UNIVERSIDAD PERUANA DE CIENCIAS APLICADAS

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL

**Propuesta de encamisado para el reforzamiento de estribos con el fin de evitar
la socavación del puente Morón en Chaclacayo**

TESIS

Para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR(ES)

Polo Campos, Marjorie (0000-0003-4034-3035)

Valerio Arrieta, Maycol Jhordan (0000-0002-3367-2335)

ASESOR

Silva Dávila, Marisa Rosana (0000-0003-4910-5252)

Lima, 11 de diciembre de 2020

DEDICATORIA

*A nuestros padres por el apoyo incondicional
que nos han brindado, muchos de nuestros logros se los debemos a ustedes.*

AGRADECIMIENTOS

Nuestro más sincero agradecimiento a la Ing. Marisa Silva Dávila, por brindarnos su apoyo, tiempo, dedicación en cada asesoría brindada y así poder compartir sus conocimientos, con el fin de lograr un correcto trabajo de investigación.

Además, a las entidades que nos brindaron su apoyo con la información necesaria para la recolección de data para el análisis y estudio de la presente investigación.

RESUMEN

El objetivo general es analizar la propuesta de reforzamiento con encamisado en estribos de puentes sometidos a socavación por la acción del agua durante la ocurrencia de las máximas avenidas. Para ello, se estudió al puente Morón ubicado sobre el río Rímac para asegurar su estabilidad. Se identificó que la principal causa de falla de los puentes es hidráulica y está asociada a la socavación producida por las máximas avenidas que se presentan en el periodo de diciembre-abril y se intensifican notablemente con la ocurrencia del Fenómeno El Niño. Para ello, se propuso realizar un encamisado de los estribos, propuesta que se comparó con otras alternativas utilizando metodologías sugeridas por expertos, la evaluación de las condiciones existentes en el terreno para validar la investigación.

El nivel de investigación realizado es descriptivo, debido a que se caracterizará las obras de protección contra la socavación de estribos, comparando diversas alternativas con la propuesta de encamisado. Además, exploratorio, documental y se complementó con datos obtenidos de campo. Para luego calcular la socavación empleando la metodología propuesta por el HEC-18 con datos hidráulicos obtenidos en el modelamiento del tramo estudiado con el HEC-RAS.

Los resultados indicaron que el puente Morón presenta falla hidráulica a causa de la socavación en estribos. Además, se determinó que es necesario proteger el talud del río con revestimiento de enrocado 476 m aguas arriba y 574 m aguas abajo del puente, por ubicarse en una curva, concluyendo que por razones técnico-económicas el encamisado es la mejor alternativa de protección.

Palabras clave: socavación; puentes; estribos; reforzamiento; avenidas máximas.

The jacketing for the abutment reinforcement proposal to avoid the scour at Morón Bridge
in Chaclacayo

ABSTRACT

The main objective is to analyze the proposal of jacketed reinforcement in bridge abutments subjected to scour by flowing water during major flood stage. For that purpose, the Morón Bridge located over the Rímac River was studied to ensure its stability. It was identified that the main reason of bridge failure is hydraulic and this is associated to the scour caused by the major flood stage in the December–April period, and it is significantly intensified by the El Niño Phenomenon. To that end, we proposed to carry out an abutment jacketing, this proposal was compared to other alternatives applying methodologies suggested by experts and the evaluation of existing conditions in the land in order to validate this research.

The level of research is descriptive because it will characterize the protection works against undermining of bridge abutments, comparing various alternatives with the cladding proposal. In addition, exploratory, documentary and was supplemented with data obtained from the field. To then calculate the scour using the methodology suggested on HEC-18 with hydraulic data obtained in the modeling in the section studied in HEC-RAS.

The results indicated that the Morón bridge presents failure is hydraulic to the scour in abutments. In addition, it was determined that it is necessary to protect the river slope with a riprap of 476 meters upstream and 574 meters downstream from the bridge for this being located in a curve, concluding the proposal of jacketed reinforcement of reinforced concrete is the best option for technical-economic and environmental reasons.

Keywords: scour, bridges, abutments, reinforcement, major flood stage.

TABLA DE CONTENIDOS

RESUMEN	3
ABSTRACT	4
TABLA DE CONTENIDOS.....	5
ÍNDICE DE TABLAS	9
ÍNDICE DE FIGURAS	11
INTRODUCCIÓN.....	14
1. MARCO TEÓRICO.....	24
1.1 Análisis de estabilidad de puentes	24
1.2 Hidráulica fluvial.....	25
1.3 Hidrología de máximas avenidas.....	25
1.4 Socavación de puentes.....	27
1.5 Socavación general	27
1.6 Socavación local en estribos.....	31
1.6.1 Método de Froehlich.....	31
1.6.2 Método de HIRE.....	34
1.7 Socavación en curvas.....	35
1.8 Longitud del revestimiento	35
1.9 Estabilidad del canal por el criterio de fuerza tractiva	36
1.9.1 Esfuerzo cortante actuante.....	36
1.9.2 Esfuerzo de corte permisible en el talud.....	39
1.9.3 Esfuerzo de corte permisible en curva.....	39
1.10 Técnicas de reforzamiento de estribos.....	39
1.11 Revestimiento con enrocados	40
1.11.1 Diámetro de la roca.....	40
1.11.2 Distribución granulométrica	41
1.11.3 Esfuerzo de corte permisible en el canal	42
1.11.4 Cálculo del espesor del enrocado (Es).....	42
1.11.5 Cálculo de profundidad de la uña (P)	43

1.11.6	Cálculo del ancho de la base (Ab).....	43
1.11.7	Cálculo de la altura del enrocado (H).....	43
1.11.8	Diseño de filtro	44
1.12	Revestimiento con bolsacretos	44
1.13	Encamisado.....	48
1.14	Consideraciones de aplicación para el diseño de un puente.....	49
2.	METODOLOGÍA.....	50
2.1	Material.....	50
2.1.1	Población	50
2.1.2	Muestra	50
2.2	Método.....	52
2.2.1	Nivel de Investigación	52
2.2.2	Diseño de Investigación.....	52
2.2.3	Variables de estudio y operacionalización	53
2.2.4	Técnicas e instrumentos de recolección de datos	54
2.2.5	Técnicas de Procesamiento y Análisis de datos	54
3.	RESULTADOS	55
3.1	Análisis de información básica.....	55
3.1.1	Revisión del Expediente Técnico	55
3.1.2	Topografía	56
3.1.2.1.	Trabajos de campo.....	56
3.1.2.2.	Trabajos de gabinete.....	57
3.1.3	Suelos	58
3.1.4	Hidrología.....	65
3.1.5	Hidráulica	74
3.1.6	Hidráulica fluvial.....	86
3.2	Estudio de socavación en estribos	88
3.2.1	Socavación general	88
3.2.2	Socavación local en estribos.....	91
3.2.3	Socavación en curvas.....	97
3.2.4	Socavación total.....	98
3.2.5	Estado actual de socavación	98

3.3	Propuestas de reforzamiento en los estribos.....	100
3.3.1	Alternativas propuestas.....	100
3.3.2	Zonificación de la protección	100
3.3.3	Altura de la protección	102
3.3.4	Esfuerzo de corte actuante en el fondo	103
3.3.5	Esfuerzo de corte actuante en el talud	103
3.4	Alternativa de no realizar el reforzamiento	104
3.4.1	Espesor de protección actual	104
3.4.2	Diámetro de la roca.....	104
3.4.3	Altura de protección actual.....	106
3.4.4	Esfuerzo de corte permisible en el fondo	106
3.4.5	Esfuerzo de corte permisible en el talud.....	107
3.4.6	Esfuerzo de corte permisible en curva.....	107
3.5	Propuesta de revestimiento con enrocado	108
3.5.1	Diámetro de la roca.....	108
3.5.2	Distribución granulométrica	109
3.5.3	Cálculo del espesor mínimo del enrocado	110
3.5.4	Cálculo de profundidad de la uña	110
3.5.5	Cálculo del ancho de la base (A_b).....	111
3.5.6	Esfuerzo de corte permisible en el canal	111
3.5.7	Esfuerzo de corte permisible en el talud.....	112
3.5.8	Esfuerzo de corte permisible en curva.....	112
3.5.9	Diseño del Filtro	112
3.6	Propuesta de revestimiento con bolsacreto.....	115
3.6.1	Espesor del revestimiento	115
3.6.2	Selección del bolsacreto	116
3.6.3	Esfuerzo permisible o crítico	117
3.7	Propuesta de encamisado de concreto armado	117
3.7.1	Propiedades de los materiales.....	118
3.7.2	Esfuerzo cortante permisible de la estructura.....	119
3.7.3	Cargas sobre la estructura.....	119
3.7.4	Encamisado en estribo derecho	120
3.7.5	Encamisado estribo izquierdo.....	122

4. DISCUSIÓN DE RESULTADOS	126
4.1 Discusión	126
4.1.1 Criterio técnico	126
4.1.2 Criterio económico	128
4.1.3 Consideraciones ambientales.....	132
4.2 Contrastación	132
5. CONCLUSIONES	135
6. RECOMENDACIONES	137
REFERENCIAS	138
ANEXO 1: LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO	141
ANEXO 2: ENSAYOS DE MECÁNICA DE SUELOS	146
ANEXO 3: CAUDALES MÁXIMOS DIARIOS PARA CADA MES.....	178
ANEXO 4: ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS	184
ANEXO 5: PLANOS DE DISEÑO	191

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Principales indicadores de la población del distrito de Chaclacayo.....	17
Tabla 2. Valores S_n y Y_n en función de n	26
Tabla 3. Valores de X y Z	29
Tabla 4. Valores de ψ	30
Tabla 5. Coeficiente de frecuencia en función del periodo de retorno T	30
Tabla 6. Coeficiente de contracción, μ	31
Tabla 7. Coeficiente de forma para secciones de estribos K_1	33
Tabla 8. Factores en función de r/B	35
Tabla 9. Comparación de fuerzas tractivas máximas en función de la sinuosidad	39
Tabla 10. Condiciones para factor de seguridad (F_s)	41
Tabla 11. Gradación del enrocado	42
Tabla 12. Valores del coeficiente (ϕ) para diversos caudales.....	44
Tabla 13. Características de bolsacretos.....	45
Tabla 14. Valores de parámetros de estabilidad ϕ	46
Tabla 15. Valores del parámetro critico de Shields ψ	46
Tabla 16. Valores del parámetro d turbulencias K_T	47
Tabla 17. Valores de ángulo de fricción θ del material para diversos revestimientos.....	48
Tabla 18. Variables dependientes e independientes	53
Tabla 19. Resultados ensayo Análisis Granulométrico por tamizado	64
Tabla 20. Resultados ensayo de contenido de humedad, LL y LP	64
Tabla 21. Resultados ensayo gravedad específica de los sólidos	64
Tabla 22. Resultados ensayo de Corte Directo.....	64
Tabla 23. Clasificación de la unidad hidrográfica	65
Tabla 24. Relación de estaciones hidrométricas del río Rímac.....	67
Tabla 25. Caudales máximos instantáneos calculados para la estación Chosica	68
Tabla 26. Valores recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje	69
Tabla 27. Parámetros estadísticos de los caudales máximos del río Rímac	70
Tabla 28. Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad “ n ”	77
Tabla 29. Coeficientes de rugosidad de Manning	77
Tabla 30. Tirante y velocidad para el caudal con periodo de retorno de 200 años	81
Tabla 31. Tirante y velocidad para el caudal con periodo de retorno de 500 años	84
Tabla 32. Tirante y velocidad para el caudal con periodo de retorno de 500 años	94

Tabla 33. Resultados de socavación total	98
Tabla 34. Longitudes de la zona a proteger	100
Tabla 35. Altura total de la protección	102
Tabla 36. Espesores de protección actual	104
Tabla 37. Resultados de gradación del enrocado actual	106
Tabla 38. Determinación del D_{50}	109
Tabla 39. Resultados de gradación para el enrocado	110
Tabla 40. Resultados para el ancho de base	111
Tabla 41. Esfuerzos de corte permisible para diferentes materiales de protección	117
Tabla 42. Esfuerzo cortante permisible en concreto armado	119
Tabla 43. Diagrama de presiones del estribo derecho	121
Tabla 44. Diagrama de presiones del estribo izquierdo	123
Tabla 45. Esfuerzo cortante en el fondo	126
Tabla 46. Esfuerzo cortante en el talud	127
Tabla 47. Esfuerzo cortante en curva	127
Tabla 48. Metrado de enrocado	129
Tabla 49. Presupuesto de protección con enrocado en Zona A y B	129
Tabla 50. Presupuesto de protección con enrocado en Zona C y D	130
Tabla 51. Metrado de concreto y encofrado	130
Tabla 52. Metrado de varillas de acero	131
Tabla 53. Presupuesto del encamisado	132

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Diagrama de las causas y efectos de la socavación en estribo de puentes	14
Figura 2. Vista panorámica del puente Morón	15
Figura 3. Ubicación puente Morón.....	15
Figura 4. Bosquejo de sección transversal del puente Morón	16
Figura 5. Fotografía de la sección del puente Morón	16
Figura 6. Estribo izquierdo del puente Morón.....	17
Figura 7. Puentes destruidos y afectados: al 12 de mayo	18
Figura 8. Diagrama de flujo para el análisis, contramedidas de la socavación y estabilidad de la corriente	24
Figura 9. Sección transversal del cauce.....	32
Figura 10. Formas comunes de estribos	33
Figura 11. Factor de corrección K2	33
Figura 12. Erosión en curvas	35
Figura 13. Longitud mínima de protección	36
Figura 14. Distribución de la fuerza tractiva	37
Figura 15. Razón del esfuerzo en el fondo del canal.....	37
Figura 16. Razón del esfuerzo sobre el talud del canal	38
Figura 17. Esquema del bolsacreto.....	45
Figura 18. Tablestacas y llenado de vacíos	49
Figura 19. Distrito de Chacabuyo	50
Figura 20. Vista panorámica del puente Morón aguas abajo	51
Figura 21. Vista panorámica del puente Morón aguas arriba.....	51
Figura 22. Metodología de investigación. Adaptación propia.....	52
Figura 23. Sección transversal del puente Morón	55
Figura 24. Trabajo de campo.....	56
Figura 25. BM - punto de control del puente Morón.....	56
Figura 26. Levantamiento topográfico del puente Morón.....	57
Figura 27. Ubicación de calicatas.....	58
Figura 28. Perfil estratigráfico de C-1	59
Figura 29. Ubicación de la calicata C-1 en el estribo izquierdo.....	59
Figura 30. Calicata C-1.....	59
Figura 31. Perfil estratigráfico C-2.....	60

Figura 32. Ubicación de la calicata C-2 en el estribo derecho	60
Figura 33. Calicata C-2.....	60
Figura 34. Perfil estratigráfico C-3.....	61
Figura 35. Ubicación de la calicata C-3 en el estribo izquierdo.....	61
Figura 36. Calicata C-3.....	62
Figura 37. Perfil estratigráfico C-4.....	62
Figura 38. Ubicación calicata C-4	62
Figura 39. Calicata C-4.....	63
Figura 40. Mapa de delimitación hidrográfica	66
Figura 41. Riesgo de por lo menos una excedencia del evento de diseño de la vida útil....	69
Figura 42. Curvas de nivel obtenido del levantamiento topográfico.....	75
Figura 43. Secciones hidráulicas cada 10m.....	75
Figura 44. Cauce del río Rímac-Aguas arriba del puente.....	76
Figura 45. Valores de Manning para cada sección	78
Figura 46. Ingreso de datos hidráulicos.....	79
Figura 47. Ingreso de condición de borde	79
Figura 48. Modelamiento hidráulico para un periodo de retorno de 200 años.....	80
Figura 49. Modelamiento hidráulico para un periodo de retorno de 500 años.....	80
Figura 50. Variables hidráulicas para un periodo de retorno de 200 años	81
Figura 51. Flujo próximo al puente, 200 años de periodo de retorno.....	82
Figura 52. Perfil del flujo para un periodo de retorno de 200 años	83
Figura 53. Modelación hidráulica para un periodo de retorno de 500 años	83
Figura 54. Variables hidráulicas para un periodo de retorno de 500 años	84
Figura 55. Flujo próximo al puente, 500 años de periodo de retorno.....	85
Figura 56. Perfil del flujo para un periodo de retorno de 500 años	86
Figura 57. Arrojo de basura y residuos al río Rímac cerca del puente Morón en Chaclacayo	87
Figura 58. Viviendas aledañas al río Rímac	87
Figura 59. Perfil del flujo para un periodo de retorno de 500 años	89
Figura 60. Datos geométricos del tablero del puente	91
Figura 61. Modelamiento hidráulico con el puente para un periodo de retorno de 500 años	92
Figura 62. Flujo en la estación 144.92, 500 años periodo de retorno.....	92

Figura 63. Variables hidráulicas para un periodo de retorno de 500 años	93
Figura 64. Sección del puente en la estación 144.50 para un periodo de retorno de 500 años	95
Figura 65. Radio de curvatura del cauce	97
Figura 66. Estribo izquierdo del puente Morón.....	99
Figura 67. Vista panorámica de la sección del puente Morón.....	99
Figura 68. Esquema de zonificación y longitudes a reforzar	101
Figura 69. Esquema de enrocado de protección	102
Figura 70. Bolonería representativa en la margen del cauce	105
Figura 71. Bolonería existente y vegetación en la margen derecha	105
Figura 72. Margen izquierda del cauce	106
Figura 73. Gradación del material de filtro	114
Figura 74. Esquema de colocación de bolsacretos	116
Figura 75. Elevación típica de estribo	118
Figura 76. Corte X-X.....	118
Figura 77. Modelo estructural del encamisado estribo derecho	120
Figura 78. Esquema de diagrama de presiones.....	121
Figura 79. Cargas sobre modelo	121
Figura 80. Resultados del modelo estructural	122
Figura 81. Modelo estructural del encamisado estribo izquierdo.....	123
Figura 82. Cargas sobre modelo	124
Figura 83. Resultados del modelo estructural	124
Figura 84. Comparación granulométrica	128
Figura 85. Gráfico de porcentaje de riesgo de falla según las propuestas de reforzamiento	133
Figura 86. Gráfico comparativo de criterios vs. el porcentaje de viabilidad.....	134

INTRODUCCIÓN

El problema

Los puentes son estructuras muy importantes, ya que cumplen diversas funciones como unir tramos separados por quebradas, ríos, topografía profunda entre otros, es por ello que su protección y mantenimiento es de suma importancia. Una de las principales causas de falla o colapso de los puentes es la socavación, es decir la erosión producida por el agua, la cual afecta a estribos y pilares de puentes.

En la figura 1 se muestran las causas y efectos de la socavación en estribos de puentes que se detallará a continuación.

Figura 1. Diagrama de las causas y efectos de la socavación en estribo de puentes

Se aplicó la presente investigación al puente Morón que se observa en la figura 2, el cual se encuentra ubicado en el kilómetro 23 de la Carretera Central en el distrito de Chaclacayo y es el único acceso vehicular y peatonal a la Urbanización Los Girasoles, como se muestra en la figura 3.

Figura 2. Vista panorámica del puente Morón, agosto de 2018

Figura 3. Ubicación puente Morón. Adaptado de "Google Maps", 2018

En la figura 4 se muestra el bosquejo de la sección transversal del puente Morón, que es de un carril vehicular y posee un paso peatonal a cada lado; tiene una longitud de 96 metros.

Figura 4. Bosquejo de sección transversal del puente Morón

Figura 5. Fotografía de la sección del puente Morón, agosto de 2018

En la figura 5 se puede apreciar que los pobladores de la urbanización Los Girasoles, deben cruzar por este puente diariamente para realizar sus actividades (dirigirse a sus centros de trabajo, compras del día, entre otros). En la tabla 1, se presenta la cantidad de pobladores en el distrito de Chaclacayo; según el INEI (2017), se calcula que la población de la urbanización Los Girasoles representa un 12% de la población total de dicho distrito; sin embargo, en temporadas de invierno aumenta, debido a que el distrito de Chaclacayo se caracteriza por tener un clima cálido aun cuando el clima es frío en la capital.

Tabla 1. *Principales indicadores de la población del distrito de Chaclacayo*

Acceso a agua potable (red pública)	7429 Viv.
Total mujeres	22615 Personas
Total hombres	20813 Personas
Alfabetismo	36524 Personas
Superficie	39.5 Km ²
Pobreza	10.10%
Acceso a telefonía fija	66.60%
PEA	17078 Personas
Desnutrición crónica (<5 años)	4.40%

Adaptado de INE, 2017

De acuerdo a lo mencionado, se puede evidenciar la importancia del puente Morón, para los pobladores de la Urb. Los Girasoles. Asimismo, en la figura 6, se puede observar el estribo izquierdo de concreto armado; el cual se encuentra en contacto directo con el flujo natural del Río Rímac; que actualmente presenta socavación, como consecuencia de avenidas máximas. Indudablemente, esto indica una situación de alto riesgo.

Figura 6. Estribo izquierdo del puente Morón, agosto de 2018

La ocurrencia del caudal de máxima avenida por el río que produce mayor socavación se debe a los 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 provocó un incremento en el caudal del río Rímac y Huaycoloro, inundaciones y aluviones que causaron la destrucción y/o afectación de los puentes como se muestra en la figura 7.

Figura 7. Puentes destruidos y afectados: al 12 de mayo. Adaptado de INDECI, 2017

En el seminario organizado por el CIP, en 2017 se abordaron temas importantes como: “El río, su entorno en la ciudad y el valle”, “Lecciones aprendidas durante el último evento de El Niño Costero en obras de defensa ribereña y encauzamiento”, y se concluyó que casi el 70% de puentes destruidos fueron a causa de un mal diseño y el resto por falta de mantenimiento (CIP, 2017).

Por otro lado, Aramis (2017) afirmó que las fallas por temas hidráulicos normalmente se deben a la socavación por lo que se debe prestar mayor atención a este aspecto; y que “El río Rímac tiene un régimen turbulento que erosiona los estribos. Si los estribos fallan, falla todo”.

Todos los aspectos mencionados generan pérdidas de vidas humanas, además de la interrupción en accesos importantes, ocasionando pérdidas económicas importantes.

Estado del arte

Govindasamy et al. (2013), en el artículo el artículo “Método de observación para estimar la profundidad de socavación futura en puentes existentes”, proponen un nuevo método, denominado método de observación para estimar la profundidad de socavación futura en puentes existentes. Fue desarrollado para el programa de evaluación de socavación de puentes a nivel estatal del Departamento de Transporte de Texas. Este método en primer lugar, determina la profundidad de socavación que es dependiente del tiempo mediante mediciones de campo; en segundo lugar, determina la velocidad máxima de la corriente a la que ha sido sometido el puente desde su construcción. Además, especifica la búsqueda de profundidad para una inundación futura utilizando los gráficos de profundidad de socavación (Z-futuro). Finalmente, se procede a comparar la profundidad de socavación futura con la permitida. Para ello, se debe obtener información del flujo. La validación de este método, se realiza calculando el ajuste de las mediciones de campo reales. En las pruebas, al utilizar este método en 10 puentes de socavación crítica; los puentes con cimientos que son inestables para condiciones de socavación calculada y observada se denominan puentes críticos; se identificó que 6 de los puentes no estaban en situación crítica, ya que el material se hizo más resistente a la socavación con el paso del tiempo. También confirmó que tres puentes clasificados como estables por otro método de Texas eran efectivamente estables.

Banks, Camp & Abkowitz (2016), en el artículo de investigación “Un método de detección para la estimación de socavación de puentes y la planificación de adaptación a las inundaciones utilizando HAZUS-MH 2.1 y HEC-18”, proponen un método utilizando el software HAZUS-MH desarrollado por la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias de los EE. UU: usando el HEC-18 para la socavación. HAZUS-MH tiene la capacidad de modelar la inundación para varios periodos de retorno. Además, calcula los impactos económicos directos e indirectos de un evento y proporciona una visualización espacial del daño y su valor monetario. Una deficiencia es la suposición de que los puentes están en ubicaciones puntuales y se destruyen bajo una inundación completa. En conclusión, este método, se puede usar

para estimar el daño de socavación de futuros eventos de inundación fluvial. Los valores del daño predicho y el observado para puentes demostraron una correlación positiva y ninguna diferencia estadística significativa. Además, puede ser implementado en los municipios, con el fin de evaluar los puentes de forma rápida y económica, buscando aplicar medidas de prevención ante futuros eventos de inundación.

Mahmood, Khan & Mayo (2016), en el artículo “Explorando las causas subyacentes y evaluando los daños de las inundaciones repentinas de 2010 en la zona superior del río Panjkora”, evalúan los daños causados por la inundación del 2010 en la zona superior al río Panjkora perteneciente al distrito Dir Upper, provincia de Khyber Pakhtunkhwa en Pakistán. Para este propósito se tomaron tres sitios de muestra: Sharingal, Barikot y Kalkot, los que se seleccionaron aleatoriamente entre los sitios más afectados en la zona superior del río Panjkora. La encuesta de campo se realizó en los sitios de muestra mencionados y los cuestionarios fueron llenados por personas afectadas por la inundación usando técnicas de muestreo aleatorias. Se diseñaron cuestionarios estructurados separados para el jefe de los hogares y los funcionarios del departamento gubernamental relacionados quienes fueron encuestados en forma directa. Luego, de tomar todos estos datos, se realizó una estimación en la magnitud de los daños físicos y económicos a las aldeas ubicadas en las márgenes del río Panjkora. Como parte de las recomendaciones obtenidas al finalizar el estudio se tiene que las aldeas en estudio deberían reubicarse en zonas más altas y se debería realizar un trabajo civil, ensanchando y profundizando el cauce del río Panjkora además de hacer un rediseño de las estructuras, como puentes y alcantarillas, considerando caudales de diseño mayores que el pico de inundación registrado.

Lamb, Aspinall, Odbert & Wagener (2016), en el artículo “Vulnerabilidad de los puentes a la socavación: ideas de un taller internacional de obtención de expertos”, presentan resultados de un taller de expertos, realizado en Londres el 2015, que contó con la participación de 19 expertos, entre ellos ingenieros civiles, hidráulicos y arquitectos dedicados a la docencia. Se tuvo 9 representantes de la industria civil (por ejemplo, empresas fabricantes de insumos civiles), 5 investigadores académicos de la Universidad Wyoming, Bristol y Auckland y 5 representantes de las agencias públicas. La finalidad de este taller, fue explorar en términos cuantitativos las

incertidumbres sobre la vulnerabilidad de los puentes, con el objetivo de proporcionar información para el desarrollo de las funciones de fragilidad, que pueden ser abordados en modelos a gran escala. Se concluyó, que no se deberían enfocar en analizar la fragilidad de una estructura en un medio actual, si no, que se debería evaluar los antecedentes históricos, regímenes morfológicos, hidrográficos, mantenimiento, entre otros. En resumen, no sólo se debe evaluar el daño de una estructura mediante fórmulas empíricas.

Wang, C., Yu, X., & Liang, F. (2017), en el artículo “Una revisión de la socavación del puente: mecanismo, estimación, monitoreo y contramedidas”, 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 cubren todo el proceso de diseño, construcción y servicio de un puente. Desde el aspecto científico, se ha logrado un progreso significativo en las últimas décadas para comprender el mecanismo del proceso de socavación, aunque algunos de los métodos previos para controlar este riesgo natural funcionan en ciertos casos. Es por ello, que este artículo tiene como objetivo proporcionar una revisión exhaustiva sobre la investigación de la socavación en puentes y establecer un marco general para vincular todos los esfuerzos existentes. La conclusión fue que se debe desarrollar condiciones más complicadas en los experimentos para poder analizar más a fondo la interacción entre los parámetros como, por ejemplo, la condición del sitio, la efectividad relativa y el costo de las medidas de control y las interacciones para formular una buena estrategia.

Formulación del Problema

¿Cómo se puede asegurar la estabilidad del puente Morón frente a la socavación en estribos?

Hipótesis

La alternativa propuesta para el reforzamiento de estribos frente a la socavación, asegura la estabilidad del puente Morón evitando su falla o daño en caso se presenten futuras avenidas máximas.

Objetivo General

Analizar la factibilidad del encamisado para el reforzamiento de estribos frente a la socavación para asegurar la estabilidad del puente Morón.

Objetivos Específicos

1. Analizar el expediente técnico y la información básica del puente Morón.
2. Evaluar el nivel de socavación teórico de diseño.
3. Proponer y diseñar alternativas de reforzamiento en los estribos frente a la socavación.
4. Realizar una comparación técnica, económica y ambiental para seleccionar la mejor alternativa de reforzamiento que asegure la estabilidad del puente Morón frente a la socavación en estribos.

Descripción del contenido

La presente investigación cuenta con una introducción, marco teórico, metodología, resultados, discusión de resultados, las conclusiones y recomendaciones. En primer lugar, la introducción comprende: el problema, estado del arte, formulación del problema, hipótesis, objetivo general y específico y descripción del contenido.

A continuación, se tiene:

Capítulo 1 (Marco teórico), se describe aquí de manera resumida términos y teorías relacionados con el análisis de estabilidad de puentes que se emplearán en la investigación. Entre ellos se tiene: hidráulica fluvial, hidrología de máximas avenidas, socavación de puentes que se divide en socavación general, local en estribos que explica los métodos de HIRE y Froehlich y por último la socavación en

curvas. Al final se presentan las técnicas de reforzamientos de estribos de puentes y las consideraciones de aplicación.

Capítulo 2 (Metodología), se explicará el material y métodos usados en la investigación indicando el nivel y diseño de investigación, variables, técnicas e instrumentos de recolección de datos, técnicas de procesamiento y análisis de datos.

Capítulo 3 (Resultados), se presenta los resultados obtenidos en la investigación de acuerdo a los objetivos específicos planteados.

Para el objetivo específico de análisis de información básica se presenta la revisión del Expediente Técnico y los resultados de los estudios topográficos, de suelos, hidrológicos, hidráulicos y de hidráulica fluvial.

Para el objetivo específico de estudio de socavación en estribos se presenta el cálculo de las socavaciones: general, local en estribos, curvas y la socavación total. También, se presenta la determinación del estado actual de socavación.

Para el objetivo específico propuesta de reforzamiento en los estribos se presentan las diferentes alternativas estudiadas: de no realizar acciones de protección, reforzamiento mediante revestimiento con enrocado y con bolsacreto, además del encamisado de concreto armado para los estribos.

Capítulo 4 (Discusión de resultados), se realiza la discusión de los resultados obtenidos en nuestro trabajo de investigación, así como la contrastación para demostrar que los resultados son confiables y se compruebe la hipótesis.

Finalmente, se presenta las conclusiones y recomendaciones de acuerdo con los resultados de la investigación.

1. MARCO TEÓRICO

1.1 Análisis de estabilidad de puentes

Un método para organizar el análisis de estabilidad puentes es utilizar un enfoque de sistema fluvial que consta de tres niveles, como se muestra en la figura 8.

El primer nivel, inicia con el análisis geomorfológico de ingeniería, usando relaciones cualitativas y cuantitativas, para establecer el comportamiento probable del sistema de flujo ante varios escenarios futuros. El segundo nivel, comprende los análisis hidrológicos e hidráulicos para la determinación del nivel máximo de socavación y la factibilidad de crear un plan de acción. En el tercer y último nivel, se desarrolla un plan de acción (diseño de medidas de control y plan de monitoreo, consideraciones ambientales, permisos, inspección y mantenimiento), con la finalidad de garantizar la estabilidad del puente ante eventos futuros de avenidas máximas.

Figura 8. Diagrama de flujo para el análisis, contramedidas de la socavación y estabilidad de la corriente. Adaptado de HEC-23 “Bridge Scour and Stream Stability Countermeasures”, por Lagasse et al., 2009

1.2 Hidráulica fluvial

Estudia la formación, comportamiento y estructura de los ríos. Para el diseño de puentes es necesario realizar un estudio de Hidráulica con la finalidad de conocer la morfología, el comportamiento del río durante las grandes crecidas y la respuesta del río ante la presencia del puente.

La Hidráulica Fluvial se ubica dentro de la Hidráulica General y de la Hidráulica de Canales en particular. La Meteorología y la Hidrología resultan indispensables para el estudio de una de las fases del fenómeno fluvial. La Geología, la Geomorfología y disciplinas afines constituyen fundamento importante para la mejor comprensión del comportamiento fluvial. La teoría del Transporte de Sedimentos resulta indispensable e inseparable de la aproximación al problema. Toda la información que nos da la Hidráulica Fluvial tiene que traducirse en acciones concretas para el diseño, construcción y operación de estructuras hidráulicas, (Rocha, 1998).

1.3 Hidrología de máximas avenidas

La Hidrología es la ciencia geográfica que se dedica al estudio de la distribución, espacial, temporal y las propiedades del agua presente en la atmósfera y en la corteza terrestre. Esto incluye las precipitaciones, la escorrentía, la humedad del suelo, la evapotranspiración y el equilibrio de las masas glaciares, (MTC, 2014).

Se entiende por avenida la elevación de los niveles de agua en el cauce a valores no usuales como consecuencia del crecimiento del caudal que circula por la red de drenaje. Este aumento del caudal, en la mayoría de los casos, es consecuencia de precipitaciones extraordinarias de una magnitud tal que la superficie de la cuenca no es capaz de asimilarlas en su totalidad.

Se presenta a continuación el método usado para determinar el caudal de máximas avenidas.

Método de Gumbel

Para calcular el caudal máximo para un periodo de retorno determinado se usa la siguiente ecuación, (Villón, 2002, p.282).

$$Q_{\max} = Q_m - \frac{\gamma_Q}{S_n} (Y_n - \ln(T)) \quad Q_m = \frac{\sum Q_i}{N}$$
$$\gamma_Q = \sqrt{\frac{\sum Q_i^2 - N * Q_m^2}{N - 1}} \quad \Delta Q = \pm 1.14 \frac{\gamma_Q}{S_n}$$

Donde:

- Q_i : Caudales máximos instantáneos anuales, (m^3/s).
- ΔQ : Intervalo de confianza, (m^3/s).
- Q_m : Caudal promedio, (m^3/s).
- N : años de años de registro
- γ_Q : Desviación estándar
- S_n y Y_n : Constantes en función de N , ver tabla 2.

Tabla 2. Valores S_n y Y_n en función de n

N	Yn	Sn	N	Yn	Sn	N	Yn	Sn
8	0.4843	0.9043	35	0.54034	1.12847	64	0.5538	1.1793
9	0.4902	0.9288	36	0.541	1.1313	66	0.5543	1.1814
10	0.4952	0.9497	37	0.5418	1.1339	68	0.55477	1.1834
11	0.4996	0.9676	38	0.5424	1.1363	70	0.5552	1.18536
12	0.5053	0.9833	39	0.543	1.1388	72	0.5557	1.1873
13	0.5070	0.9972	40	0.54362	1.14132	74	0.5561	1.189
14	0.5100	1.0095	41	0.5442	1.1436	76	0.5565	1.1906
15	0.5128	1.02057	42	0.5448	1.1458	78	0.5565	1.1923
16	0.5157	1.0316	43	0.5453	1.148	80	0.55688	1.19382
17	0.5181	1.0411	44	0.5458	1.1499	82	0.5572	1.1953
18	0.5202	1.0493	45	0.5458	1.15185	84	0.5576	1.1967
19	0.5220	1.0566	46	0.5468	1.1538	86	0.558	1.198
20	0.52355	1.06283	47	0.5473	1.1557	88	0.5583	1.1994
21	0.5252	1.0696	48	0.5477	1.1574	90	0.5586	1.20073
22	0.5268	1.0754	49	0.5481	1.159	92	0.5589	1.202
23	0.5283	1.0811	50	0.54854	1.16066	94	0.5592	1.2032
24	0.5296	1.0864	51	0.5489	1.1623	96	0.5595	1.2044
25	0.53086	1.09145	52	0.5493	1.1638	98	0.5598	1.2055
26	0.532	1.0961	53	0.5497	1.1653	100	0.56002	1.20649
27	0.5332	1.1004	54	0.5501	1.1667	150	0.56461	1.22534
28	0.5343	1.1047	55	0.5504	1.1681	200	0.56715	1.23598
29	0.5353	1.1086	56	0.5508	1.1696	250	0.56878	1.24292
30	0.5362	1.11238	57	0.5511	1.1708	300	0.56993	1.24786
31	0.5371	1.1159	58	5518	1.1721	400	0.57144	1.2545
32	0.538	1.1193	59	0.55208	1.1734	500	0.5724	1.2588
33	0.5388	1.1226	60	0.5527	1.17467	750	0.57377	1.26506
34	0.5396	1.1255	62	0.5533	1.177	1000	0.5745	1.26851

Adaptado de "Hidrología", por Villón, 2002

- Q_d : Caudal de diseño (m^3/s).
- $Q_{m\acute{a}x}$: Caudal máximo probable para un periodo de retorno determinado, (m^3/s).
- T : Periodo de retorno.

1.4 Socavación de puentes

La socavación es el resultado de la acción erosiva del flujo de agua, la excavación y el transporte de material, desde el lecho y depósitos de sedimentos en los cauces y riberas, alrededor de los pilares y estribos de los puentes, (HEC-18, 2012).

Entre las diferentes formas de socavación se tiene: general, local en estribos y por curvas que se detallan a continuación.

1.5 Socavación general

Se entiende por socavación general al descenso del fondo de un río que se produce al presentarse una creciente y es debida al aumento de la capacidad de arrastre de material sólido que en ese momento adquiere la corriente, en virtud de su mayor velocidad. (Juárez et al., 1994).

El método más usado para calcular la socavación general del cauce durante crecientes es el de Lischtván-Levediev, que permite el cálculo independientemente de que exista o no un puente. Si el método se aplica para la zona de un puente, quiere decir que se está considerando también el efecto de la contracción y, por lo tanto, éste no debe adicionarse.

Se fundamenta en el equilibrio que debe existir entre la velocidad media real de la corriente (V_r) y la velocidad media erosiva (V_e). El mecanismo de erosión se detendrá cuando la velocidad de la corriente se reduzca e iguale a la velocidad erosiva, la velocidad de la corriente se reduce debido al aumento del área de flujo (socavación) para un caudal constante de avenida (continuidad). La velocidad erosiva no es la que da inicio al movimiento de las partículas en suelos sueltos, sino la velocidad mínima que mantiene un movimiento generalizado del material del fondo. Si el suelo es cohesivo, es la velocidad que es capaz de levantar y poner el sedimento en suspensión.

Para suelos granulares (no cohesivos):

$$y_s = \left[\frac{\alpha \cdot y_0^{\frac{5}{3}}}{0.68 \cdot D_m^{0.28} \cdot \beta \cdot \Psi} \right]^{\frac{1}{1+z}}$$

Para suelos cohesivos:

$$y_s = \left[\frac{\alpha \cdot y_0^{\frac{5}{3}}}{0.60 \gamma^{1.18} \cdot \beta \cdot \Psi} \right]^{\frac{1}{1+x}}$$

Donde:

$$\alpha = \frac{Q_d}{(H_m)^{5/3} \cdot B_e \cdot \mu}$$

- y_s : Desnivel entre la superficie del agua, al pasar la avenida y el fondo erosionado. (m)
- y_0 : Desnivel entre la superficie del agua, al pasar la avenida, y el nivel del fondo original (medido antes de la avenida). (m)
- y_s, y_0 : Se miden en cada sección vertical donde se desea hacer el cálculo. (m)
- B_e : Ancho libre de la superficie al presentarse la avenida, restando todos los obstáculos (perpendicular al flujo). (m)
- H_m : Tirante medio, medido entre la superficie del agua al pasar la avenida y el fondo original. Se obtiene de dividir el área hidráulica (Área de flujo) entre el ancho de la superficie libre (B_e). (m)
- Q_d : Gasto del diseño, generalmente para un $Tr = 500$ años (se relaciona con ' y_0 ' mediante la ecuación de Manning). (m^3/s).
- D_m : Diámetro medio; si el material del fondo es friccionante (no cohesivo). (mm).
- γ : Peso específico seco del sedimento del lecho; si el material es cohesivo. (Ton/m^3)
- X, Z : Exponentes en función de ' D_m ' o ' γ ' según el tipo de material del fondo (Ver tabla 3).
- Ψ : Coeficiente por forma de transporte de sedimentos, debido al efecto del peso específico del agua durante la crecida (γ_m = peso específico de la mezcla agua

sedimento), es mayor o igual que la unidad y su efecto es reducir la profundidad de socavación. (Ver tabla 4).

- β : Coeficiente de frecuencia, depende del periodo de retorno del gasto de diseño. (Ver tabla 5).
- μ : Coeficiente que depende de la contracción del cauce, μ es menor que 1 y contribuye al aumento de la profundidad de socavación. (Ver tabla 6).

Tabla 3. Valores de X y Z

$$Z = 0.394557 - 0.04136 * \text{Log} (Dm) - 0.00891 * \text{Log}^2 (Dm)$$

$$X = 0.892619 - 0.58073 * \gamma + 0.136275 * 00891 * \gamma^2$$

Suelos cohesivos						Suelos granulares					
γd	X	1/(1+x)	γd	X	1/(1+x)	d (mm)	Z	1/(1+Z)	d (mm)	Z	1/(1+Z)
0.8	0.52	0.66	1.2	0.39	0.72	0.05	0.43	0.7	40.00	0.3	0.77
0.83	0.51	0.66	1.20	0.38	0.72	0.15	0.42	0.7	60.00	0.29	0.78
0.86	0.50	0.67	1.28	0.37	0.73	0.50	0.41	0.71	90.00	0.28	0.78
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74	1.00	0.4	0.71	140.00	0.27	0.79
0.9	0.48	0.67	1.40	0.35	0.74	1.50	0.39	0.72	190.00	0.26	0.79
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75	2.50	0.38	0.72	250.00	0.25	0.8
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75	4.00	0.37	0.73	310.00	0.24	0.81
0.98	0.45	0.69	1.64	0.32	0.76	6.00	0.36	0.74	370.00	0.23	0.81
1.00	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76	8.00	0.35	0.74	450.00	0.22	0.83
1.04	0.43	0.7	1.71	0.30	0.77	10.00	0.34	0.75	570.00	0.21	0.83
1.08	0.42	0.7	1.80	0.29	0.74	15.00	0.33	0.75	750.00	0.2	0.83
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78	20.00	0.32	0.76	1000.00	0.19	0.84
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79	25.00	0.31	0.76			

Adaptado de “Erosión del cauce de un río en el cruce de un puente”, por Maza, 1967

Tabla 4. *Valores de ψ*

γ mezcla agua-sedimento	Coefficiente Ψ
1.05	1.06
1.10	1.13
1.15	1.20
1.20	1.27
1.25	1.34
1.30	1.42
1.35	1.50
1.40	1.60

Adaptado de “Erosión del cauce de un río en el cruce de un puente”, por Maza, 1967

Tabla 5. *Coefficiente de frecuencia en función del periodo de retorno T*

Probabilidad anual (en %) que presenta el caudal de diseño	Periodo de Retorno (T, años)	Coefficiente β
100	1	0.77
50	2	0.82
20	5	0.86
10	10	0.9
5	20	0.94
2	50	0.97
1	100	1
0.3	333	1.03
0.2	500	1.05
0.1	1000	1.07

Adaptado de “Erosión del cauce de un río en el cruce de un puente”, por Maza, 1967

Tabla 6. *Coficiente de contracción, μ*

Velocidad media en la sección (m/seg)	Longitud libre entre dos pilas (en metros)												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.00 o mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

Adaptado de "Erosión del cauce de un río en el cruce de un puente", por Maza, 1967

1.6 Socavación local en estribos

La socavación en estribos de puentes, es generada por la acción de los vórtices de los flujos turbulentos. La socavación se puede estimar con diferentes métodos de evaluación. Los métodos propuestos por el HEC-18: Froehlich y Hire, se detallan a continuación.

1.6.1 Método de Froehlich

La ecuación dada por Froehlich está basada en el análisis dimensional y en el análisis de regresión de laboratorio para 170 mediciones de socavación en lecho móvil. Esta fórmula es adecuada cuando la proporción entre la longitud proyectada del terraplén (L') y la profundidad del flujo (y_s) es menor que 25. (HEC-18,2012). En la figura 9, se puede ver un ejemplo de la determinación de la longitud del estribo en la sección transversal de un puente.

$$\frac{L'}{y_s} < 25$$

$$\frac{y_s}{y_a} = 2.27K_1K_2 \left(\frac{L'}{y_a} \right)^{0.43} F_{re}^{0.61} + 1$$

Figura 9. Sección transversal del cauce

Donde:

- y_s : Profundidad máxima de socavación (m).
- y_a : Profundidad media del flujo (profundidad hidráulica) en la zona de inundación obstruida por el estribo aguas arriba del puente (m).
- K_1 : Coeficiente de forma del estribo. Ver tabla 7 y en la figura 10.
- K_2 : Coeficiente de corrección por el ángulo de ataque del flujo al terraplén. Ver Figura 11.
- L' : Longitud del estribo (en planta) proyectada perpendicular al flujo (m).
- Fr : Número de Froude del flujo próximo aguas arriba de los estribos.

$$Fr = \frac{V_e}{\sqrt{g * y_a}}$$

- V_e : Velocidad del flujo obstruido por el estribo y los accesos al puente en la sección de aguas arriba. (m/s).

$$V_e = \frac{Q_e}{A_e}$$

- Q_e : Caudal obstruido por los estribos o accesos, medido aguas arriba del puente. (m^3/s).
- A_e : Área de flujo de la sección aguas arriba obstruida por los estribos. (m^2).

Nota: El número 1 al final de la ecuación propuesta por Froehlich es un factor de seguridad que hace que las ecuaciones predigan profundidades de socavación mayores que aquellas medidas por experimentos. Este factor de seguridad debe ser usado en el diseño, (HEC-18,2012).

Tabla 7. Coeficiente de forma para secciones de estribos K_1

Descripción	K_1
Estribo con pared vertical	1.00
Estribo con pared vertical y aletas	0.82
Estribo con pendiente hacia e cauce	0.55

Adaptado de HEC-18 "Evaluation Scour at bridges", por Richardson et al., 2012

En la figura 10, se puede observar (a) Estribo con pendiente, (b) Estribo con pared vertical, (c) Estribo con pared vertical y aletas.

Figura 10. Formas comunes de estribos. Adaptado de HEC-18 "Evaluation Scour at bridges", por Richardson et al., 2012

Figura 11. Factor de corrección K_2 . Adaptado de HEC-18 "Evaluation Scour at bridges", por Richardson et al., 2012

$$K_2 = (\theta/90)^{0.13}$$

Donde:

- θ : Ángulo de inclinación del estribo.
- ($\theta < 90^\circ$), si el estribo está inclinado hacia aguas abajo
- ($\theta > 90^\circ$), si el estribo está inclinado hacia aguas arriba

1.6.2 Método de HIRE

Esta fórmula es adecuada cuando:

$$\frac{L'}{y_1} > 25$$

La ecuación HIRE es aplicable cuando el estribo penetra en el cauce principal. (HEC-18,2012).

$$\frac{y_s}{y_1} = 4Fr_1^{0.33} \frac{K_1 K_2}{0.55}$$

Donde:

- L' : Longitud del terraplén (en planta) proyectada perpendicular al flujo, (m)
- y_s : Profundidad de socavación. (m)
- y_1 : Profundidad de flujo adyacente al estribo en la llanura de inundación o en el canal principal (aguas arriba), (m)
- Fr : Número de Froude basado en la velocidad y profundidad al pie justo aguas arriba del estribo.

$$Fr = \frac{V_e}{\sqrt{g * y_1}}$$

- K_1 : Coeficiente de forma del estribo. Ver tabla 7.
- K_2 : Coeficiente de corrección por el ángulo de ataque del flujo al terraplén. Ver Figura 11.

$$K_2 = (\theta/90)^{0.13}$$

Donde:

- θ : Ángulo de inclinación del estribo.
- ($\theta < 90^\circ$), si el estribo está inclinado hacia aguas abajo

- ($\theta > 90^\circ$), si el estribo está inclinado hacia aguas arriba

1.7 Socavación en curvas

Se debe al flujo helicoidal que produce altas velocidades en las curvas exteriores y bajas velocidades en las curvas interiores. La erosión en curvas se puede expresar como un factor multiplicativo del calado medio en recta, y_m . La siguiente figura 12 y la tabla 8, proporciona estos factores en función de r/B .

$$\frac{y'}{y_m} = f\left(\frac{r}{B}\right)$$

Donde:

- r : radio de curvatura
- B : ancho de la superficie libre en el tramo recto
- y' : el calado máximo del lado exterior

Figura 12. Erosión en curvas. Adaptado de “Ingeniería de ríos”, por Vide, 2003

Tabla 8. Factores en función de r/B

r/B	∞	20	10	6	5	4	3	2
$\phi = y'/y_m$	1.27	1.33	1.40	1.48	1.84	2.20	2.57	3.00

Adaptado de “Ingeniería de ríos”, por Vide, 2003

1.8 Longitud del revestimiento

Uno de los criterios para la estimación de la longitud de protección en curva lo presenta el HEC-11 (1989, p.24), en la cual recomienda para la estimación de las longitudes de protección contra la erosión, una longitud igual a una vez el ancho del río para aguas arriba y 1.5 veces el ancho del río para aguas abajo. Este criterio se realiza tomando

en cuenta que el problema se presenta en una longitud mayor hacia aguas abajo que hacia aguas arriba de una curva, ver figura 13.

Figura 13. Longitud mínima de protección. Adaptado de HEC-11 “Design of Riprap Revetment”, por Scott et al., 1989

1.9 Estabilidad del canal por el criterio de fuerza tractiva

Los parámetros de estabilidad del canal con el criterio de fuerza tractiva están basados en el cálculo analítico del esfuerzo de corte actuante, esto es, el generado por el flujo del agua en el cauce y el esfuerzo de corte permisible, esto es la capacidad que tiene la protección para soportar el esfuerzo de tracción.

Según este criterio, el esfuerzo cortante actuante en cualquier punto de la sección del canal no deberá exceder el valor del esfuerzo actuante permisible obtenido ya sea en el fondo, talud y en curva.

1.9.1 Esfuerzo cortante actuante

Debido a que el esfuerzo cortante no se desarrolla de manera uniforme en toda la sección del canal, se presenta la figura 14 con una aproximación a la distribución del esfuerzo cortante o fuerza tractiva a lo largo del perímetro mojado de un canal.

Figura 14. Distribución de la fuerza tractiva. Adaptado de “Hidráulica de canales abiertos”, por French, 1985

Para el cálculo del esfuerzo cortante actuante en el fondo del canal es necesario emplear la figura 15, en donde el cociente respecto al máximo del esfuerzo cortante actuante está en función del cociente del ancho y el tirante del canal. Este valor puede llegar a igualar a la unidad en canales muy anchos.

Figura 15. Razón del esfuerzo en el fondo del canal. Adaptado de “Hidráulica de canales abiertos”, por French, 1985

Mientras que para hallar el esfuerzo cortante actuante en el talud el máximo valor de la relación entre dicho valor y el producto del peso específico por el tirante y la pendiente puede llegar hasta 0.76 como se puede ver en la figura 16.

Figura 16. Razón del esfuerzo sobre el talud del canal. Adaptado de “Hidráulica de canales abiertos”, por French, 1985

Se detalla a continuación las ecuaciones utilizadas en el cálculo del esfuerzo cortante actuante:

$$R = \frac{A}{P} \qquad S_f = \frac{V^2 \cdot n^2}{R^3}$$

$$\tau_0 = Y \cdot y \cdot S_f \qquad \tau_0' = 0.76(Y \cdot y \cdot S_f)$$

Donde:

- τ_0 : Esfuerzo cortante actuante máximo en el fondo del canal
- τ_0' : Esfuerzo cortante actuante máximo en el talud
- Y : Peso específico del agua
- V : Velocidad media del agua (m/s)
- y : Tirante (m)
- R : Radio hidráulico
- A : Área mojada del canal
- P : Perímetro mojado
- n : Coeficiente de Manning
- S_f : Pendiente de la línea de energía

1.9.2 Esfuerzo de corte permisible en el talud

Para el cálculo del esfuerzo cortante permisible en el talud, se multiplicará al esfuerzo cortante permisible en el fondo por la relación de fuerzas tractivas (K) como se muestra en la siguiente ecuación:

$$K = \left(1 - \frac{\text{sen}^2 \phi}{\text{sen}^2 \theta} \right)^{1/2}$$

$$\tau' = \tau \cdot K$$

Donde:

- τ : Esfuerzo cortante permisible en el fondo del canal
- τ' : Esfuerzo cortante permisible en el talud
- θ : Ángulo de reposo del enrocado
- ϕ : Coeficiente de fricción del suelo base

1.9.3 Esfuerzo de corte permisible en curva

Los canales con presencia de sinuosidad ligera o curvas pronunciadas en su recorrido socavan más que los canales rectos, tomando en cuenta este concepto French (1985) nos presenta la tabla 9 con diferentes valores para cada tipo de sinuosidad en canales, el cual se deberá de multiplicar al valor del esfuerzo cortante permisible en taludes obtenido en tramo recto.

Tabla 9. *Comparación de fuerzas tractivas máximas en función de la sinuosidad*

Grado de sinuosidad	Fuerza tractiva limitante relativa
Canales rectos	1
Canales poco sinuosos	0.9
Canales moderadamente sinuosos	0.75
Canales muy sinuosos	0.6

Adaptado de “Hidráulica de canales abiertos”, por French, 1985

1.10 Técnicas de reforzamiento de estribos en puentes

Los estribos serán dimensionados considerando la función de servir como transición entre el puente y la vía de tránsito principal, además de servir como apoyos de los extremos de la superestructura y como elementos de contención y estabilización de los

terraplenes de acceso. Los estribos podrán ser de concreto ciclópeo, concreto simple y de concreto armado, (MTC, 2016).

Se puede mencionar algunas técnicas de reforzamiento en estribos en puentes:

- Revestimiento con enrocados
- Revestimiento con bolsacretos
- Encamisado

En la presente investigación se analizó también la alternativa de no reforzar los estribos. Los criterios usados para el diseño de estos elementos se detallan a continuación:

1.11 Revestimiento con enrocados

Son revestimientos de taludes conformados por rocas colocadas o acomodadas, con ayuda de equipos mecánicos como tractor, cargador frontal, retro-excavador o grúa, con el objetivo de proteger taludes evitando su erosión o desprendimiento. Protegen de la erosión y socavación que producen las aguas (protección de riberas, entradas y salidas de puentes, pontones, alcantarillas, badenes, etc.).

Se presenta a continuación los criterios para la determinación del tamaño de la roca, el espesor, la profundidad de la uña, el ancho de la base, la altura del enrocado y el diseño del filtro.

1.11.1 Diámetro de la roca

Según el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje MTC (2008), propone diversos métodos para el cálculo del tamaño del diámetro de la roca. Para ello, según el método del U. S. Department of Transportation se calculará el diámetro medio de las rocas, mediante las siguientes formulas, (MTC, 2008, p. 163).

$$D_{50}^I = \frac{0.001V^3}{y^{0.5}K_1^{1.5}}$$

$$K = \left[1 - \left(\frac{\sin^2 \theta}{\sin^2 \theta_1} \right) \right]^{0.5}$$

$$C = C_{sg} \cdot C_{sf}$$

$$C_{sg} = \frac{2.12}{(\gamma_s - 1)^{1.5}}$$

$$C_{sf} = \left(\frac{Fs}{1.2} \right)^{1.5}$$

$$D_{50} = C \cdot D_{50}^I$$

Donde:

- D_{50} : Diámetro medio de las rocas
- V : Velocidad media del flujo.
- y : Profundidad de flujo
- K_1 : Coeficiente de talud y ángulo de reposo del enrocado
- C_{sg} : Coeficiente de corrección por el peso específico
- C_{sf} : Coeficiente de corrección por el factor de seguridad
- C : Coeficiente de corrección
- $\emptyset$: Ángulo de inclinación del talud
- θ : Ángulo de reposo del material del enrocado.
- C : Factor de corrección
- γ_s : Peso específico del material del enrocado
- F_s : Factor de seguridad (Ver tabla 10)

Tabla 10. *Condiciones para factor de seguridad (F_s)*

Condición	Rango del F_s
Flujo uniforme, tramos rectos o medianamente curvos (radio de la curva/ancho del cauce > 30). Mínima influencia de impacto de sedimentos y material flotante.	1.0 – 1.2
Flujo gradualmente variado, curvatura moderada ($10 < \text{radio de la curva/ancho del cauce} < 30$). Moderada de impacto de sedimentos y material flotante.	1.3 – 1.6
Flujo rápidamente variado, curvas cerradas (radio de la curva/ancho del cauce < 10), flujos de alta turbulencia, flujo de turbulencia mixta en estribos de puentes. Efecto significativo de impacto de sedimentos y material flotante.	1.6 – 2.0

Adaptado de “Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje”, por MTC, 2008

1.11.2 Distribución granulométrica

Algunos de los materiales más finos, incluidos tamaños de hasta D_{50} y más grandes, son transportados por las altas velocidades, dejando una capa de rocas de gran tamaño que no pueden ser transportados bajo las condiciones de flujo dadas. Por lo tanto, el tamaño de la roca representativa de la estabilidad del enrocado está determinada por los tamaños más grandes de roca. El tamaño de grano representativo D_m para el enrocado es mayor que el tamaño medio de la roca D_{50} . Entonces, para

realizar los cálculos para la gradación recomendada se recomienda utilizar la tabla 11. (Richardson, E.V., D.B. Simons & P.F. Lagasse, 2001, p.400).

Tabla 11. *Gradación del enrocado*

Gradación del enrocado	
%más fino	Diámetro del tamiz
D ₀	0.25 D ₅₀
D ₁₀	0.35 D ₅₀
D ₁₅	0.43 D ₅₀
D ₂₀	0.50 D ₅₀
D ₃₀	0.65 D ₅₀
D ₄₀	0.80 D ₅₀
D₅₀	1 D₅₀
D ₆₀	1.20 D ₅₀
D ₇₅	1.65 D ₅₀
D ₈₅	1.75 D ₅₀
D ₉₀	1.80 D ₅₀
D ₁₀₀	2 D ₅₀

Adaptado de “River Engineering for Highway Encroachments”, por Richardson, E.V., D.B. Simons & P.F. Lagasse, 2001

1.11.3 Esfuerzo de corte permisible en el canal

Para el cálculo del esfuerzo cortante permisible en el fondo de un canal, en el caso que $D_{75} > 5$ mm el esfuerzo de corte permisible del enrocado está dado por la relación entre el d_{75} del material no cohesivo entre 13.

$$\tau = \frac{d_{75}}{13}$$

Donde:

- d_{75} : Diámetro medio de la roca (m)
- τ : Esfuerzo cortante en el fondo del canal (kg/m^2)

1.11.4 Cálculo del espesor del enrocado (Es)

Para determinar el espesor de la capa de enrocado se utilizan los siguientes criterios (AASHTO, 1999):

- El espesor de la capa no debe ser menor que la dimensión correspondiente al D_{100} y en dos veces D_{50} , la mayor de las dos dimensiones.
- Por razones constructivas, el espesor no deberá ser menor de 300 mm.

1.11.5 Cálculo de profundidad de la uña (P)

Una vez hallado el nivel de socavación, ésta indica la profundidad hasta donde se excavaría el río para un determinado periodo de retorno. Es debido a eso, que debemos cimentar la uña del enrocado hasta alcanzar la cota de socavación máxima.

1.11.6 Cálculo del ancho de la base (Ab)

El ancho de la base está en función del nivel de socavación hallada y se expresa mediante la siguiente expresión:

$$A_b = 1.5 * H_s$$

Donde:

- A_b : Ancho del enrocado en la base (m)
- H_s : Profundidad de socavación (m)

1.11.7 Cálculo de la altura del enrocado (H)

Según la investigación realizada por Maldonado (2016), la altura que tendrá el enrocado será igual a la diferencia entre la cota del nivel de aguas máximas y la cota socavación, más el borde libre.

$$H = \text{cota flujo} - \text{cota socavación} + \text{Bl}$$

El borde libre (Bl), está en función de la carga de velocidad $v^2/2g$ multiplicado por un coeficiente de caudales ($\emptyset$) el cual se muestra en la tabla 12.

$$\text{Bl} = \emptyset \left[\frac{v^2}{2g} \right]$$

Donde:

- Bl: Borde libre
- H: Altura del enrocado
- V: Velocidad
- g: Aceleración de la gravedad
- $\emptyset$: coeficiente (ver tabla 12)

Tabla 12. Valores del coeficiente (ϕ) para diversos caudales

Caudal máximo (m ³ /s)	Coeficiente (ϕ)
3000 - 4000	2.00
2000 - 3000	1.70
1000 - 2000	1.40
500 - 1000	1.20
100 - 500	1.10

Adaptado de Diseño y Construcción de Defensas Ribereña, por Terán R. 1998

1.11.8 Diseño de filtro

Los filtros considerados en la presente investigación son de material granular y tienen como función principal proteger el afirmado de apoyo, evitando la migración de los finos del material base (talud) a través del material de protección (enrocado).

Para determinar si se requiere su colocación, así como los diámetros representativos del material de filtro, se empleó la siguiente ecuación, propuesta por MTC (2008, p.167).

$$\frac{d_{15}(\text{filtro})}{d_{85}(\text{base})} < 5 \text{ mm} < \frac{d_{15}(\text{filtro})}{d_{15}(\text{base})} < 40 \text{ mm}$$

$$\frac{d_{50}(\text{filtro})}{d_{50}(\text{base})} < 40 \text{ mm}$$

1.12 Revestimiento con bolsacretos

Es un sistema de protección y de control de erosión ya sea para ríos, canales o mares, fabricado utilizando bolsas de geotextil, cuenta con una válvula auto sellante, para colocar la manguera que inyectará el material de relleno de mortero o concreto, con una capacidad aproximada de 1m³ o 2m³. En la figura 17, se puede observar un esquema de detalle típico de bolsacreto, estos se confeccionan según dimensiones establecidas en la tabla 13 según el fabricante, para optimizar su manejo, utilización y colocación en el lugar de trabajo.

Figura 17. Esquema del bolsacreto

Tabla 13. Características de bolsacretos

PROPIEDADES MECÁNICAS	NORMA	1101 / 1102	1401/1402
Resistencia a la Tensión	ASTM D 4632	470 N	650 N
Resistencia al Punzonamiento	ASTM D 4833	300 N	390 N
Resistencia al Rasgado Trapezoidal	ASTM D 4533	250 N	260 N
Resistencia al Estallido - Método Mullen Burst	ASTM D 3786	1730 kPa	2285 kPa
PROPIEDADES HIDRÁULICAS	NORMA	1101 / 1102	1401/1402
Tamaño de Abertura Aparente	ASTM D 4751	0.30 mm (Tamiz No. 50)	0.30 mm (Tamiz No. 50)
Permitividad	ASTM D 4491	0.31 s ⁻¹	0.30 s ⁻¹
PROPIEDADES FÍSICAS	NORMA	1101 / 1102	1401/1402
Tipo de Polímero	Medido	Polipropileno	Polipropileno
Ancho de Válvula de Llenado	Medido	35 cm	35 cm
Largo Válvula de Llenado	Medido	50 cm	50 cm
Abertura Válvula de Llenado	Medido	22 cm	22 cm
Costura de Bolsacreto	Medido	Doble	Doble
Capacidad Aproximada	Medido	1 m ³ / 2 m ³	1 m ³ / 2 m ³
Dimensiones	Medido	(1.20 x 2.40) m / (1.85 x 2.70) m	(1.20 x 2.40) m / (1.85 x 2.70) m

Adaptado de Especificaciones técnicas de bolsacretos, por Geosistemas PAVCO, 2011

Según las especificaciones del bolsacreto (PAVCO, 2011), la resistencia a la compresión simple de estas mezclas, deberá ser recomendada en el diseño según el uso de estos enrocados artificiales, pero bajo ninguna circunstancia podrá ser inferior a los 105 kg/cm² (1500 psi) para evitar el desgaste por abrasión.

Durante el llenado, se deberá impedir la formación de cavidades con aire dentro de la bolsa. Una vez llenado, se retira la manguera y el cierre actúa inmediatamente, si las condiciones de instalación son las adecuadas. Al colocar las bolsas uno sobre otro se acomoda a la superficie formando un conjunto muy resistente. El tejido de polipropileno permite la salida de agua favoreciéndose el fraguado de la mezcla.

Los poros de la tela deben tener un tamaño tal que no permitan la salida de la mezcla de concreto.

Pilarczyk (2001), desarrolló la siguiente fórmula para hallar el espesor del que puede estar conformado por enrocado o bloques sueltos, gaviones, geomantas o geobolsas y es aplicable a la determinación del espesor de la capa de bolsacreto.

$$\Delta D = 0.035 \frac{\phi K_T * K_h u_{cr}^2}{\psi K_m 2g}$$

Donde:

- ϕ = Parámetro de estabilidad (Ver tabla 14)
- ψ = Parámetro crítico de Shields (Ver tabla 15)
- K_T = Parametro de turbulencia (Ver tabla 16)
- K_h = Parámetro de profundidad
- K_m = Parámetro de pendiente de talud
- g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/seg²)
- u_{cr} = Velocidad critica promedio (m/seg)

Tabla 14. *Valores de parámetros de estabilidad ϕ*

Tipo de revestimiento	Parámetros de estabilidad ϕ	
	Parte central del revestimiento	Bordes y transiciones
Enrocado o bloques sueltos	1.0	1.5
Mantos de bloques, gaviones, geobolsas y geomantos	0.5 a 0.75	0.75 a 1.0

Adaptado de “Design Criteria for alternative revetments”, por Pilarczyk K., 2001

Tabla 15. *Valores del parámetro critico de Shields ψ*

Material	Parámetro criterio de Shields
Enrocado y bolsas pequeñas sueltas	0.035
Bloques entrelazados y bolsas grandes	0.05
Mantos de bloques unidos por cables	0.07
Gaviones	0.07 a 0.10
Geomantos	0.75 a 1.0

Adaptado de “Design Criteria for alternative revetments”, por Pilarczyk K., 2001.

Tabla 16. Valores del parámetro de turbulencias K_T

Tipo de turbulencia	Sitio	Parámetro de turbulencia K_T
Normal	Muros laterales	1.0
Mediana	Curvas suaves	1.5
Fuerte	Resaltos hidráulicos y curvas fuertes	2.0
	Sitios de alta turbulencia	2.0 a 2.5
Carga directa del agua sobre revestimiento	Jets espirales	3.0 a 4.0

Adaptado de “Design Criteria for alternative revetments”, por Pilarczyk K., 2001.

Luego, para hallar parámetro de profundidad k_h , se tiene en cuenta la profundidad del agua y de la aspereza del revestimiento. Se recomiendan las siguientes fórmulas:

$$k_h = \frac{2}{\left(\log\left(\frac{12h}{k_s}\right)^2\right)}$$

- Para perfil de velocidades bien desarrollado

$$k_h = \left(\frac{h}{k_s}\right)^{-0.2}$$

- Para perfil de velocidades no desarrollado

$$k_h = 1.0$$

- Para flujo muy rugoso que debe cumplir

$$\frac{h}{k_s} < 5$$

Donde:

- h = Profundidad del agua (m).
- k_s = Rugosidad (m), para un enrocado usualmente se toma igual a dos veces el diámetro de las piedras y para bolsas igual al espesor de las bolsas. Para otros revestimientos k_s es aproximadamente 0.05 metros para superficies lisas.

Además, se debe determinar el parámetro de pendiente k_s , que depende de la estabilidad de los elementos de revestimiento también depende del gradiente de pendiente bajo el cual se aplica el revestimiento en relación con el ángulo de fricción interna del revestimiento. Este efecto sobre la estabilidad se tiene en cuenta la siguiente ecuación y la tabla 17.

$$K_m = \sqrt{1 - \left(\frac{\text{sen}\alpha}{\text{sen}\theta}\right)^2}$$

- α = pendiente del talud
- θ = ángulo de fricción interna del material de revestimiento

Tabla 17. *Valores de ángulo de fricción θ del material para diversos revestimientos*

Material	Ángulo de fricción $\theta(^{\circ})$
Enrocado	40°
Sistemas rellenos de arena	30° a 40°
Revestimientos de colchones rígidos rellenos de mortero y anclados	90°
Revestimiento de colchones flexibles y colchones sin anclaje	70°
Mantos de geotextil	15 a 20°

Adaptado de “Design Criteria for alternative revetments”, por Pilarczyk K., 2001

1.13 Encamisado

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 es después llenado con concreto. Las tablestacas se construyen de diferentes materiales, siendo las de acero y madera las más comunes. 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 (Guevara, 2016). En la figura 18, se puede observar un esquema de encamisado empleando tablestacas.

Figura 18. Tablestacas y llenado de vacíos. Tablestacas cortadas a ras con el tope de la zapata. Adaptado de Guevara, 2016

1.14 Consideraciones de aplicación para el diseño de un puente

De acuerdo a Guevara (2016), se tiene las siguientes consideraciones:

- El puente debe diseñarse de forma que no se afecte la sección hidráulica del río para condiciones de creciente, lo que está limitado por el tipo de estructura, la longitud del puente y su costo.
- La cimentación de las estructuras debe quedar por debajo de la profundidad de socavación total.
- Las ecuaciones para calcular socavación local en estribos se desarrollaron en el laboratorio bajo condiciones ideales y muchas carecen de verificación en el campo. Ya que las ecuaciones tienden a sobreestimar las profundidades de socavación, deben usarse inicialmente para tener una idea sobre el orden de magnitud de la socavación potencial y el juicio del ingeniero decidirá si deben tenerse en cuenta o no.
- Los estribos deben diseñarse considerándose la combinación de todas las formas de socavación para resistir por contracción y a largo plazo y en este caso se usarán estructuras de protección diseñadas adecuadamente, recomendándose enrocado y/o muros guías y revestimientos, entre otras posibilidades.

2. METODOLOGÍA

2.1 Material

2.1.1 Población

La población de estudio está conformada por la totalidad de obras de protección contra la socavación para estribos de puentes.

Para el presente trabajo, la zona de estudio se ubica en el distrito de Chaclacayo como se puede observar en la figura 19, en el cual se encuentra 5 puentes que cruzan sobre el río Rímac y son los siguientes:

- Puente Ñaña
- Puente Morón
- Puente Huampaní
- Puente Javier Pérez de Cuellar
- Puente los Ángeles

Figura 19. Distrito de Chaclacayo. Adaptado de “Google Maps”, 2019

2.1.2 Muestra

La muestra para la presente investigación es la protección contra la socavación de los estribos del puente Morón, ver figuras 20 y 21, el cual pertenece al distrito de Chaclacayo y está caracterizado por ser el único acceso de un solo carril hacia la

urbanización Los Girasoles; 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.

Figura 20. Vista panorámica del puente Morón aguas abajo, visita de agosto de 2018

Figura 21. Vista panorámica del puente Morón aguas arriba, visita de junio de 2019

2.2 Método

2.2.1 Nivel de Investigación

El presente trabajo corresponde a un nivel de investigación descriptiva debido a que se caracterizará las obras de protección contra la socavación de estribos de puentes, comparando diversas alternativas con la propuesta de encamisado. Además, es exploratorio, documental y se complementó con algunos datos obtenidos de campo.

2.2.2 Diseño de Investigación

En la figura 22 se muestra el diseño de investigación.

Figura 22. Metodología de investigación. Adaptación propia

En primer lugar, se analizó la información básica del puente Morón, realizando las siguientes actividades: revisión de estudios previos y de los antecedentes del puente, así como del expediente técnico. 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, se propuso y se 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.

2.2.3 Variables de estudio y operacionalización

En la tabla 18, se observa las variables dependientes e independientes del presente trabajo, se aplicó el siguiente criterio; las variables independientes (socavación, caudal y métodos de protección), son las que hemos empleado en el transcurso del análisis de procesamiento de datos, las cuales tienen como resultado o respuesta a nuestra variable dependiente el reforzamiento de estribos.

Tabla 18. *Variables dependientes e independientes*

Variable	Dimensión	Indicador	Unidad de medida	Instrumento de investigación
Dependiente (VD): Reforzamiento de estribos	Nivel de protección	Viabilidad Riesgo de falla	%	Cálculo forma teórica
Independiente (VI): Socavación	- Local - General - Otros	Profundidad de socavación	m	- Formulas empíricas - Medidas de campo
Caudal	Líquido	Q. Volumétrico	m ³ /s	Aforos
	Sólido	Q. solido Peso	ton/s	Fórmulas empíricas
Métodos de protección	- Revestimiento de enrocado	Dimensiones de obra	Longitudes, volumen	Documental
	- Revestimiento con bolsacretos - Encamisado	Materiales de obra	Especificaciones técnicas	

2.2.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Se analizaron los documentos publicados por en el Ministerio de Transporte y Comunicaciones (MTC), el expediente técnico del reforzamiento del puente “Morón” y en el transcurso del trabajo se realizaron las respectivas indagaciones, tomando como referencia de ayuda, entre otros, el estudio hidrológico del río Rímac obtenido de la Autoridad Nacional del agua (ANA). Durante la presente investigación del puente Morón, se encontró que existe una falta de información de estudios realizados hasta la actualidad por parte del MTC.

Para la recolección de datos se realizó visitas de campo en donde se tomó las fotografías adecuadas para tener mayor perspectiva del lugar, notas de campo. Otro instrumento empleado fue la revisión de bibliografía en libros, artículos de investigación, base de datos, expedientes técnicos, imágenes satelitales para ver la ubicación del puente, estado de los estribos. Se empleó el Office y AutoCAD Civil 3D.

2.2.5 Técnicas de Procesamiento y Análisis de datos

Para el procesamiento y análisis de datos se empleó el AutoCAD Civil 3D como ayuda para la lectura, elaboración de planos y el diseño de alternativas. También, se utilizó el Office como programa de ayuda para redacción de datos, tablas, presentaciones en cuadros, gráficos, etc.

Para el estudio hidrológico se utilizó el análisis estadístico de caudal máximo. Además, para determinar la socavación se empleó la metodología propuesta por el HEC-18 y para la modelación del fenómeno se aplicó el HEC-RAS.

3. RESULTADOS

3.1 Análisis de información básica

3.1.1 Revisión del Expediente Técnico

Según la memoria descriptiva del proyecto de “Reforzamiento puente Morón” realizado en setiembre de 1998, el puente se encuentra ubicado en la carretera central Km 23 en el distrito de Chaclacayo, provincia de Lima y departamento de Lima. Es el acceso principal a la Zona Residencial Los Girasoles, Club el Golf, asentamientos humanos de Ñaña, Vallecito y zonas aledañas.

El puente Morón que tiene una longitud de 96 metros, consta de 4 tableros de losa de concreto armado de 24 metros cada uno, apoyadas sobre pilares ubicados cada 12 metros y estribos de concreto ciclópeo, con ancho de vía de 2.40 metros con bermas laterales de 0.70 metros, como se puede observar en la figura 23.

Figura 23. Sección transversal del puente Morón. Elaboración propia

Como solución inmediata después de la ocurrencia del Fenómeno El Niño 1997-1998, la Dirección de puentes del MTC elaboró el reforzamiento de la estructura, mediante la calzadura de los pilares y al ala del estribo derecho, así como la limpieza del cauce, resane de pilares y superficie de rodadura. No se indica en el Expediente datos técnicos de las características del puente ni de la profundidad de la cimentación.

3.1.2 Topografía

3.1.2.1. Trabajos de campo

En la figura 24, se puede observar la zona del puente durante el levantamiento topográfico realizado el 08 de junio de 2019 para el reconocimiento del terreno y la elaboración de planos.

Figura 24. Trabajo de campo, junio 2019

Se consideró una poligonal básica de control horizontal 120 m aguas arriba y 120 m aguas abajo, guiados con un punto de referencia (Bench Mark o punto de control) BM. S-50R-IGM con la cota 615.0716, obtenido en el Instituto Geográfico Nacional del Perú, ver figura 25. Las coordenadas empleadas corresponden al sistema de proyección U.T.M. elaboradas en base al datum WGS-84 correspondientes a la zona 18, hemisferio sur.

Figura 25. BM - punto de control del puente Morón, junio 2019

3.1.2.2. Trabajos de gabinete

Luego de realizar el trabajo de campo, con la información obtenida se procede a realizar la triangulación de los puntos, considerando curvas de nivel menores a intervalo de 0.50 metros y curvas de nivel mayores a cada 2 metros como se puede observar en la figura 26. Esta superficie topográfica nos servirá para la creación de las secciones transversales aguas arriba y aguas abajo. Los planos realizados se incluyen en el anexo 1.

Figura 26. Levantamiento topográfico del puente Morón, junio 2019

3.1.3 Suelos

Se realizó el estudio de suelos que consistió en la exploración campo y la realización en gabinete de ensayos de laboratorio necesarios para la descripción de las condiciones del suelo, características físicas y mecánicas que la conforman. En la figura 27 se muestra la ubicación en planta de las calicatas ejecutadas.

- C-1: estribo izquierdo, lado izquierdo del estribo.
- C-2: estribo derecho.
- C-3: estribo derecho, debajo del puente.
- C-4: al centro del puente.

Figura 27. Ubicación de calicatas, junio 2019

3.1.3.1 Trabajos de campo

➤ Calicata 1 (C-1)

Para la calicata 1, ubicada en el estribo izquierdo; ver figuras 28 y 29; se tuvo dificultades para ejecutarla debido a la presencia de bolonería. Al ubicar un espacio para realizarla se tuvo problemas de filtración a 0.80 m debido a la proximidad del río. En la figura 30, se puede observar el perfil estratigráfico. Los resultados muestran que el estrato superficial contenía bajo contenido orgánico,

en un suelo de GP (Grava mal gradada con arena), que presentaba gran cantidad de cantos rodados y bolonería. El material se encontraba muy húmedo de un color marrón oscuro.

Prof. M	Nº DE MUESTRA	Hum. Nat. (%)	CLASIFICACIÓN			DESCRIPCIÓN DEL SUELO	GRANULOMETRÍA (% Que pasa)				LÍMITES DE ATTERBERG (%)		
			AASHTO	SUCS	SÍMBOLO		3/4"	No 4	No 10	No 200	L.L	L.P.	I.P.
0													
.2													
.4													
.6													
.8													
1	1.00												

Figura 28. Perfil estratigráfico de C-1

Figura 29. Ubicación de la calicata C-1 en el estribo izquierdo, junio 2019

Figura 30. Calicata C-1, junio 2019

➤ **Calicata 2 (C-2)**

La calicata C-2, ubicada en el estribo derecho, se puede observar en las figuras 31 y 32, mostraba mucho material orgánico en el estrato superficial, teniendo un suelo clasificado como GP (Grava mal graduada con arena), se llegó hasta 1.4m de profundidad, debido al nivel freático que se encontró a esta profundidad de 1m y a 0.80 m se encontró bolonería de gran tamaño, ver figura 33.

Prof. M	Nº DE MUESTRA	Hum. Nat. (%)	CLASIFICACIÓN			DESCRIPCIÓN DEL SUELO	GRANULOMETRÍA (% Que pasa)				LÍMITES DE ATTERBERG (%)		
			AASHTO	SUCS	SÍMBOLO		3/4"	No 4	No 10	No 200	L.L	L.P.	I.P.
0													
.2													
.4													
.6													
.8													
1													
.2													
1.40	M-1	12.05	A-1-a (0)	GP		Grava mal graduada con arena.	59.0	31.1	28.7	2.7	NP	NP	NP

Figura 31. Perfil estratigráfico C-2

Figura 32. Ubicación de la calicata C-2 en el estribo derecho, junio 2019

Figura 33. Calicata C-2, junio 2019

➤ **Calicata 3 (C-3)**

Para tener una mayor apreciación del material granular, la calicata C-3 se realizó cerca de la calicata C-2, debajo del puente en el estribo derecho (ver figuras 34 y 35). El material superficial contaba con material orgánico y relleno, este estrato se extendía a una profundidad de 1.10 m, el estrato contaba con gran cantidad de cantos rodados de hasta 9". Luego, se ubicaba un estrato de suelo GP-GM (Grava mal graduada con limo y arena), muy húmedo, la simbología doble es debido a los finos (limo) que se han ido acumulando por el estrato superior. En este estrato se comenzó a encontrar bolonería de hasta 16". La exploración se efectuó hasta 2.20 m de profundidad, debido a la inestabilidad del terreno y presencia de bolonería, ver figura 36.

Prof. M	N° DE MUESTRA	Hum. Nat. (%)	CLASIFICACIÓN			DESCRIPCIÓN DEL SUELO	GRANULOMETRÍA (% Que pasa)				LÍMITES DE ATTERBERG (%)		
			AASHTO	SUCS	SÍMBOLO		3/4"	Nº 4	Nº 10	Nº 200	L.L.	L.P.	I.P.
0 2 4 6 8 1						Material de relleno, desmonte con cantos rodados							
1.10													
2 4 6 8 2	M-1	7.44	A-1-a (0)	GP-GM		Grava mal graduada con limo con arena.	40.3	30.0	27.5	9.8	NP	NP	NP
2.20													

Figura 34. Perfil estratigráfico C-3

Figura 35. Ubicación de la calicata C-3 en el estribo izquierdo, junio 2019

Figura 36. Calicata C-3, junio 2019

➤ **Muestra en el cauce del río (C-4)**

La calicata C-4, ubicada debajo del centro de luz del puente, se realizó hasta 0.80 m, ver figuras 37 y 38. Esta muestra presentó un suelo GW (Grava bien graduada con arena), material húmedo y poco contenido de finos, mostrando un color gris oscuro. Hasta esta profundidad se encontró cantos rodados de hasta 9”, ver figura 39.

Prof. M	Nº DE MUESTRA	Hum. Nat. (%)	CLASIFICACIÓN			DESCRIPCIÓN DEL SUELO	GRANULOMETRIA (% Que pasa)				LÍMITES DE ATTERBERG (%)		
			AASHTO	SUCS	SÍMBOLO		3/4"	Nº 4	Nº 10	Nº 200	L.L	L.P.	I.P.
0 2 4 6 8 10	M-1	7.76	A-1-a (0)	GW		Grava bien graduada con arena.	46.4	28.1	23.5	1.1	NP	NP	NP
1.00													

Figura 37. Perfil estratigráfico C-4

Figura 38. Ubicación calicata C-4, junio 2019

Figura 39. Calicata C-4, junio 2019

3.1.3.2 Nivel freático

El nivel freático se encontraba a 1.00 m en la calicata C-2, pero en la calicata C-1 (ubicado en el estribo izquierdo) había filtraciones en 0.80 debido a la proximidad de la calicata al río. No se pudo realizar otro punto de exploración en este lugar ya que había demasiada presencia de bolonería que impedía realizar los trabajos de exploración.

3.1.3.3 Ensayos de laboratorio

A continuación, se presenta una lista breve de los ensayos estándar elaborados en un laboratorio de mecánica de suelos siguiendo las normas ASTM, para mayor información de los ensayos de laboratorio ver anexo 2. Además, se presenta un resumen de los resultados obtenidos en las siguientes tablas.

- Determinación del contenido de humedad (ASTM-D-2216) [Ver tabla 19]
- Análisis Granulométrico por tamizado (ASTM-D-422) [Ver tabla 19]
- Determinación del límite Líquido (ASTM-D-423) [Ver tabla 20]
- Determinación del límite Plástico (ASTM-D-424) [Ver tabla 20]
- Gravedad específica de los suelos (ASTM-D-854) [Ver tabla 21]
- Ensayo de corte directo (ASTM-D-3080) [Ver tabla 22]

Tabla 19. *Resultados ensayo Análisis Granulométrico por tamizado*

Descripción	Unidad	C-1	C-2	C-3	C-4
Muestra	clasificación SUCS	GP	GP	GP-GM	GW
Profundidad	M	1	1.4	2.2	1
Nivel Freático	M	0.8	1	N.E	N.E
Diámetro correspondiente (D ₅₀)	Mm	11.63	11.15	33.67	21.87
Coefficiente de uniformidad (Cu)		51.5	102.22	594.94	67.01
Coefficiente de curvatura (Cc)		0.66	3.15	6.61	2.34

Tabla 20. *Resultados ensayo de contenido de humedad, LL y LP*

Descripción	Unidad	C-1	C-2	C-3	C-4
Contenido de Humedad (w)	%	8.95	12.05	7.44	7.76
Límite líquido (LL)		NP	NP	NP	NP
Límite plástico (LP)		NP	NP	NP	NP
Índice de plasticidad (IP)		NP	NP	NP	NP

Tabla 21. *Resultados ensayo gravedad específica de los sólidos*

Descripción	Unidad	C-1	C-2	C-4
Porcentaje que retiene la malla N°4	%	64.4	68.89	71.88
Porcentaje que pasa la malla N°4	%	35.63	31.11	28.12
Gravedad específica promedio		2.667	2.666	2.685

Tabla 22. *Resultados ensayo de Corte Directo*

Calicata	Descripción	Unidad	Resultados		
C-1	Esfuerzo normal	Kg/cm ²	0.53	1.02	1.51
	Esfuerzo cortante	Kg/cm ²	0.35	0.75	1.17
	Cohesión (C)	Kg/cm ²	0.000		
	ángulo de fricción (Φ)	°	36.961		
C-2	Esfuerzo normal	Kg/cm ²	0.53	1.02	1.51
	Esfuerzo cortante	Kg/cm ²	0.33	0.72	1.05
	Cohesión (C)	Kg/cm ²	0.000		
	ángulo de fricción (Φ)	°	34.992		

3.1.4 Hidrología

3.1.4.1 Cuenca hidrográfica del río Rímac.

Según la Autoridad Nacional del Agua (ANA, 2010), la cuenca del río Rímac se encuentra localizada en la región central y occidental del territorio peruano, entre las coordenadas geográficas 11°36'52" y 12°05'47" de latitud Sur y entre 76°11'05" y 77°04'36" de longitud Oeste. Políticamente la cuenca del río Rímac se encuentra ubicada en su mayoría en el departamento de Lima y en menor proporción en el departamento de Junín; enmarcándose en las provincias de Lima, Huarochirí y Yauli. Limita con la cuenca del río Chillón al norte, con la cuenca del río Lurín al sur, con la cuenca del río Mantaro al este y con el Océano Pacífico al oeste.

Recibe un aporte importante de la cuenca del río Mantaro a través del túnel Marcapomacocha. Existen varias lagunas reguladas tanto de la cuenca del Rímac como del Mantaro que son usadas para almacenar agua durante el periodo lluvioso para usarla en el periodo de estiaje.

La cuenca del río Rímac posee una extensión de 3503,95 km², con una longitud de 127.02 km, la parte húmeda es aproximadamente 2303,1 km² que representa el 65,7% y corresponde a la parte alta de la cuenca. La delimitación de unidades hidrográficas de la cuenca del río Rímac se indica en la tabla 23 y en la figura 40.

Tabla 23. *Clasificación de la unidad hidrográfica*

Cuenca	Sub Cuencas	Símbolo	Áreas (Km ²)	Porcentaje
Rímac	Baja Río Rímac		441.03	12.59
	Quebrada Jicamarca		492.31	14.05
	Jicamarca - Santa Eulalia		267.6	7.64
	Río Santa Eulalia		1077.38	30.75
	Santa Eulalia - Parac		633.71	18.09
	Quebrada Parac		130.43	3.72
	Parac - Alto Río Rímac		55.93	1.6
	Alto Río Rímac		169.81	4.85
	Río Blanco		235.75	6.73
Total			3503.95	100.0

Adaptado "Estudio hidrológico y ubicación de la red de estaciones hidrométricas en la cuenca del río Rímac",
por ANA, 2010

Tabla 24. *Relación de estaciones hidrométricas del río Rímac*

Estación	Río	Altitud msnm	Latitud Sur	Longitud Oeste	Área de la cuenca km ²	Caudal medio m ³ /s
Túnel trasandino *	Pallca	4650	11° 33'	76° 20'		4.08
Mina Camina	Azul		11° 34'	76° 26'	20	
Acobamba	Racray		11° 33'	76° 30'	45	
Putuchaca	Yana		11° 39'	76° 28'	138	
Sheque *	Sta.Eulalia	3100	11° 40'	76° 31'	547	11.05
Sulchi	Sta.Eulalia		11° 43'	76° 36'	794	14.73
Autisha	Sta.Eulalia	2100	11° 44'	76° 37'	812	9.74
Yuracmayo	Sta.Eulalia	4800	11° 50'	76° 09'	101	2.59
Rio Blanco	Blanco	3550	11° 44'	76° 16'	205	3.36
San Mateo	Blanco	3200	11° 46'	76° 18'	446	14.33
Tamboraquej *	San Mateo	3200	11° 46'	76° 19'	592	14.09
Anyahuari o Surco	San Mateo	1990	11° 53'	76° 28'	892	15.72
Chosica *	Rímac	870	11° 56'	76° 43'	2320	27.34
Yanacoto	San Mateo	854	11° 57'	76° 43'	2320	29.56
Chacrasana	Rímac	850	11° 58'	76° 45'	2500	28.72
Pte. Los Angeles	Rímac	850	11° 59'	76° 46'	2550	31.62
Huachipa	Rímac	200	12° 01'	76° 54'	2337	24.64
La Atarjea	Rímac		12° 02'	76° 00'		15.37
Pte. Ñaña	Rímac	560	11° 59'	76° 50'	2460	
Desembodura R-1	Rímac	20	12° 02'	77° 07'	3490	

Adaptado de “Estudio hidrológico y ubicación de la red de estaciones hidrométricas en la cuenca del río Rímac”, por ANA, 2010

3.1.4.2 Información disponible

En el río Rímac existe la estación hidrométrica Chosica, la cual se considera representativa, ya que cuenta con registros de los caudales máximos diarios para el periodo de 1921-2018 ; 98 años de información obtenidos del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI, 2019); el registro completo se puede ver en el anexo 3. Según la información del SENAMHI, los caudales máximos del río Rímac, son caudales máximos promedios diarios, es decir, promedio de tres o cuatro lecturas diarias, por lo tanto no son datos instantáneos, por este razón se convirtieron los caudales máximos promedios diarios a instantáneos mediante la aplicación del Método de Fuller, que se fundamenta en función del área de la cuenca, y ésta información de datos instantáneos es la que sirve para el análisis de máximas avenidas.

$$Q_{inst} = Q_{máx.} \left(1 + \frac{2.66}{A^{0.3}} \right)$$

Donde:

- Q_{inst} = caudal máximo instantáneo (m³/s).
- $Q_{máx.}$ = caudal máximo (m³/s).

- A = área de la cuenca de interés (km²).

Según el (ANA, 2010, p.189). El área de la cuenca del río Rímac es igual a 2318.22 km², por lo tanto, se obtiene un factor de 1.26. Por lo tanto:

$$Q_{inst} = 1.26 Q_{m\acute{a}x.}$$

Los caudales máximos instantáneos calculados se muestran en la tabla 25.

Tabla 25. Caudales máximos instantáneos calculados para la estación Chosica

Nº	Año	Q máx.	Q inst.	Nº	Año	Q máx.	Q inst.	Nº	Año	Q máx.	Q inst.
1	1921	95.000	119.700	34	1954	202.000	254.520	67	1987	168.500	212.310
2	1922	99.000	124.740	35	1955	320.000	403.200	68	1988	83.000	104.580
3	1923	97.000	122.220	36	1956	155.000	195.300	69	1989	58.143	73.260
4	1924	90.500	114.030	37	1957	100.000	126.000	70	1990	38.400	48.384
5	1925	78.000	98.280	38	1958	99.800	125.748	71	1991	76.000	95.760
6	1926	187.090	235.733	39	1959	175.000	220.500	72	1992	32.880	41.429
7	1927	137.600	173.376	40	1960	77.400	97.524	73	1993	114.487	144.254
8	1928	183.490	231.197	41	1961	70.500	88.830	74	1994	133.957	168.786
9	1929	139.800	176.148	42	1962	84.100	105.966	75	1995	60.347	76.037
10	1930	320.100	403.326	43	1963	92.200	116.172	76	1996	108.928	137.249
11	1931	97.630	123.014	44	1964	78.800	99.288	77	1997	77.370	97.486
12	1932	315.000	396.900	45	1965	108.100	136.206	78	1998	120.610	151.969
13	1933	225.000	283.500	46	1966	100.600	126.756	79	1999	125.490	158.117
14	1934	200.000	252.000	47	1967	100.500	126.630	80	2000	108.580	136.811
15	1935	250.000	315.000	48	1968	46.400	58.464	81	2001	108.650	136.899
16	1936	65.500	82.530	49	1969	81.400	102.564	82	2002	76.080	95.861
17	1937	105.000	132.300	50	1970	158.000	199.080	83	2003	128.607	162.045
18	1938	175.000	220.500	51	1971	139.000	175.140	84	2004	77.946	98.212
19	1939	205.000	258.300	52	1972	210.000	264.600	85	2005	68.672	86.527
20	1940	254.500	320.670	53	1973	115.000	144.900	86	2006	91.607	115.425
21	1941	325.000	409.500	54	1974	79.100	99.666	87	2007	107.475	135.418
22	1942	315.800	397.908	55	1975	144.000	181.440	88	2008	83.241	104.883
23	1943	261.000	328.860	56	1976	116.000	146.160	89	2009	126.716	159.662
24	1944	130.000	163.800	57	1977	162.000	204.120	90	2010	84.963	107.053
25	1945	94.500	119.070	58	1978	151.000	190.260	91	2011	83.361	105.035
26	1946	185.000	233.100	59	1979	144.000	181.440	92	2012	104.608	131.806
27	1947	130.000	163.800	60	1980	91.500	115.290	93	2013	131.019	165.084
28	1948	130.000	163.800	61	1981	216.000	272.160	94	2014	96.993	122.211
29	1949	108.000	136.080	62	1982	72.200	90.972	95	2015	92.386	116.406
30	1950	98.500	124.110	63	1983	33.400	42.084	96	2016	79.700	100.422
31	1951	316.000	398.160	64	1984	103.500	130.410	97	2017	126.503	159.394
32	1952	164.000	206.640	65	1985	118.000	148.680	98	2018	66.105	83.292
33	1953	175.000	220.500	66	1986	164.180	206.867				

3.1.4.3 Determinación del caudal de diseño

Según el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje para determinar el periodo de retorno de diseño se debe trabajar con la tabla 26, en el cual recomienda valores admisibles para distintas obras de drenaje, para este trabajo se empleó el de puentes, cuyo riesgo admisible recomendado es del 22%, para una vida útil de 25 años como mínimo. Sin embargo, la vida útil recomendada es 50 años.

Tabla 26. Valores recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje

Tipo de obra	Riesgo Admisible (") (%)
Puentes (*)	22
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	39
Alcantarillas de paso quebradas menores y descarga de agua de cunetas	64
Drenaje de plataforma (a nivel longitudinal)	64
Subdrenes	72
Defensas Ribereñas	22

Adaptado "Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje", por MTC, 2008

Nota:

- (*) Para obtención de la luz y nivel de aguas máximas extraordinarias.
- Se recomienda un periodo de retorno T de 500 años para el cálculo de socavación.
- (") Vida útil considerando n=25 años.
- Se tendrá en cuenta, la importancia y la vida útil de la obra a diseñarse.

Ven te Chow (1994), propone que para el cálculo periodo de retorno se determine en función del riesgo de falla adoptado (R) y la vida útil de diseño (n), como se muestra en la figura 41 y en la ecuación mostrada a continuación.

Figura 41. Riesgo de por lo menos una excedencia del evento de diseño de la vida útil. Adaptado de "Hidrología aplicada", por Ven Te Chow, 1994

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^N$$

Donde:

R: riesgo de falla

T: periodo de retorno

N: vida útil de la estructura

Entonces, con los datos obtenidos se procedió a reemplazar en la formula, considerando un riesgo de falla de 22% con una vida útil de 50 años.

$$R = 0.22$$

$$N = 50$$

$$0.22 = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^{50}$$

Se obtuvo un periodo de retorno $T = 201.74$ años. Por ello, se adoptó un periodo de retorno igual a **$T=200$** años. Además, según la tabla 26 mencionada líneas arriba, para el cálculo de socavación se recomienda trabajar con un periodo de retorno **$T=500$** años.

ANA (2010) determinó que la distribución de probabilidades teórica de mejor ajuste para los caudales máximos del río Rímac es la distribución de Gumbel por lo que se usó este método para calcular los caudales máximos de diseño.

3.1.4.4 Determinación del caudal máximo con el método de Gumbel

Luego de obtener los caudales máximos instantáneos en la tabla 25, se procedió a utilizar el método de Gumbel para obtener los caudales máximos para diferentes periodos de retorno. Para ello, se calcularon los parámetros estadísticos promedio y desviación típica cuyos valores se muestran en la tabla 27.

Tabla 27. *Parámetros estadísticos de los caudales máximos del río Rímac*

Nº	Año	Caudal máximo instantáneo " Q_i " (m³/s)	Q_i^2
1	1921	119.700	14328
2	1922	124.740	15560
3	1923	122.220	14938
4	1924	114.030	13003
5	1925	98.280	9659
6	1926	235.733	55570

Tabla 27. *Parámetros estadísticos de los caudales máximos del río Rímac*
[Continuación]

Nº	Año	Caudal máximo instantáneo " Q_i " (m ³ /s)	Q_i^2
7	1927	173.376	30059
8	1928	231.197	53452
9	1929	176.148	31028
10	1930	403.326	162672
11	1931	123.014	15132
12	1932	396.900	157530
13	1933	283.500	80372
14	1934	252.000	63504
15	1935	315.000	99225
16	1936	82.530	6811
17	1937	132.300	17503
18	1938	220.500	48620
19	1939	258.300	66719
20	1940	320.670	102829
21	1941	409.500	167690
22	1942	397.908	158331
23	1943	328.860	108149
24	1944	163.800	26830
25	1945	119.070	14178
26	1946	233.100	54336
27	1947	163.800	26830
28	1948	163.800	26830
29	1949	136.080	18518
30	1950	124.110	15403
31	1951	398.160	158531
32	1952	206.640	42700
33	1953	220.500	48620
34	1954	254.520	64780
35	1955	403.200	162570
36	1956	195.300	38142
37	1957	126.000	15876
38	1958	125.748	15813
39	1959	220.500	48620
40	1960	97.524	9511
41	1961	88.830	7891
42	1962	105.966	11229
43	1963	116.172	13496

Tabla 27. *Parámetros estadísticos de los caudales máximos del río Rímac*
[Continuación]

N°	Año	Caudal máximo instantáneo “ Q_i ” (m ³ /s)	Q_i^2
44	1964	99.288	9858
45	1965	136.206	18552
46	1966	126.756	16067
47	1967	126.630	16035
48	1968	58.464	3418
49	1969	102.564	10519
50	1970	199.080	39633
51	1971	175.140	30674
52	1972	264.600	70013
53	1973	144.900	20996
54	1974	99.666	9933
55	1975	181.440	32920
56	1976	146.160	21363
57	1977	204.120	41665
58	1978	190.260	36199
59	1979	181.440	32920
60	1980	115.290	13292
61	1981	272.160	74071
62	1982	90.972	8276
63	1983	42.084	1771
64	1984	130.410	17007
65	1985	148.680	22106
66	1986	206.867	42794
67	1987	212.310	45076
68	1988	104.580	10937
69	1989	73.260	5367
70	1990	48.384	2341
71	1991	95.760	9170
72	1992	41.429	1716
73	1993	144.254	20809
74	1994	168.786	28489
75	1995	76.037	5782
76	1996	137.249	18837
77	1997	97.486	9504
78	1998	151.969	23094
79	1999	158.117	25001
80	2000	136.811	18717
81	2001	136.899	18741

Tabla 27. *Parámetros estadísticos de los caudales máximos del río Rímac*
[Continuación]

Nº	Año	Caudal máximo instantáneo “ Qi ” (m ³ /s)	Qi^2
82	2002	95.861	9189
83	2003	162.045	26259
84	2004	98.212	9646
85	2005	86.527	7487
86	2006	115.425	13323
87	2007	135.418	18338
88	2008	104.883	11001
89	2009	159.662	25492
90	2010	107.053	11460
91	2011	105.035	11032
92	2012	131.806	17373
93	2013	165.084	27253
94	2014	122.211	14935
95	2015	116.406	13550
96	2016	100.422	10085
97	2017	159.394	25406
98	2018	83.292	6938
ΣQi		16257.798	3405821.989

1. Cálculo el promedio de caudales.

$N = N^\circ$ de datos = 98

$$Qm = \frac{\Sigma Qi}{N} = \frac{16257.798}{98}$$

$$Q_m = \boxed{165.90} \text{ m}^3/\text{s}$$

2. Hallar la desviación estándar.

$$\gamma_Q = \sqrt{\frac{\Sigma Q^2 - N * Qm^2}{N - 1}}$$

$$\gamma_Q = 85.48 \text{ m}^3/\text{s}$$

3. Coeficientes obtenidos del cuadro para valores de Y_n y S_n en función de N , ver tabla 2.

S_n	1.20550
Y_n	0.55980

4. Cálculo del caudal máximo.

$$Q_{\text{máx}} = Qm - \frac{\gamma_Q}{S_n} (Y_n - \ln(T))$$

- Para un periodo de retorno de 200 años:

T	200	años
$Q_{\text{máx}}$	501.89	m ³ /s

- Para un periodo de retorno de 500 años:

T	500	años
$Q_{\text{máx}}$	566.86	m ³ /s

5. Cálculo de $\emptyset$.

$$\emptyset = \left(1 - \frac{1}{T}\right)$$

- Para un periodo de retorno de 200 años = 0.995
- Para un periodo de retorno de 500 años = 0.998

6. Cálculo de intervalo de confianza (ΔQ)

$$\Delta Q \quad \boxed{80.833} \text{ m}^3/\text{s}$$

7. Hallar el caudal de diseño

$$Q_d = Q_{\text{máx}} + \Delta Q$$

- Para un periodo de retorno de 200 años = **582.72 m³/s**
- Para un periodo de retorno de 500 años = **647.69 m³/s**

Se halló el caudal máximo de diseño igual a 583 m³/s para un periodo de retorno de 200 años, con una vida útil de 50 años y con un riesgo de falla del 22% y para un periodo de retorno de 500 años se obtuvo un caudal de diseño igual a 648 m³/s.

3.1.5 Hidráulica

3.1.5.1 Modelamiento hidráulico

Luego, de obtener los datos necesarios, se continuó con el modelamiento hidráulico en el HEC-RAS. En primer lugar, se exportó las curvas de nivel obtenidas en el levantamiento topográfico, y secciones transversales cada 10 metros, ver figuras 42 y 43.

Figura 42. Curvas de nivel obtenido del levantamiento topográfico realizado en junio de 2019

Figura 43. Secciones hidráulicas cada 10m

En segundo lugar, se determinó el coeficiente de Manning del tramo, de acuerdo a las características físicas del cauce como se puede observar en la figura 44, se realizó la asignación de valores a cada uno de los factores mostrados en la tabla 28. Se obtuvo como resultado los valores descritos en la tabla 29, para luego reemplazarlos en la siguiente ecuación propuesta por Cowan e ingresarlas en el HEC-RAS como se muestra en la figura 45.

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) m_5$$

Donde:

n_0 : Valor básico que depende de la rugosidad

n_1 : Valor adicional para tomar en cuenta las irregularidades

n_2 : Valor adicional para tomar en cuenta las variaciones en la forma y tamaño de la sección transversal

n_3 : Valor para considerar las obstrucciones

n_4 : Valor para considerar la vegetación y condiciones de flujo

m_5 : Factor para tomar en cuenta los meandros

Figura 44. Cauce del río Rímac-Aguas arriba del puente, junio, 2019

Tabla 28. Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad “n”

Superficie del canal	Tierra	n₀	0.020
	Roca		0.025
	Grava fina		0.024
	Grava gruesa		0.028
Irregularidad	Suave	n₁	0.000
	Menor		0.005
	Moderada		0.010
	Severa		0.020
Variación de la sección	Gradual	n₂	0.000
	Ocasional		0.005
	Frecuente		0.010 - 0.015
Efecto de la obstrucción	Despreciable	n₃	0.000
	Menor		0.010 - 0.015
	Apreciable		0.020 - 0.030
	Severo		0.040 - 0.060
Vegetación	Bajo	n₄	0.005 - 0.010
	Medio		0.010 - 0.025
	Alto		0.025 - 0.050
	Muy alto		0.050 - 0.100
Intensidad de meandros	Menor	m₅	1.000
	Apreciable		1.150
	Severo		1.300

Adaptado de “Hidráulica de tubería y canales”, por Rocha, 2007

Tabla 29. Coeficientes de rugosidad de Manning

Cálculo de coeficiente de Manning			
Cauce principal		Llanura de inundación	
(n ₀) Grava gruesa	0.028	(n ₀) Grava gruesa	0.028
(n ₁) Irregularidad moderada	0.005	(n ₁) Irregularidad moderada	0.005
(n ₂) Sección gradual	0.000	(n ₂) Sección gradual	0.000
(n ₃) Obstrucción menor	0.010	(n ₃) Obstrucción menor	0.015
(n ₄) Vegetación baja	0.005	(n ₄) Vegetación baja	0.007
(m ₅) Meandros menores	1.000	(m ₅) Meandros menores	1.000
Total	0.048	Total	0.055

Edit Manning's n or k Values

River: **RIO RIMAC** ☐ Edit Interpolated XS's

Reach: **EJE RIO RIMAC** All Regions

Selected Area Edit Options

	River Station	Frctn (n/k)	n #1	n #2	n #3
1	263.5	n	0.055	0.048	0.055
2	260	n	0.055	0.048	0.055
3	250	n	0.055	0.048	0.055
4	240	n	0.055	0.048	0.055
5	230	n	0.055	0.048	0.055
6	220	n	0.055	0.048	0.055
7	210	n	0.055	0.048	0.055
8	200	n	0.055	0.048	0.055
9	190	n	0.055	0.048	0.055
10	180	n	0.055	0.048	0.055
11	170	n	0.055	0.048	0.055
12	160	n	0.055	0.048	0.055
13	150	n	0.055	0.048	0.055
14	144.48	n	0.055	0.048	0.055
15	140	n	0.055	0.048	0.055
16	130	n	0.055	0.048	0.055
17	120	n	0.055	0.048	0.055
18	110	n	0.055	0.048	0.055
19	100	n	0.055	0.048	0.055
20	90	n	0.055	0.048	0.055
21	80	n	0.055	0.048	0.055
22	70	n	0.055	0.048	0.055
23	60	n	0.055	0.048	0.055
24	50	n	0.055	0.048	0.055
25	40	n	0.055	0.048	0.055
26	30	n	0.055	0.048	0.055
27	20	n	0.055	0.048	0.055
28	10	n	0.055	0.048	0.055
29	0	n	0.055	0.048	0.055

Figura 45. Valores de Manning para cada sección

En tercer lugar, se ingresó los caudales de diseños hallados por el método de Gumbel, para cada periodo de retorno hallado, ver figura 46. Luego, se estableció las condiciones de borde aguas arriba y aguas abajo del tramo en estudio del río Rímac. En la calibración de la modelo realizada comparando los niveles calculados con los observados en el campo, se determinó adecuado utilizar la condición de tirante normal en la entrada y salida. Se ingresó las pendientes de

1.68% para aguas arriba y 1.32% para aguas abajo del puente en el tramo estudiado y se ingresaron en el HEC-RAS, como se muestra en la figura 47.

Steady Flow Data - Flow 01

File Options Help

Enter/Edit Number of Profiles (32000 max): Reach Boundary Conditions ... Apply Data

Locations of Flow Data Changes

River: Add Multiple...

Reach: River Sta.: Add A Flow Change Location

Flow Change Location				Profile Names and Flow Rates	
	River	Reach	RS	T=200 años	T=500 años
1	RIO RIMAC	EJE RIO RIMAC	263.5	582.72	647.69

Figura 46. Ingreso de datos hidráulicos

Steady Flow Boundary Conditions

☐ Set boundary for all profiles ☒ Set boundary for one profile at a time

Available External Boundary Condition Types

Selected Boundary Condition Locations and Types

River	Reach	Profile	Upstream	Downstream
RIO RIMAC	EJE RIO RIMAC	T=200 años	Normal Depth S = 0.0168	Normal Depth S = 0.0132
RIO RIMAC	EJE RIO RIMAC	T=500 años	Normal Depth S = 0.0168	Normal Depth S = 0.0132

Steady Flow Reach-Storage Area Optimization ...

Select Boundary condition for the upstream side of selected reach.

Figura 47. Ingreso de condición de borde

Finalmente, se realizó la corrida del HEC-RAS en régimen supercrítico, para obtener la simulación del tramo en estudio de acuerdo a los periodos de retorno considerados de 200 y 500 años. En la figura 48, se puede ver el resultado de la modelación hidráulica para un periodo de retorno de 200 años y en la figura 49 para un periodo de retorno de 500 años.

Figura 48. Modelamiento hidráulico para un periodo de retorno de 200 años

Figura 49. Modelamiento hidráulico para un periodo de retorno de 500 años

En la figura 50, se muestra la tabla de variables hidráulicas obtenidos por el HEC-RAS para el caudal con un periodo de retorno de 200 años. Además, en la tabla 30 se indica el resumen de los resultados hidráulicos obtenidos.

Profile Output Table - Standard Table 1												
HEC-RAS Plan: 01 River: RIO RIMAC Reach: EJE RIO RIMAC Profile: T=200 años												Reload Data
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
EJE RIO RIMAC	0	T=200 años	582.72	615.12	617.53	617.53	618.42	0.019431	4.17	139.69	80.03	1.01
EJE RIO RIMAC	10	T=200 años	582.72	614.97	617.35	617.35	618.24	0.019382	4.18	139.49	79.61	1.01
EJE RIO RIMAC	20	T=200 años	582.72	614.72	617.15	617.15	618.04	0.019201	4.18	139.51	79.14	1.00
EJE RIO RIMAC	30	T=200 años	582.72	614.44	616.93	616.93	617.82	0.019314	4.18	139.38	78.68	1.00
EJE RIO RIMAC	40	T=200 años	582.72	614.28	616.72	616.72	617.63	0.019329	4.21	138.33	77.70	1.01
EJE RIO RIMAC	50	T=200 años	582.72	613.98	616.48	616.48	617.38	0.018999	4.20	138.69	77.32	1.00
EJE RIO RIMAC	60	T=200 años	582.72	613.64	616.26	616.26	617.17	0.018922	4.24	137.38	75.05	1.00
EJE RIO RIMAC	70	T=200 años	582.72	613.31	616.05	616.05	616.98	0.018879	4.26	136.70	73.92	1.00
EJE RIO RIMAC	80	T=200 años	582.72	612.97	615.87	615.87	616.81	0.018944	4.30	135.51	72.28	1.00
EJE RIO RIMAC	90	T=200 años	582.72	612.63	615.64	615.64	616.58	0.019256	4.30	135.55	73.31	1.01
EJE RIO RIMAC	100	T=200 años	582.72	612.41	615.42	615.42	616.34	0.019084	4.27	136.52	74.17	1.00
EJE RIO RIMAC	110	T=200 años	582.72	612.27	615.19	615.19	616.15	0.019024	4.34	134.12	70.51	1.01
EJE RIO RIMAC	120	T=200 años	582.72	612.07	615.04	615.04	616.01	0.018854	4.37	133.35	68.75	1.00
EJE RIO RIMAC	130	T=200 años	582.72	611.94	614.91	614.91	615.90	0.018807	4.42	131.85	66.35	1.00
EJE RIO RIMAC	140	T=200 años	582.72	611.76	614.64	614.64	615.62	0.018793	4.38	133.10	68.30	1.00
EJE RIO RIMAC	144.48	T=200 años	582.72	611.65	614.45	614.45	615.42	0.018671	4.37	133.41	68.67	1.00
EJE RIO RIMAC	150	T=200 años	582.72	611.52	614.21	614.21	615.18	0.018515	4.36	133.63	68.95	1.00
EJE RIO RIMAC	160	T=200 años	582.72	611.27	613.83	613.83	614.81	0.018348	4.39	132.79	67.66	1.00
EJE RIO RIMAC	170	T=200 años	582.72	610.96	613.71	613.71	614.69	0.018421	4.39	132.72	67.73	1.00
EJE RIO RIMAC	180	T=200 años	582.72	610.67	613.68	613.68	614.67	0.018478	4.42	131.83	66.64	1.00
EJE RIO RIMAC	190	T=200 años	582.72	610.44	613.63	613.63	614.64	0.018520	4.44	131.24	65.94	1.00
EJE RIO RIMAC	200	T=200 años	582.72	610.23	613.51	613.51	614.51	0.018460	4.44	131.30	65.82	1.00
EJE RIO RIMAC	210	T=200 años	582.72	609.94	613.32	613.32	614.31	0.018708	4.40	132.32	67.72	1.01
EJE RIO RIMAC	220	T=200 años	582.72	610.00	613.15	613.15	614.13	0.018674	4.38	132.99	68.51	1.00
EJE RIO RIMAC	230	T=200 años	582.72	609.79	612.95	612.95	613.92	0.018689	4.37	133.49	69.30	1.00
EJE RIO RIMAC	240	T=200 años	582.72	609.72	612.78	612.78	613.75	0.018605	4.36	133.77	69.46	1.00
EJE RIO RIMAC	250	T=200 años	582.72	609.73	612.59	612.59	613.54	0.018697	4.33	134.66	70.99	1.00
EJE RIO RIMAC	260	T=200 años	582.72	609.68	612.39	612.39	613.34	0.018849	4.30	135.55	72.68	1.01
EJE RIO RIMAC	263.5	T=200 años	582.72	609.65	612.34	612.34	613.28	0.018933	4.30	135.63	73.01	1.01

Average velocity of flow in main channel.

Figura 50. Variables hidráulicas para un periodo de retorno de 200 años

Tabla 30. Tirante y velocidad para el caudal con periodo de retorno de 200 años

Sección	Periodo de retorno	Caudal de diseño	Tirante	Velocidad
(Km)	(años)	(m ³ /s)	(m)	(m/s)
0+000	200	582.72	2.41	4.17
0+010	200	582.72	2.38	4.18
0+020	200	582.72	2.43	4.18
0+030	200	582.72	2.49	4.18
0+040	200	582.72	2.44	4.21
0+050	200	582.72	2.50	4.20
0+060	200	582.72	2.62	4.24
0+070	200	582.72	2.74	4.26
0+080	200	582.72	2.90	4.30
0+090	200	582.72	3.01	4.30
0+100	200	582.72	3.01	4.27
0+110	200	582.72	2.92	4.34
0+120	200	582.72	2.97	4.37
0+130	200	582.72	2.97	4.42
0+140	200	582.72	2.88	4.38

Tabla 30. Tirante y velocidad para el caudal con periodo de retorno de 200 años
[Continuación]

Sección	Periodo de retorno	Caudal de diseño	Tirante	Velocidad
0+144.48	200	582.72	2.80	4.37
0+150	200	582.72	2.69	4.36
0+160	200	582.72	2.56	4.39
0+170	200	582.72	2.75	4.39
0+180	200	582.72	3.01	4.42
0+190	200	582.72	3.19	4.44
0+200	200	582.72	3.28	4.44
0+210	200	582.72	3.38	4.40
0+220	200	582.72	3.15	4.38
0+230	200	582.72	3.16	4.37
0+240	200	582.72	3.06	4.36
0+250	200	582.72	2.86	4.33
0+260	200	582.72	2.71	4.30
0+263.50	200	582.72	2.69	4.30

Por lo tanto, para un periodo de retorno de 200 años, en la sección próxima al puente (0+144.48) se obtiene un tirante cuya cota es de 614.45 msnm como se muestra en las figuras 51 y 52.

Figura 51. Flujo próximo al puente, 200 años de periodo de retorno

Figura 52. Perfil del flujo para un periodo de retorno de 200 años

En la figura 53, se presenta la modelación hidráulica con el caudal para un periodo de retorno de 500 años y la tabla de variables hidráulicas obtenidos por el HEC-RAS para dicho caudal en la figura 54. Además, en la tabla 31 se muestra el resumen de los resultados hidráulicos obtenidos.

Figura 53. Modelación hidráulica para un periodo de retorno de 500 años

Profile Output Table - Standard Table 1												
HEC-RAS Plan: 01 River: RIO RIMAC Reach: EJE RIO RIMAC Profile: T=500 años												Reload Data
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m ³ /s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m ²)	Top Width (m)	Froude # Chl
EJE RIO RIMAC	0	T=500 años	647.69	615.12	617.66	617.66	618.61	0.019009	4.31	150.19	80.45	1.01
EJE RIO RIMAC	10	T=500 años	647.69	614.97	617.48	617.48	618.43	0.018962	4.32	149.96	80.03	1.01
EJE RIO RIMAC	20	T=500 años	647.69	614.72	617.29	617.29	618.23	0.018686	4.31	150.25	79.57	1.00
EJE RIO RIMAC	30	T=500 años	647.69	614.44	617.06	617.06	618.01	0.018924	4.32	149.76	79.04	1.00
EJE RIO RIMAC	40	T=500 años	647.69	614.28	616.86	616.86	617.82	0.018903	4.35	148.73	78.09	1.01
EJE RIO RIMAC	50	T=500 años	647.69	613.98	616.61	616.61	617.57	0.018606	4.34	149.13	77.82	1.00
EJE RIO RIMAC	60	T=500 años	647.69	613.64	616.39	616.39	617.38	0.018547	4.39	147.65	75.50	1.00
EJE RIO RIMAC	70	T=500 años	647.69	613.31	616.19	616.19	617.18	0.018497	4.41	146.99	74.43	1.00
EJE RIO RIMAC	80	T=500 años	647.69	612.97	616.01	616.01	617.01	0.018564	4.44	145.73	72.80	1.00
EJE RIO RIMAC	90	T=500 años	647.69	612.63	615.78	615.78	616.78	0.018843	4.44	145.82	73.81	1.01
EJE RIO RIMAC	100	T=500 años	647.69	612.41	615.55	615.55	616.55	0.018701	4.41	146.91	74.85	1.00
EJE RIO RIMAC	110	T=500 años	647.69	612.27	615.33	615.33	616.36	0.018625	4.49	144.29	71.04	1.01
EJE RIO RIMAC	120	T=500 años	647.69	612.07	615.18	615.18	616.22	0.018466	4.52	143.41	69.21	1.00
EJE RIO RIMAC	130	T=500 años	647.69	611.94	615.05	615.05	616.12	0.018530	4.57	141.60	66.86	1.00
EJE RIO RIMAC	140	T=500 años	647.69	611.76	614.79	614.79	615.83	0.018419	4.53	143.07	68.68	1.00
EJE RIO RIMAC	144.48	T=500 años	647.69	611.65	614.59	614.59	615.63	0.018392	4.52	143.23	69.14	1.00
EJE RIO RIMAC	150	T=500 años	647.69	611.52	614.35	614.35	615.39	0.018238	4.51	143.53	69.50	1.00
EJE RIO RIMAC	160	T=500 años	647.69	611.27	613.98	613.98	615.03	0.017981	4.53	142.89	68.25	1.00
EJE RIO RIMAC	170	T=500 años	647.69	610.96	613.86	613.86	614.91	0.018026	4.53	142.88	68.31	1.00
EJE RIO RIMAC	180	T=500 años	647.69	610.67	613.83	613.83	614.89	0.018107	4.56	141.89	67.25	1.00
EJE RIO RIMAC	190	T=500 años	647.69	610.44	613.79	613.79	614.86	0.018146	4.58	141.31	66.61	1.00
EJE RIO RIMAC	200	T=500 años	647.69	610.23	613.66	613.66	614.73	0.018132	4.58	141.32	66.56	1.00
EJE RIO RIMAC	210	T=500 años	647.69	609.94	613.47	613.47	614.52	0.018312	4.54	142.55	68.46	1.01
EJE RIO RIMAC	220	T=500 años	647.69	610.00	613.30	613.30	614.34	0.018308	4.52	143.19	69.25	1.00
EJE RIO RIMAC	230	T=500 años	647.69	609.79	613.10	613.10	614.13	0.018309	4.51	143.74	70.03	1.00
EJE RIO RIMAC	240	T=500 años	647.69	609.72	612.93	612.93	613.96	0.018316	4.50	143.84	70.20	1.00
EJE RIO RIMAC	250	T=500 años	647.69	609.73	612.73	612.73	613.75	0.018318	4.47	145.02	71.76	1.00
EJE RIO RIMAC	260	T=500 años	647.69	609.68	612.53	612.53	613.54	0.018577	4.45	145.62	73.33	1.01
EJE RIO RIMAC	263.5	T=500 años	647.69	609.65	612.49	612.49	613.48	0.018342	4.42	146.46	73.67	1.00
Total flow in cross section.												

Figura 54. Variables hidráulicas para un periodo de retorno de 500 años

Tabla 31. Tirante y velocidad para el caudal con periodo de retorno de 500 años

Sección	Periodo de retorno	Caudal de diseño	Tirante	Velocidad
(Km)	(años)	(m ³ /s)	(m)	(m/s)
0+000	500	647.69	2.54	4.31
0+010	500	647.69	2.51	4.32
0+020	500	647.69	2.57	4.31
0+030	500	647.69	2.62	4.32
0+040	500	647.69	2.58	4.35
0+050	500	647.69	2.63	4.34
0+060	500	647.69	2.75	4.39
0+070	500	647.69	2.88	4.41
0+080	500	647.69	3.04	4.44
0+090	500	647.69	3.15	4.44
0+100	500	647.69	3.14	4.41
0+110	500	647.69	3.06	4.49
0+120	500	647.69	3.11	4.52

Tabla 31. Tirante y velocidad para el caudal con periodo de retorno de 500 años [Continuación]

Sección	Periodo de retorno	Caudal de diseño	Tirante	Velocidad
0+130	500	647.69	3.11	4.57
0+140	500	647.69	3.03	4.53
0+144.48	500	647.69	2.94	4.52
0+150	500	647.69	2.83	4.51
0+160	500	647.69	2.71	4.53
0+170	500	647.69	2.90	4.53
0+180	500	647.69	3.16	4.56
0+190	500	647.69	3.35	4.58
0+200	500	647.69	3.43	4.58
0+210	500	647.69	3.53	4.54
0+220	500	647.69	3.30	4.52
0+230	500	647.69	3.31	4.51
0+240	500	647.69	3.21	4.50
0+250	500	647.69	3.00	4.47
0+260	500	647.69	2.85	4.45
0+263.50	500	647.69	2.84	4.42

Además, para un periodo de retorno de 500 años, en la sección próxima al puente (0+144.48) se obtiene un tirante cuya cota es de 614.59 msnm como se muestra en las figuras 55 y 56.

Figura 55. Flujo próximo al puente, 500 años de periodo de retorno

Figura 56. Perfil del flujo para un periodo de retorno de 500 años

3.1.6 Hidráulica fluvial

El río Rímac es un torrente de la vertiente del pacífico, con irregulares descargas en el tiempo. Con fuerte pendiente que en el tramo urbano llega a valores que están alrededor del 1%. Su régimen hidrológico es fuertemente irregular: grandes caudales en los meses de verano transportando grandes cantidades de sólidos provenientes de la erosión de la cuenca y caudales mínimos en los meses de invierno (estiaje). No solo es importante la variación estacional; hay años en los que en los meses de verano (marzo, especialmente) el río alcanza grandes caudales.

El río Rímac presenta problemas en casi todo su recorrido, pues el crecimiento desordenado de las poblaciones de las ciudades ha invadido gran parte del cauce, sus carencias cívicas y sanitarias hacen que se considere al río Rímac como un colector de desperdicios al que se arroja basura como se puede ver en la figura 57, y todos los residuos de las actividades humanas, lo que dificulta y encarece su aprovechamiento. (Rocha, 1998).

Figura 57. Arrojo de basura y residuos al río Rímac cerca del puente Morón en Chaclacayo, junio, 2019

Otro de los problemas que presenta el río Rímac en relación con las ciudades se encuentra en Chosica. Allí el cauce del río ha sufrido estrechamientos importantes, que limitan la caja fluvial y la posibilidad de que el río ocupe sus áreas de inundación. Como se puede observar en la figura 58, en la zona en la que el río Rímac atraviesa Chosica las construcciones llegan hasta el borde mismo del río, sin que éste se encuentre en sus máximos caudales. Todo esto motiva que el río no tenga cauce secundario y cuando se presentan avenidas y huaicos se producen desbordes. (Rocha, 1998).

Figura 58. Viviendas aledañas al río Rímac. Fuente Andina, enero, 2017

Según su geomorfología, el río Rímac se clasifica como un río ramificado, porque su máxima turbulencia en la unión de las márgenes es con el fondo del cauce. La cuenca es de forma alargada y estaría sujeta a crecientes continuas.

El cauce se subdivide en tres partes:

Zona 1- Montaña: río joven, en la zona desde el inicio de la cordillera de los Andes en el Nevado Paca.

Zona 2- Pie de monte: río maduro, en la zona que recorre la ciudad de Lima.

Zona 3- Llanura: río viejo, en la zona que desemboca en el Océano Pacífico.

Además, la clasificación por el material de las márgenes de fondo, viene a ser no cohesivo, ya que está formado por partículas sueltas de material grueso o cantos rodados.

3.2 Estudio de socavación en estribos

3.2.1 Socavación general

Para determinar de la socavación general se empleó el método de Lischtván – Levediev, la cual permite hallar la socavación general en el cauce del río. De acuerdo a los resultados de los estudios de suelos, se puede definir que el suelo es no cohesivo y por lo tanto utilizaremos la siguiente fórmula.

$$y_s = \left[\frac{\alpha \cdot y_0^{\frac{5}{3}}}{0.68 \cdot D_m^{0.28} \cdot \beta \cdot \Psi} \right]^{\frac{1}{1+z}}$$

$$\alpha = \frac{Q_d}{(H_m)^{5/3} \cdot B_e \cdot \mu}$$

1. Entonces para los cálculos se determina los tirantes y_0 como se muestra en la figura 59:

Figura 59. Perfil del flujo para un periodo de retorno de 500 años. Elaboración propia

De acuerdo a las cotas obtenidas en el HEC-RAS:

- Estribo izquierdo: $y_{01} = 614.59 - 611.77 = 2.82$ m
- Estribo derecho: $y_{02} = 614.59 - 612.34 = 2.25$ m

2. Identificar en D_m , que se considera igual al D_{50} , el cual se obtiene según la curva de distribución granulométrica del ensayo de análisis granulométrico por tamizado mostrado en el anexo 2.

- Estribo izquierdo: Calicata C-1
 $D_{m1} = 11.63$ mm
- Estribo derecho: Calicata C-3
 $D_{m2} = 33.67$ mm

3. Cálculo de β (ver tabla 5).

Para un periodo de retorno: $T = 500$ años $\rightarrow \beta = 1.05$.

4. Cálculo de coeficiente de forma de sedimentos (Ψ). (Ver tabla 4).

$\gamma_m = 1$ (peso específico) $\rightarrow \Psi = 1$.

5. Cálculo de exponente (z), en función del D_m (ver tabla 3).

- $Dm_1 = 11.63 \text{ mm (10-15mm)}$

Entonces, $\frac{1}{1+z} = 0.75$

- $Dm_2 = 33.67 \text{ mm}$

$$Z = 0.394557 - 0.04136 \cdot \text{Log}(33.67) - 0.00891 \cdot \text{Log}(33.67)^2$$

Entonces, $\frac{1}{1+z} = 0.76$

6. Para hallar el coeficiente de contracción (μ), se utilizó la tabla 6, con las siguientes consideraciones.

- Longitud entre pilas = 12 a 13 metros aproximadamente.
- Velocidad media = 4.46 m/s (ver tabla 31).

Por lo tanto, $\mu = 0.89$.

7. Hallar el tirante medio de la sección (Hm), (ver figura 54 - Estación 144.48).

- $Hm = \left(\frac{\text{flow área}}{\text{Top width}} \right) = \left(\frac{143.23}{69.14} \right) = 2.07 \text{ m}$

8. Caudal de diseño para el periodo de retorno de 500 años (Qd), (hallado por método de Gumbel en el numeral 3.1.4).

- $Qd = 647.69 \text{ m}^3/\text{s}$.

9. Hallar el ancho superficial del río (Be). (Ver figura 54 - Estación 144.48).

- $Be = 69.14 \text{ m}$.

10. Procedemos a hallar el coeficiente α :

$$\alpha = \frac{647.69}{(2.07)^{5/3} \times 69.14 \times 0.89} = 3.13$$

Finalmente se halló la profundidad socavada (ys).

- Lado estribo izquierdo:

$$y_{s1} = \left[\frac{3.13 \times 2.82^{\frac{5}{3}}}{0.68 \times 33.67^{0.28} \times 1.05 \times 1} \right]^{0.76} = 5.409 \text{ m}$$

- Lado estribo derecho:

$$y_{s2} = \left[\frac{3.13 \cdot 2.25^{\frac{5}{3}}}{0.68 \times 33.67^{0.28} \times 1.05 \times 1} \right]^{0.76} = 4.064 \text{ m}$$

Entonces la socavación general ($y_s - y_0$):

- Socavación general (lado estribo izquierdo): $5.409 - 2.82 = \mathbf{2.59 \text{ m}}$
- Socavación general (lado estribo derecho): $4.064 - 2.25 = \mathbf{1.82 \text{ m}}$

3.2.2 Socavación local en estribos

Para la determinar la socavación local en estribos, se empleó el método de Froehlich. Primero, en el modelo obtenido anteriormente para socavación general del HEC-RAS, se ingresó la geometría del puente, tal como se muestra en la figura 60 y se muestra los resultados de la modelación hidráulica del puente en las figuras 61, 62 y 63, con la finalidad de obtener la sección del puente, en la cual se pudo hallar el valor de L' indicado en la figura 9, ver resultados en la tabla 32.

Distance	Width	Weir Coef
0.001	3.8	1.4

Upstream				Downstream			
Station	high chord	low chord	Station	high chord	low chord		
1 0.	616.23	611.	0.	616.23	611.		
2 12.87	616.26	611.	12.87	616.26	611.		
3 12.87	616.26	615.47	12.87	616.26	615.47		
4 78.6	616.45	615.63	78.6	616.45	615.63		
5 78.6	616.45	611.	78.6	616.45	611.		
6 87.75	616.45	611.	87.75	616.45	611.		
7							
8							

U.S Embankment SS: 0 D.S Embankment SS: 0

Weir Data

Max Submergence: 0.98 Min Weir Flow El: [empty]

Weir Crest Shape

☒ Broad Crested

☐ Ogee

OK Cancel

Enter distance between upstream cross section and deck/roadway. (m)

Figura 60. Datos geométricos del tablero del puente

Figura 61. Modelamiento hidráulico con el puente para un periodo de retorno de 500 años

Figura 62. Flujo en la estación 144.92, 500 años periodo de retorno

Profile Output Table - Standard Table 1												
HEC-RAS Plan: 01 River: RIO RIMAC Reach: EJE RIO RIMAC Profile: T=500 años												Reload Data
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
EJE RIO RIMAC	0	T=500 años	647.69	615.12	617.66	617.66	618.61	0.019009	4.31	150.19	80.45	1.01
EJE RIO RIMAC	10	T=500 años	647.69	614.97	617.48	617.48	618.43	0.018962	4.32	149.96	80.03	1.01
EJE RIO RIMAC	20	T=500 años	647.69	614.72	617.29	617.29	618.23	0.018686	4.31	150.25	79.57	1.00
EJE RIO RIMAC	30	T=500 años	647.69	614.44	617.06	617.06	618.01	0.018924	4.32	149.76	79.04	1.00
EJE RIO RIMAC	40	T=500 años	647.69	614.28	616.86	616.86	617.82	0.018903	4.35	148.73	78.09	1.01
EJE RIO RIMAC	50	T=500 años	647.69	613.98	616.61	616.61	617.57	0.018606	4.34	149.13	77.82	1.00
EJE RIO RIMAC	60	T=500 años	647.69	613.64	616.39	616.39	617.38	0.018547	4.39	147.65	75.50	1.00
EJE RIO RIMAC	70	T=500 años	647.69	613.31	616.19	616.19	617.18	0.018497	4.41	146.99	74.43	1.00
EJE RIO RIMAC	80	T=500 años	647.69	612.97	616.01	616.01	617.01	0.018564	4.44	145.73	72.80	1.00
EJE RIO RIMAC	90	T=500 años	647.69	612.63	615.78	615.78	616.78	0.018843	4.44	145.82	73.81	1.01
EJE RIO RIMAC	100	T=500 años	647.69	612.41	615.55	615.55	616.55	0.018701	4.41	146.91	74.85	1.00
EJE RIO RIMAC	110	T=500 años	647.69	612.27	615.33	615.33	616.36	0.018625	4.49	144.29	71.04	1.01
EJE RIO RIMAC	120	T=500 años	647.69	612.07	615.18	615.18	616.22	0.018466	4.52	143.41	69.21	1.00
EJE RIO RIMAC	130	T=500 años	647.69	611.94	615.05	615.05	616.12	0.018530	4.57	141.60	66.86	1.00
EJE RIO RIMAC	140	T=500 años	647.69	611.76	614.79	614.79	615.83	0.018413	4.53	143.08	68.69	1.00
EJE RIO RIMAC	144.48	T=500 años	647.69	611.65	614.56	614.59	615.63	0.019159	4.58	141.41	69.05	1.02
EJE RIO RIMAC	144.50		Bridge									
EJE RIO RIMAC	150	T=500 años	647.69	611.52	614.35	614.35	615.39	0.018238	4.51	143.53	69.50	1.00
EJE RIO RIMAC	160	T=500 años	647.69	611.27	613.98	613.98	615.03	0.017981	4.53	142.89	68.25	1.00
EJE RIO RIMAC	170	T=500 años	647.69	610.96	613.86	613.86	614.91	0.018026	4.53	142.88	68.31	1.00
EJE RIO RIMAC	180	T=500 años	647.69	610.67	613.83	613.83	614.89	0.018107	4.56	141.89	67.25	1.00
EJE RIO RIMAC	190	T=500 años	647.69	610.44	613.79	613.79	614.86	0.018146	4.58	141.31	66.61	1.00
EJE RIO RIMAC	200	T=500 años	647.69	610.23	613.66	613.66	614.73	0.018132	4.58	141.32	66.56	1.00
EJE RIO RIMAC	210	T=500 años	647.69	609.94	613.47	613.47	614.52	0.018312	4.54	142.55	68.46	1.01
EJE RIO RIMAC	220	T=500 años	647.69	610.00	613.30	613.30	614.34	0.018308	4.52	143.19	69.25	1.00
EJE RIO RIMAC	230	T=500 años	647.69	609.79	613.10	613.10	614.13	0.018309	4.51	143.74	70.03	1.00
EJE RIO RIMAC	240	T=500 años	647.69	609.72	612.93	612.93	613.96	0.018316	4.50	143.84	70.20	1.00
EJE RIO RIMAC	250	T=500 años	647.69	609.73	612.73	612.73	613.75	0.018318	4.47	145.02	71.76	1.00
EJE RIO RIMAC	260	T=500 años	647.69	609.68	612.53	612.53	613.54	0.018577	4.45	145.62	73.33	1.01
EJE RIO RIMAC	263.5	T=500 años	647.69	609.65	612.49	612.49	613.48	0.018342	4.42	146.46	73.67	1.00
Total flow in cross section.												

Figura 63. Variables hidráulicas para un periodo de retorno de 500 años

Tabla 32. *Tirante y velocidad para el caudal con periodo de retorno de 500 años*

Sección	Periodo de retorno	Caudal de diseño	Tirante	Velocidad
(Km)	(años)	(m ³ /s)	(m)	(m/s)
0+000	500	647.69	2.54	4.31
0+010	500	647.69	2.51	4.32
0+020	500	647.69	2.57	4.31
0+030	500	647.69	2.62	4.32
0+040	500	647.69	2.58	4.35
0+050	500	647.69	2.63	4.34
0+060	500	647.69	2.75	4.39
0+070	500	647.69	2.88	4.41
0+080	500	647.69	3.04	4.44
0+090	500	647.69	3.15	4.44
0+100	500	647.69	3.14	4.41
0+110	500	647.69	3.06	4.49
0+120	500	647.69	3.11	4.52
0+130	500	647.69	3.11	4.57
0+140	500	647.69	3.03	4.53
0+144.48	500	647.69	2.91	4.58
0+144.50	500	Bridge		
0+150	500	647.69	2.83	4.51
0+160	500	647.69	2.71	4.53
0+170	500	647.69	2.90	4.53
0+180	500	647.69	3.16	4.56
0+190	500	647.69	3.35	4.58
0+200	500	647.69	3.43	4.58
0+210	500	647.69	3.53	4.54
0+220	500	647.69	3.30	4.52
0+230	500	647.69	3.31	4.51
0+240	500	647.69	3.21	4.50
0+250	500	647.69	3.00	4.47
0+260	500	647.69	2.85	4.45
0+263.50	500	647.69	2.84	4.42

3.2.2.1 Método de Froehlich

Esta fórmula es adecuada cuando la proporción entre la longitud proyectada del terraplén (L') y la profundidad del flujo adyacente al estribo (y₁) es menor que 25. Ambos valores se obtienen de la sección de la figura 64.

$$\frac{L'}{y_1} < 25$$

a. Hallar los valores de L' y y_1 :

Figura 64. Sección del puente en la estación 144.50 para un periodo de retorno de 500 años

De acuerdo a las cotas obtenidas en el HEC-RAS:

- Estribo izquierdo: $y_{1a} = 614.59 - 611.77 = 2.82$ m
- Estribo izquierdo: $L'_a = 2.35$ m
- Estribo derecho: $y_{1b} = 614.59 - 612.34 = 2.25$ m
- Estribo derecho: $L'_b = 1.07$ m

a. Comprobando si cumple con la condición de Froehlich:

- Estribo izquierdo:

$$\frac{2.35}{2.82} < 25 \text{ Si cumple}$$

- Estribo derecho:

$$\frac{1.07}{2.25} < 25 \text{ Si cumple}$$

Como la condición que establece Froehlich si cumple para ambos estribos, se procedió con el cálculo respectivo para hallar la profundidad de socavación. Según el (HEC-18, 2012) se aplicó la siguiente formula:

$$\frac{y_s}{y_a} = 2.27K_1K_2 \left(\frac{L'}{y_a} \right)^{0.43} F_{r1}^{0.61} + 1$$

Para el estribo izquierdo:

1. Procedemos a identificar los datos y hallamos el $y_a = 2.82$ m
2. El número de Froude, donde la velocidad media es $V_e = 4.46$ m/s

$$Fr = \frac{4.46}{\sqrt{(9.81) * 2.35}} = 0.93$$

3. La longitud del estribo (en planta) proyectado perpendicular al flujo, $L' = 2.35$ m
4. Se determinó el coeficiente de forma del estribo K_1 , de acuerdo a la tabla 7, se obtuvo un $K_1 = 1$.
5. Se determinó el coeficiente de corrección por el ángulo de ataque del flujo al terraplén K_2 .

$$K_2 = (95/90)^{0.13} = 1.007$$

6. Se reemplazó en la fórmula.

$$\frac{y_s}{2.82} = 2.27 * 1 * 1.007 * \left(\frac{2.35}{2.82}\right)^{0.43} * 0.93^{0.61} + 1 = 8.52 \text{ m}$$

Entonces, la socavación general ($y_s - y_a$):

- Socavación local del estribo izquierdo: $8.52 - 2.82 = \mathbf{5.70 \text{ m}}$

Para el estribo derecho:

1. Se procedió a identificar los datos y hallamos el $y_a = 2.25$ m
 2. El número de Froude, donde la velocidad media $V_e = 4.46$ m/s
- $$Fr = \frac{4.46}{\sqrt{(9.81) * 2.25}} = 0.95$$
3. La longitud del estribo (en planta) proyectado perpendicular al flujo, $L' = 1.07$ m
 4. Se determinó el coeficiente de forma del estribo K_1 , de acuerdo a la tabla 7, obtenemos un $K_1 = 1$
 5. Se determinó el coeficiente de corrección por el ángulo de ataque del flujo al terraplén K_2

$$K_2 = (95/90)^{0.13} = 1.007$$

6. Se reemplazó en la fórmula.

$$\frac{y_s}{2.25} = 2.27 * 1 * 1.007 * \left(\frac{1.07}{2.25}\right)^{0.43} * 0.95^{0.61} + 1 = 5.87 \text{ m}$$

Entonces, la socavación general ($y_s - y_a$):

- Socavación local del estribo derecho: $5.87 - 2.25 = 3.62 \text{ m}$

3.2.3 Socavación en curvas

Debido a que el tramo estudiado se encuentra en una ligera curvatura se requiere calcular la socavación en curva.

$$\frac{y'}{y_m} = f\left(\frac{r}{B}\right)$$

1. Para el cálculo de socavación en curva, primero se obtuvo los siguientes datos:
 - r : radio de curvatura (del tramo de estudio se determinó usando la imagen del Google Earth, ver figura 65)
 - B : ancho de la superficie libre en el tramo recto (ver figura 54)
 - y' : el calado máximo del lado exterior (ver figura 64)

Figura 65. Radio de curvatura del cauce. Elaboración propia

2. Usando la fórmula mostrada en el numeral 1.7, se obtuvo los siguientes resultados:
 - $r = 1800 \text{ m}$
 - $B = 69.05 \text{ m}$
 - $y' = 2.82 \text{ m}$
3. Para hallar el factor en función de la r/B , se usó la tabla 8.

$$1800/69.05 = 26.07$$

Según la tabla 8, para valores mayores a 20 se deberá trabajar con “∞”, el cual nos brinda una relación de r/B igual a 1.27.

4. Aplicando la fórmula:

$$- \frac{2.80}{y_m} = 1.27 \rightarrow y_m = 2.22 \text{ m}$$

3.2.4 Socavación total

De acuerdo a los cálculos realizados presentamos la tabla 33.

Tabla 33. *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

3.2.5 Estado actual de socavación

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 tiene una socavación de 1.20 m en el estribo izquierdo y 0.6 m en el estribo derecho.

Previo a esta visita se realizó un reconocimiento del campo en el mes de agosto del 2018, época en la que se logró evidenciar como es que el agua del río llegaba a entrar en contacto con los estribos, ver figuras 66 y 67.

Figura 66. Estribo izquierdo del puente Morón, agosto 2018

Figura 67. Vista panorámica de la sección del puente Morón, agosto, 2018

3.3 Propuestas de reforzamiento en los estribos

3.3.1 Alternativas propuestas

El perfilado del talud con un ángulo de talud 1:1.5 menor al ángulo de reposo asegura que no se necesita muros portantes, ya que el talud se encuentra en equilibrio estable. El galibo del puente permite pasar los sedimentos sin problemas por lo que no será necesario realizar un estudio de sedimentos.

A continuación, mencionamos las alternativas propuestas.

- No hacer trabajos de reforzamiento, esto es, mantener la protección actual
- Revestimiento con enrocado
- Revestimiento con bolsacretos
- Encamisado de concreto armado

3.3.2 Zonificación de la protección

La propuesta de la presente investigación es reforzar los estribos mediante las alternativas mencionadas, pero en el HEC-11 (1989) recomiendan proteger el talud aguas arriba y aguas abajo, como se detalla en el numeral 1.8 del cual obtuvimos las longitudes totales, por lo que se considera este refuerzo como parte de la solución (ver figura 68 y tabla 34).

Tabla 34. *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 aguas arriba	225
	Margen derecha de cauce aguas abajo	276
D	Margen izquierdo de cauce aguas arriba	251
	Margen izquierdo de cauce aguas abajo	298

Figura 68. Esquema de zonificación y longitudes a reforzar. Elaboración propia

3.3.3 Altura de la protección

Para determinar la altura de la protección, se utilizó los resultados del análisis hidráulico realizado para un periodo de retorno de 500 años que se muestran en el numeral 3.2 y de manera resumida en la tabla 32.

En primer lugar, hallamos la altura del borde libre (Bl) el cual se encuentra en función de la carga de la velocidad, multiplicado por un coeficiente de caudales ($\phi = 1.2$) como se muestra en la tabla 12, debido a que el caudal de diseño se encuentra en el rango de 500-1000 m³/s.

$$Bl = 1.20 \left[\frac{4.46^2}{2 \times 9.81} \right] = 1.22 \text{ m}$$

Finalmente, se sumó la socavación hallada en el numeral 3.2.4, el tirante y borde libre para definir la altura de las alternativas de protección, ver figura 69 y tabla 35 con los resultados de la altura total.

Figura 69. Esquema de enrocado de protección. Elaboración propia

Tabla 35. Altura total de la protección

Zona	Profundidad de Socavación "Hs" (m)	Borde libre "Bl" (m)	Tirante "y" (m)	Altura total de protección "H" (m)
A	5.44	1.22	2.25	8.91
B	10.51	1.22	2.82	14.55
C	1.82	1.22	2.25	5.29
D	4.81	1.22	2.82	8.85

3.3.4 Esfuerzo de corte actuante en el fondo

Para el cálculo del esfuerzo cortante generado por parte del agua, se utilizó los datos correspondientes al estribo izquierdo, ya que, en este lado se presenta la parte exterior de la curva.

En primer lugar, se halló el valor del radio hidráulico, dividiendo el área del canal ($A=143.30 \text{ m}^2$) entre su perímetro mojado ($P= 70.40 \text{ m}$).

$$R = \frac{143.30}{70.40} = 2.04 \text{ m}$$

En segundo lugar, se calculó el valor de la pendiente de la línea de energía, el cual se encuentra en función de las variables mencionadas en el numeral 1.9.1, empleando como dato el radio hidráulico ($R= 2.04 \text{ m}$), la velocidad ($V= 4.46 \text{ m/s}$), y el coeficiente de Manning ($n= 0.048$).

$$S_f = \frac{4.46^2 \times 0.048^2}{2.04^{4/3}} = 0.0177$$

Finalmente, se empleó la figura 15, en la cual se establece que para canales muy anchos la relación entre el ancho y tirante del canal es igual a 1 y se multiplicó por el peso específico del agua ($\gamma= 1000 \text{ kg/m}^3$), el tirante en el estribo izquierdo ($y = 2.82 \text{ m}$) el cual se obtuvo del numeral 1.6 y la pendiente de la línea de energía ($S_f= 0.0177$) para obtener el valor del esfuerzo cortante actuante del agua.

$$\tau_0 = 1000 \times 2.82 \times 0.0177 = 49.91 \text{ kg/m}^2$$

3.3.5 Esfuerzo de corte actuante en el talud

Debido a que la relación de ancho y tirante de nuestro canal está por encima de los valores máximos que muestra la figura 16, se usó el valor de 0.76 que es el factor máximo.

Finalmente, para hallar el esfuerzo actuante en el talud se multiplica el esfuerzo de corte actuante en fondo ($\tau_0= 49.91 \text{ kg/m}^2$) por la relación de fuerzas tractivas ($K=0.22$).

$$\tau_0' = 0.76 \times 1000 \times 2.82 \times 0.0177 = 37.93 \text{ kg/m}^2$$

3.4 Alternativa de no realizar el reforzamiento

Actualmente el puente Morón tiene bolones de rocas como protección actual hasta una determinada altura, el cual no tiene la profundidad necesaria para proteger a los estribos contra la socavación. Aunque no se encontró registro de estudios del puente, solo el expediente técnico del reforzamiento del puente Morón realizado en 1998, no se evidencia que la profundidad pueda alcanzar los valores requeridos en el caso de la avenida de 200 o 500 años.

Es por eso que 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. Hallando que es insuficiente para la socavación total.

3.4.1 Espesor de protección actual

El espesor que presente la cama de roca en la protección actual oscila entre 0.60 – 1.00 m, el mismo que va disminuyéndose conforme nos alejando del puente Morón. En la tabla 36, presentamos un estimado de los espesores tomados en campo.

Tabla 36. *Espesores de protección actual*

Zona	Espesor (m)
A	0.80
B	0.60
C	0.70
D	0.80

3.4.2 Diámetro de la roca

Se evidencio presencia de bolones de roca, cuyo ángulo de reposo aproximado se muestra en la figura 70 ($\theta = 38^\circ$) y con ayuda de los datos recabados se elaboró una distribución granulométrica como se muestra en la tabla 37. Tomando como diámetro representativo lo mostrado en la figura 71 ($d_{50} = 0.50$ m).

Figura 70. Bolonería representativa en la margen del cauce

Figura 71. Bolonería existente y vegetación en la margen derecha

Tabla 37. Resultados de gradación del enrocado actual

Gradación del enrocado		
% que pasa	Factor de gradación	Granulometría
D ₀	0.25 D ₅₀	0.13
D ₁₀	0.35 D ₅₀	0.18
D ₁₅	0.43 D ₅₀	0.22
D ₂₀	0.50 D ₅₀	0.25
D ₃₀	0.65 D ₅₀	0.33
D ₄₀	0.80 D ₅₀	0.40
D₅₀	1 D₅₀	0.50
D ₆₀	1.20 D ₅₀	0.60
D ₇₅	1.65 D ₅₀	0.83
D ₈₅	1.75 D ₅₀	0.88
D ₉₀	1.80 D ₅₀	0.90
D ₁₀₀	2 D ₅₀	1.00

3.4.3 Altura de protección actual

La altura de la protección actual es de aproximadamente 4.00 m a lo largo del cauce, como se muestra en la figura 72.

Figura 72. Margen izquierda del cauce

3.4.4 Esfuerzo de corte permisible en el fondo

Para este cálculo utilizamos las fórmulas mencionadas en el numeral 1.9.2. porque nuestra finalidad, es hallar si la protección actual cumple con los parámetros de diseño por esfuerzo cortante requeridos, para soportar el esfuerzo cortante producido por el agua.

En primer lugar, se halló la relación de fuerzas tractivas en la pared y fondo con los datos del ángulo de fricción del terreno ($\phi = 36.961^\circ$) obtenidas del anexo 2 y el ángulo de reposo del material ($\theta = 38^\circ$).

$$K = \sqrt{1 - \frac{(\sin 36.961^\circ)^2}{(\sin 38^\circ)^2}} = 0.22$$

En segundo lugar, se halló el esfuerzo cortante permisible en el fondo del canal, dividiendo el diámetro de la protección actual ($d_{75} = 830\text{mm}$) sobre 13, debido a que la protección actual es de un material no cohesivo.

$$\tau = \frac{830}{13} = 63.85 \text{ kg/m}^2$$

El valor hallado para el esfuerzo de corte permisible en el fondo ($\tau = 63.85 \text{ kg/m}^2$) es mayor que el esfuerzo actuante en el fondo ($\tau_0 = 49.91 \text{ kg/m}^2$), por lo que cumple con el criterio de no erosionabilidad.

$$\tau_0 < \tau$$

$$49.91 \text{ kg/m}^2 < 63.85 \text{ kg/m}^2$$

3.4.5 Esfuerzo de corte permisible en el talud

Para determinar el esfuerzo cortante permisible en el talud deberemos multiplicar al esfuerzo permisible en el fondo del canal ($\tau = 63.85 \text{ kg/m}^2$) por la relación de fuerzas tractivas en la pared y fondo ($K = 0.22$).

$$\tau' = 63.85 \times 0.22 = 14.05 \text{ kg/m}^2$$

El valor hallado para el esfuerzo de corte permisible en el talud ($\tau' = 14.05 \text{ kg/m}^2$) es menor que el esfuerzo de corte actuante en el talud ($\tau_0' = 37.93 \text{ kg/m}^2$), por lo que no cumple con el criterio de no erosionabilidad.

$$\tau_0 > \tau$$

$$49.91 \text{ kg/m}^2 > 63.85 \text{ kg/m}^2 \text{ (No cumple)}$$

3.4.6 Esfuerzo de corte permisible en curva

Este valor se halla multiplicando el esfuerzo cortante permisible del talud ($\tau = 14.05 \text{ kg/m}^2$) por un coeficiente de sinuosidad (0.90) debido a que el canal presenta mínima sinuosidad, ver tabla 9.

$$\tau_c' = 14.05 \times 0.90 = 12.65 \text{ kg/m}^2$$

El valor hallado para el esfuerzo de corte permisible en curva ($\tau_c' = 12.65 \text{ kg/m}^2$) es menor que el esfuerzo de corte actuante en el talud ($\tau_0' = 37.93 \text{ kg/m}^2$), por lo que no cumple con el criterio de no erosionabilidad.

Debido a que la protección actual no cumple el criterio de no erosionabilidad en el talud y curva, se demuestra que se requiere implementar la mejor de las alternativas de protección cuyo análisis se muestra a continuación.

3.5 Propuesta de revestimiento con enrocado

Antes de presentar los resultados, se debe mencionar que existen cálculos generales los cuales aplican para las cuatro zonas a proteger, estos cálculos son:

- Cálculo del diámetro de la roca
- Granulometría del enrocado
- Cálculo del espesor mínimo del enrocado
- Cálculo del filtro

3.5.1 Diámetro de la roca

De acuerdo, a lo mencionado en el numeral 1.11.1 (MTC, 2008, p. 163), se empleó el método propuesto por la U. S. Department of Transportation, para determinar el diámetro del revestimiento de enrocado. Para trabajar con este método es necesario pasar las unidades de los datos al sistema inglés.

En primer lugar, utilizamos los datos hallados en el numeral 1.7, sobre el radio de curva ($r = 1800 \text{ m}$) y el ancho del cauce ($B = 69.05 \text{ m}$), para determinar el cociente del radio y ancho de cauce ($r/B = 26.07$), como el resultado se encuentra entre 10 – 30, de acuerdo a la tabla 10 se trabajó con un valor de seguridad para flujo gradualmente variado y curvatura moderada ($F_s = 1.30$).

En segundo lugar, reemplazamos el valor del F_s en la fórmula del numeral 1.11.1 para hallar el valor del coeficiente de corrección por factor de seguridad ($C_{sf} = 1.13$) y con el peso específico del enrocado ($\gamma_s = 2.8 \text{ t/m}^3$) hallamos el coeficiente de corrección por el peso específico ($C_{sg} = 0.88$), para luego reemplazarlos y obtener el coeficiente de corrección ($C = 0.99$).

En tercer lugar, con los datos del ángulo de fricción del terreno ($\phi = 36.961^\circ$) obtenidas del anexo 2 y el ángulo de reposo del material ($\theta = 41^\circ$) se halló la relación de fuerzas tractivas en la pared y fondo ($K=0.40$).

Finalmente, se reemplazó los datos obtenidos para hallar el diámetro efectivo ($d_{50}^I = 2.11$ ft) y lo multiplicamos por el factor de corrección ($C = 0.99$) para obtener el diámetro representativo del enrocado propuesto ($d_{50} = 2.09$ ft o 0.64 m.)

En la tabla 38 se presenta los resultados de los cálculos realizados para hallar el diámetro de roca necesario para el revestimiento de enrocado.

Tabla 38. *Determinación del D_{50}*

ϕ	=	36.961°		ver anexo 2
v	=	4.46 m/s	$\longrightarrow$	14.63 ft/s
y	=	10.51 m	$\longrightarrow$	34.48 ft
θ	=	41.0°		ángulo de reposo del enrocado
F_s	=	1.30		Ver tabla 10
C_{sf}	=	1.13		
γ_s	=	2800 Kg/m ³	$\longrightarrow$	2.8 tn/m ³
C_{sg}	=	0.88		
C	=	0.99		
K_1	=	0.40		
D_{50}^I	=	2.11		
D_{50}	=	2.09 ft	$\longrightarrow$	0.64 m

Por razones de diseño se empleó rocas cuyo diámetro representativo será igual a 0.90 m ($D_{50} = 0.90$ m).

3.5.2 Distribución granulométrica

Luego de obtener el diámetro representativo de la roca ($d_{50} = 0.64$ m), se procedió a hallar los valores para la gradación del enrocado como lo establece la Richardson, Simons & Lagasse (2001) en el numeral 1.11.2 y se obtiene la tabla 39.

Tabla 39. Resultados de gradación para el enrocado

Gradación del enrocado		
% que pasa	Factor de gradación	Granulometría
D ₀	0.25 D ₅₀	0.23
D ₁₀	0.35 D ₅₀	0.32
D ₁₅	0.43 D ₅₀	0.39
D ₂₀	0.50 D ₅₀	0.45
D ₃₀	0.65 D ₅₀	0.59
D ₄₀	0.80 D ₅₀	0.72
D₅₀	1 D₅₀	0.90
D ₆₀	1.20 D ₅₀	1.08
D ₇₅	1.68 D ₅₀	1.51
D ₈₅	1.75 D ₅₀	1.58
D ₉₀	1.80 D ₅₀	1.62
D ₁₀₀	2 D ₅₀	1.80

3.5.3 Cálculo del espesor mínimo del enrocado

De acuerdo a los criterios mencionados en el numeral 1.11.3 para determinar el espesor mínimo del enrocado se obtuvo lo siguiente:

- Espesor no menor al tamaño máximo de la roca a usarse en el enrocado.

$$T = D_{100} = 1.80 \text{ m}$$

- Por razones constructivas, el espesor no debe ser menor a 0.30 m

$$T_{\text{mín}} = 0.30 \text{ m}$$

Por lo tanto, concluimos que el espesor de diseño escogido será:

$$T_{\text{diseño}} = 1.80 \text{ m}$$

3.5.4 Cálculo de profundidad de la uña

La profundidad de la uña está en función de la profundidad socavada, en la tabla 35 se muestran las profundidades de socavación (Hs) por zonas y es la misma que se adoptara para la propuesta del diseño de la profundidad de la uña del enrocado.

3.5.5 Cálculo del ancho de la base (A_b)

El ancho de la base está en función de la profundidad de socavación, multiplicada por un coeficiente que equivale al 50% de la misma.

Para el cálculo del ancho de base en la zona A tenemos el siguiente resultado:

$$A_b = 1.5 \times 10.51 = 15.77 \text{ m}$$

En la tabla 40, se muestran las longitudes del ancho de base para cada una de las zonas a proteger.

Tabla 40. *Resultados para el ancho de base*

Zona	Ancho de base " A_b " (m)
A	15.77
B	8.16
C	7.22
D	2.73

3.5.6 Esfuerzo de corte permisible en el canal

Para este cálculo se utilizó las fórmulas mencionadas en el numeral 1.9.2. En primer lugar, se halló la relación de fuerzas tractivas en la pared y fondo con los datos del ángulo de fricción del terreno ($\phi = 36.961^\circ$) obtenidas del anexo 2 y el ángulo de reposo del enrocado ($\theta = 41^\circ$).

$$K = \sqrt{1 - \frac{(\sin 36.961^\circ)^2}{(\sin 42^\circ)^2}} = 0.40$$

En segundo lugar, se halló el esfuerzo cortante permisible en el fondo del canal, dividiendo el diámetro de la protección actual ($d_{75} = 1580 \text{ mm}$) sobre 13, por tratarse de un material no cohesivo.

$$\tau = \frac{1580}{13} = 121.54 \text{ kg/m}^2$$

El valor hallado para el esfuerzo de corte permisible en el fondo ($\tau = 121.54 \text{ kg/m}^2$) es mayor que el esfuerzo actuante en el fondo ($\tau_0 = 49.91 \text{ kg/m}^2$), por lo que cumple con el criterio de no erosionabilidad.

$$\tau_0 < \tau$$

$$49.91 \text{ kg/m}^2 < 121.54 \text{ kg/m}^2 \text{ (Si cumple)}$$

3.5.7 Esfuerzo de corte permisible en el talud

Para determinar el esfuerzo cortante permisible en el talud deberemos multiplicar al esfuerzo permisible en el fondo del canal ($\tau = 121.54 \text{ kg/m}^2$) por la relación de fuerzas tractivas en la pared y fondo ($K = 0.40$).

$$\tau' = 121.54 \times 0.40 = 48.62 \text{ kg/m}^2$$

El valor hallado para el esfuerzo de corte permisible en el talud ($\tau' = 48.62 \text{ kg/m}^2$) es mayor que el esfuerzo de corte actuante en el talud ($\tau_0' = 37.93 \text{ kg/m}^2$), por lo que cumple con el criterio de no erosionabilidad.

$$\tau_0' < \tau'$$

$$37.93 \text{ kg/m}^2 < 48.62 \text{ kg/m}^2 \text{ (Si cumple)}$$

3.5.8 Esfuerzo de corte permisible en curva

Este valor se halló multiplicando el esfuerzo cortante permisible del talud ($\tau' = 48.62 \text{ kg/m}^2$) por una la fuerza tractiva limitante relativa (0.90), debido a que el canal presenta sinuosidad mínima, ver tabla 9.

$$\tau'_c = 48.62 \times 0.90 = 43.76 \text{ kg/m}^2$$

El valor hallado para el esfuerzo de corte permisible en curva ($\tau'_c = 43.76 \text{ kg/m}^2$) es mayor que el esfuerzo de corte actuante en el talud ($\tau_0' = 37.93 \text{ kg/m}^2$), por lo que cumple con el criterio de no erosionabilidad.

3.5.9 Diseño del Filtro

Se realizó un cálculo previo para evaluar la necesidad del filtro.

$$\begin{aligned} - \frac{d_{50}(\text{enrocado})}{d_{50}(\text{base})} &= \frac{640}{11.63} = 55.03 \text{ (No cumple)} \\ - \frac{d_{15}(\text{enrocado})}{d_{85}(\text{base})} &= \frac{280}{37.9} = 7.39 \text{ (No cumple)} \end{aligned}$$

En vista de que la granulometría del enrocado no cumple con los criterios para servir como filtro, se requiere colocar un filtro con material granular que cumpla con los siguientes parámetros:

3.5.9.1 Diseño según el material base

- $\frac{d_{15}(\text{filtro})}{37.9 \text{ mm}} < 5$; obteniendo lo siguiente $d_{15}(\text{filtro}) < 189.50 \text{ mm}$
- $\frac{d_{15}(\text{filtro})}{0.49 \text{ mm}} > 5$; obteniendo lo siguiente $d_{15}(\text{filtro}) > 2.45 \text{ mm}$
- $\frac{d_{15}(\text{filtro})}{0.49 \text{ mm}} < 40$; obteniendo lo siguiente $d_{15}(\text{filtro}) < 19.60 \text{ mm}$
- $\frac{d_{50}(\text{filtro})}{11.63 \text{ mm}} < 40$; obteniendo lo siguiente $d_{50}(\text{filtro}) < 465.20 \text{ mm}$

Combinando los resultados tenemos:

$$2.45 \text{ mm} < d_{15}(\text{filtro}) < 19.60 \text{ mm}$$

$$d_{50}(\text{filtro}) < 465.2 \text{ m}$$

3.5.9.2 Diseño según el material del enrocado

- $\frac{280 \text{ mm}}{d_{85}(\text{filtro})} < 5$; obteniendo lo siguiente $56 \text{ mm} < d_{85}(\text{filtro})$
- $\frac{280 \text{ mm}}{d_{15}(\text{filtro})} > 5$; obteniendo lo siguiente $56 \text{ mm} > d_{15}(\text{filtro})$
- $\frac{280 \text{ mm}}{d_{15}(\text{filtro})} < 40$; obteniendo lo siguiente $7 \text{ mm} < d_{15}(\text{filtro})$
- $\frac{640 \text{ mm}}{d_{50}(\text{filtro})} < 40$; obteniendo lo siguiente $16 \text{ mm} < d_{50}(\text{filtro})$

Por lo tanto, con respecto al filtro, el enrocado debe cumplir con los siguientes requisitos:

$$7 \text{ mm} < d_{15}(\text{filtro}) < 56 \text{ mm}$$

$$16 \text{ mm} < d_{50}(\text{filtro})$$

$$56 \text{ mm} < d_{85}(\text{filtro})$$

3.5.9.3 Elección del material de filtro

La granulometría del material de filtro está comprendida por el área en intersección (achurado oscuro) de la figura 73. Por ejemplo, un buen filtro debería tener estos tamaños:

$$d_{15} = 10 \text{ mm}; d_{50} = 20 \text{ mm}; d_{85} = 60 \text{ mm}$$

Figura 73. Gradación del material de filtro

Según los cálculos realizados para el predimensionamiento del enrocado se puede ver los planos en el anexo 5.

3.6 Propuesta de revestimiento con bolsacreto

3.6.1 Espesor del revestimiento

Para el cálculo del revestimiento se empleó la teoría y formulas del numeral 1.12 del marco teórico, donde se tiene los siguientes datos:

1. Para determinar el parámetro de estabilidad se empleó la tabla 14, y se obtuvo un valor igual a 1, considerando el tipo de revestimiento las geobolsas o bolsacretos que estarán ubicadas al borde del río.
2. Para obtener el valor crítico de Shields, se consideró como material las bolsas grandes, teniendo como valor igual a $\psi = 0.05$, obtenido de la tabla 15.
3. Para estimar el parámetro de turbulencia $K_T = 1.5$, se empleó la tabla 16, considerando una turbulencia mediana en curvas suaves.
4. Para hallar el parámetro de profundidad se consideró una altura del agua igual a 2.82 (ver figura 59), y el K_s vendría a ser igual al espesor del revestimiento, en este caso del bolsacreto y se consideró 0.30 m, por lo tanto:

$$k_h = \frac{2}{\left(\log\left(\frac{12(2.82)}{0.30}\right)^2\right)} = 0.47 \text{ m}$$

5. Para determinar el parámetro de pendiente K_s , se empleó la pendiente del talud igual a 36.961° según el estudio de mecánica de suelos, ver anexo 2 y según la tabla 17, el ángulo de fricción para revestimiento de colchones rígido rellenos de mortero es igual a 90° , entonces:

$$K_m = \sqrt{1 - \left(\frac{\sin 36.961^\circ}{\sin 90^\circ}\right)^2}$$

$$K_m = 0.799$$

6. Finalmente, se reemplazó todos los datos mencionados, para hallar el espesor del revestimiento, considerando una velocidad promedio igual a 4.46 m/seg, ver tabla 32.

$$\Delta D = 0.035 \frac{1}{0.05} \frac{1.5 * 0.47}{0.799} * \frac{4.46^2}{2(9.81)}$$

$$\Delta D = 0.63 \text{ m}$$

Por lo tanto, obtenemos un espesor igual a 0.63m

3.6.2 Selección del bolsacreto

Al obtener un espesor igual a 0.63 m, se optó por el bolsacreto con código 1101, que vienen a ser 1.20 m de largo x 2.40 m de ancho con una capacidad de 1m^3 aproximadamente, de acuerdo a las características de presentación según el fabricante del bolsacreto que se muestra en la tabla 13. Debido a estas dimensiones se consideró emplear 1 capa de bolsacretos, y por motivos de seguridad y apilamiento en la zona al pie del talud se empleó 2 capas de bolsacretos. Los bolsacretos deberán ir de manera intercalada como se puede ver en la figura 74.

Figura 74. Esquema de colocación de bolsacretos. Adaptado de control de erosión en zonas tropicales por Suárez, J, 2001

3.6.3 Esfuerzo permisible o crítico

Para hallar el esfuerzo permisible de los bolsacretos empleamos la tabla 41 que nos indican los esfuerzos de cortante permisibles para diferentes materiales de protección, según lo indicado en el Suárez, J. (2001).

Tabla 41. *Esfuerzos de corte permisible para diferentes materiales de protección*

Tipo de Revestimiento	Características	Esfuerzo cortante permisible (Kg/m ²)
Temporal	Yute o fique	2.20
	Malla sintética	2.90
	Colchón sintético	9.70
Vegetación	Clase A	18.06
	Clase B	10.25
	Clase C	4.88
	Clase D	2.93
	Clase E	1.71
Protección con grava	1"	1.61
	2"	3.22

Adaptado de "Control de erosión en zonas tropicales", por Suárez J., 2001.

De acuerdo a la tabla 41, tenemos un esfuerzo permisible para los bolsacretos igual a 9.70 Kg/m², debido a este resultado podemos indicar que los bolsacretos no cumplen con el esfuerzo de corte actuante indicado en el numeral 1.9.1.

3.7 Propuesta de encamisado de concreto armado

Se realizó el diseño del encamisado, protegiendo al estribo y a la cimentación existente ante avenidas máximas. Para ello, se empleó el programa SAP 2000 para modelar la estructura. 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, por ende, ésta debe ser protegida a diferencia de la cara posterior que no se encuentra en contacto con el flujo del río, ver figuras 75 y 76.

Figura 75. Elevación típica de estribo. Elaboración propia

Figura 76. Corte X-X. Elaboración propia

3.7.1 Propiedades de los materiales

Los siguientes materiales han sido considerados en la propuesta de encamisado de concreto armado:

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

Adicionalmente se consideró usar un aditivo endurecedor para aumenta 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.

3.7.2 Esfuerzo cortante permisible de la estructura

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), obteniendo un esfuerzo de corte actuante en el fondo de 49.91 kg/m² y en el talud de 37.93 kg/m², estos valores fueron comparados con el esfuerzo permisible del encamisado según el tipo de concreto empleado.

Según el ACI (2008), el valor del esfuerzo de corte permisible para una estructura con ($f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$) es de 88700 kg/m², superando por mucho a los esfuerzos actuante hallados para el canal y talud, ver tabla 42. Por lo cual, esta propuesta cumple con el criterio de no erosionabilidad.

Tabla 42. *Esfuerzo cortante permisible en concreto armado*

$f'c \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	Esfuerzo cortante permisible (Kg/cm ²)
210	7.68
240	8.21
280	8.87
350	9.92
40	10.86
490	11.73

Adaptado de “Requisitos de Reglamento para concreto Estructural y Comentario”, por ACI, 2008

3.7.3 Cargas sobre la estructura

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. El resumen de las cargas actuantes se indica a continuación:

- Carga muerta (CM)

Se consideraron las cargas debido al peso propio de la estructura considerando el peso específico del concreto armado: 2.4 t/m³.

- Estructura existente 38.662 t/m
- Sobrecarga peatonal en veredas 0.36 t/m²

- **Carga viva (CV)**

- Sobrecarga de vehículos 1.20 t/m^2

- **Cargas debido al terreno**

La información para el empuje de tierras se obtuvo del estudio de suelos (ver anexo 2) donde se tienen los siguientes datos:

- Peso específico del suelo: 1.69 t/m^3 .
- Cohesión $C=0$

A. Estribo derecho:

- Ángulo de fricción interna $\phi = 34.992^\circ$
 - Coeficiente de tierras activo $K_a = 0.27$

B. Estribo izquierdo:

- Ángulo de fricción interna $\phi = 36.961^\circ$
 - Coeficiente de tierras activo $K_a = 0.249$

Para determinar el valor de “q” estimamos el peso total de la estructura existente y la carga viva que presenta, del cual obtuvimos un total de carga muerta (CM) igual a 38.662 t/m y carga viva (CV) igual a 17.94 t/m por lo tanto q es igual a 56.60 t/m .

3.7.4 Encamisado en estribo derecho

La socavación estimada en el estribo derecho para un periodo de retorno de 500 años es igual a 5.44 m , lo cual consideramos un refuerzo con una altura de 5.50 m como se ve en la figura 77, para ello se empleó el diagrama de presiones de la figura 78 de la cual obtuvimos los resultados que se ven en la tabla 43.

Figura 77. Modelo estructural del encamisado estribo derecho

Figura 78. Esquema de diagrama de presiones

Tabla 43. Diagrama de presiones del estribo derecho

Fuerza	FH (Ton)	FV (Ton)	d (m)	MR (Ton-m)	MV (Ton-m)
P1		6.60	0.25	1.65	
P2	6.93		1.83		12.70
P3	84.39		2.75		232.07
Σ	91.32	6.60		1.65	244.77

Luego de obtener las presiones, se procedió a ingresar al modelo como se puede observar en la figura 79.

Figura 79. Cargas sobre modelo

3.7.4.1 Verificación del diseño estructural

De acuerdo al modelo obtenido (ver figura 80) se procedió a verificar los resultados para estimar la armadura requerida en el encamisado.

Figura 80. Resultados del modelo estructural

a) Flexión:

$$M_u = 84.63 \text{ t-m}$$

$$A_s \text{ mínimo} = 0.037 \text{ cm}^2/\text{cm} = 3.7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Por lo tanto, } \frac{3.7 \text{ cm}^2}{1.29 \text{ cm}^2} = 2.87 \text{ equivalente a } 3\varnothing 1/2'' \text{ ml @ } 0.33 \text{ cm máximo.}$$

Emplearemos para el diseño $\varnothing 1/2''$ @ 0.25 (Ver anexo 5)

b) Corte:

$$V_u = 82.47 \text{ t} < \varnothing V_c = 356.67 \text{ t OK}$$

Se concluye que el refuerzo es adecuado.

3.7.5 Encamisado estribo izquierdo

La socavación estimada para el estribo izquierdo para un periodo de retorno de 500 años es igual a 10.51 m, por lo cual se consideró un refuerzo con una altura de 10.50 m y con un espesor igual a 0.50 m como se ve en la figura 81, para los cálculos se consideró el diagrama de presiones de la figura 78 de la cual se obtuvo los resultados que se ven en la tabla 44.

Figura 81. Modelo estructural del encamisado estribo izquierdo

Tabla 44. Diagrama de presiones del estribo izquierdo

Fuerza	FH (Ton)	FV (Ton)	d (m)	MR (Ton-m)	MV (Ton-m)
P1		12.60	0.25	3.15	
P2	23.20		3.50		81.19
P3	147.99		5.25		776.93
Σ	171.18	12.60		3.15	858.12

Luego de obtener las presiones, se procedió a ingresar al modelo como se puede observar en la figura 82.

Figura 82. Cargas sobre modelo

3.7.5.1 Verificación del diseño estructural

De acuerdo al modelo obtenido (ver figura 83) se procedió a verificar los resultados para estimar la armadura requerida en el encamisado.

Figura 83. Resultados del modelo estructural

a) Flexión:

$$M_u = 84.63 \text{ ton-m}$$

$$A_s \text{ mínimo} = 0.122 \text{ cm}^2/\text{cm} = 12.2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Por lo tanto, } \frac{12.2 \text{ cm}^2}{1.97 \text{ cm}^2} = 6.45 \text{ equivalente a } 4\text{Ø}5/8'' \text{ ml @ } 0.25 \text{ máximo.}$$

Se empleó para el diseño Ø5/8'' @ 0.25 (Ver anexo 5)

b) Corte:

$$V_u = 102.19 \text{ t} < \phi V_c = 356.67 \text{ t OK}$$

Se concluye que el refuerzo es adecuado.

4. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1 Discusión

Se realizará mediante una comparación técnica, económica y ambiental sobre los procesos constructivos de las alternativas de reforzamiento para los estribos del puente Morón.

4.1.1 Criterio técnico

Para evaluar la factibilidad técnica de las propuestas se analizó los resultados obtenidos de las alternativas de protección. Un factor importante para el diseño es verificar si la protección propuesta cumple con los criterios de no erosionabilidad, es decir si podrá soportar los esfuerzos cortantes generados por el agua de lo contrario la alternativa de protección quedaría descartada.

A continuación, se muestran las tablas 45, 46 y 47 con los resultados del criterio de no erosionabilidad (esfuerzo cortante) para cada alternativa de protección.

Tabla 45. *Esfuerzo cortante en el fondo*

Propuesta de reforzamiento	En el fondo			Conclusión
	Esfuerzo actuante (kg/m ²)	<	Esfuerzo permisible (kg/m ²)	
No realizar el refuerzo	49.91	C	63.85	Cumple con el criterio de no erosionabilidad
Revestimiento de enrocado	49.91	C	121.54	Cumple con el criterio de no erosionabilidad
Revestimiento con bolsacreto	49.91	NC	9.70	No cumple con el criterio de no erosionabilidad
Encamisado	49.91	C	88700.00	Cumple con el criterio de no erosionabilidad

Nota: C= Cumple; NC= No cumple

Tabla 46. *Esfuerzo cortante en el talud*

Propuesta de reforzamiento	En el talud			Conclusión
	Esfuerzo actuante (kg/m ²)	<	Esfuerzo permisible (kg/m ²)	
No realizar el refuerzo	37.93	NC	14.05	No cumple con el criterio de no erosionabilidad
Revestimiento de enrocado	37.93	C	48.62	Cumple con el criterio de no erosionabilidad
Revestimiento con bolsacreto	37.93	NC	9.70	No cumple con el criterio de no erosionabilidad
Encamisado	37.93	C	88700.00	Cumple con el criterio de no erosionabilidad

Nota: C= Cumple; NC= No cumple

Tabla 47. *Esfuerzo cortante en curva*

Propuesta de reforzamiento	En curva			Conclusión
	Esfuerzo actuante (kg/m ²)	<	Esfuerzo permisible (kg/m ²)	
No realizar el refuerzo	37.93	NC	12.65	No cumple con el criterio de no erosionabilidad
Revestimiento de enrocado	37.93	C	43.76	Cumple con el criterio de no erosionabilidad
Revestimiento con bolsacreto	37.93	NC	9.70	No cumple con el criterio de no erosionabilidad
Encamisado	37.93	C	88700.00	Cumple con el criterio de no erosionabilidad

Nota: C= Cumple; NC= No cumple

- 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.
- La alternativa de revestimiento con bolsacretos, no cumple con ninguno de los tres criterios de no erosionabilidad en el fondo, talud y en curvas, por lo tanto, esta alternativa también es descartada.
- 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.

Figura 84. Comparación granulométrica

Otro aspecto negativo de no reforzar la estructura, es decir, mantener la protección actual es que no cumple los requerimientos de gradación granulométrica como se muestra en la la figura 84, en la cual se observa que la protección actual no cuenta con una gradación suficiente para proteger el talud a diferencia de la gradación de rocas que presenta la propuesta de revestimiento con enrocado.

4.1.2 Criterio económico

Para la presente evaluación se tendrán en cuenta las partidas principales entre las que se consideran: trabajos preliminares, movimiento de tierras, obras de concreto armado del encamisado y sistema de revestimiento de enrocado.

Se detalla a continuación, los cálculos que permiten demostrar que la alternativa de encamisado de concreto armado es mejor que la alternativa de enrocado con el criterio económico. A igualdad de beneficio, presenta un costo de hasta un 50% menor que del revestimiento con enrocado.

4.1.2.1 Presupuesto del revestimiento de enrocado en estribos

Esta propuesta de revestimiento tiene un costo aproximado de S/. **262,654.23** doscientos sesenta y dos mil seiscientos cincuenta y cuatro con 23/100 soles.

En la tabla 48, se puede visualizar un resumen del metrado de enrocado a ser empleado en las 4 zonas a proteger.

Tabla 48. *Metrado de enrocado*

Zona	Descripción	Longitud (m)	Área de enrocado (m ²)	Volumen (m ³)
A	Estribo derecho	7.70	48.50	373.45
B	Estribo izquierdo	7.70	88.50	681.45
C	Margen derecha del cauce	504.00	21.70	10,936.80
D	Margen izquierdo del cauce	546.00	44.70	24,406.20

También, se presenta la tabla 49, en la que se puede observar el presupuesto estimado con los trabajos que formarían parte de esta alternativa de protección, los precios utilizados en el presupuesto fueron tomados de MTC (2017). Para ello, se realizó un análisis de precios unitarios, el cual se puede observar en el anexo 4.

Tabla 49. *Presupuesto de protección con enrocado en Zona A y B*

Ítem	Descripción	UND	Cantidad	P.U.	Sub-Total
1.00.02	Topografía y georreferenciación	km	1.00	500.00	500.00
1.00.03	Transporte de materiales granulares entre 120 m y 1000 m	m ³	1054.90	7.29	7,690.22
1.00.04	Trazo y replanteo	m ²	189.10	75.28	14,235.45
1.00.05	Excavación para enrocado	m ³	1887.19	5.09	9,605.81
1.00.06	Enrocado diámetro máximo 20"	m ³	189.10	128.74	24,344.73
1.00.07	Colocación de Enrocado	m ³	189.10	44.53	8,420.62
1.00.08	Cama de arena e=0.20 m	m ²	413.49	35.05	14,492.82
1.00.09	Material filtrante	m ²	413.49	46.68	19,301.71
1.00.10	Relleno compactado con material propio	m ³	943.56	111.01	104,744.37
1.00.11	Eliminación de material excedente	m ³	943.64	9.17	8,653.13
Costo directo					211,988.88
Gastos Generales y utilidad (5%)					10,599.44
Sub-Total					222,588.33
IGV (18%)					40,065.90
TOTAL					S/. 262,654.23

El HEC-11 (1989) recomienda además la protección de las márgenes del cauce, aguas arriba y aguas abajo y por ello presentamos en la tabla 50 el presupuesto del revestimiento con enrocado de las zonas C y D del cual se obtiene S/ 14,297,877.76,

catorce millones doscientos noventa y siete mil ochocientos setenta y siete con 76/100 soles.

Tabla 50. *Presupuesto de protección con enrocado en Zona C y D*

Ítem	Descripción	UND	Cantidad	P.U.	Sub-Total
1.00.01	Movilización y desmovilización de equipos	Glb	1.00	34,262.84	34,262.84
1.00.02	Topografía y georreferenciación	km	1.00	2,299.08	2,299.08
1.00.03	Transporte de materiales granulares entre 120 m y 1000 m	m ³	35343.00	7.29	257,650.47
1.00.04	Trazo y replanteo	m ²	12997.88	75.28	978,480.41
1.00.05	Excavación para enrocado	m ³	39738.72	5.09	202,270.08
1.00.06	Enrocado diámetro máximo 20"	m ³	35343.00	128.74	4,550,057.82
1.00.07	Colocación de Enrocado	m ³	35343.00	44.53	1,573,823.79
1.00.08	Cama de arena e=0.20 m	m ²	28169.79	35.05	987,351.21
1.00.09	Material filtrante	m ²	28169.79	46.68	1,314,965.89
1.00.10	Relleno compactado con material propio	m ³	12512.64	111.01	1,389,028.17
1.00.11	Eliminación de material excedente	m ³	27226.08	9.17	249,663.15
Costo directo					11,539,852.91
Gastos Generales y utilidad (5%)					576,992.65
Sub-Total					12,116,845.56
IGV (18%)					2,181,032.20
TOTAL					S/. 14,297,877.76

4.1.2.2 Presupuesto del encamisado

El encamisado tiene un costo aproximado de S/.171,204.23, ciento setenta y un mil doscientos cuatro con 23 /100 soles.

Para determinar el costo total se realizó el metrado de concreto necesario, el cual se obtuvo 165.60 m³ y un encofrado total de 678.40 m², ver tabla 51.

Tabla 51. *Metrado de concreto y encofrado*

CONCRETO f'c=280 kg/cm ²					ENCOFRADO		
Descripción	Cantidad	Área	Altura	Total	Perímetro	Altura	Total
		m ²	m	m ³		m	m ²
E1	1	10.35	5.5	56.93	42.4	5.5	233.20
E2	1	10.35	10.5	108.68	42.4	10.5	445.20
				165.60			678.40

En la tabla 52 se puede observar el metrado de acero estructural del cual hemos obtenido 7233.14 kg.

Tabla 52. Metrado de varillas de acero

Elemento	Ø	Ubicación	Cant.	Número de piezas por elemento	Long. por pieza (m)	Longitud (Metro lineal de varillas)			
						3/8"	1/2"	5/8"	3/4"
						m	m	m	m
Estribo derecho h=5.50	5/8"	Transversal inf/sup	1	24	5.92	-	-	142.08	-
	1/2"	Transversal inf/sup	1	150	5.84	-	876.00	-	-
	1/2"	Longitudinal	4	22	6.84	-	601.92	-	-
	1/2"	Longitudinal	2	22	8.42	-	370.48	-	-
	3/8"	Estribos	2	55	1.1	121.00	-	-	-
Estribo izquierdo h=10.50	3/4"	Transversal inf/sup	1	24	8.04	-	-	-	192.96
	5/8"	Transversal inf/sup	1	150	7.12	-	-	1,068.00	-
	5/8"	Longitudinal	4	42	6.92	-	-	1,162.56	-
	5/8"	Longitudinal	2	42	8.42	-	-	707.28	-
	3/8"	Estribos	2	105	1.1	231.00	-	-	-
Subtotal (ml)						352.00	1848.40	3079.92	192.96
Peso (Kg/m) por diámetro de varilla						0.56	0.99	1.55	2.24
Total (Kg)				7233.14	kg	197.12	1829.92	4773.88	0.00

Luego, de obtener el metrado de los recursos a emplear en el diseño se realizó un análisis de precios unitarios (ver anexo 4) para finalmente presentar el presupuesto del encamisado, ver tabla 53.

Tabla 53. *Presupuesto del encamisado*

Ítem	Descripción	UND	Cantidad	P.U.	Sub-Total
1.00	Movimiento de tierra				
1.00.01	Excavación	m ³	1322.26	S/ 10.67	S/ 14,108.51
1.00.02	Eliminación de material excedente con equipo	m ³	165.6	S/ 36.43	S/ 6,032.81
1.00.03	Relleno con material propio	m ³	1156.66	S/ 14.36	S/ 16,609.64
2.00	Concreto armado				
2.01.00	Muros de encamisado				
2.01.01	Concreto f'c=280 kg/cm ²	m ³	165.60	S/ 299.79	S/ 49,644.81
2.01.02	Encofrado y desencofrado	m ²	363.20	S/ 51.98	S/ 18,879.43
2.01.03	Acero fy=4200 kg/cm ² GRADO 60	kg	7167.85	S/ 4.59	S/ 32,904.16
Costo directo					S/ 138,179.36
Gastos Generales y utilidad (5%)					S/ 6,908.97
Sub-Total					S/ 145,088.33
IGV (18%)					S/ 26,115.90
TOTAL					S/ 171,204.23

4.1.3 Consideraciones ambientales

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

4.2 Contratación

De acuerdo al estudio realizado, en la figura 85, se puede observar la estimación en % del riesgo de falla, según del análisis de las propuestas de reforzamiento, como mantener la protección actual, revestimiento con bolsaceto y/o enrocado, el encamisado de concreto armado, obteniendo un riesgo alto si no se realiza ninguna protección a los estribos del puente Morón.

Figura 85. Gráfico de porcentaje de riesgo de falla según las propuestas de reforzamiento

De acuerdo a la confiabilidad de los resultados obtenidos, aplicando técnicas y metodología sustentadas en el desarrollo ingenieril actualizado, se demuestra la hipótesis planteada y para la presente investigación: la alternativa propuesta de encamisado para el reforzamiento de los estribos, si asegura la estabilidad del puente Morón, ya que, como se observa en la figura 86, esta propuesta cumple con los criterios de diseño de no erosionabilidad y con un proceso de construcción seguro, debido a que durante su construcción no interfiere con los demás elementos estructurales del puente por ejemplo, los pilares ya que al proteger los estribos colocando el revestimiento con enrocados se estima que la uña del enrocado quede por debajo del pilar más cercano al estribo. Además, el encamisado presenta un costo de hasta un 50% menor que del revestimiento con enrocado.

Figura 86. Gráfico comparativo de criterios vs el porcentaje de viabilidad

5. CONCLUSIONES

- La búsqueda y análisis de estudios previos mostró que no existía la información suficiente del puente Morón. Para ello, se realizó el levantamiento topográfico y el estudio de suelos correspondientes para obtener la información necesaria.
- Durante el desarrollo de la presente investigación se tuvo una limitación económica para poder realizar el levantamiento topográfico con las distancias sugeridas en el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje. Por ello, se optó por tomar las curvas de nivel de las cartas nacionales para complementar nuestro tramo de estudio, pero no fue posible debido a que estas presentan intervalos entre curvas de 50 m y no se apreciaba ninguna curva dentro del área donde se ubica el puente Morón. Es por eso, que se trabajó con una longitud total de 263.5 m obtenida de nuestro levantamiento topográfico.
- Se realizó un cálculo estadístico hidrológico con el método de Gumbel, que es la distribución teórica de mejor ajuste para los caudales máximos instantáneos del río Rímac en la estación Chosica, para hallar el caudal para un nivel de riesgo del 22%. Se obtuvo valores de $583 \text{ m}^3/\text{s}$ y $648 \text{ m}^3/\text{s}$ para periodos de retorno de 200 años y 500 años, respectivamente.
- El modelamiento hidráulico con el HEC-RAS del tramo del río Rímac en el que se ubica el puente permitió obtener los niveles de agua y velocidades del flujo, entre otros los datos hidráulicos necesarios para el cálculo de la socavación general, local y en curva y para el diseño de las alternativas. Se obtuvo una socavación total de 10.51 m y 5.44 m para los estribos izquierdo y derecho, respectivamente.
- 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.
- La alternativa de no realizar el refuerzo, es decir, mantener la protección actual no cumple con el esfuerzo de corte actuante en los taludes y en curva, además no tiene la profundidad necesaria ni la gradación requerida para proteger contra la socavación.
- La propuesta de revestimiento de enrocado si resiste al esfuerzo de corte actuante, pero por motivos constructivos se descarta ya que la uña del enrocado interfiere con parte del área por debajo del pilar más cercano al estribo.

- Se concluye que el reforzamiento en encamisado de concreto armado cumple con proteger los estribos frente a la socavación producida por las máximas avenidas, cumple con los criterios de diseño, además de no ser erosionable y no interfiere con los demás elementos estructurales del puente.
- Para el encamisado se obtuvo un presupuesto total de S/.171,204.23, valor que es aproximadamente 50% más económico a diferencia del revestimiento de enrocado, a igualdad de beneficio.
- Es muy necesaria la protección con revestimiento de enrocado en el talud del río 476 m y 574 m aguas arriba y abajo del puente, respectivamente.

6. RECOMENDACIONES

- Dado que la condición actual no es segura para afrontar eventos de máxima avenida se recomienda implementar la propuesta de encamisado de los estribos.
- Los puentes deben ser diseñados evitando zonas en curva de modo que las alteraciones u obstáculos que estos representen ante el curso de agua sean previsto y puedan ser admitidos en el desempeño de la estructura a lo largo de su vida útil.
- En todo puente que se encuentre localizado en curva por muy pequeña que sea se debe realizar una protección por socavación en curva.
- El Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje recomienda la evaluación inicial de un puente en una longitud no menor de 300 m aguas arriba y aguas abajo.
- Para una futura investigación se recomienda analizar las limitantes que se puedan encontrar antes, durante y después de la realización de la investigación, para poder plantear posibles soluciones, convirtiendo nuestras limitaciones en fortalezas.

REFERENCIAS

- Andina.pe. (2017). Fiscalía verifica medidas adoptadas para evitar tragedias ante crecida del río Rímac [Fotografía]. Recuperado de <https://andina.pe/Agencia/noticia-fiscalia-verifica-medidas-adoptadas-para-evitar-tragedias-ante-crecida-del-rio-rimac-649432.aspx> [Consulta 4 junio de 2019].
- American Concrete Institute. ACI 318-S14 (2015). Requisitos de Reglamento para concreto Estructural. U.S.A.: Comité ACI 318
- AASHTO (1999). *Highway drainage guidelines*. Washington D.C.
- Autoridad Nacional del Agua (ANA) (2010) *Estudio Hidrológico y Ubicación de la Red de Estaciones Hidrométricas en la Cuenca del Río Rímac*. Recuperado de: <http://www.ana.gob.pe/normatividad/estudio-hidrologico-cuenca-rio-rimac-0>
- 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>
- Brown, S. A. & Clyde, E. S. (1989). *HEC-11 Design of Rip Rap Revetment*. FHWA-IP-016, Federal Highway Administration. Washington D. C.
- CHARLTON, R. (2008). *Fundamentals of fluvial geomorphology*. Estados Unidos y Canadá: Routledge.
- Climate-Data.org (2018). Recuperado de: <https://es.climate-data.org/location/1005553/>
- Colegio de Ingenieros del Perú. (Productor). (2017). *Seminario: Defensas ribereñas y control de inundaciones*. [Archivo de video] Recuperado de: <https://www.ciptv.pe>
- Guevara, M. (2016). *Socavación en Puentes*. Colombia: Lemoine editores.
- French R. M., Mc. Graw Hill Co., (1985). *Open Channel Hydraulics*. México: McGraw-Hill/Interamericana de México
- 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
- Instituto Nacional de Estadística e Informática (2017). Perú, Recuperado de: <https://www.inei.gob.pe/biblioteca-virtual/boletines/produccion-nacional/1/>
- Juárez, E. Rico, A. (1994). *Mecánica de suelos: Flujo de agua en suelos* [Tomo III]. Mexico: Editorial Limusa.
- 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>.

- Lagasse et al. (2009). HEC-23 *“Bridge Scour and Stream Stability Countermeasures”*. 5° ed. Washington, D.C.: Department of Transportation. Federal Highway Administration.
- Mahmood, S., Khan, A., & Mayo, S. M. (2016). Exploring underlying causes and assessing damages of 2010 flash flood in the upper zone of panjkora river. *Natural Hazards*, 83(2), 1213-1227. Doi: <http://dx.doi.org/10.1007/s11069-016-2386-x>
- Maldonado G. (2016). *Diseño de enrocados de protección de la relavera La Esperanza – Río Tulumayo* (Monografía técnica de licenciatura, Universidad Nacional Mayor de San Marcos, Facultad de Ciencias Físicas, EAP. de Ingeniería Mecánica de Fluidos. Lima, Perú). Recuperado de <http://cybertesis.unmsm.edu.pe/handle/cybertesis/5241> [consulta: 1 de octubre del 2019].
- Maza J.A. (1967), *“Erosión del cauce de un río en el cruce de un puente”*. Revista Ingeniería Hidráulica en México. Vol. 21 - No. 1-2.
- Ministerio de Transporte y Comunicaciones, MTC (1998). *“Expediente Técnico Reforzamiento Puente Morón”*. Perú.
- Ministerio de Transporte y Comunicaciones, MTC (2006). *Guía para Inspección de Puentes*. Perú. Recuperado de https://portal.mtc.gob.pe/transportes/caminos/normas_carreteras/documentos/otras/GUIA%20PARA%20INSPECCION%20DE%20PUENTES.pdf
- Ministerio de Transporte y Comunicaciones, MTC (2018). *Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje*. Perú: Macro.
- Ministerio de Transporte y Comunicaciones, MTC (2013). *Manual de Carreteras*. Perú. Recuperado de http://transparencia.mtc.gob.pe/idm_docs/P_recientes/4955.pdf
- Ministerio de Transporte y Comunicaciones, MTC (2016). *Manual de Puentes*. Perú. Recuperado de http://transparencia.mtc.gob.pe/idm_docs/P_recientes/8044.pdf
- Ministerio de Transporte y Comunicaciones. Provias Nacional, MTC (2017). *Fraccionamiento y Actualización del Presupuesto del Estudio Definitivo para el Mejoramiento de la Carretera Oyón - Ambo*. Perú. Recuperado de http://gis.proviasnac.gob.pe/expedientes/2017/LP_02_2017/53%20Analisis%20de%20Precios%20Unitarios%20Vol.%20VI%20-%20Tomo%20I.pdf
- PAVCO (2011). *Especificaciones técnicas de bolsacretos*. Colombia.
- Pilarczyk, K. (2001) *Design Criteria for alternative revetments*. Dutch Public Works Department (RWS), Hydraulic Engineering Institute.
- Richardson et al. (2012). HEC-18 *Evaluation Scour at bridge*. 3° ed. Washington, D.C.: Department of Transportation. Federal Highway Administration.
- Richardson, E.V., D.B. Simons & P.F. Lagasse (2001). *River Engineering for Highway Encroachments. Highways in the River Environment*. Report FHWA NHI 01-004, Federal Highway Administration, Hydraulic Design Series No. 6, Washington, D.C., USA.
- Rocha, A. (1998). *Hidráulica Fluvial*. Perú: Universidad Nacional de Ingeniería.

- Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú – SENHAMI (2013). *Monitoreo hidrológico cuenca del río Rímac -Estación Chosica*. Recuperado de: <https://www.senamhi.gob.pe/?&p=monitoreo-hidrologico>
- Suárez, J., (2001). *Control de erosión en zonas tropicales*. Colombia: Universidad Industrial de Santander
- Terán R. (1998). *Diseño y Construcción de Defensas Ribereñas*, Escuela Superior de Administración de Aguas Charles Sutton.
- Vente Chow, Maidment, D.R. and Mays, L.W. (1994). *Hidrología aplicada*. Colombia: McGraw Hill.
- Vide M. (2003). *Ingeniería de ríos*. España: Alfaomega Grupo Editor.
- Villón, M. (2002). *Hidrología*. 2° ed. Perú: Villón.
- 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>

ANEXO 1: LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

INSTITUTO GEOGRAFICO NACIONAL
AV. ARAMBURU 1184 ZONA SURQUILLO

LIMA - LIMA

TELEFONO : 226-7067

EMAIL : COMERCIALIZACION@IGN.GOB.PE

Horario de Atención: Lunes a Viernes 08:30 am - 04:40 pm

BOLETA ELECTRONICA

RUC :20301053623

B001-002187

Datos de Cliente		Datos de la Factura	
Cliente :	VALERIO ARRIETA MAYCOL	Fecha de Emision	07 Junio 2019
Direccion :	CALLE 1 MZ E LT 12 AGRUPACION REUBICADO	N° Interno :	0000001117
Dni N° :	72803582	Forma de Pago :	EFFECTIVO
		Tipo de Moneda :	SOLES

ITEM	CODIGO	DESCRIPCION	CANTIDAD	PRECIO U	SUBTOTAL
01	B-07-01-00027	BM COPIA DE DESCRIPCION PAPEL	1	38.30	38.30

TREINTA Y OCHO CON 30/100 SOLES

Usuario : 72803582

Clave : 0000012417

Ingrese al link

<http://app.ign.gob.pe/documentoelectronico>

Vendedor : rojas

Cobrado Por : jBROCCAB

Hora Impresion : 01:21:18p.m.

OP. GRAVADA :	S/	32.46
OP. EXONERADA	S/	0.00
OP. INAFECTA :	S/	0.00
ISC :	S/	0.00
IGV :	S/	5.84
OTROS CARGOS	S/	0.00
OTROS	S/	0.00
IMPORTE TOTAL	S/	38.30

Esta es una representacion impresa

Efectos fiscales al pago

ENTREGADO
NO SE ACEPTAN CAMBIOS
NI DEVOLUCIONES

CANCELADO 07 JUN. 2019

PAIS PERU	CARACTERISTICA DE LA MARCA Disco bronce 6 cm diámetro	DESIGNACION S-50R
DEPARTAMENTO LIMA	ESTABLECIDO (ORGANIZACION) IGM	ELEVACION 615.0716 (M)
PROVINCIA LIMA	ORGANIZACION (FUNDADA EN LA MARCA) IAGS	ORDEN 1er (FINAL) (PRELIMINAR)
LINEA LIMA - PUCALLPA	ESTAMPADO S-50R-IGM-PERU-1962	DATUM
TRAMO LIMA - LA OROYA	DESCRIPCION DETALLADA DEL PUNTO A lo largo de la Carretera Lima-Chosica, a la altura de Huampaní se encuentra el Puente Los Girasoles, acceso a la Hda. Huampaní, estando la marca a la entrada de dicho acceso, próximo a la estación Moron del ferrocarril. REFERENCIAS a) Desde la intersección de ejes de la vía de entrada a la hacienda con la del ferrocarril, está con azimut 115° a 7.10 mts. b) Desde el poste con el rotulo Paradero Moron está con azimut 70° a 28.9 mts. c) Desde otro poste de "OJO PARIL-CRUCE-TREPE" está con azimut 180° a 1.90 mts. Todos los azimut son magnéticos. La marca está empotrada en una alcantarilla de concreto de 7.80 mts de largo por 1.70 mts de ancho y 0.60 mts sobre el agua. (DESCRITA) O (RECUPERADA) POR	
ORGANIZACION IGM		FECHA 1910

MONOGRAFIA DE LA COTA FIJA

SECCION A-A

SECCION B-B

SECCION C-C

SECCION D-D

PROYECTO: TESIS: "PROPUESTA DE ENCAMISADO PARA EL REFORZAMIENTO DE ESTRIBOS CON EL FIN DE EVITAR LA SOCAVACION DEL PUENTE MORON - CHACLACAYO"			
AUTORES DE LA TESIS: POLO CAMPOS, MARJORIE VALERIO ARRIETA, MAYCOL JHORDAN ASESOR: SILVA DAVILA, MARISA ROSANA			
PLANO: SECCIONES TRANSVERSALES			CODIGO: S-01
UBICACION: CARRETERA CENTRAL KM. 23			
TOPOGRAFIA: JORGE SEIJAS PEÑA	ESCALA: 1 / 500	FECHA: JUNIO 2019	
DISTRITO: CHACLACAYO	PROVINCIA: LIMA	DEPARTAMENTO: LIMA	

ANEXO 2: ENSAYOS DE MECÁNICA DE SUELOS

INFORME : 19021-L

PROYECTO: "PROPUESTA DE ENCAMISADO PARA EL REFORZAMIENTO DE ESTRIBOS CON EL FIN DE EVITAR LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE MORÓN EN CHACLACAYO"

UBICACIÓN : PUENTE MORON, CHACLACAYO, LIMA

SOLICITANTE: MARJORIE POLO CAMPOS, MAYCOL JHORDAN VALERIO ARRIETA

MUESTRA: C-1 / C-2 / C-4

LABORATORISTA: Bach. Piero Huapaya Contreras

ING. RESPONSABLE: Ing. Kevin Guerra Loyola

FECHA: 14/06/2019

GRAVEDAD ESPECIFICA DE LOS SOLIDOS

NORMA MTC E 113

MATERIAL QUE PASA LA MALLA N°4

DESCRIPCIÓN	UND.	IDENTIFICACIÓN		
		C1	C2	C4
Peso del picnómetro + agua + solidos a temperatura de ensayo (W1)	g.	715.8	733.3	715.3
Peso del suelo seco (W0)	g.	104.1	108.8	107.1
Peso del picnómetro + agua a temperatura de ensayo	g.	650.8	665.6	648.3
Factor de corrección basado en el peso específico del agua a de 17°C a 20°C	-	1.000615	1.000615	1.000615
Gravedad específica	-	2.663	2.654	2.672

MATERIAL QUE RETIENE LA MALLA N°4

DESCRIPCIÓN	UND.	IDENTIFICACIÓN		
		C1	C2	C4
Peso material saturado superficialmente seco (en aire)	g.	1360.1	1374.4	1383.5
Peso material saturado superficialmente seco (en agua)	g.	851.7	861.1	870.5
Peso material seco en estufa (105 °C)	g.	1347.8	1361.0	1376.9
Factor de corrección basado en el peso específico del agua de 23°C a 20°C	-	0.99754	0.99754	0.99754
Gravedad específica	-	2.669	2.671	2.690

PROMEDIO

DESCRIPCIÓN	UND.	IDENTIFICACIÓN		
		C1	C2	C4
Porcentaje que retiene la malla N°4	%	64.4	68.89	71.88
Porcentaje que pasa la malla N°4	%	35.63	31.11	28.12
Gravedad específica promedio	-	2.667	2.666	2.685

Bach. Piero Huapaya Contreras
LABORATORISTA

Ing. Kevin Guerra Loyola
ING. RESPONSABLE

**KEVIN NELSON
GUERRA LOYOLA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 208130**

INFORME :	MARJORIE POLO CAMPOS, MAYCOL JHORDAN VALERIO ARRIETA		
PROYECTO:	"PROPUESTA DE ENCAMISADO PARA EL REFORZAMIENTO DE ESTRIBOS CON EL FIN DE EVITAR LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE MORÓN EN CHACLACAYO"		
UBICACIÓN:	PUENTE MORON, CHACLACAYO, LIMA		
SOLICITANTE:	MARJORIE POLO CAMPOS, MAYCOL JHORDAN VALERIO ARRIETA		
EXPLORACION N°	C-01	ING. RESPONSABLE	Ing. Kevin Guerra L.- CIP 208130
MUESTRA :	M-1	LABORATORISTA :	Bach. Piero Huapaya Contreras
PROFUNDIDAD	1.00	FECHA	14/06/2019
N. FREÁTICO:	0.8		

PERFIL ESTRATIGRÁFICO - SUELOS

Prof. M	N° DE MUESTRA	Hum. Nat. (%)	CLASIFICACIÓN			DESCRIPCIÓN DEL SUELO	GRANULOMETRÍA (% Que pasa)				LÍMITES DE ATTERBERG (%)		
			AASHTO	SUCS	SIMBOLO		3/4"	No 4	No 10	No 200	L.L	L.P.	I.P.
0 .2 .4 .6 .8 1													
	M-1	8.95	A-1-a (0)	GP		Grava mal graduada con arena.	63.6	35.6	30.6	2.6	NP	NP	NP
	1.00												

FOTOGRAFÍA - EXPLORACIÓN

Bach. Piero Huapaya Contreras
LABORATORISTA

Ing. Kevin Guerra L.- CIP 208130
ING. RESPONSABLE.....
KEVIN NELSON
GUERRA LOYOLA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 208130

INFORME : 19021-L
PROYECTO: "PROPUESTA DE ENCAMISADO PARA EL REFORZAMIENTO DE ESTRIBOS CON EL FIN DE EVITAR LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE MORÓN EN CHACLACAYO"
UBICACIÓN : PUENTE MORON, CHACLACAYO, LIMA
SOLICITANTE: MARJORIE POLO CAMPOS, MAYCOL JHORDAN VALERIO ARRIETA
EXPLORACION N° C-01
MUESTRA : M-1
PROFUNDIDAD: 1
N. FREÁTICO: 0.8

ING. RESPONSABLE: Ing. Kevin Guerra L.- CIP 208130
LABORATORISTA: Bach. Piero Huapaya Contreras
FECHA: 14/06/2019

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM - D422

Wt=	0.00	gr		Wss=	10,010.00	GRAVAS= 64.37%		
Wss+Wt=	10010.00	gr		Wssl=	9,752.00	ARENAS= 33.06%		
Wssl+Wt=	9752.00	gr		Wfinos=	258.00	FINOS= 2.58%		
TAMIZ	DIAMETRO	PESO	% RETENIDO	% RETENIDO	% QUE	TAMAÑO MAXIMO =	3"	
No	(mm)	RETENIDO	PARCIAL	ACUMULADO	PASA	DESCRIPCION DE LA MUESTRA		
3"	75.000	559.0	5.58	5.58	94.42	Grava mal graduada con arena.		
2"	50.800	339.0	3.39	8.97	91.03			
1 1/2"	38.100	568.0	5.67	14.65	85.35			
1"	25.400	1,005.0	10.04	24.69	75.31	CLASIFICACION SUCS :	GP	
3/4"	19.000	1,173.0	11.72	36.40	63.60	CLASIFICACION AASHTO:	A-1-a (0)	
1/2"	12.700	1,004.0	10.03	46.43	53.57	Coefficiente de Uniformidad (Cu)	51.50	
3/8"	9.500	785.0	7.84	54.28	45.72	Coefficiente de Curvatura (Cc)	0.66	
1/4"	6.350	692.0	6.91	61.19	38.81	CARACTERISTICAS DE LA FRACCION QUE PASA LA MALLA No 40		
No 4	4.760	318.0	3.18	64.37	35.63	Límite Líquido	= NP	
No 10	2.000	500.00	5.00	69.36	30.64	Límite Plástico	= NP	
No 20	0.840	736.00	7.35	76.71	23.29	Indice de Plasticidad	= NP	
No 30	0.590	581.00	5.80	82.52	17.48	Humedad Natural	= 8.95%	
No 40	0.425	459.00	4.59	87.10	12.90	SÍMBOLO :	SUCS	
No 60	0.250	508.00	5.07	92.18	7.82		GP	
No 100	0.150	356.00	3.56	95.73	4.27			Grava mal graduada con arena.
No 200	0.075	169.00	1.69	97.42	2.58			
CAZOLETA		258.0	2.58	100.00	0.00			

CURVA DE DISTRIBUCION GRANULOMÉTRICA

GRAVAS = 64.37% ARENAS = 33.06% FINOS = 2.58%

Bach. Piero Huapaya Contreras
 LABORATORISTA

KEVIN NELSON
 GUERRA LOYOLA
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 208130
 Ing. Kevin Guerra L.- CIP 208130
 ING. RESPONSABLE

INFORME : 19021-L
PROYECTO: "PROPUESTA DE ENCAMISADO PARA EL REFORZAMIENTO DE ESTRIBOS CON EL FIN DE EVITAR LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE MORÓN EN CHACLACAYO"
UBICACIÓN : PUENTE MORON, CHACLACAYO, LIMA
SOLICITANTE: MARJORIE POLO CAMPOS, MAYCOL JHORDAN VALERIO ARRIETA
EXPLORACION N° C-01
MUESTRA : M-1
PROFUNDIDAD 1
NIVEL FREÁTICO 0.8

ING. RESPONSABLE: Ing. Kevin Guerra L.- CIP 208130
LABORATORISTA: Bach. Piero Huapaya Contreras
FECHA: 14/06/2019

LIMITES DE CONSISTENCIA

TIPO DE ENSAYO		LIMITE LIQUIDO ASTM D-4318				LIMITE PLASTICO ASTM D-4318			CONT. DE AGUA
		LL	LL	LL	LL	LP	LP	LP	ASTM D-2216
	Tara #								8
	# de Golpes								
Peso suelo hum. + tara	(gr.)								5015.00
Peso suelo seco + tara	(gr.)								4603.00
Peso de la tara	(gr.)								0.00
Peso de agua	(gr.)								412.00
Peso del suelo seco	(gr.)								4603.00
Contenido de Agua	(%)	NP	NP	NP	NP	NP			8.95

DIAGRAMA DE FLUIDEZ

LL =	NP					% EN PESO QUE PASA EL TAMIZ			
LP =	NP		w =	8.95%			No. 200 =	2.58%	
IP =	NP								
IP = INDICE DE PLASTICIDAD		LL = LIMITE LIQUIDO		w = CONT. NATURAL DE AGUA.					
		LP = LIMITE PLASTICO

Bach. Piero Huapaya Contreras
 LABORATORISTA

Ing. Kevin Guerra L.- CIP 208130
ING. RESPONSABLE.....
KEVIN NELSON
GUERRA LOYOLA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 208130

INFORME :	MARJORIE POLO CAMPOS, MAYCOL JHORDAN VALERIO ARRIETA		
PROYECTO:	"PROPUESTA DE ENCAMISADO PARA EL REFORZAMIENTO DE ESTRIBOS CON EL FIN DE EVITAR LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE MORÓN EN CHACLACAYO"		
UBICACIÓN:	PUENTE MORON, CHACLACAYO, LIMA		
SOLICITANTE:	MARJORIE POLO CAMPOS, MAYCOL JHORDAN VALERIO ARRIETA		
EXPLORACION N°:	C-01		
MUESTRA :	M-1	ING. RESPONSABLE :	Ing. Kevin Guerra L.- CIP 208130
PROFUNDIDAD	1	LABORATORISTA :	Bach. Piero Huapaya Contreras
N. FREÁTICO:	0.8	FECHA :	14/06/2019

SISTEMA DE CLASIFICACIÓN AASHTO (Norma ASTM D-3282; método AASHTO M145)

Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos del total de la muestra pasada por el núm. 200)							Materiales granulares (35% o menos del total de la muestra pasada por el núm. 200)				
Grupo de clasificación	A-1			A-2							A-7	
	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7	A-4	A-5	A-6	A-7-5	A-7-6
Análisis de tamiz (% que pasa)												
Núm. 10	50 %máx	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Núm. 40	30 %máx	50 %máx	51 %min	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Núm. 200	15 %máx	25 %máx	10 %máx	35 %máx	35 %máx	35 %máx	35 %máx	36 %min	36 %min	36 %min	36 %min	36 %min
Características de la fracción de paso núm. 40												
Límite líquido	-	-	-	40 %máx	41 %min	40 %máx	41 %min	40 %máx	41 %min	40 %máx	41 %min	41 %min
Índice de plasticidad	6 %máx	6 %máx	NP	10 %máx	10 %máx	11 %min	11 %min	10 %máx	10 %máx	11 %min	11 %min	11 %min
Tipos comunes de materiales significativos constituyentes	Fragmentos de roca, grava y arena		Arena fina	Limo o grava arcillosa y arena				Suelos limosos		Suelos arcillosos		
Clasificación general de la subrasante	Excelente a bueno							Regular a malo				
Condición IP	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	IP <=LL-30	IP >LL-30

Análisis de tamiz (% que pasa)	%
Núm. 10 (%)	30.64
Núm. 40 (%)	12.90
Núm. 200 (%)	2.58
Límite líquido (%)	-
Índice de plasticidad (%)	-
LL-IP (%)	-

A-1-a	CONDICIÓN
50.00	CUMPLE
30.00	CUMPLE
15.00	CUMPLE
-	CUMPLE
6.00	CUMPLE
-	CUMPLE

INDICE DE GRUPO
0

CLASIFICACIÓN AASHTO
A-1-a (0)

Bach. Piero Huapaya Contreras
LABORATORISTA

KEVIN NELSON GUERRA LOYOLA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 208130
Ing. Kevin Nelson Guerra L. - IP
ING. RESPONSABLE

INFORME :	MARJORIE POLO CAMPOS, MAYCOL JHORDAN VALERIO ARRIETA		
PROYECTO :	"PROPUESTA DE ENCAMISADO PARA EL REFORZAMIENTO DE ESTRIBOS CON EL FIN DE EVITAR LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE MORÓN EN CHACLACAYO"		
UBICACIÓN :	PUENTE MORON, CHACLACAYO, LIMA		
SOLICITANTE :	MARJORIE POLO CAMPOS, MAYCOL JHORDAN VALERIO ARRIETA		
EXPLORACION N° :	C-01		
MUESTRA :	M-1		
PROFUNDIDAD :	1		
N. FREÁTICO :	0.8		
		ING. RESPONSABLE :	Ing. Kevin Guerra L.- CIP 208130
		LABORATORISTA :	Bach. Piero Huapaya Contreras
		FECHA :	14/06/2019

SISTEMA DE CLASIFICACIÓN SUCS (Norma ASTM D-2487)

Criterio para la asignación de símbolos de grupo				Símbolos de grupo
Suelos de grano grueso Más de 50% retenido en el tamiz núm. 200	Gravas	Gravas limpias	$C_u \geq 4$ y $1 \leq C_c \leq 3^c$	GW
	Más de 50% de fracción gruesa retenida en el tamiz núm. 4	Menos de 5% finos ^a	$C_u < 4$ y/o $1 > C_c > 3^c$	GP
	Arenas 50% o más de la fracción gruesa pasa tamiz núm. 4	Gravas con finos	$PI < 4$ o gráficos por debajo de línea "A" (figura 4.2)	GM
		Más de 12% finos ^{a,d}	$PI > 7$ y gráficos en o por encima de línea "A" (figura 4.2)	GC
		Arenas limpias	$C_u \geq 6$ y $1 \leq C_c \leq 3^c$	SW
		Menos de 5% finos ^b	$C_u < 6$ y/o $1 > C_c > 3^c$	SP
Suelos de grano fino 50% o más pasa a través del tamiz núm. 200	Limos y arcillas Límite líquido menor que 50	Inorgánico	$PI > 7$ y gráficos en o por encima de línea "A" (figura 4.2) ^e	CL
		Orgánico	$PI < 4$ o gráficos por debajo de línea "A" (figura 4.2) ^e	ML
	Limos y arcillas Límite líquido 50 o más	Inorgánico	Límite líquido: secado < 0.75; vea la figura 4.2; zona OL	OL
			Límite líquido: no secado	
		Orgánico	Gráficos PI en o por encima de línea "A" (figura 4.2)	CH
			Gráficos PI por debajo de "A" línea (figura 4.2)	MH
		Inorgánico	Límite líquido: secado < 0.75; vea la figura 4.2; zona OH	OH
			Límite líquido: no secado

PARÁMETROS DE CLASIFICACIÓN	
Gravas (%)	64.37
Arenas (%)	33.06
Finos (%)	2.58
Límite Líquido (%)	-
Límite Plástico (%)	-
Índice de Plasticidad (%)	-
Coefficiente de Uniformidad (Cu)	51.50
Coefficiente de Curvatura (Cc)	0.66

CLASIFICACIÓN SUCS
GP
Grava mal graduada con arena.

LL	IP
-	-
FINOS

Bach. Piero Huapaya Contreras
LABORATORISTA

KEVIN NELSON
GUERRA LOYOLA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 208130
Ing. Kevin Guerra L.- CIP 208130
ING. RESPONSABLE

INFORME :	MARJORIE POLO CAMPOS, MAYCOL JHORDAN VALERIO ARRIETA		
PROYECTO:	"PROPUESTA DE ENCAMISADO PARA EL REFORZAMIENTO DE ESTRIBOS CON EL FIN DE EVITAR LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE MORÓN EN CHACLACAYO"		
UBICACIÓN:	PUENTE MORON, CHACLACAYO, LIMA		
SOLICITANTE:	MARJORIE POLO CAMPOS, MAYCOL JHORDAN VALERIO ARRIETA		
EXPLORACION N°	C-02		
MUESTRA :	M-1	ING. RESPONSABLE	Ing. Kevin Guerra L.- CIP 208130
PROFUNDIDAD	1.40	LABORATORISTA :	Bach. Piero Huapaya Contreras
N. FREÁTICO:	1.00	FECHA	14/06/2019

PERFIL ESTRATIGRÁFICO - SUELOS

Prof. M	N° DE MUESTRA	Hum. Nat. (%)	CLASIFICACIÓN			DESCRIPCIÓN DEL SUELO	GRANULOMETRÍA (% Que pasa)				LÍMITES DE ATTERBERG (%)		
			AASHTO	SUCS	SÍMBOLO		3/4"	No 4	No 10	No 200	L.L	L.P.	I.P.
0 2 4 6 8 1 2 4													
1.40	M-1	12.05	A-1-a (0)	GP		Grava mal graduada con arena.	59.0	31.1	28.7	2.7	NP	NP	NP

FOTOGRAFÍA - EXPLORACIÓN

Bach. Piero Huapaya Contreras
LABORATORISTA

Ing. Kevin Guerra L.- CIP 208130
ING. RESPONSABLE

KEVIN NELSON
GUERRA LOYOLA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 208130

INFORME : 19021-L
PROYECTO: "PROPUESTA DE ENCAMISADO PARA EL REFORZAMIENTO DE ESTRIBOS CON EL FIN DE EVITAR LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE MORÓN EN CHACLACAYO"
UBICACIÓN : PUENTE MORON, CHACLACAYO, LIMA
SOLICITANTE: MARJORIE POLO CAMPOS, MAYCOL JHORDAN VALERIO ARRIETA
EXPLORACION N° C-02
MUESTRA : M-1
PROFUNDIDAD: 1.40
N. FREÁTICO: 1.00

ING. RESPONSABLE: Ing. Kevin Guerra L.- CIP 208130
LABORATORISTA: Bach. Piero Huapaya Contreras
FECHA: 14/06/2019

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM - D422

Wt=	0.00	gr		Wss=	8,243.00	GRAVAS= 68.89%		
Wss+Wt=	8243.00	gr		Wssl=	8,021.00	ARENAS= 28.41%		
Wssl+Wt=	8021.00	gr		Wfinos=	222.00	FINOS= 2.69%		
TAMIZ	DIAMETRO	PESO	% RETENIDO	% RETENIDO	% QUE	TAMAÑO MAXIMO =	3"	
No	(mm)	RETENIDO	PARCIAL	ACUMULADO	PASA	DESCRIPCION DE LA MUESTRA		
3"	75.000	1,320.0	16.01	16.01	83.99	Grava mal graduada con arena.		
2"	50.800	745.0	9.04	25.05	74.95			
1 1/2"	38.100	332.0	4.03	29.08	70.92			
1"	25.400	308.0	3.74	32.82	67.18	CLASIFICACION SUCS :	GP	
3/4"	19.000	678.0	8.23	41.04	58.96	CLASIFICACION AASHTO:	A-1-a (0)	
1/2"	12.700	812.0	9.85	50.89	49.11	Coefficiente de Uniformidad (Cu)	102.22	
3/8"	9.500	582.0	7.06	57.95	42.05	Coefficiente de Curvatura (Cc)	3.15	
1/4"	6.350	572.0	6.94	64.89	35.11	CARACTERISTICAS DE LA FRACCION QUE PASA LA MALLA No 40		
No 4	4.760	330.0	4.00	68.89	31.11	Límite Líquido	= NP	
No 10	2.000	196.00	2.38	71.27	28.73	Límite Plástico	= NP	
No 20	0.840	142.00	1.72	73.00	27.00	Indice de Plasticidad	= NP	
No 30	0.590	222.00	2.69	75.69	24.31	Humedad Natural	= 12.05%	
No 40	0.425	319.00	3.87	79.56	20.44	SÍMBOLO :	SUCS	
No 60	0.250	546.00	6.62	86.18	13.82		GP	
No 100	0.150	560.00	6.79	92.98	7.02			Grava mal graduada con arena.
No 200	0.075	357.00	4.33	97.31	2.69			
CAZOLETA		222.0	2.69	100.00	0.00			

CURVA DE DISTRIBUCION GRANULOMÉTRICA

GRAVAS = 68.89 % ARENAS 28.41 % FINOS = 2.69 %

Bach. Piero Huapaya Contreras
 LABORATORISTA

Ing. Kevin Guerra L.- CIP 208130
 ING. RESPONSABLE

KEVIN NELSON
 GUERRA LOYOLA
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 208130

INFORME : 19021-L
PROYECTO: "PROPUESTA DE ENCAMISADO PARA EL REFORZAMIENTO DE ESTRIBOS CON EL FIN DE EVITAR LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE MORÓN EN CHACLACAYO"
UBICACIÓN : PUENTE MORON, CHACLACAYO, LIMA
SOLICITANTE: MARJORIE POLO CAMPOS, MAYCOL JHORDAN VALERIO ARRIETA
EXPLORACION N° C-02
MUESTRA : M-1
PROFUNDIDAD 1.4
NIVEL FREÁTICO 1

ING. RESPONSABLE: Ing. Kevin Guerra L.- CIP 208130
LABORATORISTA: Bach. Piero Huapaya Contreras
FECHA: 14/06/2019

LIMITES DE CONSISTENCIA

TIPO DE ENSAYO		LIMITE LIQUIDO ASTM D-4318				LIMITE PLASTICO ASTM D-4318			CONT. DE AGUA
		LL	LL	LL	LL	LP	LP	LP	ASTM D-2216
	Tara #								8
	# de Golpes								
Peso suelo hum. + tara	(gr.)								5000.00
Peso suelo seco + tara	(gr.)								4462.10
Peso de la tara	(gr.)								0.00
Peso de agua	(gr.)								537.90
Peso del suelo seco	(gr.)								4462.10
Contenido de Agua	(%)	NP	NP	NP	NP	NP			12.05

DIAGRAMA DE FLUIDEZ

LL =	NP					% EN PESO QUE PASA EL TAMIZ			
LP =	NP		w =	12.05%			No. 200 =	2.69%	
IP =	NP								
IP = INDICE DE PLASTICIDAD		LL = LIMITE LIQUIDO		w = CONT. NATURAL DE AGUA.					
		LP = LIMITE PLASTICO							

Bach. Piero Huapaya Contreras
 LABORATORISTA

Ing. Kevin Guerra L.- CIP 208130
 ING. RESPONSABLE

KEVIN NELSON GUERRA LOYOLA
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 208130

INFORME :	MARJORIE POLO CAMPOS, MAYCOL JHORDAN VALERIO ARRIETA		
PROYECTO:	"PROPUESTA DE ENCAMISADO PARA EL REFORZAMIENTO DE ESTRIBOS CON EL FIN DE EVITAR LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE MORÓN EN CHACLACAYO"		
UBICACIÓN:	PUENTE MORON, CHACLACAYO, LIMA		
SOLICITANTE:	MARJORIE POLO CAMPOS, MAYCOL JHORDAN VALERIO ARRIETA		
EXPLORACION N°:	C-02		
MUESTRA :	M-1	ING. RESPONSABLE :	Ing. Kevin Guerra L.- CIP 208130
PROFUNDIDAD	1.4	LABORATORISTA :	Bach. Piero Huapaya Contreras
N. FREÁTICO:	1	FECHA :	14/06/2019

SISTEMA DE CLASIFICACIÓN AASHTO (Norma ASTM D-3282; método AASHTO M145)

Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos del total de la muestra pasada por el núm. 200)							Materiales granulares (35% o menos del total de la muestra pasada por el núm. 200)				
Grupo de clasificación	A-1			A-2							A-7	
	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7	A-4	A-5	A-6	A-7-5	A-7-6
Análisis de tamiz (% que pasa)												
Núm. 10	50 %máx	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Núm. 40	30 %máx	50 %máx	51 %min	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Núm. 200	15 %máx	25 %máx	10 %máx	35 %máx	35 %máx	35 %máx	35 %máx	36 %min	36 %min	36 %min	36 %min	36 %min
Características de la fracción de paso núm. 40												
Límite líquido	-	-	-	40 %máx	41 %min	40 %máx	41 %min	40 %máx	41 %min	40 %máx	41 %min	41 %min
Índice de plasticidad	6 %máx	6 %máx	NP	10 %máx	10 %máx	11 %min	11 %min	10 %máx	10 %máx	11 %min	11 %min	11 %min
Tipos comunes de materiales significativos constituyentes	Fragmentos de roca, grava y arena		Arena fina	Limo o grava arcillosa y arena				Suelos limosos		Suelos arcillosos		
Clasificación general de la subrasante	Excelente a bueno							Regular a malo				
Condición IP	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	IP <=LL-30	IP >LL-30

Análisis de tamiz (% que pasa)	%
Núm. 10 (%)	28.73
Núm. 40 (%)	20.44
Núm. 200 (%)	2.69
Límite líquido (%)	-
Índice de plasticidad (%)	-
LL-IP (%)	-

A-1-a	CONDICIÓN
50.00	CUMPLE
30.00	CUMPLE
15.00	CUMPLE
-	CUMPLE
6.00	CUMPLE
-	CUMPLE

INDICE DE GRUPO
0

CLASIFICACIÓN AASHTO
A-1-a (0)

Bach. Piero Huapaya Contreras
LABORATORISTA

KEVIN NELSON
GUERRA LOYOLA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 208130
Ing. Kevin Guerra L.- CIP 208130
ING. RESPONSABLE

INFORME :	MARJORIE POLO CAMPOS, MAYCOL JHORDAN VALERIO ARRIETA		
PROYECTO :	"PROPUESTA DE ENCAMISADO PARA EL REFORZAMIENTO DE ESTRIBOS CON EL FIN DE EVITAR LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE MORÓN EN CHACLACAYO"		
UBICACIÓN :	PUENTE MORON, CHACLACAYO, LIMA		
SOLICITANTE :	MARJORIE POLO CAMPOS, MAYCOL JHORDAN VALERIO ARRIETA		
EXPLORACION N° :	C-02		
MUESTRA :	M-1		
PROFUNDIDAD :	1.4		
N. FREÁTICO :	1		
		ING. RESPONSABLE :	Ing. Kevin Guerra L.- CIP 208130
		LABORATORISTA :	Bach. Piero Huapaya Contreras
		FECHA :	14/06/2019

SISTEMA DE CLASIFICACIÓN SUCS (Norma ASTM D-2487)

Criterio para la asignación de símbolos de grupo			Símbolos de grupo
Suelos de grano grueso Más de 50% retenido en el tamiz núm. 200	Gravas Más de 50% de fracción gruesa retenida en el tamiz núm. 4	Gravas limpias Menos de 5% finos ^a	GW
		Menos de 5% finos ^a	GP
		Gravas con finos Más de 12% finos ^{a,d}	GM
		Más de 12% finos ^{a,d}	GC
	Arenas 50% o más de la fracción gruesa pasa tamiz núm. 4	Arenas limpias Menos de 5% finos ^b	SW
		Menos de 5% finos ^b	SP
Suelos de grano fino 50% o más pasa a través del tamiz núm. 200		Arenas con finos Más de 12% finos ^{b,d}	SM
		Más de 12% finos ^{b,d}	SC
	Limos y arcillas Límite líquido menor que 50	Inorgánico $PI > 7$ y gráficos en o por encima de línea "A" (figura 4.2) ^e	CL
		Orgánico $PI < 4$ o gráficos por debajo de línea "A" (figura 4.2) ^e	ML
		Límite líquido: secado < 0.75; vea la figura 4.2; zona OL	OL
		Límite líquido: no secado	
	Limos y arcillas Límite líquido 50 o más	Inorgánico Gráficos PI en o por encima de línea "A" (figura 4.2)	CH
		Orgánico Gráficos PI por debajo de "A" línea (figura 4.2)	MH
		Límite líquido: secado < 0.75; vea la figura 4.2; zona OH	OH
		Límite líquido: no secado

PARÁMETROS DE CLASIFICACIÓN	
Gravas (%)	68.89
Arenas (%)	28.41
Finos (%)	2.69
Límite Líquido (%)	-
Límite Plástico (%)	-
Índice de Plasticidad (%)	-
Coefficiente de Uniformidad (Cu)	102.22
Coefficiente de Curvatura (Cc)	3.15

CLASIFICACIÓN SUCS
GP
Grava mal graduada con arena.

LL	IP
-	-
FINOS	ML

Bach. Piero Huapaya Contreras
LABORATORISTA

KEVIN NELSON
GUERRA LOYOLA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 208130
Ing. Kevin Guerra L.- CIP 208130
ING. RESPONSABLE

INFORME :	MARJORIE POLO CAMPOS, MAYCOL JHORDAN VALERIO ARRIETA		
PROYECTO:	"PROPUESTA DE ENCAMISADO PARA EL REFORZAMIENTO DE ESTRIBOS CON EL FIN DE EVITAR LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE MORÓN EN CHACLACAYO"		
UBICACIÓN:	PUENTE MORON, CHACLACAYO, LIMA		
SOLICITANTE:	MARJORIE POLO CAMPOS, MAYCOL JHORDAN VALERIO ARRIETA		
EXPLORACION N°	C-03		
MUESTRA :	M-1	ING. RESPONSABLE	Ing. Kevin Guerra L.- CIP 208130
PROFUNDIDAD	2.20	LABORATORISTA :	Bach. Piero Huapaya Contreras
N. FREÁTICO:	N.E.	FECHA	14/06/2019

PERFIL ESTRATIGRÁFICO - SUELOS

Prof. M	N° DE MUESTRA	Hum. Nat. (%)	CLASIFICACIÓN			DESCRIPCIÓN DEL SUELO	GRANULOMETRIA (% Que pasa)				LÍMITES DE ATTERBERG (%)		
			AASHTO	SUCS	SÍMBOLO		3/4"	No 4	No 10	No 200	L.L	L.P.	I.P.
0 .2 .4 .6 .8 1	1.10					Material de relleno, desmonte con cantos rodados							
.2 .4 .6 .8 2 2 4	2.20	M-1	7.44	A-1-a (0)	GP-GM	Grava mal graduada con limo con arena.	40.3	30.0	27.5	9.8	NP	NP	NP

FOTOGRAFÍA - EXPLORACIÓN

Bach. Piero Huapaya Contreras
LABORATORISTA

Ing. Kevin Guerra L.- CIP 208130
ING. RESPONSABLE

KEVIN NELSON
GUERRA LOYOLA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 208130

INFORME : 19021-L
PROYECTO: "PROPUESTA DE ENCAMISADO PARA EL REFORZAMIENTO DE ESTRIBOS CON EL FIN DE EVITAR LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE MORÓN EN CHACLACAYO"
UBICACIÓN : PUENTE MORON, CHACLACAYO, LIMA
SOLICITANTE: MARJORIE POLO CAMPOS, MAYCOL JHORDAN VALERIO ARRIETA
EXPLORACION N° C-03
MUESTRA : M-1
PROFUNDIDAD: 2.2
N. FREÁTICO: N.E.

ING. RESPONSABLE: Ing. Kevin Guerra L.- CIP 208130
LABORATORISTA: Bach. Piero Huapaya Contreras
FECHA: 14/06/2019

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM - D422

Wt=	0.00	gr		Wss=	6,608.00	GRAVAS= 70.01%		
Wss+Wt=	6608.00	gr		Wssl=	5,960.00	ARENAS= 20.19%		
Wssl+Wt=	5960.00	gr		Wfinos=	648.00	FINOS= 9.81%		
TAMIZ	DIAMETRO	PESO	% RETENIDO	% RETENIDO	% QUE	TAMAÑO MAXIMO =	3"	
No	(mm)	RETENIDO	PARCIAL	ACUMULADO	PASA	DESCRIPCION DE LA MUESTRA		
3"	75.000	844.0	12.77	12.77	87.23	Grava mal graduada con limo con arena.		
2"	50.800	1,238.0	18.73	31.51	68.49			
1 1/2"	38.100	974.0	14.74	46.25	53.75			
1"	25.400	598.0	9.05	55.30	44.70			
3/4"	19.000	288.0	4.36	59.65	40.35	CLASIFICACION SUCS :	GP-GM	
1/2"	12.700	186.0	2.81	62.47	37.53	CLASIFICACION AASHTO:	A-1-a (0)	
3/8"	9.500	148.0	2.24	64.71	35.29	Coefficiente de Uniformidad (Cu)	549.94	
1/4"	6.350	252.0	3.81	68.52	31.48	Coefficiente de Curvatura (Cc)	6.61	
No 4	4.760	98.0	1.48	70.01	29.99	CARACTERISTICAS DE LA FRACCION QUE PASA LA MALLA No 40		
No 10	2.000	163.00	2.47	72.47	27.53	Límite Líquido	= NP	
No 20	0.840	148.00	2.24	74.71	25.29	Límite Plástico	= NP	
No 30	0.590	144.00	2.18	76.89	23.11	Indice de Plasticidad	= NP	
No 40	0.425	137.00	2.07	78.96	21.04	Humedad Natural	= 7.44%	
No 60	0.250	221.00	3.34	82.31	17.69	SÍMBOLO :	SUCS	
No 100	0.150	285.00	4.31	86.62	13.38		GP-GM	
No 200	0.075	236.00	3.57	90.19	9.81			Grava mal graduada con limo con arena.
CAZOLETA		648.0	9.81	100.00	0.00			

CURVA DE DISTRIBUCION GRANULOMÉTRICA

GRAVAS = 70.01 % ARENAS 20.19 % FINOS = 9.81 %

 Bach. Piero Huapaya Contreras
 LABORATORISTA

 KEVIN NELSON
 GUERRA JOYOLA
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 208130

INFORME : 19021-L
PROYECTO: "PROPUESTA DE ENCAMISADO PARA EL REFORZAMIENTO DE ESTRIBOS CON EL FIN DE EVITAR LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE MORÓN EN CHACLACAYO"
UBICACIÓN : PUENTE MORON, CHACLACAYO, LIMA
SOLICITANTE: MARJORIE POLO CAMPOS, MAYCOL JHORDAN VALERIO ARRIETA
EXPLORACION N° C-03
MUESTRA : M-1
PROFUNDIDAD 2.2
NIVEL FREÁTICO N.E.

ING. RESPONSABLE: Ing. Kevin Guerra L.- CIP 208130
LABORATORISTA: Bach. Piero Huapaya Contreras
FECHA: 14/06/2019

LIMITES DE CONSISTENCIA

TIPO DE ENSAYO		LIMITE LIQUIDO ASTM D-4318				LIMITE PLASTICO ASTM D-4318			CONT. DE AGUA
		LL	LL	LL	LL	LP	LP	LP	ASTM D-2216
	Tara #								8
	# de Golpes								
Peso suelo hum. + tara	(gr.)								4998.00
Peso suelo seco + tara	(gr.)								4652.00
Peso de la tara	(gr.)								0.00
Peso de agua	(gr.)								346.00
Peso del suelo seco	(gr.)								4652.00
Contenido de Agua	(%)	NP	NP	NP	NP	NP			7.44

DIAGRAMA DE FLUIDEZ

LL =	NP	% EN PESO QUE PASA EL TAMIZ			
LP =	NP	w =	7.44%	No. 200 =	9.81%
IP =	NP				
IP = INDICE DE PLASTICIDAD		LL = LIMITE LIQUIDO		w = CONT. NATURAL DE AGUA.	
		LP = LIMITE PLASTICO

 Bach. Piero Huapaya Contreras
 LABORATORISTA

 Ing. Kevin Guerra L.- CIP 208130
 ING. RESPONSABLE

**KEVIN NELSON
 GUERRA LOYOLA
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 208130**

INFORME :	MARJORIE POLO CAMPOS, MAYCOL JHORDAN VALERIO ARRIETA		
PROYECTO:	"PROPUESTA DE ENCAMISADO PARA EL REFORZAMIENTO DE ESTRIBOS CON EL FIN DE EVITAR LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE MORÓN EN CHACLACAYO"		
UBICACIÓN:	PUENTE MORON, CHACLACAYO, LIMA		
SOLICITANTE:	MARJORIE POLO CAMPOS, MAYCOL JHORDAN VALERIO ARRIETA		
EXPLORACION N°:	C-03		
MUESTRA :	M-1	ING. RESPONSABLE :	Ing. Kevin Guerra L.- CIP 208130
PROFUNDIDAD	2.2	LABORATORISTA :	Bach. Piero Huapaya Contreras
N. FREÁTICO:	N.E.	FECHA :	14/06/2019

SISTEMA DE CLASIFICACIÓN AASHTO (Norma ASTM D-3282; método AASHTO M145)

Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos del total de la muestra pasada por el núm. 200)							Materiales granulares (35% o menos del total de la muestra pasada por el núm. 200)				
Grupo de clasificación	A-1			A-2							A-7	
	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7	A-4	A-5	A-6	A-7-5	A-7-6
Análisis de tamiz (% que pasa)												
Núm. 10	50 %máx	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Núm. 40	30 %máx	50 %máx	51 %min	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Núm. 200	15 %máx	25 %máx	10 %máx	35 %máx	35 %máx	35 %máx	35 %máx	36 %min	36 %min	36 %min	36 %min	36 %min
Características de la fracción de paso núm. 40												
Límite líquido	-	-	-	40 %máx	41 %min	40 %máx	41 %min	40 %máx	41 %min	40 %máx	41 %min	41 %min
Índice de plasticidad	6 %máx	6 %máx	NP	10 %máx	10 %máx	11 %min	11 %min	10 %máx	10 %máx	11 %min	11 %min	11 %min
Tipos comunes de materiales significativos constituyentes	Fragmentos de roca, grava y arena		Arena fina	Limo o grava arcillosa y arena				Suelos limosos		Suelos arcillosos		
Clasificación general de la subrasante	Excelente a bueno							Regular a malo				
Condición IP	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	IP <=LL-30	IP >LL-30

Análisis de tamiz (% que pasa)	%
Núm. 10 (%)	27.53
Núm. 40 (%)	21.04
Núm. 200 (%)	9.81
Límite líquido (%)	-
Índice de plasticidad (%)	-
LL-IP (%)	-

A-1-a	CONDICIÓN
50.00	CUMPLE
30.00	CUMPLE
15.00	CUMPLE
-	CUMPLE
6.00	CUMPLE
-	CUMPLE

INDICE DE GRUPO
0

CLASIFICACIÓN AASHTO
A-1-a (0)

Bach. Piero Huapaya Contreras
LABORATORISTA

KEVIN NELSON
GUERRA LOYOLA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 208130
Ing. Kevin Guerra L.- CIP 208130
ING. RESPONSABLE

INFORME :	MARJORIE POLO CAMPOS, MAYCOL JHORDAN VALERIO ARRIETA		
PROYECTO :	"PROPUESTA DE ENCAMISADO PARA EL REFORZAMIENTO DE ESTRIBOS CON EL FIN DE EVITAR LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE MORÓN EN CHACLACAYO"		
UBICACIÓN :	PUENTE MORON, CHACLACAYO, LIMA		
SOLICITANTE :	MARJORIE POLO CAMPOS, MAYCOL JHORDAN VALERIO ARRIETA		
EXPLORACION N° :	C-03		
MUESTRA :	M-1		
PROFUNDIDAD :	2.2		
N. FREÁTICO :	N.E.		
		ING. RESPONSABLE :	Ing. Kevin Guerra L.- CIP 208130
		LABORATORISTA :	Bach. Piero Huapaya Contreras
		FECHA :	14/06/2019

SISTEMA DE CLASIFICACIÓN SUCS (Norma ASTM D-2487)

Criterio para la asignación de símbolos de grupo				Símbolos de grupo
Suelos de grano grueso Más de 50% retenido en el tamiz núm. 200	Gravas	Gravas limpias	$C_u \geq 4$ y $1 \leq C_c \leq 3^c$	GW
	Más de 50% de fracción gruesa retenida en el tamiz núm. 4	Menos de 5% finos ^a	$C_u < 4$ y/o $1 > C_c > 3^c$	GP
	Arenas 50% o más de la fracción gruesa pasa tamiz núm. 4	Gravas con finos	$PI < 4$ o gráficos por debajo de línea "A" (figura 4.2)	GM
		Más de 12% finos ^{a,d}	$PI > 7$ y gráficos en o por encima de línea "A" (figura 4.2)	GC
		Arenas limpias	$C_u \geq 6$ y $1 \leq C_c \leq 3^c$	SW
		Menos de 5% finos ^b	$C_u < 6$ y/o $1 > C_c > 3^c$	SP
Suelos de grano fino 50% o más pasa a través del tamiz núm. 200	Limos y arcillas Límite líquido menor que 50	Inorgánico	$PI > 7$ y gráficos en o por encima de línea "A" (figura 4.2) ^e	CL
		Orgánico	$PI < 4$ o gráficos por debajo de línea "A" (figura 4.2) ^e	ML
	Limos y arcillas Límite líquido 50 o más	Inorgánico	Límite líquido: secado < 0.75; vea la figura 4.2; zona OL	OL
			Límite líquido: no secado	
		Orgánico	Gráficos PI en o por encima de línea "A" (figura 4.2)	CH
			Gráficos PI por debajo de "A" línea (figura 4.2)	MH
		Inorgánico	Límite líquido: secado < 0.75; vea la figura 4.2; zona OH	OH
			Límite líquido: no secado

PARÁMETROS DE CLASIFICACIÓN	
Gravas (%)	70.01
Arenas (%)	20.19
Finos (%)	9.81
Límite Líquido (%)	-
Límite Plástico (%)	-
Índice de Plasticidad (%)	-
Coefficiente de Uniformidad (Cu)	549.94
Coefficiente de Curvatura (Cc)	6.61

CLASIFICACIÓN SUCS
GP-GM
Grava mal graduada con limo con arena.

LL	IP
-	-
FINOS	ML

Bach. Piero Huapaya Contreras
LABORATORISTA

KEVIN NELSON
GUERRA LOYOLA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 208130
Ing. Kevin Guerra L.- CIP 208130
ING. RESPONSABLE

INFORME :	MARJORIE POLO CAMPOS, MAYCOL JHORDAN VALERIO ARRIETA
PROYECTO:	"PROPUESTA DE ENCAMISADO PARA EL REFORZAMIENTO DE ESTRIBOS CON EL FIN DE EVITAR LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE MORÓN EN CHACLACAYO"
UBICACIÓN:	PUENTE MORON, CHACLACAYO, LIMA
SOLICITANTE:	MARJORIE POLO CAMPOS, MAYCOL JHORDAN VALERIO ARRIETA
EXPLORACION N°	C-04
MUESTRA :	M-1
PROFUNDIDAD	1.00
N. FREÁTICO:	N.E.
ING. RESPONSABLE	Ing. Kevin Guerra L.- CIP 208130
LABORATORISTA :	Bach. Piero Huapaya Contreras
FECHA	14/06/2019

PERFIL ESTRATIGRÁFICO - SUELOS

Prof. M	N° DE MUESTRA	Hum. Nat. (%)	CLASIFICACIÓN			DESCRIPCIÓN DEL SUELO	GRANULOMETRIA (% Que pasa)				LÍMITES DE ATTERBERG (%)		
			AASHTO	SUCS	SÍMBOLO		3/4"	No 4	No 10	No 200	L.L	L.P.	I.P.
0 .2 .4 .6 .8 1 1.00	M-1	7.76	A-1-a (0)	GW		Grava bien graduada con arena.	46.4	28.1	23.5	1.1	NP	NP	NP

FOTOGRAFÍA - EXPLORACIÓN

Bach. Piero Huapaya Contreras
LABORATORISTA

Ing. Kevin Guerra L.- CIP 208130
ING. RESPONSABLE
KEVIN NELSON GUERRA LOYOLA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 208130

INFORME :	19021-L	ING. RESPONSABLE:	Ing. Kevin Guerra L.- CIP 208130
PROYECTO:	"PROPUESTA DE ENCAMISADO PARA EL REFORZAMIENTO DE ESTRIBOS CON EL FIN DE EVITAR LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE MORÓN EN CHACLACAYO"	LABORATORISTA:	Bach. Piero Huapaya Contreras
UBICACIÓN :	PUENTE MORON, CHACLACAYO, LIMA	FECHA:	14/06/2019
SOLICITANTE:	MARJORIE POLO CAMPOS, MAYCOL JHORDAN VALERIO ARRIETA		
EXPLORACION N°	C-04		
MUESTRA :	M-1		
PROFUNDIDAD:	1		
N. FREÁTICO:	N.E.		

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM - D422

Wt=	0.00	gr		Wss=	10,092.00	GRAVAS=	71.88%
Wss+Wt=	10092.00	gr		Wssl=	9,976.00	ARENAS=	26.97%
Wssl+Wt=	9976.00	gr		Wfinos=	116.00	FINOS=	1.15%
TAMIZ	DIAMETRO	PESO	% RETENIDO	% RETENIDO	% QUE	TAMAÑO MÁXIMO =	3"
No	(mm)	RETENIDO	PARCIAL	ACUMULADO	PASA	DESCRIPCION DE LA MUESTRA	
3"	75.000	644.0	6.38	6.38	93.62	Grava bien graduada con arena.	
2"	50.800	1,970.0	19.52	25.90	74.10		
1 1/2"	38.100	1,182.0	11.71	37.61	62.39		
1"	25.400	644.0	6.38	44.00	56.00		
3/4"	19.000	968.0	9.59	53.59	46.41	CLASIFICACION SUCS :	GW
1/2"	12.700	606.0	6.00	59.59	40.41	CLASIFICACION AASHTO:	A-1-a (0)
3/8"	9.500	376.0	3.73	63.32	36.68	Coefficiente de Uniformidad (Cu)	67.01
1/4"	6.350	660.0	6.54	69.86	30.14	Coefficiente de Curvatura (Cc)	2.34
No 4	4.760	204.0	2.02	71.88	28.12	CARACTERISTICAS DE LA FRACCION QUE PASA LA MALLA No 40	
No 10	2.000	470.00	4.66	76.54	23.46	Límite Líquido	= NP
No 20	0.840	585.00	5.80	82.33	17.67	Límite Plástico	= NP
No 30	0.590	545.00	5.40	87.73	12.27	Índice de Plasticidad	= NP
No 40	0.425	409.00	4.05	91.79	8.21	Humedad Natural	= 7.76%
No 60	0.250	365.00	3.62	95.40	4.60	SÍMBOLO :	SUCS
No 100	0.150	231.00	2.29	97.69	2.31		CONCLUSIÓN
No 200	0.075	117.00	1.16	98.85	1.15		
CAZOLETA		116.0	1.15	100.00	0.00	GW	Grava bien graduada con arena.

CURVA DE DISTRIBUCION GRANULOMÉTRICA

GRAVAS =	71.88 %	ARENAS	26.97 %	FINOS =	1.15 %
----------	---------	--------	---------	---------	--------

Bach. Piero Huapaya Contreras
LABORATORISTA

Ing. Kevin Guerra L.- CIP 208130
ING. RESPONSABLE
KEVIN NELSON GUERRA LOYOLA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 208130

INFORME : 19021-L
PROYECTO: "PROPUESTA DE ENCAMISADO PARA EL REFORZAMIENTO DE ESTRIBOS CON EL FIN DE EVITAR LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE MORÓN EN CHACLACAYO"
UBICACIÓN : PUENTE MORON, CHACLACAYO, LIMA
SOLICITANTE: MARJORIE POLO CAMPOS, MAYCOL JHORDAN VALERIO ARRIETA
EXPLORACION N° C-04
MUESTRA : M-1
PROFUNDIDAD 1
NIVEL FREÁTICO N.E.

ING. RESPONSABLE: Ing. Kevin Guerra L.- CIP 208130
LABORATORISTA: Bach. Piero Huapaya Contreras
FECHA: 14/06/2019

LIMITES DE CONSISTENCIA

TIPO DE ENSAYO		LIMITE LIQUIDO ASTM D-4318				LIMITE PLASTICO ASTM D-4318			CONT. DE AGUA
		LL	LL	LL	LL	LP	LP	LP	ASTM D-2216
	Tara #								8
	# de Golpes								
Peso suelo hum. + tara	(gr.)								5000.00
Peso suelo seco + tara	(gr.)								4640.00
Peso de la tara	(gr.)								0.00
Peso de agua	(gr.)								360.00
Peso del suelo seco	(gr.)								4640.00
Contenido de Agua	(%)	NP	NP	NP	NP	NP			7.76

DIAGRAMA DE FLUIDEZ

LL =	NP					% EN PESO QUE PASA EL TAMIZ			
LP =	NP		w =	7.76%			No. 200 =	1.15%	
IP =	NP								
IP = INDICE DE PLASTICIDAD		LL = LIMITE LIQUIDO		w = CONT. NATURAL DE AGUA.					
		LP = LIMITE PLASTICO

 Bach. Piero Huapaya Contreras
 LABORATORISTA

 Ing. Kevin Guerra L.- CIP 208130
 ING. RESPONSABLE

KEVIN NELSON
GUERRA LOYOLA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 208130

INFORME :	MARJORIE POLO CAMPOS, MAYCOL JHORDAN VALERIO ARRIETA		
PROYECTO:	"PROPUESTA DE ENCAMISADO PARA EL REFORZAMIENTO DE ESTRIBOS CON EL FIN DE EVITAR LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE MORÓN EN CHACLACAYO"		
UBICACIÓN:	PUENTE MORON, CHACLACAYO, LIMA		
SOLICITANTE:	MARJORIE POLO CAMPOS, MAYCOL JHORDAN VALERIO ARRIETA		
EXPLORACION N°:	C-04		
MUESTRA :	M-1	ING. RESPONSABLE :	Ing. Kevin Guerra L.- CIP 208130
PROFUNDIDAD	1	LABORATORISTA :	Bach. Piero Huapaya Contreras
N. FREÁTICO:	N.E.	FECHA :	14/06/2019

SISTEMA DE CLASIFICACIÓN AASHTO (Norma ASTM D-3282; método AASHTO M145)

Clasificación general	Materiales granulares (35% o menos del total de la muestra pasada por el núm. 200)							Materiales granulares (35% o menos del total de la muestra pasada por el núm. 200)				
Grupo de clasificación	A-1			A-2							A-7	
	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7	A-4	A-5	A-6	A-7-5	A-7-6
Análisis de tamiz (% que pasa)												
Núm. 10	50 %máx	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Núm. 40	30 %máx	50 %máx	51 %min	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Núm. 200	15 %máx	25 %máx	10 %máx	35 %máx	35 %máx	35 %máx	35 %máx	36 %min	36 %min	36 %min	36 %min	36 %min
Características de la fracción de paso núm. 40												
Límite líquido	-	-	-	40 %máx	41 %min	40 %máx	41 %min	40 %máx	41 %min	40 %máx	41 %min	41 %min
Índice de plasticidad	6 %máx	6 %máx	NP	10 %máx	10 %máx	11 %min	11 %min	10 %máx	10 %máx	11 %min	11 %min	11 %min
Tipos comunes de materiales significativos constituyentes	Fragmentos de roca, grava y arena		Arena fina	Limo o grava arcillosa y arena				Suelos limosos		Suelos arcillosos		
Clasificación general de la subrasante	Excelente a bueno							Regular a malo				
Condición IP	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	IP <=LL-30	IP >LL-30

Análisis de tamiz (% que pasa)	%
Núm. 10 (%)	23.46
Núm. 40 (%)	8.21
Núm. 200 (%)	1.15
Límite líquido (%)	-
Índice de plasticidad (%)	-
LL-IP (%)	-

A-1-a	CONDICIÓN
50.00	CUMPLE
30.00	CUMPLE
15.00	CUMPLE
-	CUMPLE
6.00	CUMPLE
-	CUMPLE

INDICE DE GRUPO
0

CLASIFICACIÓN AASHTO
A-1-a (0)

Bach. Piero Huapaya Contreras
LABORATORISTA

KEVIN NELSON GUERRA LOYOLA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 208130
Ing. Kevin Guerra L.- CIP 208130
ING. RESPONSABLE

INFORME :	MARJORIE POLO CAMPOS, MAYCOL JHORDAN VALERIO ARRIETA		
PROYECTO :	"PROPUESTA DE ENCAMISADO PARA EL REFORZAMIENTO DE ESTRIBOS CON EL FIN DE EVITAR LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE MORÓN EN CHACLACAYO"		
UBICACIÓN :	PUENTE MORON, CHACLACAYO, LIMA		
SOLICITANTE :	MARJORIE POLO CAMPOS, MAYCOL JHORDAN VALERIO ARRIETA		
EXPLORACION N° :	C-04		
MUESTRA :	M-1		
PROFUNDIDAD :	1		
N. FREÁTICO :	N.E.		
		ING. RESPONSABLE :	Ing. Kevin Guerra L.- CIP 208130
		LABORATORISTA :	Bach. Piero Huapaya Contreras
		FECHA :	14/06/2019

SISTEMA DE CLASIFICACIÓN SUCS (Norma ASTM D-2487)

Criterio para la asignación de símbolos de grupo				Símbolos de grupo
Suelos de grano grueso Más de 50% retenido en el tamiz núm. 200	Gravas	Gravas limpias	$C_u \geq 4$ y $1 \leq C_c \leq 3^c$	GW
	Más de 50% de fracción gruesa retenida en el tamiz núm. 4	Menos de 5% finos ^a	$C_u < 4$ y/o $1 > C_c > 3^c$	GP
	Arenas 50% o más de la fracción gruesa pasa tamiz núm. 4	Gravas con finos	$PI < 4$ o gráficos por debajo de línea "A" (figura 4.2)	GM
		Más de 12% finos ^{a,d}	$PI > 7$ y gráficos en o por encima de línea "A" (figura 4.2)	GC
		Arenas limpias	$C_u \geq 6$ y $1 \leq C_c \leq 3^c$	SW
		Menos de 5% finos ^b	$C_u < 6$ y/o $1 > C_c > 3^c$	SP
Suelos de grano fino 50% o más pasa a través del tamiz núm. 200	Limos y arcillas Límite líquido menor que 50	Inorgánico	$PI > 7$ y gráficos en o por encima de línea "A" (figura 4.2) ^e	CL
		Orgánico	$PI < 4$ o gráficos por debajo de línea "A" (figura 4.2) ^e	ML
	Limos y arcillas Límite líquido 50 o más	Inorgánico	Límite líquido: secado < 0.75; vea la figura 4.2; zona OL	OL
			Límite líquido: no secado	
		Orgánico	Gráficos PI en o por encima de línea "A" (figura 4.2)	CH
			Gráficos PI por debajo de "A" línea (figura 4.2)	MH
		Inorgánico	Límite líquido: secado < 0.75; vea la figura 4.2; zona OH	OH
			Límite líquido: no secado

PARÁMETROS DE CLASIFICACIÓN	
Gravas (%)	71.88
Arenas (%)	26.97
Finos (%)	1.15
Límite Líquido (%)	-
Límite Plástico (%)	-
Índice de Plasticidad (%)	-
Coefficiente de Uniformidad (Cu)	67.01
Coefficiente de Curvatura (Cc)	2.34

CLASIFICACIÓN SUCS
GW
Grava bien graduada con arena.

LL	IP
-	-
FINOS	ML

Bach. Piero Huapaya Contreras
LABORATORISTA

KEVIN NELSON GUERRA LOYOLA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 208130

Ing. Kevin Guerra L.- CIP 208130
ING. RESPONSABLE

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

(ASTM D-3080, AASHTO T236, J. E. Bowles)

ENSAYO	: CORTE DIRECTO
NORMA	: ASTM D3080
INFORME	: 19021-L
SOLICITANTE	: Marjorie Polo Campos , Maycol Jhordan Valerio Arrieta
PROYECTO	: "PROPUESTA DE ENCAMISADO PARA EL REFORZAMIENTO DE ESTRIBOS CON EL FIN DE EVITAR LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE MORÓN EN CHACLACAYO"
UBICACION	: CHACLACAYO
FECHA	: 15/06/2019
EXPLORACIÓN	: Ing. Kevin Guerra Loyola - CIP 208130
VELOCIDAD DE ENSAYO mm/min	: 0.50
ALTURA DE LA MUESTRA (cm)	: 2.40
DIAMETRO DE LA MUESTRA (cm)	: 6.35
ESTADO DE LA MUESTRA	: ALTERADO
CONDICION DE ENSAYO	: CONSOLIDADO DRENADO
EXPLORACIÓN N°	: C-1
MUESTRA N°	: M-1
PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREATICO	(m) : NP
PROFUNDIDAD DEL ESTRATO	(m) : 3

ESFUERZO NORMAL	(kg/cm²):	0.53	1.02	1.51
------------------------	------------------	-------------	-------------	-------------

CONDICIONES INICIALES

Densidad Inicial Húmeda	(gr/cc)	1.984	1.905	1.803
Contenido de Humedad (w)	(%)	8.8%	8.8%	8.8%
Densidad Seca Inicial	(gr/cc)	1.823	1.751	1.657
Volumen Inicial	cc	76.006	76.006	76.006

Relación Diámetro / Altura		2.646	2.646	2.646
----------------------------	--	-------	-------	-------

CONDICIONES FINALES

Contenido de Humedad (w)	(%)	20.769%	21.942%	21.843%
--------------------------	-----	---------	---------	---------

PARAMETROS DE RESISTENCIA

ESFUERZO CORTANTE	(kg/cm²)	0.35	0.75	1.17
COHESION (c)	(kg/cm²)			0.000
ANGULO DE FRICCION (φ)	(°)			36.961

OBSERVACIÓN.: Muestra remoldeada

 ING. RESPONSABLE **KEVIN NELSON GUERRA LOYOLA**
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 208130

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

(ASTM D-3080, AASHTO T236, J. E. Bowles)

ENSAYO	: CORTE DIRECTO
NORMA	: ASTM D3080
INFORME	: 19021-L
SOLICITANTE	: Marjorie Polo Campos , Maycol Jhordan Valerio Arrieta
PROYECTO	: "PROPUESTA DE ENCAMISADO PARA EL REFORZAMIENTO DE ESTRIBOS CON EL FIN DE EVITAR LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE MORÓN EN CHACLACAYO"
UBICACION	: CHACLACAYO
FECHA	: 15/06/2019
EXPLORACIÓN N°	: C-1
MUESTRA N°	: M-1
PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREATICO	(m) : NP
PROFUNDIDAD DEL ESTRATO	(m) : 3

GRAFICO DE ESFUERZOS σ y τ PARAMETROS DE RESISTENCIA

Cohesión	(kg/cm²)	0.000
Ángulo de fricción	(°)	36.961

**KEVIN NELSON
GUERRA LOYOLA**
ING. RESPONSABLE INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 208130

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

(ASTM D-3080, AASHTO T236, J. E. Bowles)

ENSAYO : CORTE DIRECTO
NORMA : ASTM D3080

INFORME : 19021-L
SOLICITANTE : Marjorie Polo Campos , Maycol Jhordan Valerio Arrieta
PROYECTO : "PROPUESTA DE ENCAMISADO PARA EL REFORZAMIENTO DE ESTRIBOS CON EL FIN DE EVITAR LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE MORÓN EN CHACLACAYO"

UBICACION : CHACLACAYO
FECHA : 15/06/2019

EXPLORACIÓN N° : C-1
MUESTRA N° : M-1
PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO (m) : NP
PROFUNDIDAD DEL ESTRATO (m) : 3

GRAFICO DE ESFUERZOS σ Y τ PARAMETROS DE RESISTENCIA RESIDUAL

Cohesión	(kg/cm²)	0.000
Ángulo de fricción	(°)	36.778

**KEVIN NELSON
GUERRA LOYOLA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 208130**

OF. PRINCIPAL: Calle Paderewsky 293 Urb. La Calera, Surco, Lima - Perú
FILIAL - HUÁNUCO: Mz D Lte 21 - Fonavi III - Amarilis, Huánuco - Perú
Cel 961902499/presupuestos@inopcon.com/proyectos@inopcon.com
www.inopcon.com

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

(ASTM D-3080, AASHTO T236, J. E. Bowles)

ENSAYO	: CORTE DIRECTO
NORMA	: ASTM D3080
INFORME	: 19021-L
SOLICITANTE	: Marjorie Polo Campos , Maycol Jhordan Valerio Arrieta
PROYECTO	: "PROPUESTA DE ENCAMISADO PARA EL REFORZAMIENTO DE ESTRIBOS CON EL FIN DE EVITAR LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE MORÓN EN CHACLACAYO"
UBICACION	: CHACLACAYO
FECHA	: 15/06/2019
EXPLORACIÓN N°	: C-1
MUESTRA N°	: M-1
PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREATICO	(m) : NP
PROFUNDIDAD DEL ESTRATO	(m) : 3

GRAFICO DE ESFUERZO - DEFORMACIÓN

ING. RESPONSABLE

**KEVIN NELSON
GUERRA LOYOLA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 208130**

OF. PRINCIPAL: Calle Paderewsky 293 Urb. La Calera, Surquillo, Lima – Perú
FILIAL – HUÁNUCO: Mz D Lte 21 – Fonavi III - Amarilis, Huánuco – Perú
Cel 961902499/presupuestos@inopcon.com/proyectos@inopcon.com
www.inopcon.com

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

(ASTM D-3080, AASHTO T236, J. E. Bowles)

ENSAYO	: CORTE DIRECTO
NORMA	: ASTM D3080
INFORME	: 19021-L
SOLICITANTE	: Marjorie Polo Campos , Maycol Jhordan Valerio Arrieta
PROYECTO	: "PROPUESTA DE ENCAMISADO PARA EL REFORZAMIENTO DE ESTRIBOS CON EL FIN DE EVITAR LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE MORÓN EN CHACLACAYO"
UBICACION	: CHACLACAYO
FECHA	: 15/06/2019
EXPLORACIÓN N°	: C-1
MUESTRA N°	: M-1
PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREATICO	(m) : NP
PROFUNDIDAD DEL ESTRATO	(m) : 3

GRAFICO DE RELACIÓN DE DEFORMACIONES

ING. RESPONSABLE

**KEVIN NELSON
GUERRA LOYOLA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 208130**

OF. PRINCIPAL: Calle Paderewsky 293 Urb. La Calera, Surquillo, Lima – Perú
FILIAL – HUÁNUCO: Mz D Lte 21 – Fonavi III - Amarilis, Huánuco – Perú
Cel 961902499/presupuestos@inopcon.com/proyectos@inopcon.com
www.inopcon.com

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

(ASTM D-3080, AASHTO T236, J. E. Bowles)

ENSAYO	: CORTE DIRECTO
NORMA	: ASTM D3080
INFORME	: 19021-L
SOLICITANTE	: Marjorie Polo Campos , Maycol Jhordan Valerio Arrieta
PROYECTO	: "PROPUESTA DE ENCAMISADO PARA EL REFORZAMIENTO DE ESTRIBOS CON EL FIN DE EVITAR LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE MORÓN EN CHACLACAYO"
UBICACION	: CHACLACAYO
FECHA	: 15/06/2019
EXPLORACIÓN	: Ing. Kevin Guerra Loyola - CIP 208130
VELOCIDAD DE ENSAYO mm/min	: 0.50
ALTURA DE LA MUESTRA (cm)	: 2.40
DIAMETRO DE LA MUESTRA (cm)	: 6.35
ESTADO DE LA MUESTRA	: ALTERADO
CONDICION DE ENSAYO	: CONSOLIDADO DRENADO
EXPLORACIÓN N°	: C-2
MUESTRA N°	: M-1
PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREATICO	(m) : NP
PROFUNDIDAD DEL ESTRATO	(m) : 3

ESFUERZO NORMAL	(kg/cm²):	0.53	1.02	1.51
------------------------	------------------	-------------	-------------	-------------

CONDICIONES INICIALES

Densidad Inicial Húmeda	(gr/cc)	1.752	1.688	1.654
Contenido de Humedad (w)	(%)	9.7%	9.7%	9.7%
Densidad Seca Inicial	(gr/cc)	1.597	1.538	1.508
Volumen Inicial	cc	76.006	76.006	76.006

Relación Diámetro / Altura	2.646	2.646	2.646
----------------------------	-------	-------	-------

CONDICIONES FINALES

Contenido de Humedad (w)	(%)	26.601%	27.048%	25.871%
--------------------------	-----	---------	---------	---------

PARAMETROS DE RESISTENCIA

ESFUERZO CORTANTE	(kg/cm²)	0.33	0.72	1.05
COHESION (c)	(kg/cm²)			0.000
ANGULO DE FRICCION (φ)	(°)			34.992

OBSERVACIÓN.: Muestra remoldeada

ING. RESPONSABLE
KEVIN NELSON GUERRA LOYOLA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 208130

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

(ASTM D-3080, AASHTO T236, J. E. Bowles)

ENSAYO	: CORTE DIRECTO
NORMA	: ASTM D3080
INFORME	: 19021-L
SOLICITANTE	: Marjorie Polo Campos , Maycol Jhordan Valerio Arrieta
PROYECTO	: "PROPUESTA DE ENCAMISADO PARA EL REFORZAMIENTO DE ESTRIBOS CON EL FIN DE EVITAR LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE MORÓN EN CHACLACAYO"
UBICACION	: CHACLACAYO
FECHA	: 15/06/2019
EXPLORACIÓN N°	: C-2
MUESTRA N°	: M-1
PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO	(m) : NP
PROFUNDIDAD DEL ESTRATO	(m) : 3

GRAFICO DE ESFUERZOS σ y τ PARAMETROS DE RESISTENCIA

Cohesión	(kg/cm²)	0.000
Ángulo de fricción	(°)	34.992

ING. RESPONSABLE

**KEVIN NELSON
GUERRA LOYOLA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 208130**

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

(ASTM D-3080, AASHTO T236, J. E. Bowles)

ENSAYO	: CORTE DIRECTO
NORMA	: ASTM D3080
INFORME	: 19021-L
SOLICITANTE	: Marjorie Polo Campos , Maycol Jhordan Valerio Arrieta
PROYECTO	: "PROPUESTA DE ENCAMISADO PARA EL REFORZAMIENTO DE ESTRIBOS CON EL FIN DE EVITAR LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE MORÓN EN CHACLACAYO"
UBICACION	: CHACLACAYO
FECHA	: 15/06/2019
EXPLORACIÓN N°	: C-2
MUESTRA N°	: M-1
PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO	(m) : NP
PROFUNDIDAD DEL ESTRATO	(m) : 3

GRAFICO DE ESFUERZOS σ y τ PARAMETROS DE RESISTENCIA RESIDUAL

Cohesión	(kg/cm²)	0.000
Ángulo de fricción	(°)	34.799

OF. PRINCIPAL: Calle Paderewsky 293 Urb. La Calera, Surquillo, Lima – Perú
FILIAL – HUÁNUCO: Mz D Lte 21 – Fonavi III - Amarilis, Huánuco – Perú
Cel 961902499/presupuestos@inopcon.com/proyectos@inopcon.com
www.inopcon.com

ING. RESPONSABLE
KEVIN NELSON GUERRA LOYOLA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 208130

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

(ASTM D-3080, AASHTO T236, J. E. Bowles)

ENSAYO	: CORTE DIRECTO
NORMA	: ASTM D3080
INFORME	: 19021-L
SOLICITANTE	: Marjorie Polo Campos , Maycol Jhordan Valerio Arrieta
PROYECTO	: "PROPUESTA DE ENCAMISADO PARA EL REFORZAMIENTO DE ESTRIBOS CON EL FIN DE EVITAR LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE MORÓN EN CHACLACAYO"
UBICACION	: CHACLACAYO
FECHA	: 15/06/2019
EXPLORACIÓN N°	: C-2
MUESTRA N°	: M-1
PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREATICO	(m) : NP
PROFUNDIDAD DEL ESTRATO	(m) : 3

GRAFICO DE ESFUERZO - DEFORMACIÓN

ING. RESPONSABLE

**KEVIN NELSON
GUERRA LOYOLA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 208130**

OF. PRINCIPAL: Calle Paderewsky 293 Urb. La Calera, Surquillo, Lima – Perú

FILIAL – HUÁNUCO: Mz D Lte 21 – Fonavi III - Amarilis, Huánuco – Perú

Cel 961902499/presupuestos@inopcon.com/proyectos@inopcon.com

www.inopcon.com

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

(ASTM D-3080, AASHTO T236, J. E. Bowles)

ENSAYO	: CORTE DIRECTO
NORMA	: ASTM D3080
INFORME	: 19021-L
SOLICITANTE	: Marjorie Polo Campos , Maycol Jhordan Valerio Arrieta
PROYECTO	: "PROPUESTA DE ENCAMISADO PARA EL REFORZAMIENTO DE ESTRIBOS CON EL FIN DE EVITAR LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE MORÓN EN CHACLACAYO"
UBICACION	: CHACLACAYO
FECHA	: 15/06/2019
EXPLORACIÓN N°	: C-2
MUESTRA N°	: M-1
PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO	(m) : NP
PROFUNDIDAD DEL ESTRATO	(m) : 3

GRAFICO DE RELACIÓN DE DEFORMACIONES

ING. RESPONSABLE

KEVIN NELSON GUERRA LOYOLA
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 208130

OF. PRINCIPAL: Calle Paderewsky 293 Urb. La Calera, Surquillo, Lima – Perú
 FILIAL – HUÁNUCO: Mz D Lte 21 – Fonavi III - Amarilis, Huánuco – Perú
 Cel 961902499/presupuestos@inopcon.com/proyectos@inopcon.com
 www.inopcon.com

ANEXO 03: REGISTRO DE CAUDALES MÁXIMOS

GERENCIA GENERAL DEL SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGÍA E HIDROLOGÍA
DEL PERU - SENAMHI

Presente.-

MAYCOL JORDAN VALERIO ARRIETA
(Nombres y Apellidos)

CALLE1 Mz E lote 12 AGRUPACION REURICADOS DE SANTA ROSA
(Dirección)

con N° DNI: 72903582 Telf.: 992278634 E-mail: maycol.va.16@gmail.com

Universidad/ Instituto: UNIVERSIDAD PERUANA DE CIENCIAS APLICADAS

Carrera/ Profesión: INGENIERIA CIVIL

Ante usted me presento y expongo;

Que, (detallar el estudio, nombre del proyecto que están realizando y el motivo de solicitud de los datos)

PROPUESTA DE ENCANISADO PARA EL REFORZAMIENTO DE
ESTRIBOS CON EL FIN DE EVITAR LA EROSIÓN DEL
DIENTE MORÓN EN CHACIACAYO

Solicito la siguiente información:

ESTACIÓN	PARÁMETROS	ESCALA	PERÍODOS
CHOSICA	- Registro de caudales		
	máximos instantáneos	Mensual	1967 - 2019
	- Precipitaciones máximas	Mensual	1967 - 2019
	temperatura máxima	Mensual	1967 - 2019
	temperatura mínima	Mensual	1967 - 2019

Por lo expuesto, agradeceré a usted atender lo solicitado.

Lima, 03 de Septiembre del 2019

Firma del Usuario

EST. HID. CHOSICA**CAUDAL MÁXIMO (m3/s)**

ESTACION: 202906 / CHOSICA LAT : 11° 55' "S"
LONG : 76° 41' "W"
ALT : 867 msnm.

DPTO. : LIMA DIST: LURIGANCHO
PROV. : LIMA
DIST. : LURIGANCHO ALTITUD: 863 m.s.n.m.

DATO	AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1	1921	55.200	85.900	95.000	58.100	33.540	18.240	14.360	16.950	20.230	13.070	16.950	36.500
2	1922	32.400	63.300	99.000	61.400	45.600	11.200	11.780	10.610	13.070	16.950	20.230	62.600
3	1923	68.000	64.000	97.000	69.200	35.800	16.300	13.720	11.200	18.240	19.550	24.850	55.200
4	1924	54.500	58.800	90.500	74.000	24.850	16.950	11.200	13.720	16.300	18.900	18.900	23.870
5	1925	47.500	56.600	78.000	62.621	27.600	7.400	10.500	11.800	15.800	18.530	18.160	39.880
6	1926	59.800	115.800	187.090	90.360	35.200	17.180	11.400	12.190	14.800	14.730	19.700	50.960
7	1927	51.600	88.700	137.600	57.400	35.200	25.190	9.100	10.200	15.730	15.760	18.700	37.700
8	1928	49.700	111.220	183.490	88.700	40.300	14.000	12.100	12.100	13.190	13.100	14.700	27.500
9	1929	99.600	139.800	137.500	50.600	18.900	7.500	10.000	13.000	15.600	18.900	45.000	40.800
10	1930	81.750	55.800	320.100	98.400	67.800	35.400	12.900	14.730	11.880	15.800	20.000	18.930
11	1931	89.630	53.680	97.630	42.500	25.000	19.500	13.800	9.870	12.830	14.920	21.690	73.000
12	1932	84.750	315.000	106.500	62.500	34.000	14.520	12.270	13.450	12.670	19.200	25.690	35.400
13	1933	50.700	105.000	225.000	86.000	66.800	20.690	13.840	13.000	12.660	12.660	13.050	42.600
14	1934	83.500	160.000	200.000	71.900	41.000	25.690	18.230	12.660	12.270	15.200	14.520	13.840
15	1935	105.000	101.200	250.000	55.800	57.500	15.520	13.050	13.050	13.840	13.050	13.840	98.800
16	1936	65.500	47.400	60.500	39.600	22.190	15.200	13.050	13.050	13.050	13.050	13.050	16.230
17	1937	40.300	35.400	105.000	38.200	25.690	14.180	12.270	13.050	13.050	17.260	17.260	32.380
18	1938	96.600	175.000	130.000	65.500	35.400	15.000	13.050	13.050	13.050	13.050	13.050	20.190
19	1939	40.300	146.450	205.000	157.800	22.650	15.200	12.660	13.050	13.050	13.050	13.050	53.450
20	1940	96.600	57.500	254.500	70.800	23.110	14.180	13.050	13.050	13.050	13.050	16.230	22.270
21	1941	62.500	290.100	325.000	28.620	14.180	12.270	12.270	12.270	13.050	17.230	26.480	76.300
22	1942	184.600	315.800	125.500	42.600	28.050	14.520	13.840	13.840	13.050	13.050	13.050	27.480
23	1943	58.500	261.000	138.000	203.000	26.290	13.050	12.970	13.080	13.480	16.700	25.000	44.500
24	1944	71.900	130.000	127.300	38.500	24.700	15.000	13.040	13.050	13.030	14.500	14.300	18.500
25	1945	63.500	94.500	83.600	57.500	25.000	15.500	13.080	13.000	12.050	16.000	24.500	73.400

26	1946	134.000	105.000	185.000	113.000	35.000	17.500	14.000	13.000	14.000	15.500	32.400	53.600
27	1947	64.000	78.500	130.000	43.000	31.000	17.000	12.000	13.500	13.100	22.000	15.400	33.000
28	1948	130.000	90.000	128.000	62.000	33.000	23.000	18.000	14.000	13.150	51.000	34.000	22.600
29	1949	47.000	55.500	108.000	56.500	21.000	15.000	15.500	15.500	13.500	14.500	21.000	14.000
30	1950	80.000	98.500	79.500	55.000	33.000	17.500	14.800	13.000	13.500	13.500	18.000	58.500
31	1951	71.000	195.000	316.000	108.000	24.000	20.000	15.500	13.500	14.500	22.640	45.000	70.000
32	1952	115.000	132.000	164.000	109.000	24.000	19.000	17.000	14.000	18.000	15.000	33.000	45.000
33	1953	70.000	175.000	130.000	79.000	31.000	20.000	17.000	14.500	16.500	21.000	42.000	66.000
34	1954	72.000	202.000	180.000	42.000	36.000	20.000	16.000	15.000	14.500	18.000	36.000	28.000
35	1955	115.000	164.000	320.000	59.000	24.000	20.500	18.000	14.500	14.500	16.000	13.800	21.000
36	1956	39.000	142.000	155.000	68.000	21.000	15.000	12.700	13.200	14.800	13.800	12.400	13.100
37	1957	36.500	100.000	71.000	63.000	20.000	11.500	10.500	13.100	13.400	12.600	15.100	19.000
38	1958	40.000	99.800	94.800	27.900	16.000	11.250	12.150	11.200	12.500	15.900	16.620	14.300
39	1959	15.500	175.000	135.000	106.000	31.000	14.500	13.750	13.500	13.950	21.650	19.900	36.400
40	1960	60.900	69.000	77.400	28.100	21.400	14.100	13.850	15.000	14.300	16.800	18.200	16.850
41	1961	59.500	70.500	65.400	70.400	26.600	16.400	14.250	13.750	13.800	14.050	30.300	53.900
42	1962	84.000	76.600	84.100	49.700	28.150	15.300	15.250	16.000	15.100	14.950	16.300	29.000
43	1963	69.400	74.000	92.200	52.800	25.800	17.700	15.600	15.200	15.950	17.650	32.800	63.700
44	1964	26.700	78.800	72.500	77.300	31.800	17.700	15.600	16.000	16.450	16.950	18.200	21.740
45	1965	26.060	108.100	95.700	27.000	20.800	13.300	12.700	12.500	13.350	15.500	15.200	31.800
46	1966	72.000	54.090	100.600	30.200	24.900	15.800	17.700	14.600	15.800	30.600	27.800	42.000
47	1967	44.300	91.200	100.500	43.200	26.600	20.100	21.200	19.500	22.900	32.500	24.100	33.100
48	1968	39.900	30.100	46.400	35.500	18.900	17.300	15.600	18.900	16.750	21.800	35.800	39.400
49	1969	32.200	51.000	81.400	50.200	22.600	18.100	18.100	17.600	18.100	21.200	21.200	81.400
50	1970	158.000	58.200	88.000	57.700	41.000	23.700	20.800	19.200	22.800	22.200	19.400	55.800
51	1971	71.000	101.000	139.000	53.300	24.300	25.300	22.100	21.700	21.800	21.800	17.700	54.300
52	1972	93.000	138.000	210.000	119.000	38.600	19.200	18.200	17.300	15.300	20.400	20.000	45.100
53	1973	108.000	115.000	110.000	98.200	33.700	15.600	14.300	14.300	12.200	18.300	18.000	52.600
54	1974	59.500	67.700	79.100	49.200	19.800	14.200	11.400	15.100	19.200	17.000	17.000	15.100
55	1975	32.300	63.600	144.000	55.500	38.800	27.500	24.400	24.900	23.800	25.500	26.100	33.800
56	1976	69.000	116.000	91.100	51.100	26.100	22.800	18.000	18.000	19.000	19.400	21.000	23.400
57	1977	28.700	162.000	94.000	60.000	42.600	22.200	22.800	22.800	21.600	21.000	46.200	57.400
58	1978	98.800	151.000	61.300	46.200	21.000	20.400	20.400	19.900	18.500	20.400	22.200	51.100

59	1979	28.700	140.400	144.000	61.300	20.040	20.040	17.920	19.010	20.000	20.330	19.670	20.330
60	1980	91.500	40.110	82.400	85.000	20.510	20.510	18.400	19.050	21.650	23.940	28.560	29.400
61	1981	83.000	216.000	200.000	70.480	27.320	24.440	24.000	24.000	28.500	20.400	27.400	57.000
62	1982	57.500	72.200	65.200	58.400	41.400	38.500	32.550	35.100	27.000	30.400	47.800	33.600
63	1983	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	S/D	33.400	S/D	S/D	32.350	29.630	S/D
64	1984	39.000	103.500	82.800	50.700	28.700	38.080	33.600	31.040	27.840	31.920	42.560	72.000
65	1985	46.700	74.000	118.000	80.000	50.200	67.120	56.890	68.970	29.190	29.000	36.630	86.590
66	1986	164.180	154.510	158.350	98.190	113.000	32.060	29.350	34.100	26.190	26.190	26.430	54.960
67	1987	81.820	133.820	168.500	78.570	41.150	24.870	23.910	23.910	31.550	34.170	29.420	34.030
68	1988	57.770	67.630	43.400	83.000	35.400	24.520	31.400	36.680	16.940	17.430	15.830	31.430
69	1989	43.430	56.940	58.143	52.517	27.558	18.347	17.754	16.984	17.517	18.406	20.363	17.339
70	1990	34.100	20.600	26.800	15.200	14.800	13.500	11.500	10.600	13.000	23.500	28.100	38.400
71	1991	29.700	31.400	76.000	38.700	31.016	21.850	17.641	15.900	18.056	21.301	24.978	20.822
72	1992	27.517	23.616	32.880	24.715	16.287	14.848	16.381	15.183	15.513	17.301	13.627	16.876
73	1993	95.461	114.487	88.561	55.401	33.449	18.620	17.433	18.710	18.200	21.378	57.990	88.123
74	1994	85.111	133.957	132.448	76.394	47.294	27.127	25.649	24.909	24.792	28.440	25.971	36.108
75	1995	40.474	33.923	60.347	41.981	23.154	23.772	20.974	23.252	22.591	23.933	26.871	37.603
76	1996	81.320	108.928	80.358	69.790	26.877	28.236	31.496	26.183	25.250	22.910	20.830	30.740
77	1997	44.550	76.350	47.690	21.550	19.440	20.540	18.920	19.560	19.600	22.400	26.800	77.370
78	1998	109.170	120.610	92.060	74.150	50.940	29.660	27.870	24.530	27.360	31.640	32.130	32.440
79	1999	49.470	125.490	107.730	74.720	46.170	25.190	26.430	25.310	29.310	29.780	32.090	50.930
80	2000	76.650	93.880	108.580	87.770	49.920	28.910	25.370	23.900	23.700	30.680	26.840	64.590
81	2001	91.080	89.140	108.650	88.840	40.200	29.450	28.550	28.110	28.210	27.910	44.110	36.700
82	2002	41.674	65.491	76.080	65.825	29.047	21.732	22.700	23.870	S/D	31.954	43.248	45.413
83	2003	75.834	82.681	128.607	77.550	41.904	30.159	29.954	31.268	30.570	30.898	34.594	43.177
84	2004	34.923	77.946	54.580	45.280	23.986	23.986	23.262	23.114	26.047	26.696	49.790	58.631
85	2005	68.672	46.912	64.176	62.145	27.517	26.329	25.203	25.484	24.319	24.696	24.233	32.454
86	2006	53.689	77.523	91.607	82.124	34.717	25.730	25.180	21.178	23.453	22.548	22.840	55.854
87	2007	69.271	101.567	95.646	107.475	36.461	24.885	19.401	21.857	20.589	21.625	22.003	22.617
88	2008	55.900	83.241	61.811	36.202	21.367	26.349	24.769	26.911	22.943	26.007	25.595	51.055
89	2009	75.691	87.882	126.716	82.426	25.534	20.670	20.288	20.397	22.027	24.038	55.731	58.734
90	2010	78.004	84.793	84.963	65.477	31.915	25.741	24.656	24.172	25.886	23.847	24.128	42.833
91	2011	59.350	68.666	72.285	83.361	41.626	28.739	26.022	26.114	26.485	32.472	33.138	48.145

92	2012	56.344	104.608	79.954	77.345	52.105	27.059	29.473	29.690	27.485	30.945	51.125	97.247
93	2013	61.837	116.739	131.019	71.578	26.446	25.982	25.563	27.094	26.260	27.094	28.888	39.831
94	2014	50.141	91.047	96.993	49.576	34.309	22.841	22.855	23.529	24.349	25.850	31.943	50.825
95	2015	63.946	59.082	92.386	51.243	35.045	25.465	27.739	26.046	25.176	28.636	25.955	50.825
96	2016	32.481	79.700	77.600	39.900	25.900	23.100	26.600	22.670	25.044	24.014	25.048	21.641
97	2017	94.209	108.591	126.503	93.428	53.334	30.706	24.648	27.838	23.980	25.713	25.657	25.149
98	2018	48.947	38.995	66.105	51.234	46.160	22.589	23.138	25.706	21.867	22.254	22.330	24.913

NOTA: S/D = SIN DATOS

ANEXO 4: ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

**ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS
ENCAMISADO**

Partida	1.00.00	MOVIMIENTO DE TIERRA				
Partida	1.00.01	EXCAVACIÓN DE PARA ENCAMISADO				
Rendimiento	m3/DIA	100.0000	EQ. 100.0000	Costo unitario directo por : m3	10.67	
Descripción Recurso						
Mano de Obra						
CAPATAZ			hh	0.1000	0.0080	15.76
PEON			hh	4.0000	0.3200	10.62
						3.52
Equipos						
HERRAMIENTAS MANUALES			3%MO	0.0300	5.0000	3.52
COMPRESORA NEUMATICA 250-330 PCM, 87 HP			hm	0.0550	0.0040	63.81
RETROEXCAVADORA SOBRE LLANTAS 58 HP 1 YD3			hm	1.0000	0.0800	84.33
MARTILLO NEUMATICO DE 29 Kg.			hm	0.1000	0.0080	4.57
						7.14
Partida	1.00.02	ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE CON EQUIPO				
Rendimiento	m3/DIA	58.0000	EQ. 58.0000	Costo unitario directo por : m3	36.43	
Descripción Recurso						
Mano de Obra						
OFICIAL			hh	0.0900	0.0124	11.79
						0.15
Equipos						
HERRAMIENTAS MANUALES			3%MO		0.0300	0.15
CARGADOR SOBRE LLANTAS 125 HP 2.5 yd3			hm	0.0900	0.0124	156.43
CAMIÓN VOLQUETE 15 m3			hm	1.0000	0.1379	248.98
						36.288
Partida	1.00.03	RELLENO CON MATERIAL PROPIO				
Rendimiento	m3/DIA	7.0000	EQ. 7.0000	Costo unitario directo por : m3	14.36	
Descripción Recurso						
Mano de Obra						
CAPATAZ			hh	0.1000	0.114	15.76
PEON			hh	1.0000	1.143	10.62
						13.94
Equipos						
HERRAMIENTAS MANUALES			3%MO		0.0300	13.94
						0.42
Partida	2.00.00	CONCRETO ARMADO				
Partida	2.01.00	MUROS DE ENCAMISADO				
Partida	2.01.01	CONCRETO f/c=280 Kg/cm2				
Rendimiento	m3/DIA	20.0000	EQ. 20.0000	Costo unitario directo por : m3	298.53	
Preparación y vaceado						
Descripción Recurso						
Mano de Obra						
CAPATAZ			hh	0.2000	0.0800	15.76
OPERARIO			hh	2.0000	0.8000	11.79
OFICIAL			hh	2.0000	0.8000	14.33
PEON			hh	8.0000	3.2000	10.62
						56.14
Materiales						
CEMENTO PORTLAND TIPO V			bls		9.730	19.12
ADITIVO IMPERMEABILIZANTE			Gal		0.100	21.87
ARENA GRUESA			m3		0.520	41.65
PIEDRA CHANCADA 1/2"			m3		0.530	50.49
						236.64
Equipos						
HERRAMIENTAS MANUALES			3%MO		0.0300	56.14
MEZCLADORA DE CONCRETO 8HP - 9p3			hm	1.0000	0.4000	3.94
VIBRADOR DE 2.0" 4HP			hm	1.0000	0.4000	5.51
PASES DE MADERA			p2		0.1000	2.84
						5.75

Rendimiento	m3/DIA	80.0000	EQ. 80.0000	Costo unitario directo por : m3	1.26	
		Curado				
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.
	Mano de Obra					Parcial S/.
	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0100	15.76	0.16
	PEON	hh	1.0000	0.1000	10.62	1.06
						1.22
	Equipos					
	HERRAMIENTAS MANUALES	3%MO		0.0300	1.22	0.04
						0.04
Partida	2.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO ENCAMISADO				
Rendimiento	m2/DIA	50.0000	EQ. 50.0000	Costo unitario directo por : m2	21.38	
		Habilitación				
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.
	Mano de Obra					Parcial S/.
	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0160	15.76	0.25
	OPERARIO	hh	1.0000	0.1600	14.33	2.29
	OFICIAL	hh	1.0000	0.1600	11.79	1.89
						4.43
	Materiales					
	ALAMBRE NEGRO # 8	kg		0.3000	2.81	0.84
	CLAVOS DE 3 1/2"	kg		0.1500	2.94	0.44
	MADERA TORNILLO	p2		5.4700	2.84	15.53
						16.82
	Equipos					
	HERRAMIENTAS MANUALES	3%MO		0.0300	4.43	0.13
						0.13
Rendimiento	m2/DIA	10.0000	EQ. 10.0000	Costo unitario directo por : m2	22.82	
		Encofrado				
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.
	Mano de Obra					Parcial S/.
	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0800	15.76	1.26
	OPERARIO	hh	1.0000	0.8000	14.33	11.46
	OFICIAL	hh	1.0000	0.8000	11.79	9.43
						22.16
	Equipos					
	HERRAMIENTAS MANUALES	3%MO		0.0300	22.16	0.66
						0.66
Rendimiento	m2/DIA	35.0000	EQ. 35.0000	Costo unitario directo por : m2	7.78	
		Desencofrado				
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.
	Mano de Obra					Parcial S/.
	OFICIAL	hh	1.0000	0.2286	11.79	2.69
	PEON	hh	2.0000	0.4571	10.62	4.85
						7.55
	Equipos					
	HERRAMIENTAS MANUALES	3%MO		0.0300	7.55	0.23
						0.23
Partida	2.01.03	ACERO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60				
Rendimiento	kg/DIA	250.0000	EQ. 250.0000	Costo unitario directo por : kg	3.68	
		Habilitación				
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.
	Mano de Obra					Parcial S/.
	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0032	15.76	0.05
	OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	14.33	0.46
	OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	11.79	0.38
						0.89
	Materiales					
	ALAMBRE NEGRO # 16	kg		0.0600	2.81	0.17
	ACERO CORRUGADO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0700	2.38	2.55
						2.72
	Equipos					
	HERRAMIENTAS MANUALES	3%MO		0.0300	0.89	0.03
	CIZALLA MANUAL HASTA 1"	hm	1.0000	0.0320	1.55	0.05
						0.08

Rendimiento	kg/DIA	250.0000	EQ. 250.0000	Costo unitario directo por : kg	0.91	
	Colocación					
	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/. Parcial S/.
	Mano de Obra					
	CAPATAZ		hh	0.1000	0.0032	15.76 0.05
	OPERARIO		hh	1.0000	0.0320	14.33 0.46
	OFICIAL		hh	1.0000	0.0320	11.79 0.38
						0.89
	Equipos					
	HERRAMIENTAS MANUALES		3%MO		0.0300	0.89 0.03
						0.03

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0501001		PROTECCION CON ENROCADO - CHACLACAYO				
Partida	101.A		MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPO				
Rendimiento	GLB/DIA	MO.	EQ.	Costo unitario directo por : GLB			35,262.84
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Subcontratos							
0401010001	MOVILIZACION	GLB		1.0000	35,262.84	35,262.84	35,262.84
Partida	102.A		TOPOGRAFIA Y GEOREFERENCIACION				
Rendimiento	KM/DIA	MO. 1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : KM			2,299.08
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0147000032	TOPOGRAFO	HH	3.6848	29.4784	17.36	511.75	
0147000052	NIVELADOR	HH	1.8424	14.7392	13.36	196.92	
0147010004	PEON	HH	0.3071	2.4568	10.70	26.29	
0147010027	AYUDANTE TOPOGRAFIA	HH	7.3695	58.9560	10.70	630.83	
0147010028	AYUDANTE NIVELADOR	HH	3.6848	29.4784	10.70	315.42	
						1,681.21	
Materiales							
0202100091	CLAVOS	KG		0.0307	3.42	0.10	
0202980001	CLAVOS PARA CALAMINA	KG		8.1883	9.00	73.69	
0203010000	FIERRO CONSTRUCCION	KG.		1.1754	3.26	3.83	
0243000031	MADERA TORNILLO	P2		1.9652	4.28	8.41	
0245010002	TRIPLAY DE 19 MM.	PLN		0.1228	90.00	11.05	
0254020080	PINTURA ESMALTE	GAL		0.2149	32.97	7.09	
						104.17	
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1,681.21	84.06	
0348080007	NIVEL	HM	1.8424	14.7392	3.53	52.03	
0348080008	ESTACION TOTAL	HM	3.6848	29.4784	10.58	311.88	
						447.97	
Subpartidas							
930101944701	CONCRETO CLASE F (FnC 140 KG/CM2)	M3		0.1842	356.85	65.73	
						65.73	
Partida	103.A		TRANSPORTE DE MATERIALES GRANULARES ENTRE 120 M Y 1000 M				
Rendimiento	M3-KM/D	MO. 338.0000	EQ. 338.0000	Costo unitario directo por : M3-KM			7.29
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0147010003	OFICIAL	HH	0.2000	0.0047	11.84	0.06	
						0.06	
Equipos							
0348110004	VOLQUETE DE 15 M3	H.M	1.0000	0.0237	222.32	5.27	
0349040039	CARGADOR SOBRE LLANTAS 200-250 HP 4 - 4.1 YD3	HM	0.3860	0.0091	215.56	1.96	
						7.23	
Partida	104.A		ENROCADO				
Rendimiento	M3/DIA	MO.	EQ.	Costo unitario directo por : M3			128.74
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Subpartidas							
905106011609	TRANSPORTE PIEDRA PARA ENROCADO	M3		1.3000	54.83	71.28	
950402220308	ENROCADOS DE PROTECCION	M3		1.0000	57.46	57.46	
						128.74	

Partida	105.A	MATERIAL FILTRANTE					
Rendimiento	M3/DIA	MO. 25.0000	EQ. 25.0000	Costo unitario directo por : M3			46.68
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
	Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	HH	1.0000	0.3200	17.36	5.56	
0147010002	OPERARIO	HH	2.0000	0.6400	13.36	8.55	
0147010004	PEON	HH	4.0000	1.2800	10.70	13.70	
						27.81	
	Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	27.81	1.39	
						1.39	
	Subpartidas						
930101931507	ZARANDEO MECANICO	M3		1.5000	6.64	9.96	
930101944603	EXTRACCION Y APILAMIENTO DE MATERIAL PARA FILTRO	M3		1.5000	5.01	7.52	
						17.48	

Partida	105.A	CAMA DE ARENA					
Rendimiento	M3/DIA	MO. 70.0000	EQ. 70.0000	Costo unitario directo por : M3			35.05
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
	Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	HH	0.5000	0.0571	17.36	0.99	
0147010004	PEON	HH	6.0000	0.6857	10.70	7.34	
						8.33	
	Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	8.33	0.42	
0349030001	COMPACTADOR VIBR. TIPO PLANCHA 4 HP	HM	2.0000	0.2286	18.10	4.14	
						4.56	
	Subpartidas						
950402220102	EXTRACCION DE CANTERA (RETRO 165 HP)	M3		2.0000	4.40	8.80	
950402220107	ZARANDEO C/EQ P/ARENA	M3		2.0000	6.68	13.36	
						22.16	

Partida	106.A	TRAZO Y REPLANTEO					
Rendimiento	M2/DIA	MO. 600.0000	EQ. 600.0000	Costo unitario directo por : M2			75.28
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
	Mano de Obra						
0147000032	TOPOGRAFO	HH	1.0000	0.0133	17.36	0.23	
0147000052	NIVELADOR	HH	1.0000	0.0133	13.36	0.18	
0147010003	OFICIAL	HH	2.0000	0.0267	11.84	0.32	
0147010004	PEON	HH	4.0000	0.0533	10.70	0.57	
						1.30	
	Materiales						
0202010005	CLAVOS PARA MADERA C/C 3"	KG		9.0000	3.42	30.78	
0202970001	ACERO CORRUGADO	KG		0.1500	3.26	0.49	
0221000036	YESO	BLS		0.0010	10.00	0.01	
0230550005	NIVEL	HM		1.0000	15.00	15.00	
0243000030	MADERA	P2		2.0000	4.28	8.56	
0254020080	PINTURA ESMALTE	GAL		0.0330	32.97	1.09	
						55.93	
	Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.30	0.07	
0348080008	ESTACION TOTAL	HM	1.0000	0.0133	10.58	0.14	
						0.21	
	Subpartidas						
930101944701	CONCRETO CLASE F (FnC 140 KG/CM2)	M3		0.0500	356.85	17.84	
						17.84	

Partida	107.A RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO						
Rendimiento	M3/DIA	MO. 20.0000	EQ. 20.0000	Costo unitario directo por : M3			111.01
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
	Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	HH	1.0000	0.4000	17.36	6.94	
0147010004	PEON	HH	8.0000	3.2000	10.70	34.24	
						41.18	
	Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	41.18	2.06	
0349030001	COMPACTADOR VIBR. TIPO PLANCHA 4 HP	HM	2.0000	0.8000	18.10	14.48	
0349030045	RODILLO TANDEM 1.1 TON	HM	2.0000	0.8000	27.85	22.28	
0349040037	RETROEXCAVADOR 80-100 HP	HM	0.5000	0.2000	145.77	29.15	
						67.97	
	Subpartidas						
950402220009	AGUA-RIEGO	M3		0.1500	12.37	1.86	
						1.86	
Partida	108.A ELIMINACIÓN MATERIAL EXCEDENTE						
Rendimiento	M3/DIA	MO. 288.0000	EQ. 288.0000	Costo unitario directo por : M3			9.17
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
	Equipos						
0348110004	VOLQUETE DE 15 M3	H.M	1.0000	0.0278	222.32	6.18	
						6.18	
	Subpartidas						
950402220205	CARGUIO	M3		1.2500	2.39	2.99	
						2.99	
Partida	109.A EXCAVACION PARA ENROCADO						
Rendimiento	M3/DIA	MO. 500.0000	EQ. 500.0000	Costo unitario directo por : M3			5.69
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
	Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	HH	0.2000	0.0032	17.36	0.06	
0147010004	PEON	HH	2.0000	0.0320	10.70	0.34	
						0.40	
	Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	0.40	0.02	
0349040034	TRACTOR DE ORUGAS DE 190-240 HP	HM	1.0000	0.0160	329.56	5.27	
						5.29	
Partida	110.A COLOCACION ENROCADOS						
Rendimiento	M3/DIA	MO. 120.0000	EQ. 120.0000	Costo unitario directo por : M3			44.53
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
	Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	HH	1.0000	0.0667	17.36	1.16	
0147010004	PEON	HH	8.0000	0.5333	10.70	5.71	
						6.87	
	Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	6.87	0.34	
0349030001	COMPACTADOR VIBR. TIPO PLANCHA 4 HP	HM	2.0000	0.1333	18.10	2.41	
0349030045	RODILLO TANDEM 1.1 TON	HM	2.0000	0.1333	27.85	3.71	
0349040037	RETROEXCAVADOR 80-100 HP	HM	0.5000	0.0333	145.77	4.85	
						11.31	
	Subpartidas						
930102010101	Transporte Material Relleno	M3		1.2500	9.61	12.01	
950402220009	AGUA-RIEGO	M3		0.1500	12.37	1.86	
950402220102	EXTRACCION DE CANTERA (RETRO 165 HP)	M3		1.2500	4.40	5.50	
950402220108	ZARANDEO P/SUB-BASE	M3		1.2000	5.82	6.98	
						26.35	

ANEXO 5: PLANOS DE DISEÑO

ESPECIFICACIONES GENERALES
ESTRUCTURAS DE CONCRETO

CONCRETO ARMADO

CEMENTO TIPO V
CONCRETO $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
ARMADURA DE REFUERZO $fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$

RECUBRIMIENTOS LIBRES

– MURO 40mm

EMPALMES POR TRASLAPE (LE) POR TRASLAPE SEGÚN f'c (kg/cm2)				
Ø (db)			f'c	280
Pulgadas	cm		(Kg/cm²)	
3/8	0.38	0.95	LE (cm)	
1/2	0.50	1.27		
5/8	0.63	1.59		
3/4	0.75	1.91		
1	1.00	2.54		

NOTAS:

- A) NO EMPALMAR MAS DE 50% DEL ÁREA TOTAL EN UNA MISMA SECCIÓN.
B) EN CASO DE NO EMPALMAR EN LAS ZONAS INDICADAS O CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS AUMENTAR LA LONGITUD DE EMPALME EN UN 30% O CONSULTAR AL PROYECTISTA.
C) NO EMPALMAR EN NUDOS.

EMPALMES POR TRASLAPE

ESCALA 1/50

GANCHO ESTÁNDAR

NOTA: EXCEPTO INDICADO EN PLANOS.
1/50

$\phi \text{ (db)}$ (Pulg)	L mínimo (mm)
1/4"	102
3/8"	152
1/2"	203
5/8"	254
3/4"	305
1"	407

$\phi \text{ (db)}$	6db (mm)	8db (mm)
6mm	40	75
8mm	50	75
3/8"	60	80
1/2"	80	110
5/8"	100	130

RECUBRIMIENTO

DETALLE TÍPICO DE
DOBLADO EN ESTRIBOS

ESCALA 1/20

ELEVACIÓN TÍPICA

ESCALA 1/50

1-1

ESCALA 1/50

PLANTA ENCAMISADO
ESTRIBO IZQUIERDO

ESCALA 1/50

PLANTA ENCAMISADO
ESTRIBO DERECHO

ESCALA 1/50

NOTA:

1. LAS DIMENSIONES ESTÁN DADAS EN MILÍMETROS Y LOS NIVELES ESTÁN DADOS EN METROS.
2. VERIFICAR NIVELES EN SITIO.

ALUMNOS: - POLO CAMPOS, MARJORIE - VALERIO ARRIETA, MAYCOL JHORDAN		FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL UNIVERSIDAD: U.P.C		
ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS	UBICACIÓN: CHACLACAYO	DIBUJO: M.P.C		
DESCRIPCIÓN: DETALLE DE ENCAMISADO	Km. 23 – CARRETERA CENTRAL PUENTE MORÓN	ESCALA: 1 : 50		
PROYECTO: PROPUESTA DE ENCAMISADO PARA EL REFORZAMIENTO DE ESTRIBOS CON EL FIN DE EVITAR LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE MORÓN EN CHACLACAYO	ASESORA: MARISA ROSANA SILVA DÁVILA	FECHA: OCTUBRE 2019	REV: 0	
				LAMINA: E-01 1 DE 1