del suelo y de la sobrecarga, donde K_a representa el coeficiente de tierras activo, γ el peso específico del suelo, H la altura de la protección y q la sobrecarga.

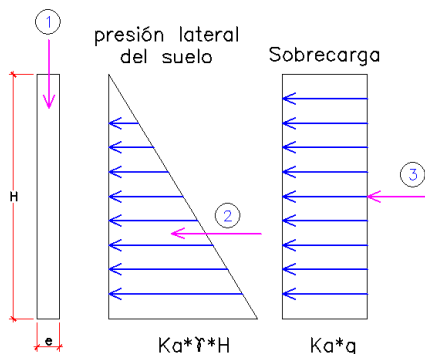


Fig. 6 Diagrama de presiones

Considerando la socavación estimada en cada estribo para un periodo de retorno de 500 años se consideró la altura del refuerzo, resultando una altura de 5.50 m para el estribo derecho y 10.50 m para el estribo izquierdo. Se consideró un espesor de 0.50 m en cada lado.

Teniendo en cuenta el diagrama de presiones se determinó las fuerzas actuantes en cada lado del encamisado. Luego de obtener las presiones, se empleó el programa SAP 2000 para modelar la estructura. procedió a ingresar al modelo como se puede observar en la Figura 7.

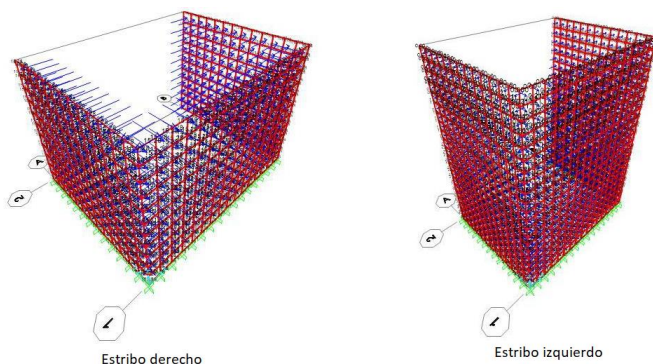


Fig. 7 Cargas sobre el modelo

Los resultados del modelo estructural se muestran en la Figura 8.

Teniendo en cuenta estos resultados se procedió a estimar la armadura requerida en el encamisado con el criterio de momento último de flexión. Se determinó un diseño de $\varnothing 1/2'' @ 0.25m$, para el estribo derecho y un diseño de $\varnothing 5/8'' @ 0.25m$, para el estribo izquierdo. Luego se chequeó por corte y se verificó que el refuerzo es adecuado.

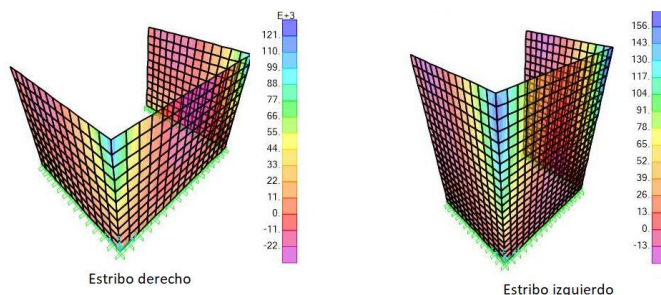


Fig. 8 Resultados del modelo estructural

F. Comparación de las alternativas

Se realizó la comparación técnica, económica y ambiental de las alternativas de reforzamiento para los estribos del puente Morón.

Un criterio importante para la factibilidad técnica es el de no erosionabilidad es decir si podrá soportar los esfuerzos cortantes en el fondo, talud y en curvas generados por el agua de lo contrario la alternativa de protección quedaría descartada. Los resultados obtenidos son los siguientes:

- La propuesta para mantener la protección actual, no cumple con el criterio de no erosionabilidad en los taludes y en curvas, por lo tanto, queda descartado y se recomienda continuar con la siguiente alternativa. Además, la protección actual no cumple los requerimientos de gradación granulométrica para proteger el talud de la erosión.
- La propuesta de revestimiento con bolsacreto fue descartada por razones técnicas, debido a que el geotextil que se emplea en las bolsas no resiste al esfuerzo de corte actuante, por lo tanto, se consideró viable no continuar con el diseño ya que no cumple con ninguno de los tres criterios de no erosionabilidad en el fondo, talud y en curvas.
- La alternativa de revestimiento con enrocado, cumple con los tres criterios de no erosionabilidad, siendo así la primera propuesta para proteger los estribos y las márgenes del canal.
- El encamisado de concreto armado, cumple con los tres criterios de no erosionabilidad, convirtiéndose en la segunda alternativa posible para la protección de estribos.

Habiendo quedado, con el criterio técnico, las alternativas de protección con enrocado y con encamisado se procedió a la evaluación con criterio económico. Para ello, se consideraron las partidas principales entre las que se tienen: trabajos preliminares, movimiento de tierras, obras de concreto armado del encamisado y sistema de revestimiento de enrocado. El encamisado presenta un costo de hasta un 50% menor que el revestimiento con enrocado.

El impacto ambiental que se genera durante los procesos constructivos de una obra es algo inevitable. Es por ello, que se debe implementar tecnologías y procedimientos adecuados durante su ejecución y puesta en marcha; la alternativa con menor impacto ambiental es el encamisado de concreto armado, ya que se recomienda el uso de encofrados no degradables (PVC o acero) y debido a que la ubicación del

puede en estudio se encuentra en una zona céntrica el proyecto tendrá acceso al concreto, rocas y todo tipo de material necesario.

Además, por motivos constructivos se descarta la alternativa de enrocado ya que la uña del enrocado interfiere con parte del área por debajo del pilar más cercano al estribo. Además, se ha demostrado que el encamisado tiene la ventaja de no ocupar tanto terreno como el enrocado.

IV. CONCLUSIONES

La búsqueda y análisis de estudios previos mostró que no existía la información suficiente de los diseños y estado actual del puente Morón. Por ello, fue necesario realizar las mediciones y análisis requeridos incluyendo el levantamiento topográfico, el estudio de suelos y la determinación del nivel de socavación actual.

Los análisis mostraron que el estado actual del puente tiene un riesgo de falla por socavación mayor al establecido por el Reglamento, por lo que se concluye que es necesario instalar medidas de protección a los estribos para impedir su daño y/o colapso futuro. Es importante señalar que la socavación en ambos estribos es notoriamente diferente debido a que está localizado en una curva, lo que produce mayor erosión en el estribo izquierdo.

Técnicamente se recomienda la protección con revestimiento de enrocado en el talud del río 476 m y 574 m aguas arriba y abajo del puente, respectivamente.

Se compararon tres alternativas de protección de los estribos, entre las que se incluyó la alternativa de mantener la protección actual. Los análisis mostraron que esta alternativa no es viable porque no cumple los criterios de no erosionabilidad ni por profundidad ni por distribución granulométrica y grano representativo.

La alternativa de protección con bolsacreto también quedó descartada por no cumplir el requerimiento de no erosionabilidad por la condición del geotextil.

Se concluyó que el reforzamiento en encamisado de concreto armado cumple con los criterios de diseño. Además de no ser erosionable, no interfiere con los demás elementos estructurales del puente, por ejemplo, los pilares. Sin embargo, se estima que al proteger los estribos colocando el revestimiento con enrocado la uña del enrocado quedaría por debajo del pilar más cercano al estribo.

V. RECOMENDACIONES

Es necesario realizar las inspecciones y evaluaciones requeridas de los puentes existentes, particularmente teniendo en cuenta la socavación, para proceder a los refuerzos y otras medidas requeridas para evitar su falla o colapso.

En todo puente que se encuentre localizado en curva por muy pequeña que sea se debe realizar una protección por socavación en curva. Esto también debe ser incluido en el Manual de Puentes del MTC.

REFERENCIAS

- [1] Colegio de Ingenieros del Perú. (Productor). (2017). Seminario: Defensas ribereñas y control de inundaciones. <https://www.ciptv.pe>
- [2] Govindasamy et al. (2013). Observation Method for Estimating Future Scour Depth at Existing Bridges. *Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering*. Doi: 10.1061/ (ASCE) GT.1943-5606.0000838
- [3] Banks, J. C., Camp, J. V., & Abkowitz, M. D. (2016). A screening method for bridge scour estimation and flood adaptation planning utilizing HAZUS-MH 2.1 and HEC-18. *Natural Hazards*, 83(3), 1731-1746. Doi: <http://dx.doi.org/10.1007/s11069-016-2390-1>
- [4] Lamb, R., Aspinall, W., Odbert, H., & Wagener, T. (2017). Vulnerability of bridges to scour: Insights from an international expert elicitation workshop. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 17(8), 1393-1409. doi: <http://dx.doi.org/10.5194/nhess-17-1393-2017>.
- [5] Wang, C., Yu, X., & Liang, F. (2017). A review of bridge scour: Mechanism, estimation, monitoring and countermeasures. *Natural Hazards*, 87(3), 1881-1906. doi: <http://dx.doi.org/10.1007/s11069-017-2842-2>
- [6] Muñoz, E., Hernández, R., Valbuena, E., Trujillo, L. y Santacruz, L. (2005). *Revista Ingeniería de Construcción* Vol. 20 No.1, www.ing.puc.cl/ric
- [7] Ministerio de Transporte y Comunicaciones, MTC (1998). "Expediente Técnico Reforzamiento Puente Morón". Perú.
- [8] Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI). (2019) Información hidrometeorológica. Perú.
- [9] Ministerio de Transporte y Comunicaciones, MTC (2011). Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje.
- [10] Autoridad Nacional del Agua (ANA) (2010) Estudio Hidrológico y Ubicación de la Red de Estaciones Hidrométricas en la Cuenca del Río Rímac. <http://www.ana.gob.pe/normatividad/estudio-hidrologico-cuenca-rio-rimac-0>
- [11] Ministerio de Transporte y Comunicaciones, MTC (2018). Manual de Puentes.
- [12] Brown, S. A. & Clyde, E. S. (1989). HEC-11 Design of Rip Rap Revetment. FHWA-IP-016, Federal Highway Administration. Washington D. C.
- [13] AASHTO (1999). Highway drainage guidelines. Washington D.C.
- [14] Guevara, M. (2016). Socavación en Puentes. Colombia: Lemoine editores.
- [15] French R. M., Mc. Graw Hill Co., (1985). Open Channel Hydraulics. México: McGraw-Hill/Interamericana de México
- [16] American Concrete Institute. ACI 318-S14 (2015). Requisitos de Reglamento para concreto Estructural. U.S.A.: Comité ACI 318