



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

“Estudio de socavación de la subestructura de puente y análisis de estabilidad – caso puente Nicolás Dueñas de la ciudad de Lima en el 2017”.

**TESIS PARA OBTENER EL TITULO
PROFESIONAL DE INGENIERA CIVIL**

AUTORA:

CHIRINOS SOTA FIORELLA ROBIN

ASESOR:

DR. ING. MUÑIZ PAUCARMAYTA ABEL ALBERTO

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN

DISEÑO DE OBRAS HIDRÁULICAS Y SANEAMIENTO

LIMA – PERÚ

2017 - I

PÁGINA DEL JURADO

DEDICATORIA:

A Dios por guiarme y bendecirme en cada adversidad, a mi padre por enseñarme a valorar los estudios, a mi madre porque en ella tengo el espejo en el cual me quiero reflejar por sus virtudes que hacen que la admire cada día, a cada miembro de mi familia por saber comprenderme, a mi compañero André por enseñarme que la perseverancia es esencial para afrontar los problemas y en especial a mis abuelos por instruirme por el camino correcto.

AGRADECIMIENTOS

El más sincero agradecimiento para:

El Dr. Ing. Muñiz Paucarmayta Abel Alberto, por ser un asesor comprometido en pulir al mínimo detalle esta tesis, con el fin de lograr un genuino aporte a la ingeniería y a la sociedad.

El Ing. Cesar Daniel Alvarado Calderón, por su apoyo en proveerme toda la información técnica y orientación al desarrollo de esta proyecto de investigación.

A ellos, Gracias.

DECLARACIÓN DE AUTENTICIDAD

Yo, Chirinos Sota Fiorella Robin, identificado con DNI N° 72901086, a efecto de cumplir con las disposiciones vigentes consideradas en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad César Vallejo, Facultad de Ingeniería, Escuela Profesional de Ingeniería Civil, declaro bajo juramento que toda la documentación anexada a la presente tesis, es original y de fuentes veraces.

Asimismo, declaro bajo juramento que todos los datos e información que se expone en la presente tesis son originales.

Por lo expuesto, asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de información aportada por lo cual me someto a lo dispuesto en las normas académicas de la Universidad César Vallejo.

Los Olivos, 21 De Julio del 2017

Fiorella Robín Chirinos Sota
DNI 72901086

PRESENTACIÓN

Señores miembros del Jurado:

En cumplimiento del reglamento de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, presento el proyecto de investigación titulado: “Estudio de socavación de la subestructura de puentes y análisis de estabilidad – caso puente Nicolás Dueñas de la ciudad de Lima en el 2017”

La razón que motivó el desarrollo de la presente tesis, es realizar un estudio de investigación acerca de la influencia de la socavación en el análisis de estabilidad con la finalidad de ser de aporte para futuras investigaciones relacionadas al tema.

El presente proyecto de investigación se ha estructurado en ocho capítulos. En el Capítulo I se estableció la Realidad problemática, Trabajos previos, Teorías relacionadas al tema, Planteamiento del problema, Justificación, Hipótesis, Objetivo e Importancia; en el Capítulo II, se ubicó el Diseño de la Investigación, Operacionalización de variables, Población y muestra, Técnicas e instrumentos de recolección de datos, Materias primas, Método de análisis de datos y Aspectos éticos; en el Capítulo III se ubicaron los Resultados; en el Capítulo IV se encuentra la Discusión de los resultados; en el Capítulo V se establecieron las Conclusiones; en el Capítulo VI se plasmaron las Recomendaciones; en el Capítulo VII se colocaron las Referencias bibliográficas y finalmente en el Capítulo VIII se localizara los anexos.

Atentamente.

La Autora.

INDICE

PÁGINA DEL JURADO	ii
DEDICATORIA:.....	iii
DECLARACIÓN DE AUTENTICIDAD	v
PRESENTACIÓN.....	vi
INDICE	vii
INDICE DE FIGURAS.....	x
INDICE DE TABLAS.....	xii
ABSTRACT	xv
I. INTRODUCCIÓN.....	xvi
1.1. Realidad problemática	2
1.2. Trabajos previos.....	4
1.3. Teorías relacionadas al tema.....	7
1.3.1. Socavación	7
1.3.1.1. Socavación general:.....	9
1.3.1.2. Socavación en estribos	15
1.3.1.3. Socavación en pilares	21
1.3.2. Análisis de estabilidad	33
1.3.2.1. Deslizamiento	33
1.3.2.2. Giro y/o vuelco	34
1.3.2.3. Capacidad del terreno y/o presión del terreno	34
1.3.3. Hec - Ras.....	34
1.3.4. Marco conceptual.....	35
1.4. Formulación del problema	36
1.4.1. Problema general	36
1.4.2. Problema específico.....	36
1.5. Justificación del estudio.....	37
1.6. Hipótesis	38
1.6.1. Hipótesis general.....	38
1.6.2. Hipótesis específico	38
1.7. Objetivo	38
1.7.1. Objetivo general.....	38

1.7.2.	Objetivo específico	38
II.	METODO	40
2.1.	Diseño de investigación	41
2.1.1.	Método de investigación.....	41
2.1.2.	Tipo de investigación.....	41
2.1.3.	Nivel de investigación	41
2.1.4.	Diseño de investigación	42
2.2.	Variables Operacionales	42
2.2.1.	Variables	42
2.2.2.	Operacionalización de las variables	42
2.3.	Población y muestra	43
2.3.1.	Población.....	43
2.3.2.	Muestra.....	43
2.4.	Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad.	44
2.4.1.	Técnica	44
2.4.2.	Instrumento	44
2.4.3.	Validez	44
2.4.4.	Confiabilidad	45
2.5.	Método de análisis de datos	45
III.	ANALISIS Y RESULTADOS.....	47
3.1.	Descripción de la zona de estudio	48
3.2.	Ensayos.....	51
3.2.1.	Cartográfica.....	51
3.2.2.	Suelos	51
3.2.3.	Estudio Hidrológico.....	58
3.3.	Análisis	63
3.3.1.	Influencia de la socavación general en el análisis estabilidad	63
3.3.2.	Intervención de la socavación en estribos en el análisis estabilidad	69
3.3.3.	La incidencia de la socavación en pilares en el análisis de estabilidad.	74
3.3.4.	Determinación de la socavación de la subestructura de puentes en el análisis de estabilidad	82
IV.	DISCUSIÓN	100
V.	CONCLUSIÓN Y RECOMENDACIONES	104
5.1.	Conclusiones.....	105

5.2. Recomendaciones	106
VI. REFERENCIAS	108
VII. ANEXOS.....	112
7.1. Matriz de consistencia	113
7.2. Plano del puente en estudio	114
7.3. Ficha técnica de investigación	115
7.4. Plano de cartografía.....	116
7.5. Resultados de estudios de suelos	118
7.5.1. Análisis granulométrico por tamizado	118
7.5.2. Ensayo de corte directo	119
7.5.3. Información de Senamhi	127
7.6. Panel Fotográfico.....	130

INDICE DE FIGURAS

Figura I-1: Puente Nicolás Dueñas	3
Figura I-2: Socavación en el pilar intermedio.....	3
Figura I-3: Clasificación de tipos de socavación	8
Figura I-4: Tipos de socavación - Puente Nicolás Dueñas	9
Figura I-5: Velocidad de caída (ω) en función del tamaño de las partículas de arena	14
Figura I-6: Sistema de vórtices durante la erosión en un estribo	15
Figura I-7: Factor de corrección K_2	17
Figura I-8: Proceso de erosión en el pilar	22
Figura I-9: Formas de pilares – Método de CSU	23
Figura I-10: Factor de forma K_f	26
Figura I-11: Coeficiente K_f Metodo de Laursen y Toch.....	27
Figura I-12: Grafica para Pila Elongada con Borde Circular	31
Figura I-13: Factor de corrección K_\emptyset	32
Figura III-1: Vista de desmonte y relleno sanitario apilado cerca al estribo derecho.	49
Figura III-2: Panorama del pilar intermedio del puente	49
Figura III-3: Vía auxiliar colapsada debajo del puente	50
Figura III-4: Ejecución de calicatas	52
Figura III-5: Muestra de suelo.....	52
Figura III-6: Ensayo de corte directo.....	55
Figura III-7: Muestras para el ensayo de corte directo	57
Figura III-8: Equipo de corte directo	58
Figura III-9: Resultados de socavación general.....	68
Figura III-10: Socavación General.....	69
Figura III-11: Resultados de socavación en es estribos.....	73
Figura III-12: Resumen de resultados de socavación en el pilar.....	81
Figura III-13: Esquema Hidráulico importado al Hec-Ras	82
Figura III-14: Sección 20	84
Figura III-15: Sección 30	84
Figura III-16: Sección 40	84
Figura III-17: Sección 50	84

Figura III-18: Sección 60	84
Figura III-19: Sección 70	84
Figura III-20: Sección 80	85
Figura III-21: Sección 90	85
Figura III-22: Sección 100	85
Figura III-23: Sección 110	85
Figura III-24: Sección 120	85
Figura III-25: Sección 130	85
Figura III-26: Sección 140	86
Figura III-27: Sección 150	86
Figura III-28: Sección 160	86
Figura III-29: Sección 170	86
Figura III-30: Sección 180	86
Figura III-31: Sección 190	86
Figura III-32: Sección 200	87
Figura III-33: Sección 210	87
Figura III-34: Sección 220	87
Figura III-35: Sección 230	87
Figura III-36: Sección 240	87
Figura III-37: Sección 250	87
Figura III-38: Sección 260	88
Figura III-39: Sección 270	88
Figura III-40: Sección 280	88
Figura III-41: Sección Transversal del Puente - Aguas Arriba y Aguas Abajo.....	89
Figura III-42: Perfil Longitudinal de los niveles de Agua del Cauce Estudiado.....	89
Figura III-43: Socavación general.....	92
Figura III-44: Socavación local – Pilar intermedio.....	93
Figura III-45: Socavación local – Estribos.....	94
Figura III-46: Reporte de Hec-Ras.....	95
Figura III-47: Análisis de estabilidad.....	96
Figura VII-1: Plano de ubicación	114
Figura VII-2: Fondo de la zapata del pilar intermedio	130
Figura VII-3: Aguas arriba del estribo derecho, colapso de la vía auxiliar	130
Figura VII-4: Ensayo de granulometría	131

INDICE DE TABLAS

Tabla I-1: Factor de corrección por contracción del cauce μ	11
Tabla I-2: Valores de coeficiente	11
Tabla I-3: Factor de corrección por forma de transporte de sedimentos	12
Tabla I-4: Coeficiente de transporte de material de fondo	13
Tabla I-5: Factor de corrección $K1$	16
Tabla I-6: Coeficiente de corrección $K\theta$	18
Tabla I-7: Coeficiente de corrección Kq	18
Tabla I-8: Coeficiente de corrección Km	18
Tabla I-9: Factor de Corrección $K1$ – Método de CSU.....	23
Tabla I-10: Factor de corrección $K3$	24
Tabla I-11: Factor de corrección $K4$	24
Tabla I-12: Factor de corrección de forma Kf	28
Tabla I-13: Factor de corrección por ángulo de ataque $K\theta$	29
Tabla I-14: Factor de corrección Fc	30
Tabla II-1: Operacionalización de las variables	42
Tabla II-2: Rangos de magnitud de validez	44
Tabla II-3: Coeficiente de valides por juicio de expertos.....	45
Tabla III-1: Ubicación geográfica de la zona de estudio	48
Tabla III-2: Simbología de suelos	54
Tabla III-3: Información para el desarrollo del corte directo	56
Tabla III-4: Resultados de parámetros de resistencia.....	56
Tabla III-5: Caudales Máximos de la estación Chosica	60
Tabla III-6: Valores de Y_n , Y_{Qn} en función de N	61
Tabla III-7: Valores de N según la tabla N° 7.....	61
Tabla III-8: Resultados de caudal máximo para diferente T (periodo de retorno)	61
Tabla III-9: Calculo de ϕ	62
Tabla III-10: Caudal de diseño para diferentes T	62
Tabla III-11: Calculo del coeficiente de Manning	63
Tabla III-12: Resultados Hidráulicos en la Sección Transversal RS 280	90
Tabla III-13: Resultados hidráulicos en la Sección Transversal del Puente	91
Tabla III-14: Resultado de socavación	95

RESUMEN

Los estudios llevados a cabo en diferentes partes del mundo dan a conocer que la mayoría de puentes fallan por razones hidráulicas, producidos principalmente por el fenómeno de socavación. Este suceso se hace notar cuando se incrementa notablemente el caudal del río, por lo que, las subestructuras de un puente, como pilares y estribos se encuentran sujetas a efectos dinámicos que pueden ocasionar el colapso de la estructura en general. Estas características resultan ser trascendentales para lograr el objetivo de la presente investigación que es determinar la influencia socavación en el análisis de estabilidad de la subestructura y demostrar que posterior a dicho suceso el puente Nicolás Dueñas entra en un proceso de inestabilidad conforme se realizan el análisis pertinente.

Considerando la metodología del tipo aplicada, nivel explicativo y de diseño no experimental de corte transversal, se plantea el problema de investigación obtenido de la realidad problemática presentada en el pontón, los objetivos y el desarrollo pertinente para llegar a los resultados que luego de un análisis permitan dar respuesta a los problemas, teniendo como instrumento de medición una ficha técnica el cual nos permitirá recolectar los parámetros para el estudio de socavación obtenido mediante la inspección en campo y un modelamiento hidráulico en el software Hec-Ras.

Determinando el resultado de la socavación general de 2.84 metros por el método de Lischtván – Levediev, la socavación en estribos de 5.09 metros por el método de Froehlich, la socavación en el pilar de 2.84 metros teniendo como resultado la socavación total en el pilar de 5.48 metros con un coeficiente de variación de +/- 0.08 y una socavación total para estribos de 7.42 metros con un coeficiente de variación de +/- 0.52, del mismo modo el análisis de estabilidad del estribo in situ da como resultado una estabilidad aceptable, sin embargo ante el paso de una máxima avenida el puente sufriría imperfecciones

Se concluye que con un análisis adecuado de los factores y parámetros que intervienen en el proceso erosivo y el uso correcto de las metodologías existentes,

se pueden estimar con mayor exactitud las profundidades de los tipos de socavación, a fin de disminuir las fallas de puentes debido a este fenómeno, recomendando un diseño de protección para contrarrestar una socavación local y general.

Palabras claves: Contrarrestar, in situ, parámetros, pontón, cauce, modelamiento hidráulico, pertinente.

ABSTRACT

Studies carried out in different parts of the world show that most bridges fail for hydraulic reasons, mainly produced by the phenomenon of undermining. This event is noted when the flow of the river increases considerably, so that the substructures of a bridge, such as pillars and stirrups are subject to dynamic effects that can cause the collapse of the structure in general. These characteristics prove to be transcendental to achieve the objective of this research that is to determine the influence undermining in the stability analysis of the substructure and show that after that event the bridge Nicolás Dueñas enters a process of instability as the relevant analysis is carried out.

Considering the applied type methodology, explanatory level and non-experimental cross-sectional design, the problem of research obtained from the problematic reality presented in the pontoon is posed, the objectives and the relevant development to reach the results that after an analysis allow to respond to the problems, having as a measuring instrument a technical sheet which will allow us to collect the parameters for the study of undermining obtained by means of the inspection in field and A hydraulic modeling in the HEC-RAS software.

Determining the result of the general undermining of 2.84 meters by the method of Lischtván-Levediev, the undermining in stirrups of 5.09 meters by the method of Froehlich, the undermining in the pillar of 2.84 meters having as a result the total undermining in the pillar of 5.48 meters with a coefficient of variation of ± 0.08 and a total undercut for abutments of 7.42 meters with a coefficient of variation of ± 0.52 , in the same way the stability analysis of the stirrup in situ results in an acceptable stability, however in the passage of a maximum avenue the bridge would suffer imperfections

It is concluded that with an adequate analysis of the factors and parameters involved in the erosive process and the correct use of existing methodologies, the depths of the types of undermining can be more accurately estimated in order to reduce bridge failures due to this phenomenon. , recommending a protection design to counteract a local and general undercut.

Key words: CounterAct, in situ, parameters, pontoon, runway, hydraulic modeling, pertinent.

I. INTRODUCCIÓN

1.1. Realidad problemática

Los puentes son considerados obras primordiales, estas estructuras permiten cruzar un desnivel, un accidente geográfico o un obstáculo artificial por el cual no se es posible el tránsito en la dirección de su eje, cuando el puente forma parte de una carretera, el diseño de la misma debe de cumplir y satisfacer los objetivos viales; sin embargo, cuando este atraviesa un río debemos estimarlo, como una estructura de parámetros estructurales múltiples ya que, entre el río y el puente rige una interacción en la cual uno trata de influir sobre el otro, de modo que es necesario e importante tener un notable conocimiento del comportamiento e influencia que dicha estructura ocasiona al modificar la forma natural del cauce y de sus márgenes del río en intervención, y por consecuente, los efectos que ocasionará el flujo de dicho río y comportamiento dinámico en el tiempo luego de posicionada dicha estructura.

El gran problema que presenta el distrito de Lima se encuentra emplazado en la cuenca del río Rímac y en esta se ha construido ciertas cantidades de puentes, por las características del terreno algunos de estos puentes tienen apoyos intermedios (pilar central) mientras que otros presentan estribos. El río Rimac no presenta caudales regulares ya que en que las máximas crecidas se presentan entre los meses de Enero a marzo “según Alaga Vanía, Experta del “Senamhi”. Esto sumado a la fuerte pendiente del río, originada por flujo que desarrolla grandes velocidades y al pasar o entrar en contactos con la subestructura del puente genera socavación.

Pueden tratarse de un daño pequeño y reparable, o incluso de daño total en toda la estructura, en la cual se pueden ver afectados la sociedad, dejando comunidades incomunicadas, imposibilitando el abasto de vivires o en otros casos, el transporte de equipos médicos y la búsqueda o rescate de personas, así como el transporte de heridos a diferentes hospitales para su atención. Uno de estos daños puede generarse en el Puente Nicolás Dueñas en Lima.

Debido a que tiene la misma tipología del puente de Bella unión, aquella que colapso en Febrero del 2013, el cual se puede prevenir dándole un estudio por socavación.



Fuente: (El Comercio, 2017)

Figura I-1: Puente Nicolás Dueñas



Figura I-2: Socavación en el pilar intermedio

1.2. Trabajos previos

1.2.1. Antecedentes nacionales

(Egúsquiza Jacob, 2010 págs. 1-3) En la tesis titulada “*Tratamiento de los efectos de socavación en los estribos del puente Matachico – Carretera la Oroya – Huancayo*”, Fijo como **objetivo** presentar una metodología que permita tratar mediante el diseño de la protección de estribos y pilares la acción de socavación producida por las aguas del río, protegiendo de esta forma la subestructura del Puente Matachico, previniendo el colapso de la estructura y que este origine el corte de comunicación terrestre en las ciudades de Lima, Jauja y Huancayo, Aplicando una **metodología** tecnológica que permitirá reunir criterios adecuados para conocer las características hidrológicas de las quebradas consideradas, obteniendo como **resultado** que el estribo derecho es la estructura más vulnerable, debido a que su cimiento se encuentra superficial, mientras que su cimentación del estribo izquierdo se encuentra más profunda; fijo como **conclusión**, diferentes propuesta ante la investigación, una de ella es el diseño de enrocamiento de los estribos, y finalmente **recomienda** que el plano de elevación de un puente siempre deba ir la línea que delimita la profundidad máxima de socavación, debido a que es un dato necesario que no puede dejar de plasmarse en el plano, ya que de él dependerá la profundidad a la que deben estar cimentadas las subestructuras del puente.

(Bardales Guanlo, y otros, 2014 págs. 99-185) En la tesis titulada “*Modelamiento hidrológico e hidráulico aplicado al cálculo de socavación en puentes Potrero (Km 165 + 527.00) y Maygasbamba (Km 197 + 688.15), ubicado en carretera Chota-Bambamarca – Hualgayoc*” Fijo como **objetivo** principal realizar estudios de ingeniería básica (hidrológica e hidráulica) con la finalidad de evaluar el cálculo de las precipitaciones máximas en 24 horas para tiempos de retorno de 100 y 500 años para poder determinar la socavación de dichos puentes. Aplicando una **metodología** inductiva, que parte desde la observación de los hechos hacia la clasificación y el estudio hidrológico e hidráulico, usando instrumentos como programas de información, Obteniendo como **resultado** que

las precipitaciones máximas para un periodo de retorno de 100 años es de 55.19 m³/s para la estación de Bambamarca y de 100.83 m³/s para la estación de chota y para un periodo de retorno de 500 años es de 65.04 m³/s para la estación de Bambamarca y de 139.77 m³/s para la estación de chota, fijando como **conclusión** que el puente Maygasbamba es más vulnerable a la socavación al pasar los años; por ende **recomienda** proteger el cauce ante dicho fenómeno, el cual se ha determinado mediante este trabajo que el enrocamiento es el más favorable.

(Venegas Zocimo, 2011 págs. 50-105) En su tesis “*Socavación al pie de estribos de puentes en lechos no cohesivos*” Fijo como **objetivo** principal profundizar el estudio de socavación para tomar como referencia ante el diseño de un puente que cruza un río; aplicando una **metodología** Teórico-Experimental, en el cual se realizó mediante el análisis dimensional, tomando en cuenta parámetros característicos existentes para disponer una ecuación, que dará como resultado la determinación de la profundidad de socavación al pie de estribos de puentes; Obteniendo como resultado que al realizar el estudio de diferentes fórmulas más usuales para hallar la socavación en los estribos no toman en cuenta todos los parámetros que influye la socavación, como el ancho de socavación según Laursen es $C=2.75Ys$, mientras que en este estudio obtuvieron un **resultado** de $C=1.57Ys$., fijando como **conclusión** que en los estribos trapezoidales o estribos con alas la máxima socavación ocurriría en el lado frontal del estribo, seguidamente en los estribos rectangulares existiría en la parte del lado lateral y en los estribos cilíndricos al inicio del lado frontal; por ende **recomienda** realizar investigaciones acerca del parámetro C de Lausern.

1.2.2. Antecedentes internacionales

(Barbosa Gil, 2013 págs. 97-105) En la tesis titulada “*Metodología para calcular la profundidad de socavación general en ríos de montaña (lecho de gravas)*”. Fijo como **objetivo** presentar una metodología para hallar el cálculo de la profundidad de la socavación general para ríos con lechos de grava; aplicando una **metodología** empírica y semi-empírica el cual se basó en la experimentación y en la lógica que junto a la observación de los fenómenos de socavación se dio un análisis de dicho fenómeno en lechos de grava; teniendo como **resultado** que la metodología propuesta para estimar la profundidad de socavación en ríos de montaña era óptima para ese tipo de río, **concluyendo** que las investigaciones comunes para poder estimar la socavación general demuestran una gran dependencia del caudal unitario que genera socavación y que mediante una modelación hidrodinámica los resultados obtenidos mejoran notablemente respecto a los obtenidos mediante las ecuaciones tradicionales **recomendando** a los estudiantes de ingeniería promover la importancia de una investigación sobre los principales factores que dañarían al río.

(Aguado Sandoval , 2012 págs. 24-32)En la tesis “*Estimación de la socavación en puentes para su uso en el cálculo de riesgo físico*” Fijo como **objetivo** la estimación de la profundidad de la socavación de diferentes puentes del país de México, localizados en el cauce del río, para poder determinar la vulnerabilidad de dichos puentes; aplicando una **metodología** deductiva partiendo de lo general (los antecedentes internacionales de diferentes puentes colapsados por el fenómeno de socavación ya sea en pilas o en estribos), hacia lo particular que son las fallas de puentes de dicho país; teniendo como **resultado** que la mayor profundidad de socavación se encuentra en los estribos; es decir la socavación por estribos es mayor a la socavación en pilares; **concluyendo** que la fórmula propuesta por Laursen sirvió como comparación confiable entre la socavación real y la socavación obtenida; **recomendando** que si se da a conocer la profundidad de socavación a largo plazo se podrá determinar una buena cimentación, el cual el flujo del agua no rebalsará la cimentación y no generara problemas en el puente.

(Salazar Marín, 2014 págs. 119-128) En la tesis “Revisión estructural de un puente ferroviario y vehicular por el aumento del cauce en un río” Fijo como **objetivo** el análisis de la estabilidad estructural del puente ferroviario El Recinto que cruza con el cauce natural; aplicando una **metodología** científica, realizando estudios analíticos para poder determinar la formación de la estructura con el pasar del tiempo atravesando el fenómeno de socavación; teniendo como **resultado** que las fallas en las subestructuras de dicho puente son más desfavorables por el fenómeno de socavación; **concluyendo** que después de haber ocurrido la socavación en las subestructuras del puente es más propenso a obtener riesgo de falla, aquella que provocaría volverse inestable; **recomendando** substituir al material del fondo del cauce por otro más resistente a la erosión producida por el flujo del agua, esto podría realizarse con guijarros, boleos y cantos rodados.

1.3. Teorías relacionadas al tema

1.3.1. Socavación

La socavación es un fenómeno natural, que se debe al aumento de la velocidad del flujo, a causa del incremento del caudal, las partículas que se encuentran en el fondo del río entran en inestabilidad. Esto provoca que el suelo que forma el cauce del río no pueda soportar ninguna carga.

“Se denomina socavación inducida cuando es alterada o provocada por una estructura construida por el hombre”. (Aguado Sandoval , 2012 pág. 5).

El proceso de socavación en un puente se determina como un desgaste potencial total y de manera de apreciación, la cual para determinar el valor de la socavación total, es esencial el cálculo de la socavación general y la socavación local ya que esto al sumarse nos dan el valor de la máxima profundidad.

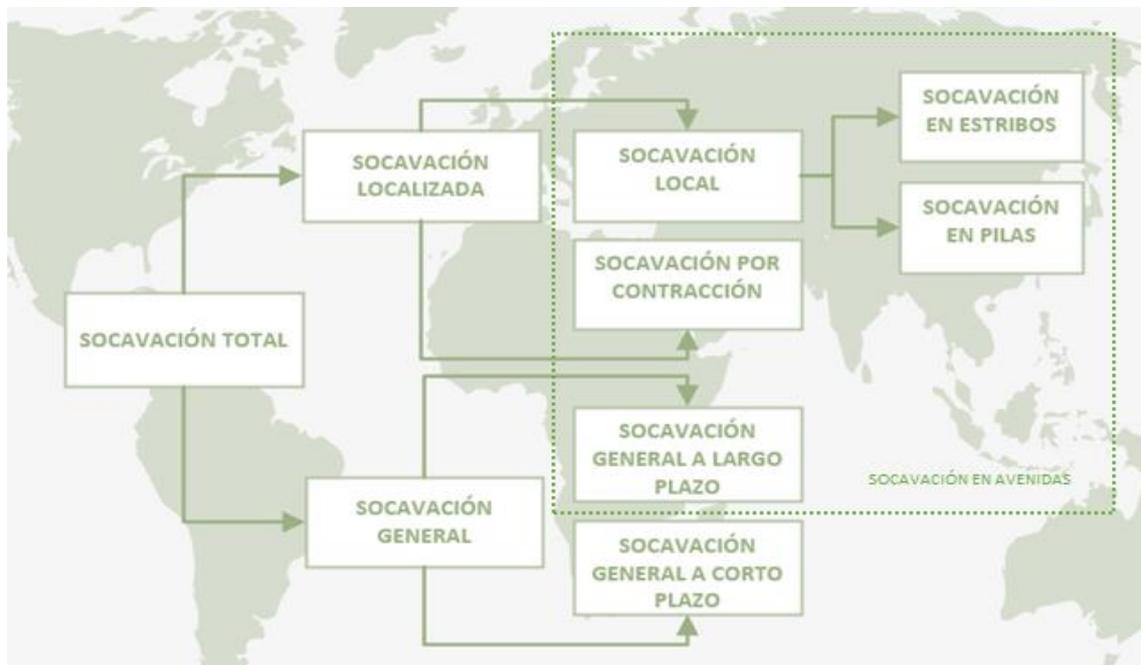
La socavación local se producen alrededor de la subestructura y la socavación por estrechamiento y la socavación general o socavación natural son independientes a la presencia del puente que tenga interacción con el río, ya que

existen distintos procesos de socavación que ocurren de manera diferente a la presencia del puente.

Para determinar los parámetros hidráulicos es fundamental la guía del Manual de hidrología, hidráulica y drenaje, también es esencial que para determinar el cálculo de algunos métodos de socavación, se requieren que se determine previamente si el flujo aguas arriba está transportando sedimentos, que determinaran las condiciones de lecho móvil o agua clara.

El río Rímac es considerado no cohesivo el cual en la visita de campo podemos determinar que se produce una socavación en lecho móvil, esto quiere decir cuando existe transporte de sedimentos desde aguas arriba hasta el ponteadero.

Tipos de socavación:



Fuente: Elaboración propia

Figura I-3: Clasificación de tipos de socavación

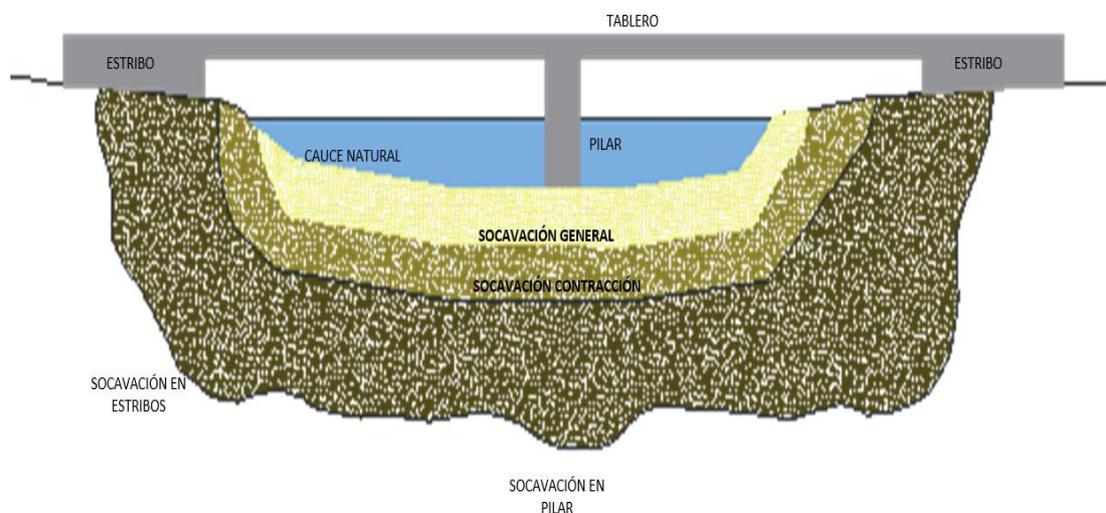
1.3.1.1. Socavación general:

(Rocha Felices, 2013 pág. 13) Deducir que una vez calculada la socavación general y, si fuese el caso la socavación por estrechamiento o contracción, se propone a determinar la erosión local originada por pilares y estribos.

Por ende entendemos que debemos determinar en primer lugar la socavación general, en segundo lugar la socavación local en pilares y en estribos, en tercer lugar la socavación por estrechamiento para así finalmente hallar la socavación potencial total.

La socavación general es el descendimiento habitual del fondo del río aquella a que se debe principalmente por la fuerza del flujo del agua que da como consecuencia una mayor cabida para que la corriente pueda arrastrar y trasladar sedimentos del lecho; ocurriendo este fenómeno en todo el largo del río, esto no necesariamente se debe a la construcciones realizadas por el hombre.

Debemos mencionar que la socavación general más común en el Perú se debe a la contracción del flujo aquella que es causada por la disminución del ancho del flujo ya sea por causas naturales o fabricados.



Fuente: Elaboración propia

Figura I-4: Tipos de socavación - Puente Nicolás Dueñas

a) Método de Velocidad Crítica y Agua Clara

Este procedimiento emplea el discernimiento del principio de movimiento de un fondo granular bajo una flujo inalterable, donde alude que para decretar la socavación general máxima se adquiere cuando la velocidad crítica es igualada a la velocidad media de la sección.

b) Método de Lischvan – Levediev. Para suelos granulares.

Siendo este el método más usado en nuestro país, incluyendo el efecto de socavación por contracción de un puente, teniendo en cuenta parámetros hidráulicos, parámetros de fondo, parámetros geométricos y parámetros de ubicación del puente, para determinar la socavación general mediante el método empírico definiremos los siguientes factores:

- Hs: Fondo de la socavación (m)
- α : Factor de sección o de distribución de gastos
- Qd: Caudal de diseño
- Ho: Tirante antes de la erosión
- β : Coeficiente de frecuencia
- μ : Factor de corrección por contracción de cauce
- φ : Factor de corrección por forma de transporte de sedimentos
- Dm: Diámetro medio (mm)
- Hm: Profundidad media de la sección
- Be: Ancho efectivo de la superficie del líquido en la sección transversal

Para determinar el coeficiente de sección o de distribución de gastos:

$$\alpha = \frac{Qd}{Hm^{\frac{5}{3}} * Be * \mu} \quad \text{Ecuación (I-1)}$$

Donde el valor de coeficiente de contracción lo tomaremos mediante la siguiente tabla:

Tabla I-1: Factor de corrección por contracción del cauce μ

VELOCIDAD MEDIA EN LA SECCIÓN, EN: M / SEG	LONGITUD LIBRE ENTRE DOS ESTRIBOS												
	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	0.99	0.99	0.99	1.00	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

Fuente: Reproducido de (Manual de Hidrología, 2012 pág. 107)

La profundidad media de la sección (Hm):

$$Hm = \frac{Area}{Be} \quad \text{Ecuación (I-2)}$$

El coeficiente de frecuencia lo tomaremos de acuerdo al periodo de retorno del gasto de diseño (años).

Tabla I-2: Valores de coeficiente

PROBABILIDAD (EN % DE QUE SE PRESENTE EL CAUDAL DE DISEÑO)	COEFICIENTE b
100	0.77
50	0.82
20	0.86
10	0.90
5	0.94
2	0.97
1	1.00
0.30	1.03
0.20	1.05
0.10	1.07

Fuente: (Maza, 1967 pág. 142)

Para determinar el factor de corrección depende del diámetro del material.

Tabla I-3: Factor de corrección por forma de transporte de sedimentos

SUELOS NO COHESIVOS	
dm (mm)	ϕ
6.00	0.36
8.00	0.35
10.00	0.34
15.00	0.33
20.00	0.32
25.00	0.31
40.00	0.30
60.00	0.29
90.00	0.28
140.00	0.27
190.00	0.26
570.00	0.21
1000.00	0.19

Fuente: (Maza, 1967 pág. 143)

La ecuación final para el cálculo de socavación general es la siguiente:

$$H_s = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.68 \beta \mu \phi D_m^{0.28}} \quad \text{Ecuación (I-3)}$$

c) Método de straub

Este método se usa para obtener un estimado de la socavación máxima el cual está en función al ancho de la superficie.

$$H_s = \left(\frac{B_1}{B_2} \right)^{0.642} \times h_1 \quad \text{Ecuación (I-4)}$$

Dónde:

H_s = Fondo de socavación (m).

B_1 = holgado de la superficie libre del cauce aguas arriba de la contracción

B_2 = Holgado de la superficie libre del cauce en la contracción.

h_1 = Tirante de agua hacia aguas arriba de la contracción.

d) Método de Laursen

Este procedimiento considera dos formas de socavación que puede tener una cuenca, siendo el más usado en los Estados Unidos de América.

Calculo de socavación por contracción en lecho móvil:

$$H_s = h_1 \left(\frac{Q_2}{Q_1} \right)^{6/7} \left(\frac{B_1}{B} \right)^{K_1} ; \Delta_s = H_s - h \quad \text{Ecuación (I-5)}$$

Esta ecuación toma en cuenta que el material del lecho se acarrea en la sección desde aguas arriba del puente

Tabla I-4: Coeficiente de transporte de material de fondo

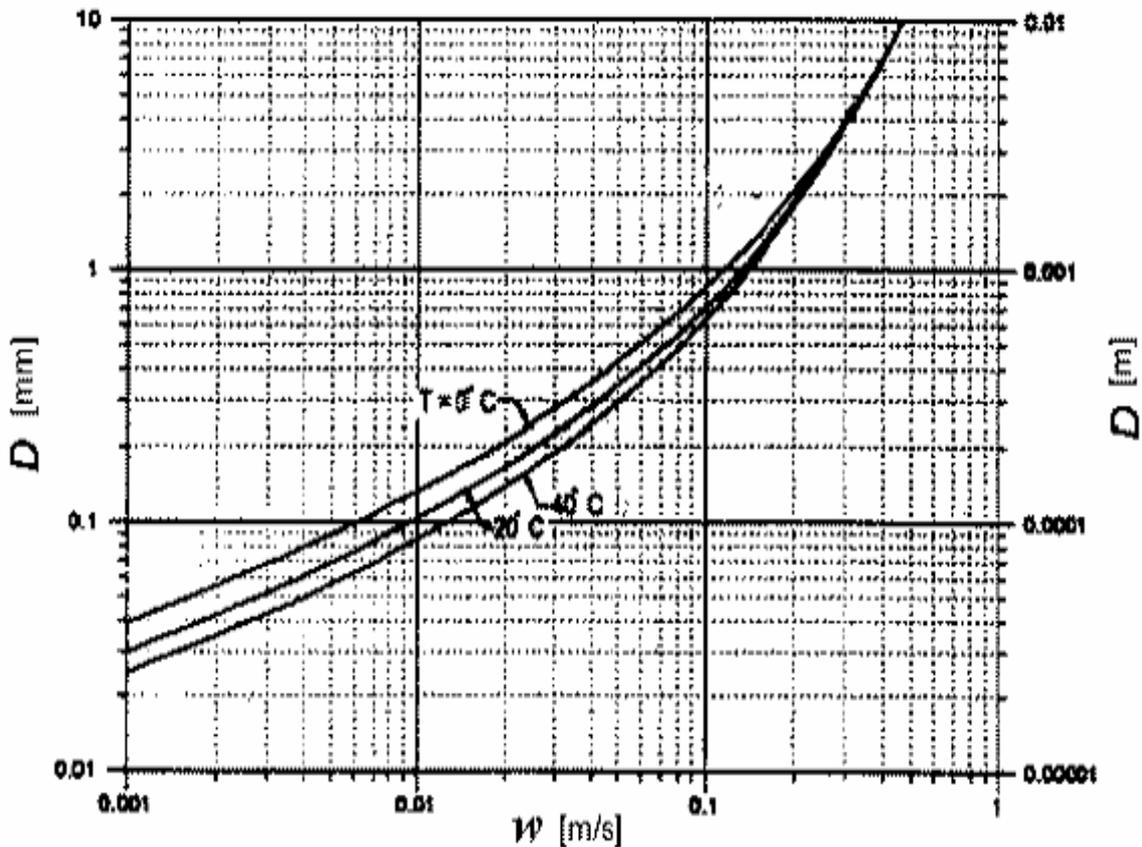
V^* / ω	K1	MODO DE TRANSPORTE DEL MATERIAL DEL FONDO
< 0.50	0.59	Mayoría de descarga del material en contacto con el lecho.
0.50 a 2.0	0.64	Alguna descarga del material del fondo en suspensión.
>2.0	0.69	Mayoría de descarga del material del lecho suspendida.

Fuente: (Manual de Hidrología, 2012 pág. 111)

$$V^* = \sqrt{g * h_1 * s} \quad \text{Ecuación (I-6)}$$

- V^* = Velocidad cortante en el cauce de la sección aguas arriba (m/s)
- ω = Velocidad de caída del material del fondo basado en el D50 (m/s)
- g = Aceleración de la gravedad (m/s²)
- S = Pendiente de la línea de energía del canal principal (m/m)

Figura I-5: Velocidad de caída (ω) en función del tamaño de las partículas de arena



Fuente: Reproducido de (Manual de Hidrología, 2012 pág. 112)

Dónde:

Δs = Socavación (m)

H_s = Profundidad de socavación (m)

h = Profundidad promedio inicial (m)

H_1 = Profundidad promedio aguas arriba

Q_1 = Caudal principal en la sección aguas arriba del puente (m^3/s)

Q_2 = Caudal principal en la sección contraída, la cual transporta sedimentos (m^3/s)

B_1 = Ancho de la superficie libre del flujo en la sección aguas arriba del puente (m)

B = Ancho de la superficie libre del flujo (m)

K_1 = Exponente para el modo de transporte del material del fondo (adimensional) Tabla N° I-4.

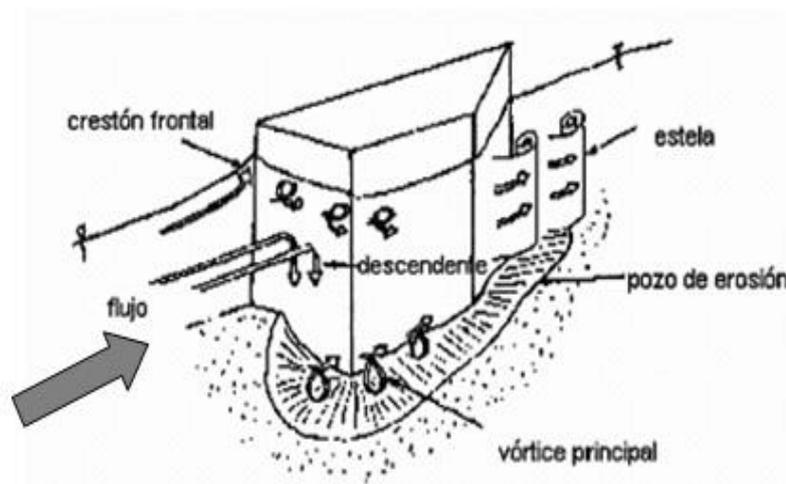
1.3.1.2. Socavación en estribos

(Venegas Zocimo, 2011 pág. 15) Manifiesta que La socavación al pie de estribos, se genera por la acción del flujo del agua y la duración para determinar la máxima profundidad de socavación, depende principalmente del tipo de suelo.

Factores que afectan la socavación en estribos:

- Longitud y forma del estribo
- Profundidad del flujo
- Velocidad de la corriente
- Angulo de ataque del flujo
- Geometría del cauce
- Características del material del lecho.

Existen diversos métodos para determinar la socavación en estribos, teniendo en cuenta que todas las ecuaciones existentes poseen limitaciones de tipo práctico, ya que se basan en información realizada en laboratorio por consiguiente es escasa el reportaje para su confrontación.



Fuente: Reproducido (Rocha Felices, 2013 pág. 23)

Figura I-6: Sistema de vórtices durante la erosión en un estribo

Métodos para hallar la socavación local en Estribos:

a) Método de Froehlich (1989)

Es uno de los dos métodos que se utiliza en el modelo Hec-Ras y uno de los más usados en los EE.UU. Este método se basa en el análisis de regresión de datos de laboratorio para condiciones de lecho móvil, también se recomienda para las dos formas de socavación.

$$\Delta s = 2.27K_1 * K_2 * (L^i)^{0.43} * h^{0.57} * Fr^{0.61} + h \quad \text{Ecuación (I-7)}$$

Dónde:

Δs = Socavación (m)

K_1 = Factor de corrección por la forma del estribo

K_2 = Factor de corrección por el ángulo de ataque

L^i = trayecto del estribo que obstruye al flujo (m)

h = Fondo inicial aguas arriba del estribo (m)

V = Velocidad media del flujo (m/s)

Fr = N° de Froude, en la sección de aproximación

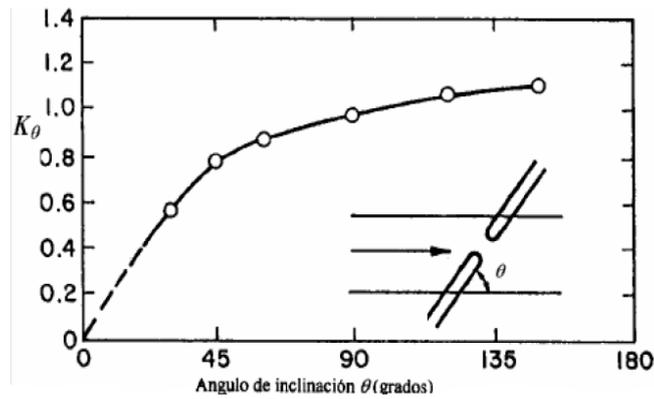
$$Fr = V / \sqrt{g * h} \quad \text{Ecuación (I-8)}$$

Tabla I-5: Factor de corrección K_1

FACTOR DE CORRECCIÓN POR LA FORMA DEL ESTRIBO K1	
Descripción	K1
Estribos de paredes verticales	1.00
Estribos de paredes verticales con alerones	0.82
Estribos inclinados	0.55

Fuente: Reproducido de (Manual de Hidrología, 2012 pág. 149).

$$K_2 = (\theta|90)^{0.13} \quad \text{Ecuación (I-9)}$$



Fuente: Reproducido de (Manual de Hidrología, 2012 pág. 150).

Figura I-7: Factor de corrección K_2

$\theta < 90^\circ$, si el estribo está inclinado hacia aguas abajo

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

b) Método de Hire (1990)

Esta ecuación es aplicable siempre y cuando el estribo penetra en el cauce principal. Esta ecuación se aplica cuando la relación entre la longitud proyectada del estribo y la profundidad de flujo es mayor que 25 ($L'/h > 25$)

$$\Delta s = 4h(K_1/0.55) * k_2 * Fr^{0.33} \quad \text{Ecuación (I-10)}$$

Los valores de K_1 se tomara de la Tabla I-5 y los valores de K_2 de la Figura I-7

c) Método de Artamonov (1956)

Este método se propuso bajo el criterio de que la profundidad de la socavación al pie de estribos es directamente proporcional a la profundidad media de la corriente antes del proceso erosivo aguas arriba del estribo, sin considerar el tamaño del sedimento.

Esta ecuación se desarrolló bajo los siguientes factores:

- Relación entre el caudal teórico interceptado por el estribo (Q_1 o Q_2) y el caudal total (Q).
- El talud de las caras de los estribos (mH: 1.0V).

- El ángulo formado por la dirección de la corriente y el eje longitudinal de la obra.

$$H_s = K_\theta * K_q * K_m * h_1 \quad \text{Ecuación (I-11)}$$

Tabla I-6: Coeficiente de corrección K_θ

COEFICIENTE DE CORRECCIÓN K_θ					
θ	20°	60°	90°	120°	150°
K_θ	0.84	0.94	1.00	1.07	1.19

Tabla I-7: Coeficiente de corrección K_q

VALORES DEL COEFICIENTE CORRECTIVO K_q EN FUNCION DE Q_1/Q								
Q_1/Q	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
k_q	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

Tabla I-8: Coeficiente de corrección K_m

COEFICIENTE DE CORRECCIÓN K_m						
Talud MH:1V	0.00	0.50	1.00	1.50	2.00	3.00
K_m	1.00	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

Fuente: Reproducido de (Manual de Hidrología, 2012)

Si el puente no está sesgado con respecto al flujo ($\theta=90^\circ$), y la pared de los estribos es vertical, por lo tanto la ecuación general queda reducida:

$$H_s = K_q * h_1 \quad \text{Ecuación (I-12)}$$

Dónde:

- H_s = Fondo de socavación (m)
- h_1 = Fondo inicial del flujo aguas arriba del estribo (m)
- K_q = Coeficiente que depende de la relación entre el caudal que intercepta el estribo Q_1 o Q_2 y el caudal de diseño Q
- K_θ = Coeficiente que depende del ángulo de incidencia
- K_m = Coeficiente que depende del talud del estribo
- Q_1, Q_2 = Caudal teórico interceptado por los estribos
- Q = Caudal de diseño m^3/s
- m = Talud

d) Método de Liu, Chang y Skinner (1961)

Este método se basa en estudios realizados en laboratorio, de tal manera nos da como resultados dos tipos de ecuaciones empíricas dependiendo el tipo de pared.

- Para el caso de socavación con transporte generalizado y pared inclinada hacia el cauce:

$$\begin{array}{ll} \text{Si: } 0 \leq \frac{L'}{h_1} \leq 25 & \frac{\Delta s}{h_1} = 1.1 (L'|h_1)^{0.4} * F^{0.33} \\ \text{Si: } \frac{L'}{h_1} > 25 & \frac{\Delta s}{h_1} = 4 * F^{0.33} \end{array} \quad \text{Ecuación (I-13)}$$

- Para estribos con transporte generalizados y pared vertical:

$$\frac{\Delta s}{h_1} = 2.15 (L'|h_1)^{0.4} * F^{0.33} \quad \text{Ecuación (I-14)}$$

Dónde:

Hs=Fondo de socavación (m)

h_1 = profundidad inicial del flujo aguas arriba del estribo (m)

L' = Trayecto del estribo que obstruye al flujo (m)

F = número de Froude en la sección de aguas arriba Ecuación (1-8)

e) Método de Laursen (1958)

Este modo se justifica en el argumento sobre el cambio en las relaciones de transporte debido a la celeridad del flujo causada por el estribo.

Considerando:

- Estribos proyectados dentro del cauce principal.
- Estribos con pared vertical.
- No existe flujo sobre las llanuras de inundación.
- El largo del estribo es menor que 25 veces la profundidad media del agua ($L/h < 25$).
- Las ecuaciones dan como resultado el fondo de la socavación incluyendo los efectos por contracción
- Se sugiere que las ecuaciones se apliquen para valores máximos de H_s/h igual a 4.0.
- Las ecuaciones dadas por Laursen se resuelven por sondeos
- LA expresión deben ser ajustadas por un factor de corrección K_θ para considerar el efecto del ángulo de ataque.

$$\frac{L}{h_1} = 2.75 * \frac{H_s}{h_1} \left[\left(\frac{H_s}{11.5h_1} + 1 \right)^{1.7} - 1 \right] \quad \text{Ecuación (I-15)}$$

Las dos fórmulas precedentes son adaptables para estribos con pared vertical por lo que las profundidades de socavación resultantes deben afectarse por un factor de corrección k_f para considerar el efecto de otras formas.

$K_f = 0.9$, para estribos con aleros inclinados 45°

$K_f = 0.8$, para estribos con pared inclinada hacia el cauce.

Dónde:

H_s = Fondo de socavación (m)

h_1 = Profundidad promedio inicial del flujo aguas arriba en el cauce principal (m)

L = Longitud del estribo

Según el (Manual de Hidrología, 2012 págs. 103-108), nos propone diferentes tipos de ecuaciones empíricas, si bien estos métodos pretenden estimar la profundidad de socavación, no obstante se deberá razonar que las enunciados que simboliza cada uno de estos métodos, se constituyen en efectos de investigaciones sobre modelos de laboratorio y, por lo tanto, cada fórmula tendrá restricciones en su estudio, por lo que se deberá seleccionar el método que mejor se ajuste al diseño.

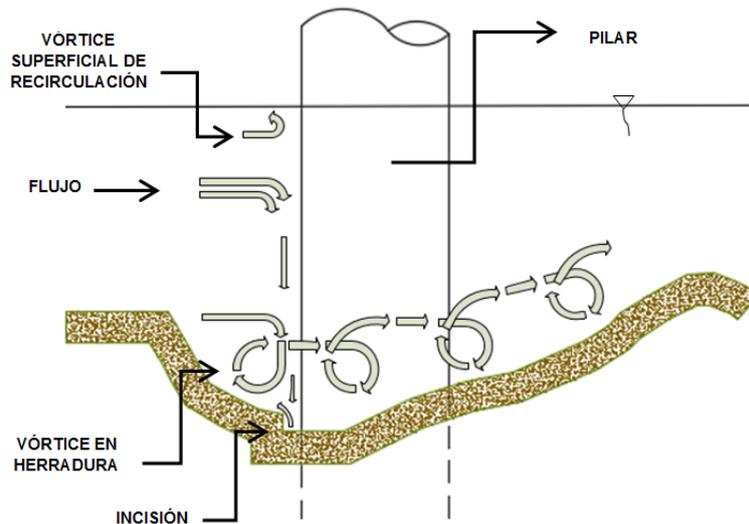
1.3.1.3. Socavación en pilares

Teniendo como principales factores que afectan la socavación en pilares:

- Ancho, longitud y forma del pilar
- Angulo de ataque y velocidad del flujo
- Profundidad del agua
- Características del material del lecho como tamaño y cohesión
- Gradación del sedimento
- Estratificación del suelo
- Forma del lecho en causes granulares
- Tamaño y posición de la cimentación
- Material flotante
- Tiempo del proceso de socavación.

Métodos para hallar la socavación local en pilares:

Existen diversos procedimientos para el cálculo de socavación local en torno a los pilares, teniendo en cuenta que hasta la fecha no existe ninguna solución rigurosa ni exacta para tal caso, sin embargo el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje nos presentan diferentes métodos para su cálculo, y se debe tener en cuenta que para la aplicación de dichas ecuaciones se debe aplicar en forma responsable teniendo en cuenta que el juicio y criterio ingenieril prevalecen.



Fuente: Reproducido de (Egúsqiza Jacob, 2010)

Figura I-8: Proceso de erosión en el pilar

a) Método de la Universidad Estatal de Colorado (CSU)

Este método es empleado para el cálculo de la máxima profundización de la socavación en pilas condiciones de agua clara y lecho móvil, siendo esta ecuación idónea en el modelo de Hec-Ras y siendo el más practico en los EE.UU.

$$\Delta s = 2.0 * K_1 * K_2 * K_3 * K_4 * a^{0.65} * h_1^{0.35} * Fr_1^{0.43} \quad \text{Ecuación (I-16)}$$

Dónde:

Δs =Socavación (m)

K_1 = Factor de corrección por la forma de la nariz del pilar

K_2 = Factor de corrección por el ángulo de ataque del flujo

K_3 = Factor de corrección por la condición del lecho [adimensional]

K_4 = Factor de corrección por el acorazamiento del material del lecho

a = Ancho del pilar en metros (m)

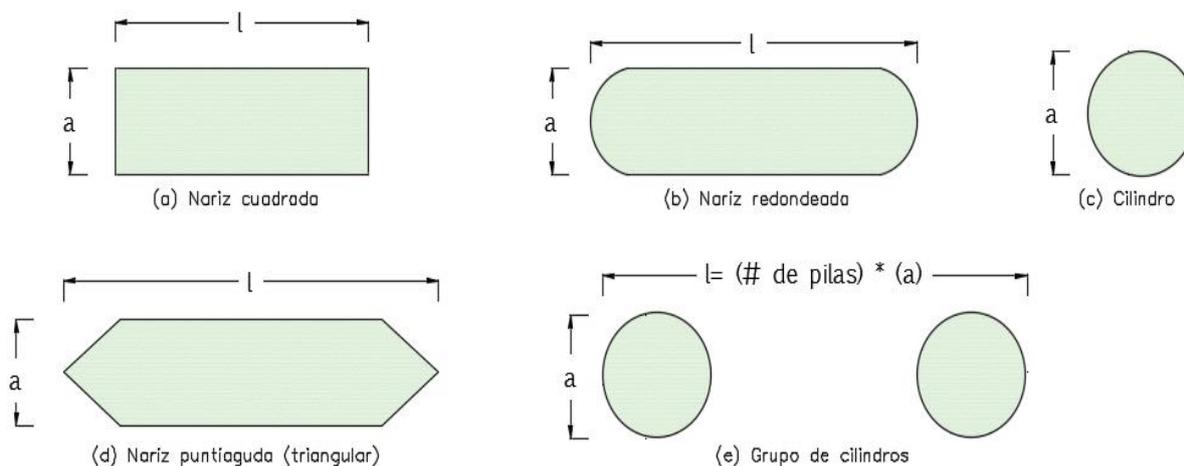
h_1 = Profundidad del flujo directamente aguas arriba del pilar en metros.

Fr_1 = Número de Froude directamente aguas arriba del pilar

Tabla I-9: Factor de Corrección K1– Método de CSU

FORMA DE LA NARIZ DEL PILAR	K1
(a) Nariz cuadrada	1.10
(b) Nariz Redondeada	1.00
(c) Cilindro circular	1.00
(d) Nariz puntiaguda (triangular)	0.90
(e) Grupo de Cilindros	1.00

Fuente: (HEC-18, February 1993 pág. 44)



Fuente: (HEC-18, February 1993 pág. 44)

Figura I-9: Formas de pilares – Método de CSU

Para determinar el factor de corrección K2, está dado por el ángulo de ataque del flujo y expresado mediante la siguiente ecuación:

$$K_2 = (\cos \theta + L/a * \sin \theta)^{0.65} \quad \text{Ecuación (I-17)}$$

Dónde:

L = Longitud del pilar a lo largo de la línea de flujo (m)

θ = Ángulo de ataque del flujo, con respecto del pilar

El factor de corrección K3 concierne a las restricciones del lecho, aquella que está definido por la siguiente tabla:

Tabla I-10: Factor de corrección K3

INCREMENTO EN LA PROFUNDIDAD DE EROSIÓN DEL PILAR, K3, PARA LA CONDICIÓN DEL LECHO		
Condición del lecho	Altura de la duna en metros	K3
Erosión de Aguas Claras	N/A	1.1
Lecho Plano y Flujo Anti duna	N/A	1.1
Dunas Pequeñas	$0.6 > H \geq 3.0$	1.1
Dunas Medianas	$3.0 > H \geq 9.0$	1.1 a 1.2
Dunas Grandes	$H \geq 9.0$	1.3

Fuente: (Manual de Hidrología, 2012 pág. 137)

Para determinar el factor de corrección K4 debemos tomar en cuenta que este factor disminuye las profundidades de socavación, debido al acorazamiento del foso de erosión para los materiales del lecho para un $D_{50} \geq$ que 2mm y un $D_{95} \geq$ que 20 mm. Este elemento de corrección resulta de la investigación reciente por A. Molinas en la CSU, el cual demostró que cuando la velocidad promedio del cauce principal es menor que la velocidad crítica, existe una gradación en el material del lecho, por lo tanto el D_{90} limitara la profundidad de socavación.

Tabla I-11: Factor de corrección K4

LÍMITES PARA TAMAÑOS DEL MATERIAL DEL LECHO Y VALORES DE K4		
Factor	Mínimo tamaño del material del lecho	Mínimo valor de K4
K4	$D_{50} \geq 2 \text{ mm} ; D_{95} \geq 20 \text{ mm}$	0.4

Fuente: Reproducido de (Manual de Hidrología, 2012 pág. 138)

b) Método de Froehlich (1991)

Este método es usado para decretar la máxima profundización de la socavación fue desarrollada por el Dr. David Froehlich y sugiera que no se adicione el ancho del pilar (a), en la ecuación solo en caso se analice para un caso particular. Este método es considerado en el Hec-Ras, aquella que siempre adiciona este factor de corrección para el cálculo de socavación en pilares.

Esta ecuación está limitada por un máximo:

$$\Delta s = \leq 2.4a \text{ Para } F_{r1} \leq 0.8$$

$$\Delta s = \leq 3.0a \text{ Para } F_{r1} > 0.8$$

$$\Delta s = 0.32\phi(a')^{0.62} * h_1^{0.47} * F_{r1}^{0.22} D_{50}^{-0.09} + a \quad \text{Ecuación (I-18)}$$

Dónde:

Δs = socavación [m]

ϕ = Factor de corrección por la forma de la nariz del pilar

ϕ = 1.3 para nariz del pilar cuadrada

ϕ = 1.0 para nariz del pilar redonda;

ϕ = 0.7 para nariz del pilar puntiaguda

a = ancho del pilar (m)

a' = trascendencia del ancho del pilar respecto a la dirección del flujo (m)

h_1 = fondo inicial aguas arriba del pilar (m)

F_{r1} = N° de Froude directamente aguas arriba del pilar

D_{50} = diámetro correspondiente al 50% en la curva granulométrica (m)

c) Método de Laursen y toch (1953, 1956)

Este método es complaciente para suelo arenosos, no está definido si se puede aplicar para gravas. Laursen y Toch manifiestan que la profundidad de la socavación depende del tirante, ancho del pilar y de la forma del pilar.

Para el incremento de esta ecuación se debe tener en cuenta que dicho método se desarrolló para condiciones de flujo subcrítico y para números de Froude menores que 0.5 y no toma en cuenta ni la velocidad media de la corriente ni el tamaño de los sedimentos.

$$\Delta s = K_f * K_g * a \quad \text{Ecuación (I-19)}$$

Dónde:

Δs = socavación (m)

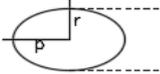
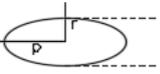
H_s = profundidad de socavación (m)

K_f = coeficiente que depende de la forma de la nariz de la pila

K_g = coeficiente que depende de la relación

a = ancho del pilar (m)

Para determinar los valores de factor de Kf se tomara en cuenta la forma de la nariz es decir la forma del pilar.

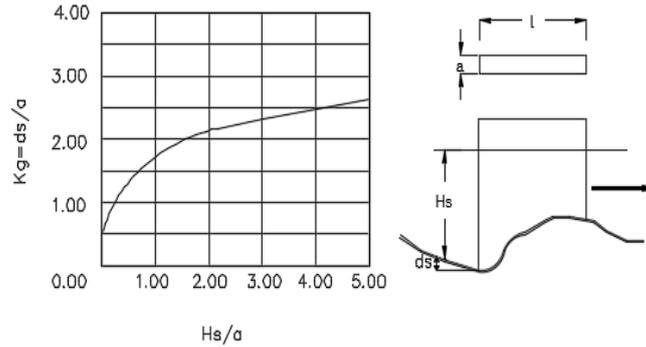
FORMA DE LA NARIZ		COEFICIENTE Kf DE SCHNEIBLE
Rectangular $l/a = 4$		1.00
Rectangular		0.90
Elíptica $p/r = 2/1$ $p/r = 3/1$		0.81
		0.75
Lenticular $p/r = 2/1$ $p/r = 3/1$		0.81
		0.69

FORMA DE LA NARIZ O PILAR		SEGÓN TISON
Biselada $l/a = 4$		0.78
Perfil hidrodinámico $l/a = 4$		0.75

Fuente: **(Manual de Hidrología, 2012 pág. 117)**

Figura I-10: Factor de forma Kf

Para definir el coeficiente Kg que depende de la relación entre la profundidad de agua después del suceso de la socavación y el ancho del pilar.



Fuente: (Manual de Hidrología, 2012 pág. 117)

Figura I-11: Coeficiente Kf Metodo de Laursen y Toch

d) Método de Neil (1964)

Obtenidos de datos de laboratorio de Laursen y Toch, determino la siguiente ecuación:

$$\Delta s = 1.5a'^{0.7} * h_1^{0.3} \quad \text{Ecuación (I-20)}$$

Dónde:

Δs = socavación (m)

a' = Proyección del ancho del pilar respecto a la dirección del flujo (m)

h_1 = Fondo inicial aguas arriba del pilar (m)

e) Método de Larras (1963)

Este procedimiento es usado para la conjetura de socavación en pilares el cual sugiere una ecuación teórica y práctica, debido a que fue deducida mediante medidas reales de socavación tomadas en varios puentes de Francia, el cual fueron evaluadas después de una avenida.

$$\Delta s = 1.05K_f * K_\theta * a^{0.75} \quad \text{Ecuación (I-21)}$$

a = Ancho del pilar

K_f = Factor de corrección por la forma del pilar

K_θ = Factor de corrección por el ángulo de ataque de la corriente

Tabla I-12: Factor de corrección de forma Kf

EN PLANTA	LARGO / ANCHO DE LA PILA	KF				
		CHATOU	IOWA	TISON	ESCANDE	VEUKATADRI
Circular	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Lenticular	2.00		0.97			
	3.00		0.76			
	4.00	0.73		0.67		
	7.00			0.41		
Perfil hidrodinámico	4.00	0.86				
Joukowski	4.10		0.76			
Elíptica	4.50			0.76		
	2.00		0.91			
Ojival	3.00		0.83			
	4.00	0.92		0.86		
Circular doble	4.00	0.95				
Oblonga	1.00		1.00			
	1.50		1.00			
	2.00		1.00			
	3.00		1.00			
	4.00	1.03		1.00		
Rectangular chaflanada	4.00		1.01			
Rectangular	0.25		1.30			
	4.00			1.40		
	4.50				1.25	
	5.30			1.40		
	9.30			1.40		
Nariz triangular a 60°						0.75
Nariz triangular a						1.25
Nariz parabólica						0.56

Fuente: (Manual de Hidrología, 2012 pág. 121)

Tabla I-13: Factor de corrección por ángulo de ataque K_θ

FORMA DE LA PILA EN PLANTA	LARGO / ANCHO DE LA PILA	K_θ					
		0°	10°	15°	20°	30°	45°
Lenticular	1	1	1	1	1	1	1
	2	0.91				1.13	
	3	0.76	0.98	1.02	1.24		
	4	0.76		1.12		1.5	2.02
Perfil hidrodinámico	4	0.86		1.09		1.4	1.97
	4.5					1.36	
Elíptica	2	0.91				1.13	
	3	0.83	0.98	1.06	1.24		
Ojival	4	0.92		1.18			1.51
Oblonga	2	1				1.17	
	3	1	1.02	1.13	1.24		
	4	1		1.15		1.52	
	4.5					1.6	
Rectangular	2	1.11		1.38	1.56	1.65	
	4	1.11		1.72		2.17	2.43
	4.0 (x)	1.11		1.99		2.94	3.28
	4.5						2.09
	6	1.11		2.2		2.69	3.05
	8	1.11		2.23		3.03	3.64
	10	1.11		2.48		3.43	4.16

Fuente: (Manual de Hidrología, 2012 pág. 122)

f) Método de Carsten (1966)

Esta táctica calcula la socavación local en pilas para condiciones en lecho móvil, siendo unas de las pocas ecuaciones que toma en cuenta el efecto del tamaño del sedimento, sin embargo no considera el ángulo de incidencia y la profundidad de equilibrio.

$$\Delta s = 0.546a(N_s - 1.25|N_s - 5.02|)^{5/6}$$

Ecuación (I-22)

$$N_s = \frac{V}{\sqrt{\Delta g D}} ; \Delta = \frac{P_s - P_w}{P_w} = \frac{Y_s - Y_w}{Y_w}$$

Dónde:

N_s = Número del sedimento

Δ = Densidad relativa en relación con el peso específico del agua y sedimento

D = Tamaño del sedimento (m)

g) Método de Maza-Sánchez (1968)

Este método es usado para el cálculo de socavación en pilares, mediante el uso de curvas elaboradas a partir de datos de laboratorio, donde intervienen los parámetros de profundidad de flujo, ancho del pilar, número de Froude y ángulo de ataque con respecto a los pilares.

Tomando en consideración que no es aplicable para suelos granulares y no considere el efecto del tamaño del sedimento.

Procedimiento:

En primer lugar se determina el número de Froude según la ecuación I-8. Y según eso se acordó el factor de corrección para pilas sesgadas.

Si la pila está sesgada con respecto al flujo y $Fr^2 < 0.06$, se trabaja con $fc = 1.0$.

Si la pila está sesgada con respecto al flujo y $Fr^2 \geq 0.06$, se utiliza de la siguiente tabla:

Tabla I-14: Factor de corrección F_c

FACTOR DE CORRECCIÓN F_c				
ϕ	0°	15°	30°	45°
f_c	1	1.25	1.4	1.45

Fuente: (Manual de Hidrología, 2012 pág. 125)

En segundo lugar se determina la relación h_1/a'

Donde a' es la proyección del ancho del pilar con respecto a la dirección del flujo.

Y por último para el cálculo de profundidad de socavación, primero seleccionamos el tipo de gráfico que corresponde a la forma de la pila que se está analizando, para así enlazar el Fr^2 en el eje de las abscisas, luego interponer con la curva h_1/a' y leer en las ordenadas el valor hs/a' , donde despejamos el valor de Δs .

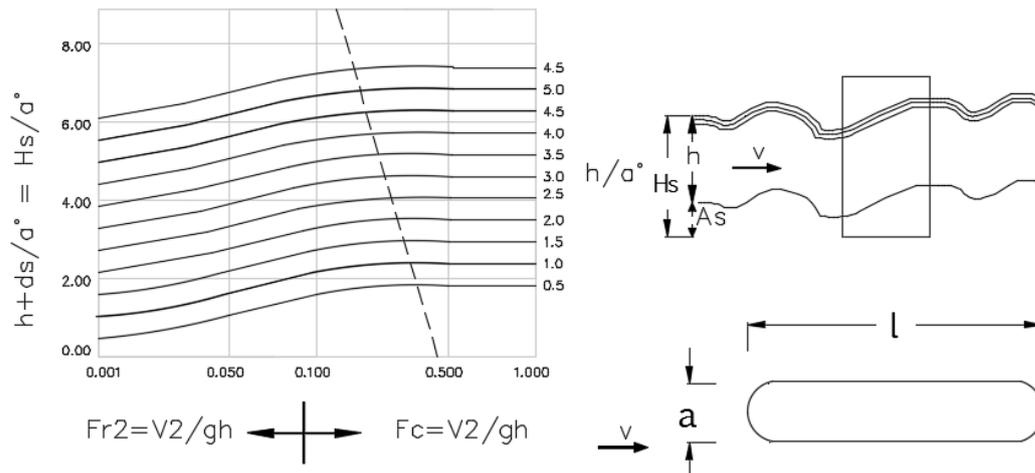
$$\Delta s = Hs - h_1 \quad \text{Ecuación (I-23)}$$

Dónde:

$Hs =$ Profundidad ulterior de la socavación también denominada (m)

$\Delta s =$ Fondo de socavación medida desde el lecho del cauce (m)

Gráfica para pila elongada borde circular



Fuente: (Manual de Hidrología, 2012 pág. 128)

Figura I-12: Grafica para Pila Elongada con Borde Circular

h) Método de Breusers, Nicollet y Shen (1977)

Este método fue inicialmente propuesto por Breusers en 1965 en la cual concreta una ecuación sencilla en la que determina que la socavación en pilares depende únicamente del ancho de la pila mediante la siguiente expresión:

$$\Delta s = 1.4 * a \quad \text{Ecuación (I-24)}$$

En 1977, Nicollet y Shen contribuyen al desarrollo de otro método en la que definen la siguiente ecuación:

$$\Delta a = a * f_1(V/V_c) * f_2 * (h/a) * (forma) * f_3 * f_4(\phi_a^L) \quad \text{Ecuación (I-25)}$$

Calculo de f_1 :

$$f_1\left(\frac{V}{V_c}\right) = 0 \quad ; \text{Para } \frac{V}{V_c} \leq 0.5$$

$$f_1\left(\frac{V}{V_c}\right) = 2\left(\frac{V}{V_c} - 0.5\right) \quad ; \text{Para } 0.5 \leq \frac{V}{V_c} \leq 1.0$$

$$f_1\left(\frac{V}{V_c}\right) = 1.0 \quad ; \text{Para } \frac{V}{V_c} \geq 1.0 \quad (\text{Condición Común})$$

$$V_c = 21 * (R/D_{50})^{1/6} * \sqrt{0.056 * \frac{Y_s - Y_w}{Y_w} * D}$$

Calculo de f_2 :

$$f_2 \left(\frac{h}{a} \right) = 2.0 \operatorname{Tanh} \left(\frac{h}{a} \right); \quad \text{Para valores altos } f_2 \cong 2$$

Calculo de f_3 :

$f_3 = 1.00$ Para pilas circulares o con punta circular

$f_3 = 0.75$ para pilas de forma hidrodinámica

$f_3 = 1.30$ para pilas rectangulares

Calculo de f_4 :

Relacionar en la siguiente grafica el ϕ con la relación l/a para el calculo de factor de corrección $K\phi$

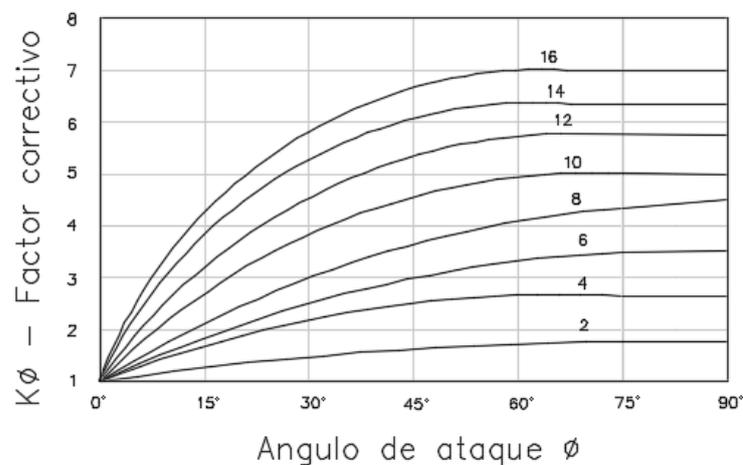


Figura I-13: Factor de corrección $K\phi$

Fuente: (Manual de Hidrología, 2012 pág. 119).

Dónde:

$\Delta s =$ Socavación (m)

$a =$ Ancho del pilar

$V =$ Velocidad media del flujo (m/s)

$V_c =$ velocidad crítica para inicio del movimiento de partículas de fondo (m/s)

$h =$ profundidad inicial del agua (m)

$\phi =$ ángulo de ataque (°)

- l = longitud de la pila (m)
- R = radio hidráulico (m)
- D = diámetro de acorazamiento del cauce=D84 (m)
- Y_w = peso específico del agua (N/m³)
- Y_s = peso específico del suelo (N/m³)

El (Manual de Hidrología, 2012 págs. 113-134), propone diferentes métodos para hallar la socavación en pilares, de acuerdo al tipo de suelo, de acuerdo a la dimensión, de acuerdo al flujo del agua, entre otras.

1.3.2. Análisis de estabilidad

“El daño por estabilidad es principalmente a causa de la falla de la cimentación debido a una alteración del suelo, estas fallas resultan la inclinación del estribos producto del deslizamiento, asentamientos y volteos.” (García Rossell, 2006 pág. 126)

El análisis de estabilidad lo clasificaremos:

1.3.2.1. Deslizamiento

(Alvarado Calderon, 2015) Manifiesta que para zapatas en suelos granulares, la resistencia al deslizamiento depende de la rugosidad de la interface entre la cimentación y el suelo.

La falla por deslizamiento sucede si los efectos de la fuerza debido a los componentes horizontales de la carga exceden la crítica de la resistencia.

Para determinar el deslizamiento tanto en estribos y en pilares, se determina por el método de Aashto, diagnosticando los daños en la superestructura debido a las cargas afectantes y a la socavación producida.

$$F_{SD} = \frac{\text{Fuerzas estabilizadoras}}{\text{Fuerzas desestabilizadoras}} \geq 1.5 \quad \text{Ecuación (I-26)}$$

1.3.2.2. Giro y/o vuelco

(García Rossell, 2006) Expresa que los estribos y muros de sostenimiento deberán ser dimensionados para facilitar la estabilidad ante la falla por capacidad de soporte, volteo o excentricidad y deslizamiento.

Para dar un diagnóstico de la falla de estabilidad de las superestructuras deberemos calcular, la profundidad de la socavación para poder intuir el colapso del puente.

$$F_{SV} = \frac{M. \text{ estabilidad}}{M. \text{ desestabilizadoras}} \geq 1.5 \quad \text{Ecuación (I-27)}$$

1.3.2.3. Capacidad del terreno y/o presión del terreno

(Rivera, 2014) Menciona que existen dos clases de suelos desde el punto de vista de fundación: en primer término los no socavables que son las piedras en general, las que están formadas por la mezcla de arcilla y caliza y en segundo lugar los socavables que son arena, la grava, la arcilla y la greda.

El suelo cede bajo la presión de una carga forzando a sus corpúsculos a que varíen sus distancias y posturas, obteniendo una deformación, la cual será menor siempre y cuando sea mayor la unión de los cuerpos para que mantengan su estructura.

$$\sigma = \frac{Fuerza}{Area} \quad \text{Ecuación (I-28)}$$

1.3.3. Hec - Ras

Hec-Ras (Hydrologic Engineering Center – River Analysis System). El software está en continuo desarrollo. Es un esquema para el análisis de sistemas fluviales, este menester realiza cálculos hidráulicos de cursos naturales o artificiales dependiente del tipo de análisis y de las condiciones que se desean simular ya sea de flujo permanente o no permanente, recordando que flujo permanente se entiende que el flujo no varía con el tiempo y el flujo no permanente es donde ocurren cambios en el caudal de entrada y de salida.

El software cuenta además con los procedimientos de cálculo para simular los efectos hidráulicos debido a estructuras hidráulicas, sin embargo debemos tener en cuenta que una solución calculada en el Hec-Ras no es la única solución real, por lo tanto solo nos muestra un posible resultado.

El sistema nos esclarece una forma de resultados ya sea en forma gráfica o en forma de tablas.

1.3.4. Marco conceptual

Superestructura: Parte de la construcción que encuentra por encima del suelo también puede definirse como proyección de una estructura por encima de su cimentación. (Diccionario de Arquitectura y Construcción)

Subestructura: Tienen como objetivo servir de apoyo a la superestructura y transferir las cargas solicitantes a las cimentaciones y de estas al terreno de cimentación, el cual se distinguen dos tipos: estribos, pilares. (García Rossell, 2006 pág. 2)

Cauce: Lecho de los ríos y arroyos. También se puede definir como conducto descubierto o acequia por donde corren las aguas para riegos u otros usos. (Diccionario de la Real Academia Española)

Estabilidad lateral: Capacidad de una estructura o elemento estructural de resistir las fuerzas laterales sin llegar a volcar, pandear o colapsar. (Diccionario de Arquitectura y Construcción)

Caudal: Cantidad de un fluido que discurre en un determinado lugar por unidad de tiempo. También puede definirse como cantidad de agua que mana o corre. (Diccionario de la Real Academia Española)

Estribo: Parte de una estructura que recibe el empuje de un arco o bóveda. También se puede definir como barra doblada, generalmente en forma de U o W empleada en construcción de hormigón armado o ladrillo. (Diccionario de la Real Academia Española)

Pilar: Elemento vertical y algunas veces con una leve inclinación, que funcionan como un sustentable, con la particularidad de encontrarse libre con respecto a la estructura, el cual recibe las cargas verticales para transitarlas a los cimientos. (Diccionario de Arquitectura y Construcción)

Avenida: Se denomina avenida a un incremento considerable y en ocasiones repentino de un curso de agua. (Diccionario de la Real Academia Española)

Material Granular: Cualquier tipo de material gravoso, limo o arena, enormemente poroso pero sin coherencia ni plasticidad alguna. (Diccionario de Arquitectura y Construcción)

Erosión: Es el desgaste que se produce en la superficie de un cuerpo por la acción de agentes externos (como el viento o el agua) o por la fricción continua de otros cuerpos. La erosión forma parte de lo que se conoce como ciclo geográfico, que abarca los cambios que sufre. (Diccionario de la Real Academia Española)

1.4. Formulación del problema

1.4.1. Problema general

¿Cómo influye la socavación en el análisis de estabilidad de la subestructura de puentes – Caso puente Nicolás Dueñas de la ciudad de Lima en el 2017?

1.4.2. Problema específico

¿Cómo influye la socavación general en el análisis de estabilidad de la subestructura de puentes - Caso puente Nicolás Dueñas de la ciudad de Lima en el 2017?

¿De qué manera interviene la socavación en estribos en el análisis de estabilidad de la subestructura de puentes - Caso puente Nicolás Dueñas de la ciudad de Lima en el 2017?

¿En qué forma incide la socavación en pilares en el análisis de estabilidad de la subestructura de puentes - Caso puente Nicolás Dueñas de la ciudad de Lima en el 2017?

1.5. Justificación del estudio

El presente trabajo investigación nos da a conocer distintas propuestas de solución para calcular la profundidad máxima de socavación, con base a esto podemos mejorar la subestructura ante dicho fenómeno que estaría pasando el puente Nicolás Dueñas en el distrito de Lima en el 2017.

En cuanto a la práctica: Nos permitirá ver el estado actual del puente Nicolás dueñas y calcularemos cual es la profundidad máxima de socavación en dicho punto para un periodo esperado, para así analizar la estabilidad. Y dar a pie una posible resultado de socavación que podría presentar diferentes puentes que tengan interacción con el rio Rimac; ya que en cada año en épocas de crecidas el peligro del colapso está encubierto, debido a las fuerzas de arrastre y la erosión originadas por el flujo de agua que van deteriorando las bases de estas estructuras, que al verse afectadas repetitivamente año tras año por estos caudales produciría la inestabilidad del puente que en un tiempo determinado desencadenaría en el colapso.

En cuanto a la sociedad: Permitirá el funcionamiento óptimo de la vía, para que el puente se encuentre operativo permanentemente el cual nos dará la seguridad que el tránsito entre distritos no sea interrumpido por tiempos prolongados, ya que la reparación de la estructura toma tiempos considerables.

1.6. Hipótesis

1.6.1. Hipótesis general

- La socavación de la subestructura del puentes influye en el análisis de estabilidad - Caso puente Nicolás Dueñas de la ciudad de Lima en el 2017.

1.6.2. Hipótesis específico

- La socavación general influye en el análisis de estabilidad de la subestructura de puentes - Caso puente Nicolás Dueñas de la ciudad de Lima en el 2017.
- La socavación en estribos interviene en el análisis de estabilidad de la subestructura de puentes - Caso puente Nicolás Dueñas de la ciudad de Lima en el 2017.
- a socavación en pilares incide en el análisis de estabilidad de la subestructura de puentes - Caso puente Nicolás Dueñas de la ciudad de Lima en el 2017.

1.7. Objetivo

1.7.1. Objetivo general

- Determinar la influencia de la socavación de la subestructura de puentes en el análisis de estabilidad -Caso puente Nicolás Dueñas de la ciudad de Lima en el 2017.

1.7.2. Objetivo específico

- Calcular la influencia de la socavación general en el análisis estabilidad de la subestructura de puentes - Caso puente Nicolás Dueñas de la ciudad de Lima en el 2017.

- Analizar la intervención de la socavación en estribos en el análisis estabilidad de la subestructura de puentes en el análisis de estabilidad – Caso puente Nicolás Dueñas de la ciudad de Lima en el 2017.
- Demostrar la incidencia de la socavación en pilares en el análisis de estabilidad de la subestructura de puentes – Caso puente Nicolás Dueñas de la ciudad de Lima en el 2017.

II. METODO

2.1. Diseño de investigación

2.1.1. Método de investigación

(Maraví Lindo, 2009 pág. 58) Manifiesta que el método científico es la estrategia general de la investigación, ya que conduce al desarrollo de la inspiración para poder alcanzar un cierto fin propuesto basándose en reglas como: formulación del problema, luego proponer conjeturas bien definidas, seguidamente someter las hipótesis a contratación dura y finalmente preguntarse el porqué de la respuesta es como es. Bajo estas consideraciones, el presente trabajo se clasifica de **método científico**.

2.1.2. Tipo de investigación

(Pittet, 2013 pág. 5) El tipo aplicada busca conocer, actuar, construir y modificar una realidad problemática, en la cual está más interesada en la aplicación del problema para resolverla que en desarrollo de un conocimiento de valor universal.

Bajo dichas indicaciones podemos determinar que el **tipo de investigación es aplicada**, de tal manera que el tema es una realidad que está atravesando diferentes puentes que cruzan el río Rímac.

2.1.3. Nivel de investigación

(Hernández Sampieri, y otros, 2014 pág. 98) Indica que el nivel explicativo se enfoca en explicar por qué ocurre un fenómeno y en qué condiciones se manifiesta, o porque se relacionan dos o más variables. En consecuencia esta investigación es de **nivel Explicativo**.

2.1.4. Diseño de investigación

(Hernández Sampieri, y otros, 2014 pág. 152) Refiere que el diseño no experimental de corte transversal da inicio al estudio de los fenómenos tal como se den en su ambiente natural para finalmente ser analizado. En base a esta definición esta investigación es un diseño **no experimental** de corte transversal.

2.2. Variables Operacionales

2.2.1. Variables

V1: Socavación

V2: Análisis de estabilidad

2.2.2. Operacionalización de las variables

Tabla II-1: Operacionalización de las variables

OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES				
Variable	Definición conceptual	Definición operacional	Dimensiones	Indicadores
Socavación	Fenómeno natural producido por la fuerza del caudal.	Determinar la profundidad de la socavación total y seleccionar una defensa para la subestructura.	Socavación General	<ul style="list-style-type: none"> • Parámetros referidos al cauce • Parámetros Hidráulicos • Parámetros Geométricos
			Socavación en estribos	<ul style="list-style-type: none"> • Parámetros referidos al cauce • Parámetros Hidráulicos • Parámetros Geométricos
			Socavación total	<ul style="list-style-type: none"> • Parámetros referidos al cauce • Parámetros Hidráulicos • Parámetros Geométricos
Análisis de estabilidad	Análisis de las estructuras a causa de los empujes: pasivo, activo, del suelo, la sobrecarga y finalmente del tablero	Determinar los factores hidráulicos que ponen en riesgo un posible volteo y deslizamiento, para poder ser analizados.	Desplazamiento	<ul style="list-style-type: none"> • Deslizamiento en el pilar por el método de Aashto • Deslizamiento en el estribo por el método de Aashto • Daños en la subestructura debido al deslizamiento
			Giro	<ul style="list-style-type: none"> • Revisión por vuelco en el estribo por el método de Aashto • Revisión por vuelco en el estribo por el método de Aashto • Daños en la subestructura debido al deslizamiento
			Capacidad del terreno	<ul style="list-style-type: none"> • Cargas transmitidas por la cimentación • Calculo de presiones transmitidas al terreno • Daños transmitidas en la subestructura cuando la presión excede la capacidad del terreno

2.3. Población y muestra

2.3.1. Población

(Hernández Sampieri, y otros, 2014 pág. 63) Indica que el objetivo de la población es el conjunto de sujetos de una clase definida de personas, eventos u objetos que constituye el universo de la investigación.

Esto quiere decir que el problema de la investigación está referido a una población específica el cual debe situarse de acuerdo a sus características de contenido, lugar y tiempo.

La población está conformada por 5 puentes que cruzan sobre el río Rímac en el distrito de Lima, debido al vetusto que son considerados:

- Puente Nestor Gambetta
- Puente Elmer Faucett
- Puente Bella Unión
- Puente Nicolas Dueñas
- Puente Caqueta

2.3.2. Muestra

Según (Maraví Lindo, 2009 pág. 191) define que la muestra es el subconjunto de individuos o parte representativa de eventos del universo de estudio y/o población que es accesible a la observación del investigador.

Por ello la muestra viene a ser una parte de la población, con el propósito de estudiar las características particulares de la población en la cual se aplicara un muestreo no probabilístico.

Por consiguiente la muestra para evaluar el estudio de socavación de la subestructura y análisis de estabilidad, está conformada por el puente Nicolás Dueñas del distrito de Lima

2.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad.

2.4.1. Técnica

Según (Maraví Lindo, 2009 pág. 28) define que la técnica de observación consiste en observar atentamente el fenómeno, hecho o caso, tomar información y registrarla para su posterior análisis.

Bajo estas consideraciones se tiene en cuenta que la investigación se denomina técnica de observación directa de los hechos.

2.4.2. Instrumento

(Mendoza Castillo, 2014 pág. 6) Manifiesta que el instrumento es el mecanismo que usa el investigador para recolectar y registrar la información.

Por lo tanto el presente trabajo de investigación tendrá como instrumento una ficha de recolección de datos formulado por el investigador.

2.4.3. Validez

El instrumento que se utiliza para la investigación será sometido a juicio de expertos, en este caso será evaluado por tres ingenieros civiles especializados en hidráulica y en puentes. Teniendo como rango:

Tabla II-2: Rangos de magnitud de validez

Rango	Confiabilidad (Dimensión)
0.81-1	Muy alta
0.61-0.80	Alta
0.41 -0.60	Media
0.21 -0.40	Baja
0-0.20	Muy baja

Fuente: (Palella Stracuzzi, y otros, 2012 pág. 169)

2.4.4. Confiabilidad

La confiabilidad es la ausencia del error, para determinar la estabilidad de la medición sustancial que sea revisado por expertos del campo. Según (Palella Stracuzzi, y otros, 2012 pág. 164) menciona que para establecer un nivel de confiabilidad valida, es tener en cuenta un buen instrumento para así con ello hacer uso la técnica de Crobach.

En base a ello se determina y a la revisión de la ficha de investigación y se establece la siguiente tabla:

Tabla II-3: Coeficiente de valides por juicio de expertos

VALIDEZ	EXPERTO 1	EXPERTO 2	EXPERTO 3	PROMEDIO
FICHA DE INVESTIGACIÓN	0.79	0.86	0.92	0.86
INDICE DE VALIDEZ				0.86

Fuente: Elaboración propia

2.5. Método de análisis de datos

Con el fin de reunir los criterios adecuados para conocer las características de la subestructura del puente Nicolás Dueñas, se realizara el estudio en las siguientes etapas:

- ✓ Recopilación de la información: comprende la recolección, evaluación y análisis de la documentación existente como cartografía, pluviométrica e hidrométrica en el área de estudio.
- ✓ Trabajos de campo: consiste en un recorrido por la cuenca en estudio para su evaluación y observación de las características, relieve y aspectos hidráulicos, morfo-hidrológicos de los mismos, así como la granulometría del material del lecho
- ✓ Fase de gabinete: consiste en el procesamiento, análisis y determinación de los parámetros hidráulicos.

1.8. Aspectos éticos

El presente trabajo abarca citas que se encuentran dentro de la referencia bibliográfica, asimismo se utiliza el programa Turnitin para confirmar que el presente trabajo de investigación cuente con autenticidad.

III. ANALISIS Y RESULTADOS

3.1. Descripción de la zona de estudio

El puente Nicolás Dueñas cruza el río Rímac que comunican ambas márgenes y conecta la vía del Distrito de San Martín Porras y el Cercado de Lima. El área de estudio se encuentra políticamente en:

Tabla III-1: Ubicación geográfica de la zona de estudio

DEPARTAMENTO	Lima
PROVINCIA	Lima
DISTRITO	Cercado de Lima
INTERSECCIÓN	Av. Canadá con Nicolás Dueñas
UBICACIÓN GEOGRÁFICA	Longitud Oeste: 77° 3'56.10" Latitud Sur: 12° 2'5.36" Altitud: 92 msnm

Fuente: (Google Earth)

Recopilación de información

El presente trabajo de investigación se realizó con apoyo de un conjunto de normas e informes técnicos, Las cuales son las siguientes:

- ✓ Norma E.050 Suelos y Cimentaciones
- ✓ Norma E.060 Concreto Armado
- ✓ Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje – Ministerio de transportes y comunicaciones MTC
- ✓ Manual de diseño de puentes – Ministerio de transportes y comunicaciones MTC

En el trabajo de campo se realizó la inspección en el cual se ha verificado estado situacional del puente, subestructura de los estribos y pilar intermedio.



Fuente: Elaboración propia

Figura III-1: Vista de desmante y relleno sanitario apilado cerca al estribo derecho.



Fuente: Elaboración propia

Figura III-2: Panorama del pilar intermedio del puente

Se observa que las vigas de concreto se encuentran en regular estado, el puente presenta vibraciones cuando pasan las unidades de transporte pesado, del mismo modo se observa la calzadura de la zapata del pilar intermedio debido a efectos de la socavación.



Fuente: Elaboración propia

Figura III-3: Vía auxiliar colapsada debajo del puente

Se verifica que el tramo de la vía auxiliar de paso vehicular que contaba con un ancho de calzada de 5m, ubicada debajo del puente, ha colapsado por efecto del Fenómeno del Niño Costero, acontecido en el mes de Marzo del presente año.

3.2. Ensayos

3.2.1. Cartográfica

Se dispuso de la siguiente información cartográfica, proveniente del Instituto Geográfico Nacional IGN

Cartas Nacionales 25-i Esc: 1/1 000 000

Mapa vial del Perú Esc: 1/2 000 000

En donde se puede observar planos de la cartografía de la zona con curvas de nivel y la delimitación del área de estudio. (Revisar Anexo 7.4).

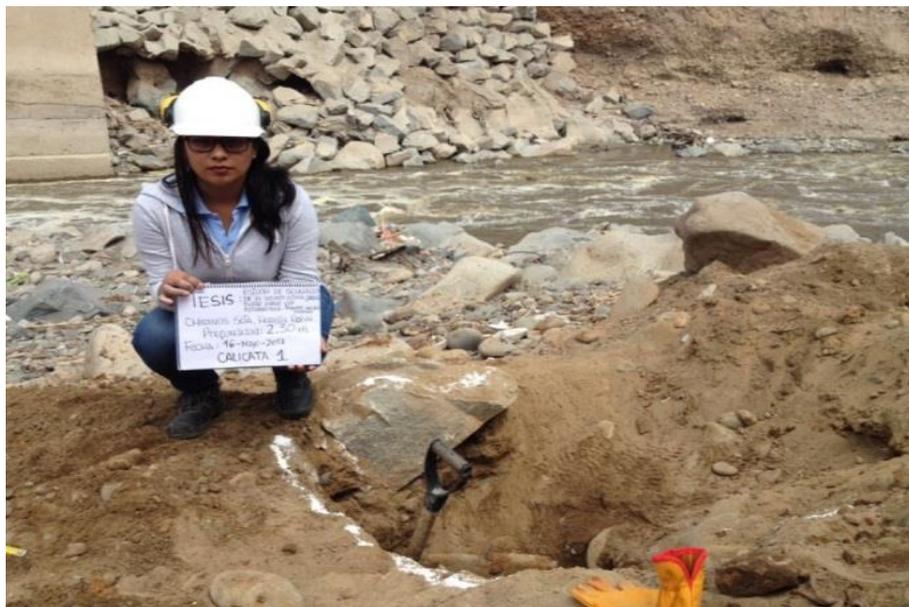
3.2.2. Suelos

En la presente sección se describen las investigaciones geotécnicas de campo efectuadas llevada a cabo bajo las consideraciones de la Norma Técnica E.050 Suelos y Cimentaciones, con el fin de determinar las características geotécnicas del área. Estos trabajos consistieron en la revisión de la información geotécnica disponible y la ejecución de excavación de dos calicatas y toma de muestras representativas para ensayos de laboratorio. Para evaluar los parámetros geotécnicos de los materiales de fundación de subestructura del puente, se tomaron muestras para realizar ensayos en el laboratorio de mecánica de suelos y asfalto de la Universidad Ricardo Palma en la ciudad de Lima.

Para caracterizar los materiales superficiales del área de Estudio se efectuó 02 calicatas, la cual fue ejecutada manualmente a cielo abierto. La calicata C-1 alcanzó una profundidad de 2.30 m, no encontrándose nivel freático y la calicata C-2 alcanzo una profundidad de 1.90 m, no encontrándose nivel freático.

Los materiales encontrados en la excavación a cielo abierto presentan homogeneidad a lo largo de las cuatro caras de la excavación, encontrándose en los primeros metros hasta una profundidad aproximada de 0.80 m, rellenos no controlados conformados por materiales finos plásticos blandos con presencia de restos de raíces orgánicas, luego a profundidades de 1.90 y 2.30 se verificó la presencia de un suelo no conglomerado con predominio grava con

regular porcentaje de arena, siendo grava de canto rodado sub redondeadas sin restos orgánicos ni marinos, teniendo regular contenido de humedad de color gris oscuro.



Fuente: Elaboración propia

Figura III-4: Ejecución de calicatas



Fuente: Elaboración propia

Figura III-5: Muestra de suelo

Las muestras obtenidas, son llevadas al Laboratorio de Mecánica de Suelos y Asfalto de la Universidad Ricardo Palma ubicada en la ciudad de Lima.

El cual se llevara a cabo dos ensayos importantes que son el ensayo de granulometría por tamizado (ASTM C136) y el ensayo por corte directo (ASTM D3080-90).

Análisis granulométrico por tamizado

El análisis granulométrico en los suelos fue realizado para evaluar la distribución del tamaño de partículas de los materiales de relleno existente y de los materiales que subyacen y que serán afectados por el bulbo de presiones generado por las cargas de las estructuras involucradas.

Estándar de clasificación

Muestra: M1

Progresiva: 0+70

Profundidad: 2.30m

Según las normas NTP 399.127 – 399.128 – 399.129 – 399.131 – 300.150. De los resultados de los análisis granulométricos evidénciales en el anexo 7.5.1. Las muestras extraídas se han determinado que el material de fundación presenta un contenido de arenas de 36.59%, de limos/arcillas de 2.27%.

Podemos observar que el % retenido acumulado en la malla N°200 es más del %50% por ende se concluye que la muestra ensaya es un suelo de partículas gruesas.

Según el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS), se define que la muestra se clasifica dentro del grupo de las Grava debido a que más de la mitad de la fracción gruesa es retenida en la malla N° 4, con un porcentaje retenido de 61.14%. Siendo un tipo de Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena, con poco o nada de finos “GP”.

Tabla III-2: Simbología de suelos

DIVISIONES MAYORES		SIMBOLO	DESCRIPCIÓN
		SUCS	
SUELOS GRANULARES	Grava y suelos gravosos	GW	Grava bien graduada
		GP	Grava mal graduada
		GM	Grava limosa
		GC	Grava arcillosa
	Aren y suelos arenosos	SW	Arena bien graduada
		SP	Arena mal graduada
		SM	Arena limosa
		SC	Arena arcillosa
SUELOS FINOS	LIMOS Y ARCILLAS (LL<50)	ML	Limo inorgánico de baja plasticidad
		CL	Arcilla inorgánica de baja plasticidad
		OL	Limo orgánico o arcilla orgánica de baja plasticidad
	LIMOS Y ARCILLAS (LL>50)	MH	Limo inorgánico de alta plasticidad
		CH	Arcilla inorgánica de alta plasticidad
		OH	Limo orgánico o arcilla orgánica de alta plasticidad
SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS		PT	Turba y otros suelos altamente orgánicos

Ficha técnica

Fuente: (RNE- E-050 SUELOS Y CIMENTACIONES, 2010)

- D50 = De acuerdo con la curva granulométrica el 50% del tamaño de la muestra es inferior del tamiz 3/4", por lo que el diámetro es aproximadamente 19mm.
- Dm = De acuerdo con la curva granulométrica el 50 % del tamaño de la muestra es inferior del tamiz 3/4", por lo que el diámetro medio es aproximadamente $1.25 \times (19\text{mm}) = 23.75\text{m}$
- Ys = Peso específico del suelo 2.77 tn/m³
- Yw = Peso específico del agua 1 to/m³

Ensayo de corte directo

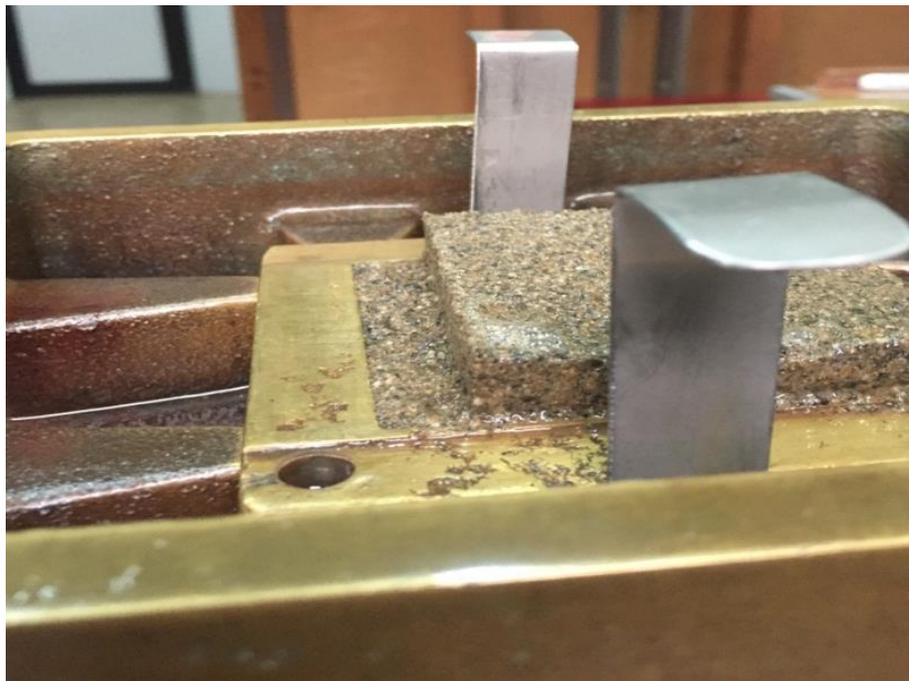
El propósito del ensayo de corte, es determinar la resistencia de la muestra de suelo, sometidas a fatigas y/o deformaciones que simulen las que existen o existirán en terreno producto de las aplicaciones de una carga.

Para conocer las resistencias en laboratorio se usa el aparato de corte directo, de sección cuadrada dividida horizontalmente en dos mitades, en ella se

coloca dos piedras porosas, cada uno se coloca en el extremo de la muestra, se aplica una carga vertical de confinamiento (P_v) y luego una carga horizontal (P_h) creciente que origina el desplazamiento de la mitad móvil de la caja originando el corte de la muestra.

El ensayo realizado induce a la falla, el cual se puede ver reflejado en los resultados de laboratorio determinado en el anexo 7.5.2. En ella se podrá observar dos esfuerzos:

- Esfuerzo normal (σ_n)
- Esfuerzo cortante (τ)



Fuente: Elaboración propia

Figura III-6: Ensayo de corte directo

Según la figura III-6, podemos visualizar el resultado del ensayo de corte directo donde muestra la deformación horizontal, realizadas bajo la norma ASTM D3080.

Según los resultados obtenidos tenemos como resumen:

Tabla III-3: Información para el desarrollo del corte directo

Tipo de exploración	Calicata
N° de exploración	C-1
N° de muestra	M-1 (Tamizada por la malla N° 4)
Profundidad del nivel freático (m)	N.P
Profundidad del estrado (m)	2.3
Velocidad del ensayo (mm/min)	0.9
Altura de la muestra (cm)	2
Lado de la muestra (cm)	6
Estado de la muestra	Remodelada
Condición de ensayo	Humedecida

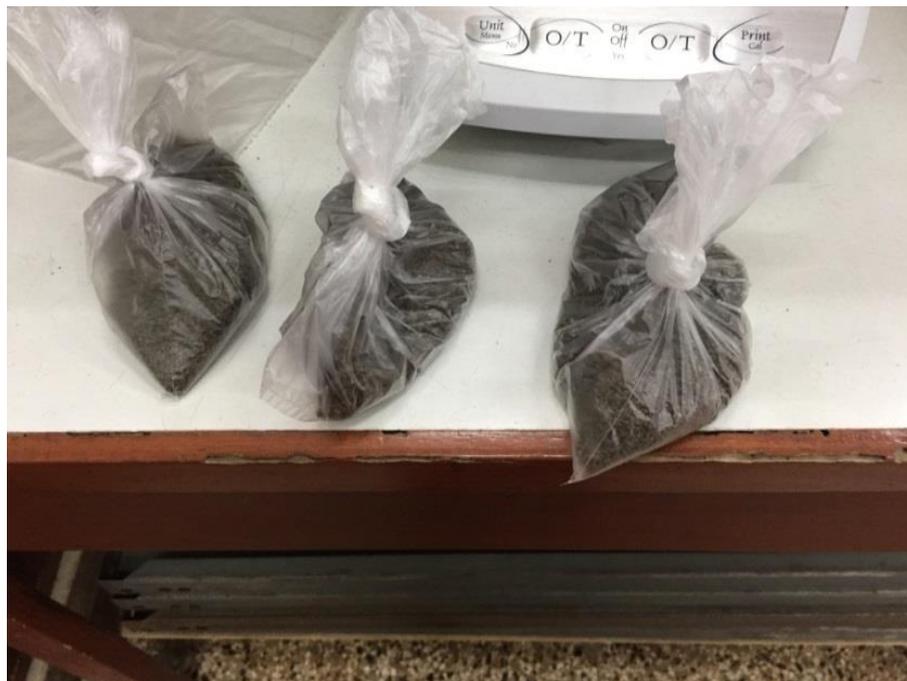
Fuente: Ensayo de laboratorio

Tabla III-4: Resultados de parámetros de resistencia

ESFUERZO NORMAL (Kg/cm²)	0.50	1.00	2.00	0.00
CONDICIONES INICIALES				
Contenido de humedad (%)	8.17	8.19	8.11	-
Peso específico (gr/cc)	2.00	2.00	2.00	-
Peso específico seco (gr/cc)	1.85	1.85	1.85	-
Grado de saturación (%)	45.41	45.52	45.18	-
ASENTAMIENTO DESPUES DE LA S/C (%)	-1.620	-2.226	-3.240	0.000
CONDICIONES FINALES				
Contenido de humedad (%)	17.05	16.82	15.79	-
PARAMETROS DE RESISTENCIA				
Esfuerzos cortante (Kg/cm ²)	0.28	0.61	1.29	0.00
Cohesión (Kg/cm ²)				0.00
Angulo de fricción (°)				32.35
PARAMETROS DE RESISTENCIA RESIDUAL				
ESFUERZO CORTANTE (Kg/cm ²)	0.28	0.59	1.23	-
COHESIÓN (Kg/cm ²)				0.00
ANGULO DE FRICCIÓN (°)				30.68

Fuente: Ensayo de laboratorio

En el ensayo de corte directo se comenzó separando la muestra para obtener un mínimo de tres muestras idénticas, el cual debe efectuarse de tal manera que la pérdida de humedad sea diminuta.



Fuente: Elaboración propia

Figura III-7: Muestras para el ensayo de corte directo

En la tabla III-4 podemos observar que tenemos como resultado que tanto en parámetros de resistencia residual como en parámetros de resistencia obtendremos un esfuerzo cortante de 0.28 kg/cm^2 para 0.50 Kg/cm^2 de esfuerzo normal; una cohesión de 0.00 para ambos casos y un diferente resultado en el ángulo de fricción, de 32.35 para parámetros de resistencia y de 30.68 para parámetros de resistencia residual. Visualizadas en el anexo 7.5.2.

De este mismo las tres muestras separadas observadas en la figura III-7 son ensayadas en el equipo de corte directo en donde tendremos como resultado el esfuerzo cortante vs la deformación horizontal y la deformación vertical vs la deformación horizontal. Ver anexo 7.5.2.



Fuente: Elaboración propia

Figura III-8: Equipo de corte directo

3.2.3. Estudio Hidrológico

Para realizar el Estudio Hidrológico se dispuso de información meteorológica otorgada por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI), el cual está compuesto por datos de registros históricos de caudales por año, para así determinar el caudal de diseño del Puente Nicolás Dueñas.

Respecto a la información de precipitaciones pluviales obtenidas del SENAMHI, se puede mencionar que estas se presentan con mayor frecuencia durante los meses de verano, es decir, entre Diciembre a Abril; pero con mayor intensidad entre los meses de Enero y Marzo. Y los restos de los meses del año con menor intensidad

En el marco de los sucesos del Fenómenos del niño Costero se vieron afectadas las subestructuras de los puentes que cruzan el Rio Rímac, esto debido a la creciente del Rio en consecuencias a las precipitaciones pluviales ocurridas en la parte alta de la zona.

Caudal de diseño

Para determinar el caudal de diseño, previamente se ha realizado de las funciones de distribución, los datos históricos de registro de caudales de la estación de Chosica que se ajustan a la función de la distribución de Gumbel, por lo que los caudales de diseño son determinados a través del Método de Gumbel.

Según los datos obtenidos por Senamhi (Ver anexo 7.5.3.) podemos visualizar los caudales históricos desde el año 1967 hasta el 2011.

Se puede apreciar anexo 7.5.3 que en 44 años de registros el Rio Rímac no presenta caudales regulares, siendo así el máximo caudal de 200.073 m³/s durante el año de 1997-1998 y el mínimo caudal de 31.323 m³/s durante el año de 2010-2011.

A partir de los datos obtenidos, se procede al cálculo de caudal de diseño para periodos de retorno de 20, 40, 50, 100, 150, 200 y 500 años.

Se ha considerado el periodo de retorno en función a la vida útil y riesgo admisible, tal como recomienda el (Manual de Hidrología, 2012 pág. 25)

De los datos obtenidos, determinaremos el caudal de diseño, el cual utilizaremos el Método de Gumbel para el cálculo de caudal para diferentes tiempos de retorno.

Tabla III-5: Caudales Máximos de la estación Chosica

N	Q m3/sg	(Qi- Qm)	N	Q m3/sg	(Qi- Qm)
1	95.6	379.57	21	56.659	3413.3
2	128	166.86	22	182.213	4506.51
3	115.4	0.1	23	168.198	2821.26
4	124	79.52	24	89.101	675.04
5	106.6	71.95	25	127.497	154.12
6	126	119.19	26	90.153	621.48
7	124	79.52	27	200.073	7223.39
8	123	62.69	28	164.226	2415.09
9	101.1	195.51	29	127.255	148.17
10	132	286.2	30	125.652	111.71
11	76.2	1511.85	31	88.774	692.14
12	108	50.16	32	163.003	2296.38
13	157.3	1782.32	33	101.373	187.95
14	0	13243.98	34	99.182	252.83
15	154.2	1530.18	35	117.83	7.55
16	186.5	5100.46	36	128.638	183.75
17	73.937	1692.95	37	101.601	181.75
18	85.233	890.99	38	154.327	1540.13
19	61.309	2891.59	39	123.085	64.04
20	84.75	920.06	40	31.33	7014.48

Fuente: Elaboración propia

- ❖ Cálculo del promedio de caudales (Q_m): Es la suma de los caudales ($\sum Q$) dividido entre el número de años del registro (N)

$$Q_m = \frac{\sum Q}{N} \quad \text{Ecuación (III-1)}$$

$$Q_m = 115.082 \quad \text{m3/seg}$$

- ❖ Cálculo de la desviación estándar de los caudales (σQ) : Es la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los caudales ($\sum Q_i^2 - N Q_m^2$), dividido entre el número de años de registro menos 1 ($N - 1$)

$$\sigma Q = \sqrt{\frac{\sum Q_i^2 - N Q_m^2}{N - 1}} \quad \text{Ecuación (III-2)}$$

$$\sigma Q = 41.000 \quad \text{m3/seg}$$

- ❖ Cálculo de los coeficientes según la siguiente tabla:

Tabla III-6: Valores de Y_n , YQ_n en función de N

Valores de Y_n , YQ_n en función de N		
N	\bar{y}_N	σ_N
8	0.4843	0.9043
9	0.4902	0.9288
10	0.4952	0.9497
20	0.52355	1.06283
30	0.53622	1.11238
40	0.54362	1.14132

Fuente: Hidrología (Villon , 2002)

Se toma el valor $N = 40$ años

Tabla III-7: Valores de N según la tabla N° 7

N	Y_n	S_n
40	0.54362	1.14132

Fuente: Hidrología (Villon , 2002)

Se obtiene la ecuación de caudales máximos

$$Q_{max} = 115.082 - \frac{41.00}{1.1432} (0.54362 - \ln T) \quad \text{Ecuación (III-3)}$$

Tabla III-8: Resultados de caudal máximo para diferente T (periodo de retorno)

20	$Q_{max} =$	203.176	m3/seg
40	$Q_{max} =$	228.077	m3/seg
50	$Q_{max} =$	236.094	m3/seg
100	$Q_{max} =$	260.995	m3/seg
150	$Q_{max} =$	275.562	m3/seg
200	$Q_{max} =$	285.897	m3/seg
500	$Q_{max} =$	318.815	m3/seg

Fuente: Elaboración propia

✓ Cálculo de coeficiente ϕ en base al periodo de retorno:

$$\phi = 1 - \frac{1}{T}$$

Ecuación (III-4)

Tabla III-9: Calculo de ϕ

$\phi_{20} =$	0.95
$\phi_{40} =$	0.98
$\phi_{50} =$	0.98
$\phi_{100} =$	0.99
$\phi_{150} =$	0.99
$\phi_{200} =$	1.00
$\phi_{500} =$	1.00

Fuente: Elaboración propia

✓ Cálculo de intervalo de confianza

En la tabla III-9 se observa que el coeficiente ϕ es mayor que 0.90, por ende se utiliza la siguiente ecuación:

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14 X Qq}{Qn}$$

Ecuación (III-5)

$$\Delta Q = 40.955 \text{ m}^3/\text{seg}$$

A partir del cálculo por el Método de Gumbel obtendremos el Caudal de diseño para diferentes periodos de retorno:

Tabla III-10: Caudal de diseño para diferentes T

T	Qmax	Qmin
20	244.131	162.221
40	269.032	187.122
50	277.049	195.139
100	301.950	220.040
150	316.517	234.607
200	326.852	244.942
500	359.770	277.860

Fuente: Elaboración propia

Coeficiente de Manning

Para determinar el coeficiente de Manning se ha estimado en base a las visitas de campo lo cual presenta las características físicas y granulométricas de los materiales del lecho, para las condiciones esperadas al paso de los caudales de avenidas.

Para su selección se utilizó el método de Cowan.

Tabla III-11: Calculo del coeficiente de Manning

CALCULO DEL COEFICIENTE DE MANNING (n)			
Cauce principal		Márgenes del río	
n Básico (Grava Gruesa)	0.028	n Básico (Grava Gruesa)	0.028
Vegetación (Baja)	0.005	Vegetación (Media)	0.010
Forma (Gradual)	0.000	Forma (Gradual)	0.000
Irregularidad (Menor)	0.005	Irregularidad (Menor)	0.005
Obstrucción (Despreciable)	0.000	Obstrucción (Despreciable)	0.000
Sub total	0.038	Sub total	0.043
Alineamiento (k) (Menor)	1.000	Alineamiento (k) (Menor)	1.000
Total (K*n'')	0.0380	Total (K*n'')	0.0430
Valor Adoptado	0.038	Valor Adoptado	0.043

Fuente: Elaboración propia

3.3. Análisis

3.3.1. Influencia de la socavación general en el análisis estabilidad

Para fines de estimación con el objetivo de determinar la influencia de la socavación general en el análisis de estabilidad es usual adoptar un criterio conservador que se basa en el cálculo de la máxima profundización posible del lecho, bajo una condición hidráulica.

Para hacer uso de los diferentes métodos de socavación, determinaremos la condición de forma de socavación:

El fundamento teórico para la condición de la forma de socavación, menciona que si la velocidad media del flujo V_1 aguas arriba del punto donde acontece la socavación es menos que la velocidad crítica V_c , entonces presentaría condiciones de socavación en aguas claras, y si fuera contradictorio entonces se presentaría condiciones de socavación en lecho móvil.

Agua clara --> $V_1 < V_c$

Lecho móvil --> $V_1 > V_c$

❖ Velocidad media del flujo aguas arriba del puente (V_1)

$$V_1 = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * S^{1/2}$$

Dónde:

Área hidráulica (A) = 398.84 m²

Perímetro mojado (P) = 198.67 m

Coefficiente de Manning (n) = 0.038

Pendiente (S) = 0.0026 m/m

$$R = A/P \gg R = 2.01 \text{ m}$$

$$V_1 = \frac{1}{0.038} * (2.01)^{\frac{2}{3}} * (0.0026)^{\frac{1}{2}} \gg V_1 = 2.14 \text{ m/s}$$

❖ Velocidad crítica para el inicio del movimiento de las partículas V_c

$$V_c = 6.19h_1^{1/6} * D_{50}^{1/3}$$

Dónde:

Profundidad promedio aguas arriba (h_1) = 2.86

Diámetro correspondiente al 50% en la curva granulométrica (D_{50}) = 0.019m

$$V_c = 6.19(2.86)^{1/6} * (0.019)^{\frac{1}{3}} \gg 1.97 \text{ m/s}$$

Bajo los resultados obtenidos: $V_1 = 2.14 \text{ m/s} > V_c = 1.97 \text{ m/s}$ podemos asegurar que la corriente está transportando sedimentos aguas arriba del puente. Esto quiere decir que el río Rímac presentaría condiciones de socavación en lecho móvil, corroborado en épocas de crecidas.

Para efectos del cálculo de la socavación general y obtener un resultado conservador, se propone tres métodos:

Cálculo del método de Lischtván – Levediev:

Datos iniciales:

❖ Parámetros geotécnicos:

- ✓ Diámetro medio $D_m = 23.75 \text{ mm}$
- ✓ Periodo de retorno $TR = 500 \text{ Años}$
- ✓ Tipo de suelo $G_p = \text{Grava mal graduada}$

❖ Parámetros Hidráulicos:

- ✓ Caudal de diseño $Q_d = 359.77 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ Profundidad promedio inicial $h = 2.53 \text{ m}$
- ✓ Ancho de la superficie libre del flujo $B = 33 \text{ m}$
- ✓ Área hidráulica $A = 398.84 \text{ m}^2$
- ✓ Perímetro mojado $P = 198.67 \text{ m}$
- ✓ Radio Hidráulico $R = 2.01 \text{ m}$

❖ Condiciones:

- ✓ Flujo subcritico ($FR < 1$) $FR = 0.6 \text{ CUMPLE}$
- ✓ Condición de equilibrio ($V_r = V_e$) 2.987 CUMPLE

❖ Parámetro admisible:

- ✓ Coeficiente de frecuencia (β) $(\beta) = 1.056$
 $(\beta) = 0.7929 + 0.0973 \text{Log}(Tr)$

Exponente variable en función del D_m (z)

$$Z = 0.394557 - 0.4136 \text{Log}(D_m) - 0.00891 \text{Log}(D_m^2) \quad Z = 0.321$$

❖ Velocidad:

- ✓ Coeficiente de Sección $(\alpha) = 3.412$

$$\alpha = \frac{Q_d}{B * R^{5/3}}$$

❖ Socavación

- ✓ Velocidad Media Real (V_r) $V_r = 2.987 \text{ m/s}$

$$V_r = \frac{\alpha * h^{5/3}}{H_s}$$

- ✓ Velocidad erosiva de suelos granulares $V_e = 2.987 \text{ m/s}$

$$V_e = 0.68 * \beta * Dm^{0.28} * H_s^z$$

❖ Socavación (Δs)

- ✓ Profundidad de socavación (H_s) $H_s = 5.367 \text{ m}$

$$H_s = \left(\alpha * \frac{h^{\frac{5}{3}}}{0.68 * \beta * Dm^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+z}}$$

- ✓ Socavación Δs $\Delta s = 2.84 \text{ m}$

$$\Delta s = H_s - h$$

Cálculo del método de Staub:

Datos iniciales:

❖ Parámetros hidráulicos

- ✓ Caudal de diseño $Q_d = 359.77 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ Profundidad promedio inicial $h = 2.53 \text{ m}$
- ✓ Ancho de la superficie libre del flujo $B = 33 \text{ m}$
- ✓ Ancho de la superficie libre del flujo en la sección aguas arriba del puente $B_1 = 71.19 \text{ m}$
- ✓ Profundidad promedio aguas arriba $h_1 = 2.86 \text{ m}$

❖ Parámetros geométricos

- ✓ Numero de pilas (N) $N = 1.00 \text{ Und}$
- ✓ Ancho de pilas (a) $a = 1.50 \text{ m}$

❖ Socavación (Δs)

- ✓ Profundidad de socavación (H_s) $H_s = 4.685 \text{ m}$

$$H_s = (B_1/B)^{0.642} * h_1$$

- ✓ Socavación (Δs) $\Delta s = 2.20 \text{ m}$

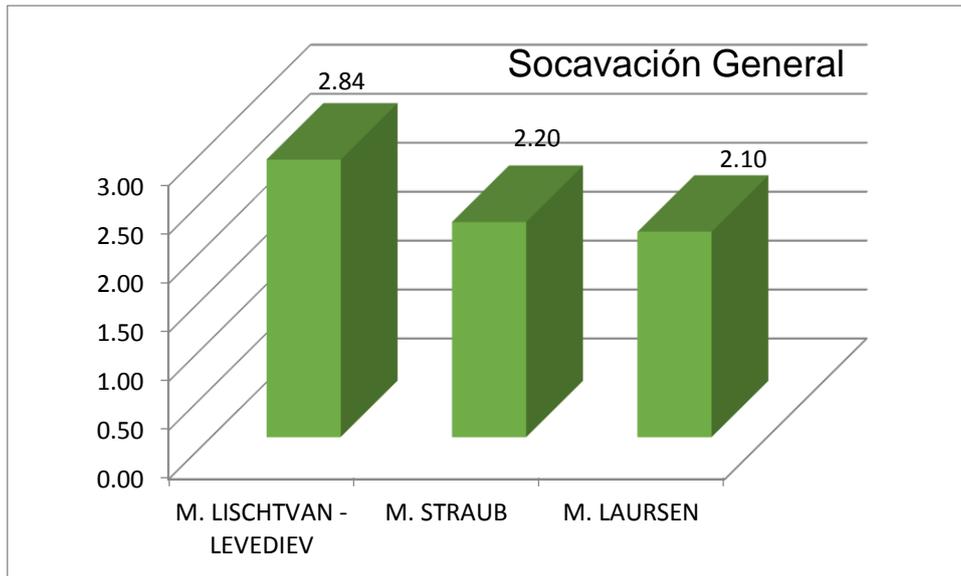
$$\Delta s = H_s - h$$

Cálculo del método de Laursen:

Datos iniciales:

- ❖ Parámetros hidráulicos
 - ✓ Caudal de diseño $Q_d = 359.77 \text{ m}^3/\text{s}$
 - ✓ Profundidad promedio inicial $h = 2.53 \text{ m}$
 - ✓ Ancho de la superficie libre del flujo $B = 33 \text{ m}$
 - ✓ Ancho de la superficie libre del flujo en la sección aguas arriba del puente $B_1 = 71.19 \text{ m}$
 - ✓ Profundidad promedio aguas arriba $h_1 = 2.86 \text{ m}$
- ❖ Parámetros geométricos
 - ✓ Numero de pilas (N) $N = 1.00 \text{ Und}$
 - ✓ Ancho de pilas (a) $a = 1.50 \text{ m}$
 - ✓ Exponente para el modo de transporte del material del fondo $K_1 = 0.64$
- ❖ Socavación (Δs)
 - ✓ Profundidad de socavación (H_s) $H_s = 4.678 \text{ m}$
 - $$H_s = h_1 * \left(\frac{Q_d}{Q_1}\right)^{6/7} * \left(\frac{B_1}{B}\right)^{K_1}$$
 - ✓ Socavación (Δs) $\Delta s = 2.10 \text{ m}$
 - $$\Delta s = H_s - h$$

Teniendo como resumen de resultados:



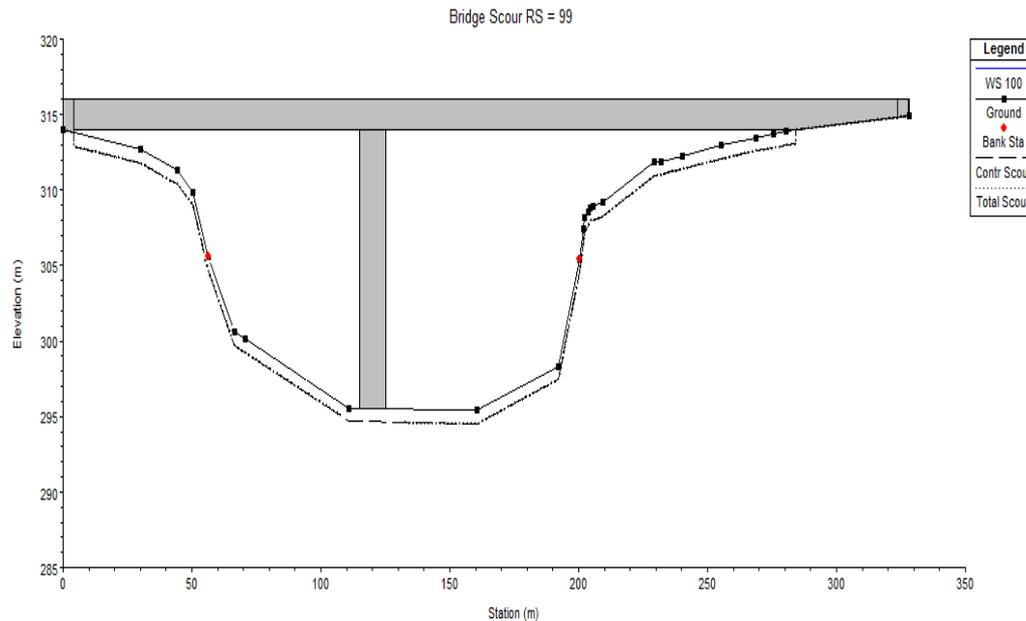
Fuente: Elaboración propia

Figura III-9: Resultados de socavación general

Para estimar el valor de la socavación general mediante ecuaciones semi-empíricas es sustancial considerar el diámetro característico del lecho y el caudal de diseño.

En la gráfica se percibe disimilitudes apreciables entre los resultados obtenidos, con valores que varían en un rango de 0.10 a 0.64 dado que los métodos consideran diferentes condiciones iniciales y son desarrollados con diferentes parámetros, por ello resulta necesario diferenciar los fundamentos teóricos de cada método; la mayoría de parámetros que intervienen en el proceso de socavación es el procedimiento de Lischtvan – Levediev siendo la ecuación más empleada en nuestro país nos da un resultado de 2.84 metros.

Analizando la socavación con respecto a la estabilidad del puente podemos decir que el puente es propenso a sufrir una inestabilidad a causa de la socavación, debido a una erosión evidente que sufriría el río oportuno por el cauce natural, afectando principalmente el pilar intermedio.



Fuente: Elaboración propia

Figura III-10: Socavación General

3.3.2. Intervención de la socavación en estribos en el análisis estabilidad

El estribo del margen derecho vista desde aguas arriba no presentaba socavación en in situ, debido a que el ancho natural del cauce del río, fue reducido para la construcción de una vía auxiliar que cruza debajo del puente, sin embargo, en marzo del presente año se generó un colapso de la vía debido al fenómeno del niño costero, originando una inestabilidad y ante ello se hace un estudio de socavación:

Cálculo del método de Froehlich

Datos iniciales:

❖ Parámetros hidráulicos

- ✓ Caudal de diseño $Q_d = 359.77 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ Profundidad promedio inicial $h = 2.53 \text{ m}$
- ✓ Velocidad media del flujo aguas arriba $V = 2.93 \text{ m/s}$
- ✓ N° de Froude aguas arriba $FR_1 = 0.45$
- ✓ Aceleración de la gravedad $g = 9.8 \text{ m/s}^2$

❖ Parámetros geométricos

- ✓ Longitud del estribo que obstruye al flujo $L'' = 1.20 \text{ m}$
- ✓ Angulo de inclinación $\theta = 90^\circ$

❖ Parámetros adimensionales

- ✓ Factor de corrección K1
 - Estribos de pared vertical ($K_1=1$) 1.00
- ✓ Factor de corrección K2
 - $\theta < 90^\circ$, estribo inclinado aguas abajo
 - $\theta > 90^\circ$, estribo inclinado aguas arriba
 - $\theta = 90^\circ$, estribo perpendicular al flujo

$$K_2 = \left(\frac{\theta}{90}\right)^{0.13} \quad K_2 = 1.00$$

❖ Socavación (Δs)

- ✓ Socavación (Δs) $\Delta s = 5.09 \text{ m}$

$$\Delta s = 2.27 * K_1 * K_2 * (L'')^{0.43} * h^{0.57} * F_R^{0.61} + h$$

Cálculo del método de Artamanov

Datos iniciales:

❖ Parámetros hidráulicos

- ✓ Caudal de diseño $Q_d = 359.77 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ Profundidad promedio inicial $h = 2.53 \text{ m}$
- ✓ Velocidad media del flujo aguas arriba $V = 2.93 \text{ m/s}$
- ✓ Profundidad promedio aguas arriba $h_1 = 2.86 \text{ m}$

❖ Parámetros geométricos

- ✓ Longitud del estribo que obstruye al flujo $L'' = 1.20 \text{ m}$
- ✓ Angulo de inclinación $\theta = 90^\circ$

❖ Parámetros adimensionales

- ✓ Coeficiente de corrección K_θ 1.00 ($k_\theta = 1, \theta = 90$)
- ✓ Coeficiente de corrección k_m 1.00 ($k_m = 1$, Pared Vertical)
- ✓ Coeficiente de corrección k_q 2.00

❖ Socavación (Δs)

- ✓ Profundidad de socavación (H_s) $H_s = 5.72 \text{ m}$
 $H_s = K_\theta * K_q * K_m * h_1$
- ✓ Socavación: $\Delta s = 3.19 \text{ m}$
 $\Delta s = H_s - h$

Cálculo del método de Liu Chang y Skinner

Datos iniciales:

❖ Parámetros hidráulicos

- ✓ Caudal de diseño $Q_d = 359.77 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ Velocidad media del flujo aguas arriba $V = 2.93 \text{ m/s}$
- ✓ Profundidad promedio aguas arriba $h_1 = 2.86 \text{ m}$
- ✓ N° de Froude aguas arriba $FR_1 = 0.45$
- ✓ Aceleración de la gravedad $g = 9.8 \text{ m/s}^2$

❖ Parámetros geométricos

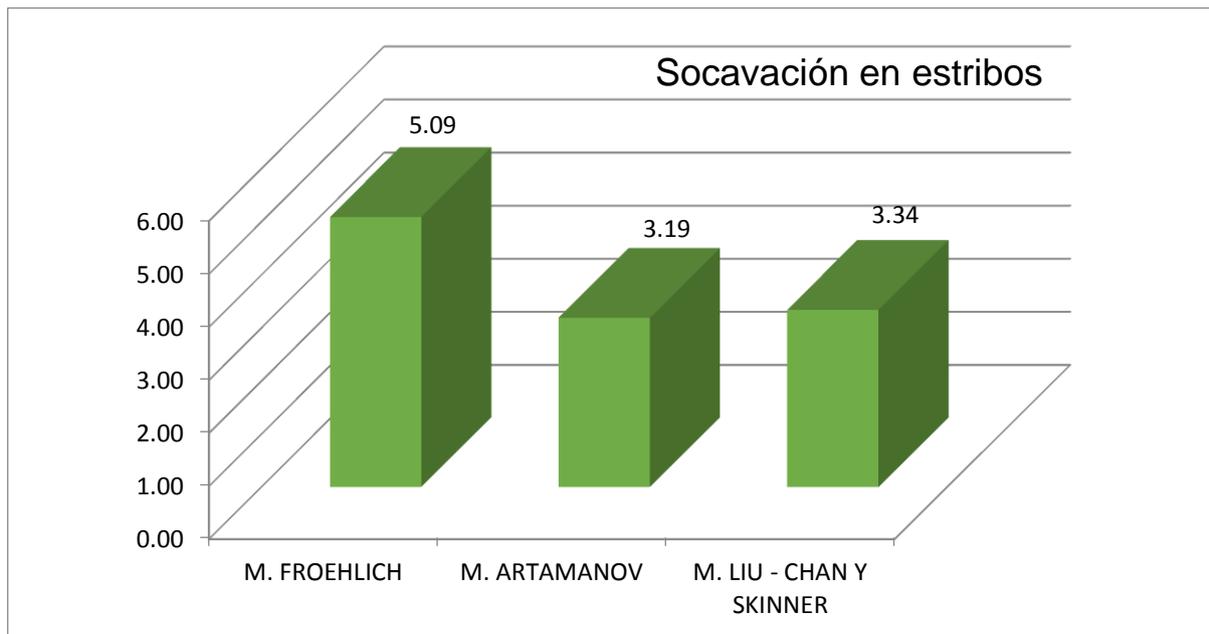
- ✓ Longitud del estribo que obstruye al flujo $L' = 1.20 \text{ m}$
- ✓ Ángulo de inclinación $\theta = 90^\circ$

❖ Socavación (Δs)

- ✓ Pared vertical $\Delta s / h_1 = 1.17$

$$\frac{\Delta s}{h_1} = 2.15 \left(\frac{L'}{h_1} \right)^{0.4} * FR_1^{0.33} \quad \Delta s = 3.34 \text{ m}$$

De los resultados obtenidos tenemos:



Fuente: Elaboración propia

Figura III-11: Resultados de socavación en es estribos

En la gráfica se observa diferencias notables entre los resultados obtenidos, con valores que varían en un rango de 0.15-1.19 dado que los métodos consideran diferentes condiciones iniciales y son desarrollados con diferentes parámetros, tomando un resultado conservador de 5.09 m de profundidad en estribos por el método de Froehlich.

3.3.3. La incidencia de la socavación en pilares en el análisis de estabilidad.

Considerando que el puente Nicolás Dueñas presenta dos apoyos intermedios y un pilar central el cual, esta subestructura es más propensa a sufrir el fenómeno de socavación al pasar de los años, debido a que interrumpe el cauce principal, y ante este fenómeno ya originado se presenta diversos métodos para precisar la máxima profundización para un periodo de retorno de 500 años.

Cálculo del método de la Universidad Estatal de Colorado

Datos iniciales:

- ❖ Parámetros hidráulicos
 - ✓ Caudal de diseño $Q_d = 359.77 \text{ m}^3/\text{s}$
 - ✓ Velocidad media del flujo aguas arriba $V = 2.93 \text{ m/s}$
 - ✓ Profundidad promedio aguas arriba $h_1 = 2.86 \text{ m}$
 - ✓ N° de Froude aguas arriba $FR_1 = 0.45$
 - ✓ Profundidad promedio inicial $h = 2.53 \text{ m}$
- ❖ Parámetros geométricos
 - ✓ Ancho del pilar $a = 1.50 \text{ m}$
 - ✓ Longitud del pilar $L = 23 \text{ m}$
 - ✓ Angulo de ataque del flujo en pilas $\theta = 0.00$
- ❖ Parámetros Geotécnicos
 - ✓ Diametro correspondiente al 50% $D_{50} = 0.019 \text{ m}$
- ❖ Parametros adicionales
 - ✓ Factor de corrección por la forma nariz del pilar (k_1) 0.900 (Triangular)
 - ✓ Factor de corrección por ángulo de ataque flujo (k_2) 1.00 (Angulo = 0)
 - ✓ Factor de corrección por condición de lecho (K_3) 1.10 Condición Lecho móvil
 - ✓ Factor de corrección por acorazamiento (K_4) 1.00
- ❖ Socavación (Δs) $\Delta s = 2.64 \text{ m}$

$$\Delta s = 2.00 * K_1 * K_2 * K_3 * K_4 * a^{0.65} * h_1^{0.35} * F_{R1}^{0.43}$$

Cálculo del método de Froehlich

Datos iniciales:

❖ Parámetros hidráulicos

- ✓ Caudal de diseño $Q_d = 359.77 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ Velocidad media del flujo aguas arriba $V = 2.93 \text{ m/s}$
- ✓ Profundidad promedio aguas arriba $h_1 = 2.86 \text{ m}$
- ✓ N° de Froude aguas arriba $FR_1 = 0.45$
- ✓ Profundidad promedio inicial $h = 2.53 \text{ m}$

❖ Parámetros geométricos

- ✓ Ancho del pilar $a = 1.50 \text{ m}$
- ✓ Longitud del pilar $L = 23 \text{ m}$
- ✓ Angulo de ataque del flujo en pilas $\theta = 0.00$

❖ Parámetros Geotécnicos

- ✓ Diametro correspondiente al 50% $D_{50} = 0.019 \text{ m}$

❖ Parámetros en sección

- ✓ Proyección del ancho del pilar respecto a la dirección del flujo $(a') = 1.50 \text{ m}$
 $(a') = L * \sin \theta + a * \cos \theta$
- ✓ Factor de corrección $\Phi = 0.70$ (Pila triangular)

❖ Socavación (Δs)

$$\Delta s = 2.07 \text{ m}$$

$$\Delta s = 0.32\Phi(a')^{0.62} * h_1^{0.47} * FR_1^{0.22} * D_{50}^{-0.09} + a$$

Cálculo del método de Laursen y Toch

Datos iniciales:

- ❖ Parámetros hidráulicos
 - ✓ Caudal de diseño $Q_d = 359.77 \text{ m}^3/\text{s}$
 - ✓ Profundidad promedio inicial $h = 2.53 \text{ m}$
- ❖ Parámetros Geométricos
 - ✓ Ancho del pilar $a = 1.50 \text{ m}$
 - ✓ Longitud del pilar $L = 23 \text{ m}$
 - ✓ Angulo de ataque del flujo en pilas $\theta = 0.00$
- ❖ Parámetros en sección
 - ✓ Coeficiente de forma de nariz del pilar $K_f = 0.78$
 - ✓ Coeficiente que depende de relación $K_g: (h/a) = 1.00$
 - ✓ Proyección del ancho del pilar
Respecto a la dirección del flujo $(a') = 1.50 \text{ m}$
 $(a') = L * \sin \theta + a * \cos \theta$
- ❖ Socavación (Δs) $\Delta s = 3.28 \text{ m}$
 $\Delta s = K_f * K_g * a$

Cálculo del método de Neil

Datos iniciales:

- ❖ Parámetros hidráulicos
 - ✓ Caudal de diseño $Q_d = 359.77 \text{ m}^3/\text{s}$
 - ✓ Velocidad media del flujo aguas arriba $V = 2.93 \text{ m/s}$
 - ✓ Profundidad promedio aguas arriba $h_1 = 2.86 \text{ m}$
 - ✓ N° de Froude aguas arriba $FR_1 = 0.45$
 - ✓ Profundidad promedio inicial $h = 2.53 \text{ m}$
- ❖ Parámetros geométricos
 - ✓ Ancho del pilar $a = 1.50 \text{ m}$
 - ✓ Longitud del pilar $L = 23 \text{ m}$
 - ✓ Angulo de ataque del flujo en pilas $\theta = 0.00$
- ❖ Parámetros en sección
 - ✓ Proyección del ancho del pilar
Respecto a la dirección del flujo $(a') = 1.50 \text{ m}$
 $(a') = L * \sin \theta + a * \cos \theta$
- ❖ Socavación (Δs) $\Delta s = 2.73 \text{ m}$
 $\Delta s = 1.5 * a'^{0.7} * h_1^{0.3}$

Cálculo del método de Larras

Datos iniciales:

- ❖ Parámetros hidráulicos
 - ✓ Caudal de diseño $Q_d = 359.77 \text{ m}^3/\text{s}$
 - ✓ Profundidad promedio inicial $h = 2.53 \text{ m}$
- ❖ Parámetros Geométricos
 - ✓ Ancho del pilar $a = 1.50 \text{ m}$
 - ✓ Longitud del pilar $L = 23 \text{ m}$
 - ✓ Angulo de ataque del flujo en pilas $\theta = 0.00$
- ❖ Parámetros en sección
 - ✓ Factor de corrección por la forma de nariz de pilar $K_f = 0.56$ Nariz triangular
 - ✓ Factor de corrección por el angulo de ataque del flujo $K_\theta = 1.11$ Angulo $\theta = 0$
- ❖ Socavación (Δs)
$$\Delta s = 1.05 * a^{0.7} * K_\theta^{0.75} * K_f$$

 $\Delta s = 0.84 \text{ m}$

Cálculo del método de Maza Sanchez

Datos iniciales:

❖ Parámetros hidráulicos

- ✓ Caudal de diseño $Q_d = 359.77 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ Velocidad media del flujo aguas arriba $V = 2.93 \text{ m/s}$
- ✓ Profundidad promedio aguas arriba $h_1 = 2.86 \text{ m}$
- ✓ Aceleración de la gravedad $g = 9.8 \text{ m/s}^2$
- ✓ Profundidad promedio inicial $h = 2.53 \text{ m}$

❖ Parámetros geométricos

- ✓ Ancho del pilar $a = 1.50 \text{ m}$

❖ Parámetros adimensionales

- ✓ Ancho de la pila proyectada $(a') = 1.50$
- ✓ Angulo de ataque del flujo en pilas $\theta = 0.00$
- ✓ Factor de corrección de pilas sesgadas $f_c = 1.00$
- ✓ Numero de Froude FR_2 $FR_2 = 0.31$

$$FR_2^2 = f_c * \frac{V^2}{g * h_1}$$

❖ Socavación (Δs)

Para el cálculo de la socavación se relaciona FR_2 en el eje de las abcisas y el valor de h_1/a en el eje de las ordenadas según la figura I-12

Relacionando ambos parámetros, obtenemos $H_s/a' = 3$, Entonces:

$$H_s = 3a' = 4.5 \text{ m}$$

$$\Delta s = H_s - h \qquad \Delta s = 1.97 \text{ m}$$

Cálculo del método de Breusers, Nicollet y Shen

Datos iniciales:

❖ Parámetros hidráulicos

- ✓ Caudal de diseño $Q_d = 359.77 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ Profundidad promedio inicial $h = 2.53 \text{ m}$
- ✓ Area hidráulica $A = 398.84 \text{ m}^2$
- ✓ Perimetro mojado $P = 198.67 \text{ m}$
- ✓ Radio hidráulico $R = 2.01 \text{ m}$
- ✓ Velocidad media del flujo aguas arriba $V = 2.93 \text{ m/s}$

❖ Parámetros geométricos

- ✓ Ancho del pilar $a = 1.50 \text{ m}$
- ✓ Anulo de ataque del flujo en pilas $\theta = 0.00^\circ$

❖ Parámetros Geotécnicos

- ✓ Diámetro medio $D_m = 0.019 \text{ m}$
- ✓ Diámetro característico del sedimento (D84) $D = 0.0313 \text{ m}$
- ✓ Peso específico del agua $\gamma_w = 1.00 \text{ n/m}^3$
- ✓ Peso específico de la partícula $\gamma_s = 2.77 \text{ N/m}^3$

❖ Parámetros adimensionales

- ✓ $F_1(V/V_c) = 0$; Para $V/V_c \leq 0.5$
 $F_1(V/V_c) = 2(V/V_c - 0.5)$; Para $0.5 \leq V/V_c \leq 1.0$
 $F_1(V/V_c) = 1.0$; Para $V/V_c \geq 1.0$ $F_1 = 1.00$
- ✓ Factor de corrección (F2) $F_2 = 1.80$
 $F_2(h/a) = 2.0 \cdot \text{Tanh}(h/a)$
- ✓ Factor de corrección (F3) $F_3 = 0.75$ Pilar hidrodinámica
- ✓ Factor de corrección (F4) $F_4 = 1.11$

❖ Socavación (Δs)

- ✓ Velocidad crítica para el inicio del movimiento de las partículas V_c

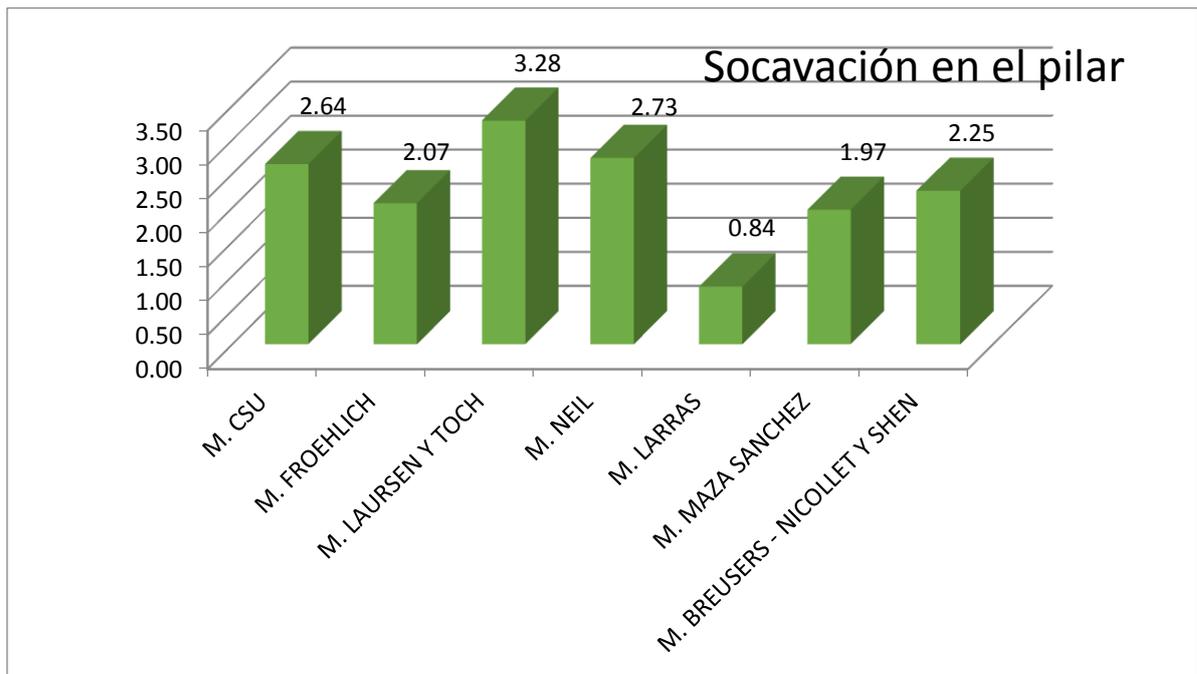
$$V_c = 21 * \left(\frac{R}{D_{50}}\right)^{1/6} * \sqrt{0.056 \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_w} * D} \quad V_c = 2.54 \text{ m/s}$$

- ✓ Relación (V/Vc) $V/V_c = 1.15$

- ✓ Socavación $\Delta s = 2.25 \text{ m}$

$$\Delta s = a f_1 \left(\frac{V}{V_c}\right) f_2 \left(\frac{h}{a}\right) f_3(\text{Forma}) f_4(Q_a^L)$$

Ante los distintos resultados se obtiene:



Fuente: Elaboración propia

Figura III-12: Resumen de resultados de socavación en el pilar

En la gráfica se observa diferencias notables entre los resultados obtenidos, con valores que varían en un rango de 0.28 a 1.23 dado que los métodos consideran diferentes condiciones iniciales y son desarrollados con diferentes parámetros, el método de Laursen y Toch nos da un resultado de 3.28m siendo el resultado más conservador a simple vista, pero sin embargo en este caso el método de CSU utiliza en su ecuación parámetros relacionados a los factores que afectan el pilar intermedio teniendo un valor de 2.64 m.

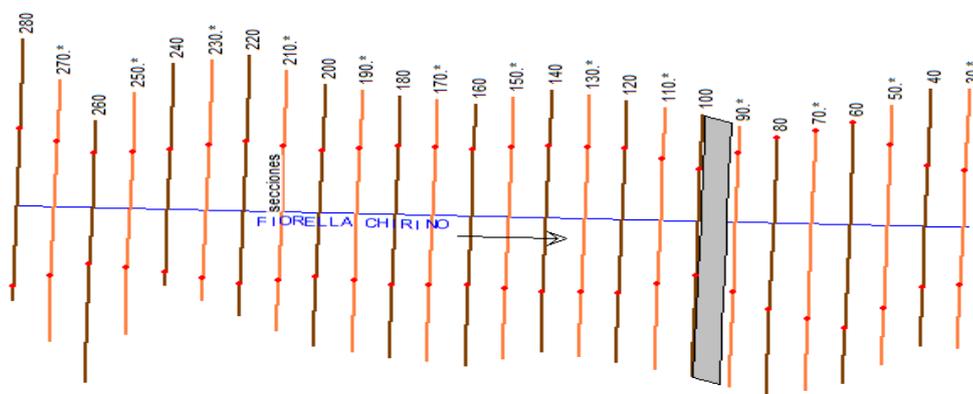
3.3.4. Determinación de la socavación de la subestructura de puentes en el análisis de estabilidad

Recordando que la socavación total es la suma de la socavación general y la socavación local. En los ítem 1.8.1. y 1.8.2 se determina diferentes métodos para el cálculo, el cual era indispensable los valores de todos los parámetros hidráulicos necesarios para determinar la socavación y para ello se realizó un modelamiento hidráulico en el software HEC-RAS elegido por ser capaz de realizar el cálculo de todos los parámetros necesarios.

Dicho programa no solo determina los parámetros necesarios, si no también cálculos de socavación.

En primer lugar se ingresa los componentes de datos geométricos en el cual se establece la conectividad en el sistema de un río y es representado por un esquema donde se representan el eje de río siguiendo el sentido positivo del flujo.

En este componente se podrán definir todas aquellas características referentes al contorno y estructuras del río como secciones transversales, estructuras, puentes y alcantarillas. Luego de la importación se ilustra el esquema de los datos geométricos para el modelamiento hidráulico del puente Nicolás Dueñas

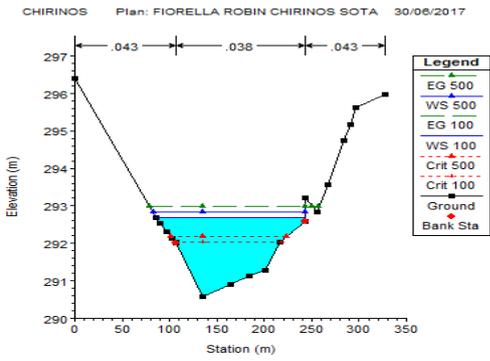


Fuente: Elaboración propia

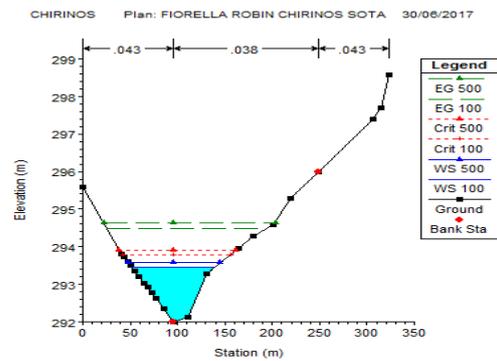
Figura III-13: Esquema Hidráulico importado al Hec-Ras

En segundo lugar, en la opción Cross Section analizamos las secciones transversales, aquella que define las condiciones geométricas del borde del cauce. Se deben contar con tantas secciones como sean necesarias ya que a más secciones se consigue una adecuada definición geométrica del tramo a modelar.

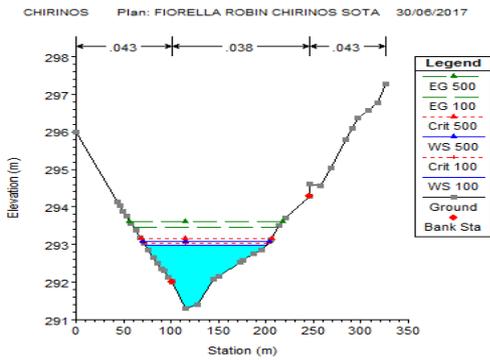
Para las secciones transversales importadas, Hec-Ras enumera las 26 secciones ascendentemente de aguas abajo hacia aguas arriba con la siguiente numeración, 20, 30, 40, 50, 60, 70, 80, 90, 100, 110, 120, 130, 140, 150, 160, 170, 180, 190, 200, 210, 220, 240, 250, 260 de acuerdo con la progresiva de longitud del cauce.



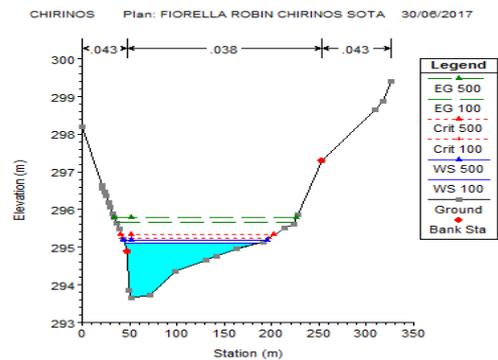
Fuente: Elaboración propia
 Figura III-14: Sección 20



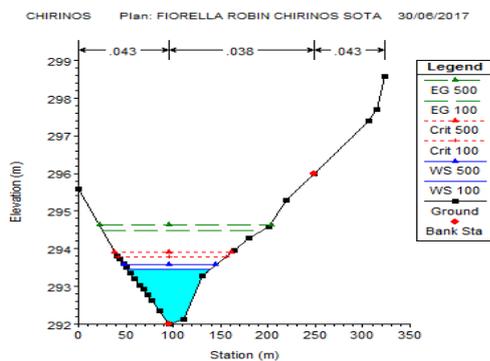
Fuente: Elaboración propia
 Figura III-17: Sección 50



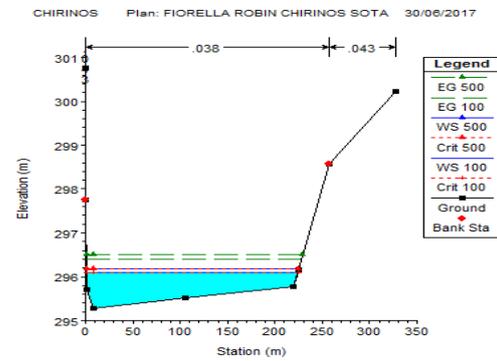
Fuente: Elaboración propia
 Figura III-15: Sección 30



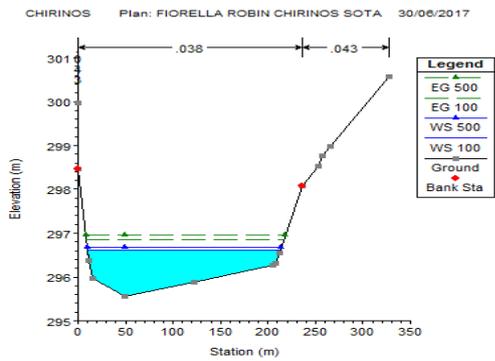
Fuente: Elaboración propia
 Figura III-18: Sección 60



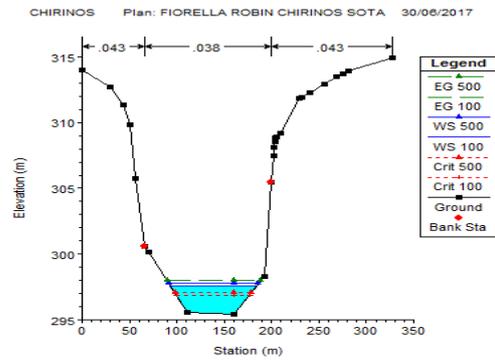
Fuente: Elaboración propia
 Figura III-16: Sección 40



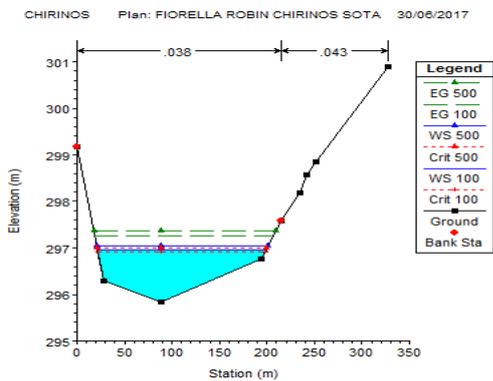
Fuente: Elaboración propia
 Figura III-19: Sección 70



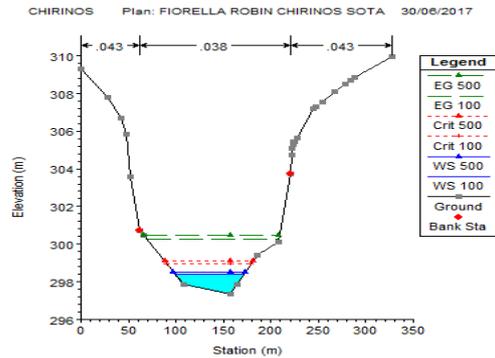
Fuente: Elaboración propia
 Figura III-20: Sección 80



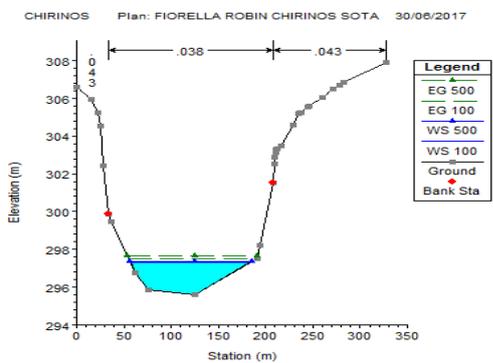
Fuente: Elaboración propia
 Figura III-23: Sección 110



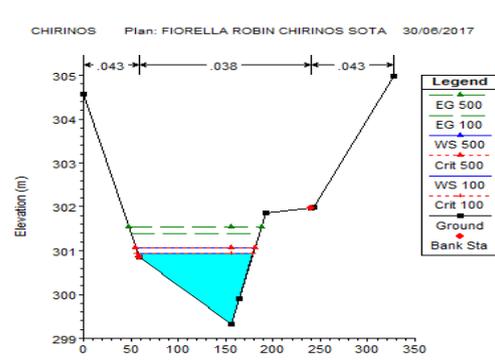
Fuente: Elaboración propia
 Figura III-21: Sección 90



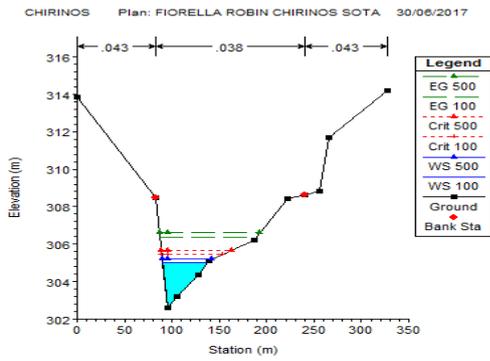
Fuente: Elaboración propia
 Figura III-24: Sección 120



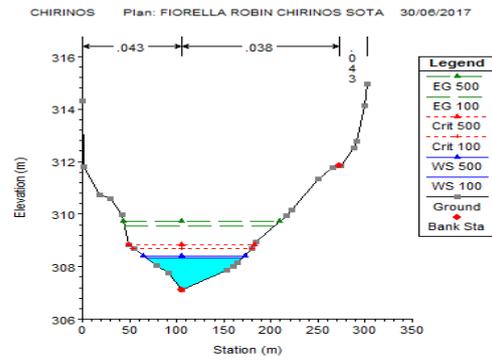
Fuente: Elaboración propia
 Figura III-22: Sección 100



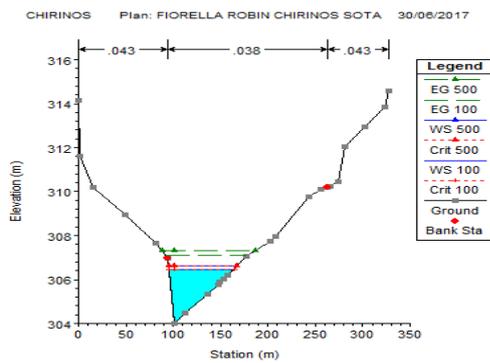
Fuente: Elaboración propia
 Figura III-25: Sección 130



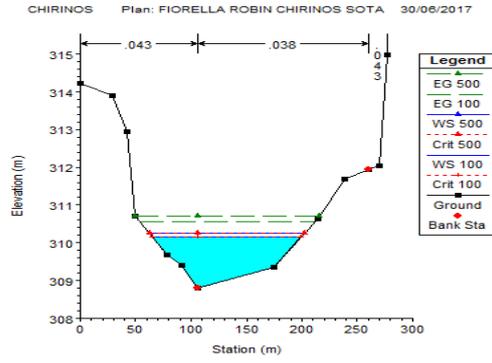
Fuente: Elaboración propia
 Figura III-32: Sección 200



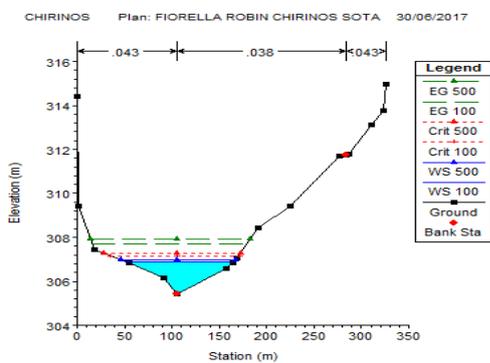
Fuente: Elaboración propia
 Figura III-35: Sección 230



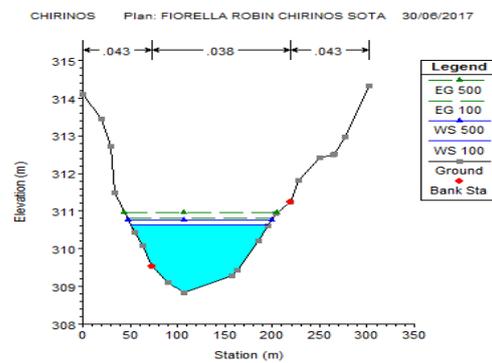
Fuente: Elaboración propia
 Figura III-33: Sección 210



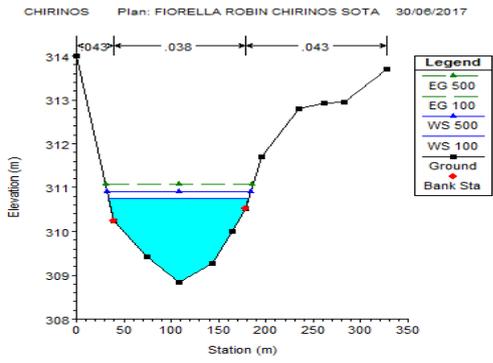
Fuente: Elaboración propia
 Figura III-36: Sección 240



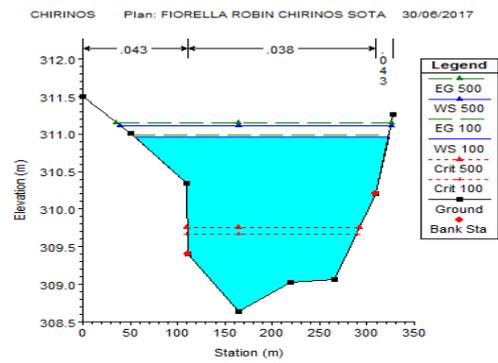
Fuente: Elaboración propia
 Figura III-34: Sección 220



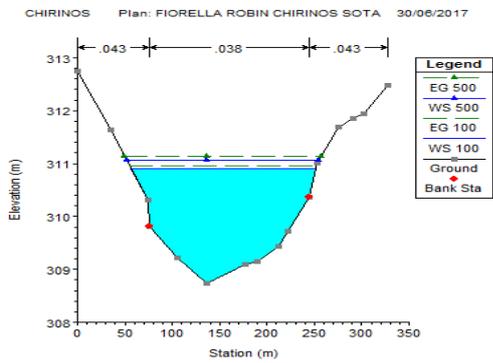
Fuente: Elaboración propia
 Figura III-37: Sección 250



Fuente: Elaboración propia
 Figura III-38: Sección 260

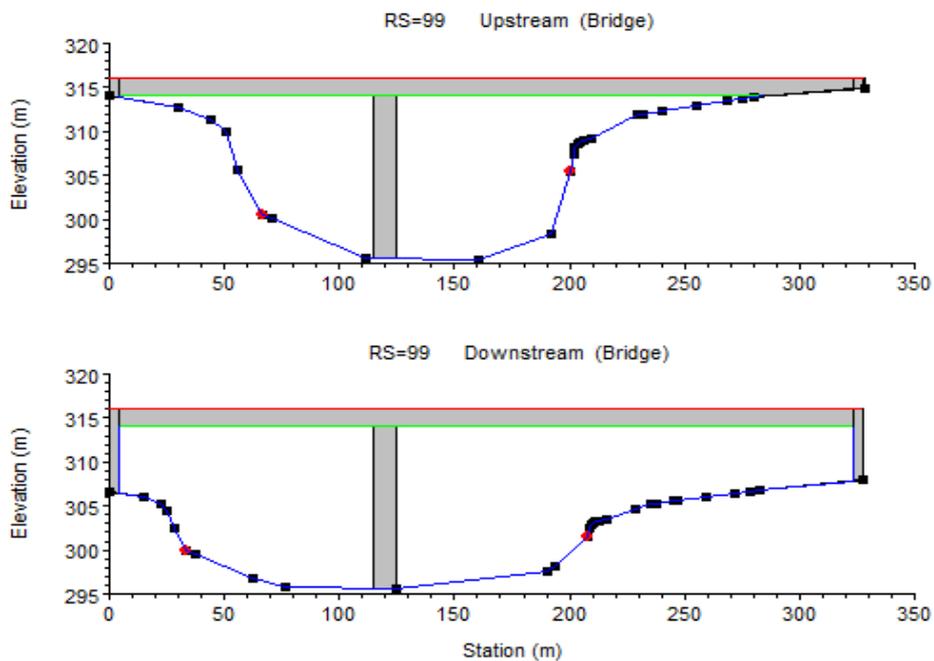


Fuente: Elaboración propia
 Figura III-40: Sección 280



Fuente: Elaboración propia
 Figura III-39: Sección 270

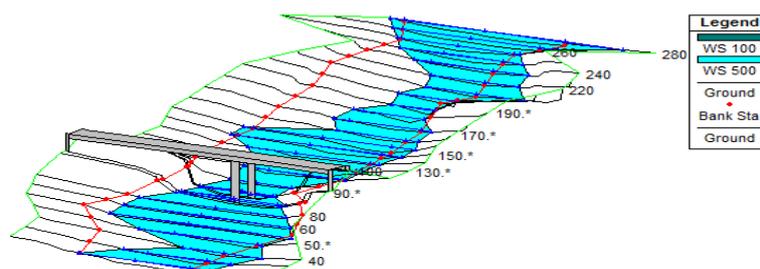
En tercer lugar insertaremos el diseño del puente en el Hec-ras y se debe introducirse manualmente dado que solo corresponde a su alineamiento y no a sus componentes geométricos. Sin embargo en la interfaz “Bridges and Curverts” del componente Geometric Data de Hec-ras, podemos encontrar todas las opciones necesarias para poder caracterizar de una forma fácil el tablero del puente, los pilares y los estribos.



Fuente: Elaboración propia

Figura III-41: Sección Transversal del Puente - Aguas Arriba y Aguas Abajo

Una vez introducido las secciones y el diseño del puente, podremos observar el comportamiento del flujo en perfil:



Fuente: Elaboración propia

Figura III-42: Perfil Longitudinal de los niveles de Agua del Cauce Estudiado

Teniendo como resultados información muy detallada para cada una de las secciones y contienen múltiples parámetros geométricos e hidráulicos.

Tabla III-12: Resultados Hidráulicos en la Sección Transversal RS 280

Puente Nicolas Dueñas - Rio Rimac					
Plan: FIORELLA ROB río Rímac Tramo 1 RS: 280 Profile: T=500 Años					
E.G. Elev (m)	311.15	Elemnt	Left OB	Channel	Rigth OB
Vel Head (m)	0.04	Wt n-Val	0.043	0.038	0.043
W.S. Elev. (m)	311.11	Reach Len (m)	32.36	32.81	32.88
Crit W.S. (m)	309.76	Flow Area (m2)	28.46	398.28	7.35
E.G. Slope (m/m)	0.000441	Area (m2)	28.46	398.28	7.35
Q Total (m3/m)	359.77	Flow (m3/s)	7.53	350.12	2.13
Top Width (m)	285.96	Top Width (m)	13.12	71.19	16.12
Vel Total (m/s)	2.93	Ang. Vel. (m/s)	0.26	0.88	0.29
Max Chl Dpth (m)	2.53	Hydr. Depth (m)	0.40	2.53	0.46
Conv. Total (m3/s)	17123.1	Conv. (m3/s)	0.50	16663.6	0.2
Length Wtd (m)	32.8	Wetted Per (m)	71.43	198.67	16.15
Min Ch El (m)	308.64	Shear (N/m s)	1.72	8.68	1.97
Alpha	1.10	Stream Power (N/m s)	0.46	0	0
Frctn Loss (m)	0.02	Cun Volume (1000m3)	0.00	113.25	0.46
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000m2)	14.46	104.16	1.65

Fuente: Elaboración propia

- ❖ E.G.Elev (m): Altura de línea de energía
- ❖ W.S.Elev (m): Altura de superficie de agua
- ❖ Crit W.S. (m): Altura de superficie de agua critica
- ❖ E.G. Slope (m/m): Pendiente de línea de energía
- ❖ Q Total (m3/m): Caudal total en la sección.
- ❖ Top Width (m): Ancho de la superficie libre del flujo en la sección
- ❖ Vel Total (m/s): Velocidad total en la sección
- ❖ Max Chl Dpth (m): Tirante de agua
- ❖ Crit W.S. (m): Altura de superficie de agua critica
- ❖ Flow Area (m2): Superficie mojada en la sección
- ❖ Area (m2): Area
- ❖ Flow (m3/s): Fluido
- ❖ Top Width (m): Ancho de la superficie libre del flujo en la sección
- ❖ Ang. Vel. (m/s): Velocidad angular
- ❖ Hydr Depth (m) Profundidad hidráulica promedio
- ❖ Wetted Per. (m): Perímetro mojado

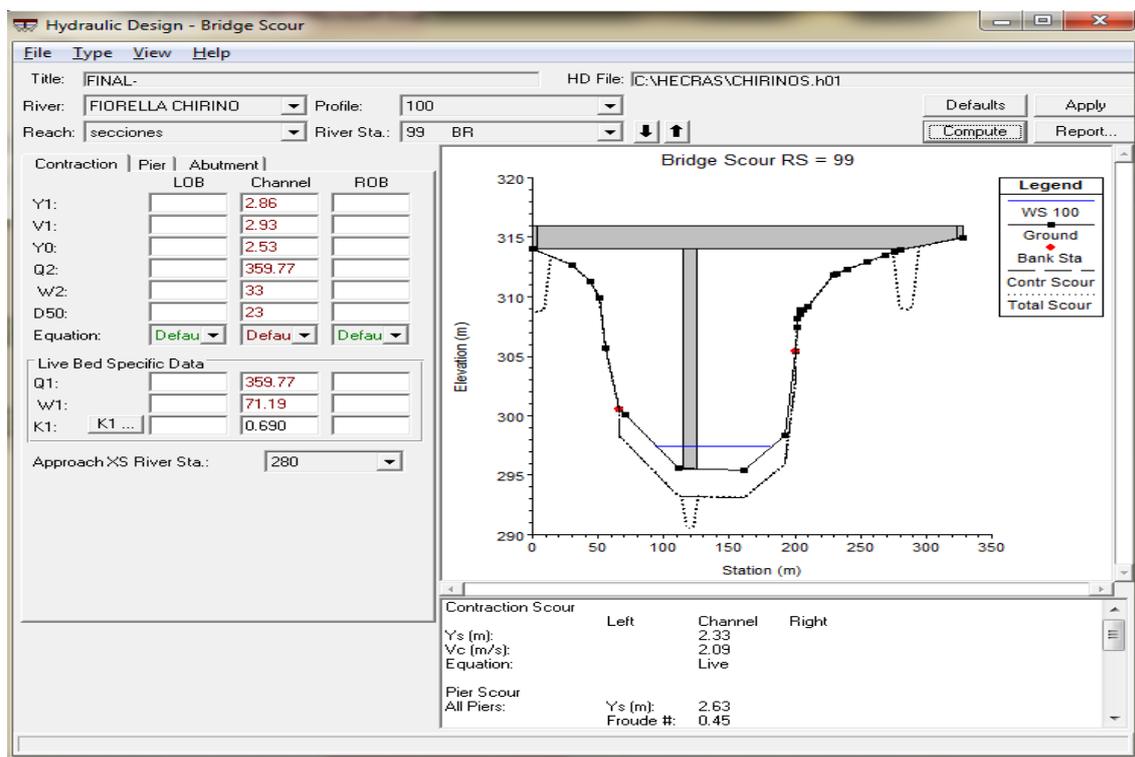
Tabla III-13: Resultados hidráulicos en la Sección Transversal del Puente

Puente Nicolas Dueñas - Río Rimac				
Plan: FIORELLA ROB río Rímac Tramo 1 RS: 99 Profile: T=500 Años				
E.G. US (m)	297.82	Elemnt	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US (m)	297.61	E.G. Elev (m)	297.79	297.61
Q Total (m3/m)	301.95	W.S. Elev (m)	297.44	297.30
Q Bridge (m3/m)	301.95	Crit W.S. (m)	297.06	297.10
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	2.11	1.66
Weir Sta Lft (m)		Vel total (m/s)	2.63	2.48
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	114.97	121.93
Weir Submerg (m)		Froude #Chl	0.45	0.57
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	181.04	155.03
Min El Weir Flow (m)	316	Hydr Depth (m)	2.86	2.01
Min El Prs (m)	314	W.P. Total (m)	82.04	118.82
Delta EG (m)	0.28	Conv. Total (m3/s)	3788.80	3264.4
Delta WS (m)	0.32	Top Width (m)	33.00	33.10
BR Open Area (m2)	2473.98	Frctn Loss (m)	0.17	0.05
BR Open Vel (m2)	2.63	C&E Loss (m)	0.02	0.02
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	87.28	86.1
Br Sel Method	Energy Onlu	Power Total (N/m s)	229.23	213.21

Fuente: Elaboración propia

- E.G.Elev (m): Altura de línea de energía.
- W.S.Elev (m): Altura de superficie de agua.
- Crit W.S. (m): Altura de superficie de agua critica
- Vel Total (m/s): Velocidad total en la sección
- Avg. Vel. (m/s): Velocidad promedio en la sección
- Min Ch El (m): Altura inferior del lecho del cauce de la sección
- Max Chl Dpth (m): Tirante de agua
- E.G.Slope (m/m): Pendiente de la línea de energía.
- Q Total (m3/s): Caudal total en la sección.
- Q Bridge (m3/s): Caudal en el puente
- Top Width (m): Ancho de la superficie libre del flujo en la sección.
- Flow Area (m2): Superficie mojada en la sección.
- Wetted Per. (m): Perímetro mojado
- Reach Len. (m): Longitud del tramo
- Wt. n-Val. : Coeficiente de Manning
- Froude # Chl : Numero de Froude

Una vez realizado la ejecución del modelo, el programa calculo la máxima profundización.



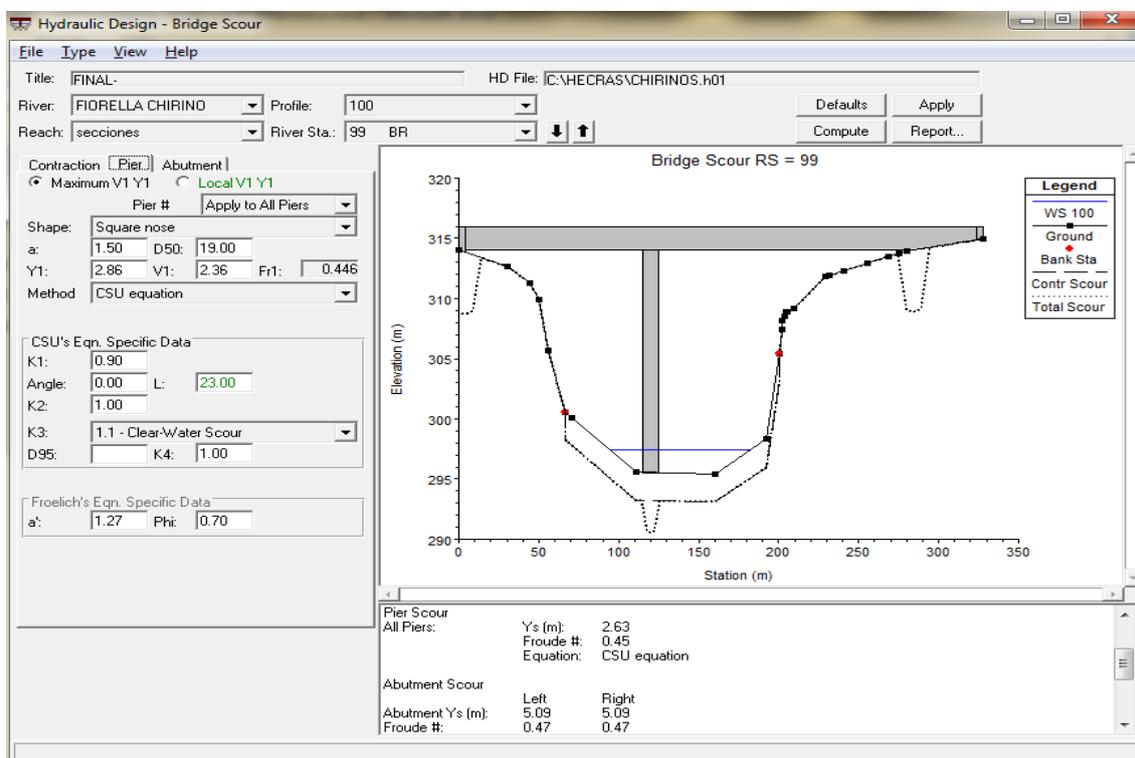
Fuente: Elaboración propia

Figura III-43: Socavación general

Hec-ras calcula la socavación por contracción por el método de Laursen (1960), Para determinar si el flujo de aguas arriba está transportando material del lecho, el programa compara la velocidad media del flujo con la velocidad crítica donde determina la condición de análisis ya sea por agua clara (clear water) o por movimiento del lecho (live-bed). Si la velocidad crítica en el material del lecho en la sección de aproximación de aguas arriba del puente es mayor que la velocidad media ($V_c > V$), entonces la condición por agua clara será supuesta; en caso contrario, el programa asumirá la condición por movimiento de lecho.

Todos los parámetros necesarios para el cálculo del método fueron descritos en el capítulo I, ítem 1.3.1; y son calculados automáticamente por Hec-Ras, excepto la variable K1 y el diámetro medio D50. Sin embargo todas las variables pueden ser modificadas de acuerdo con el criterio del modelador. En la

figura III-43 Se logra determinar que la socavación general de 2.33 metros, generando una inestabilidad a la subestructura a largo plazo, considerando que el puente tiene alrededor de 50 años de antigüedad y es caracterizado por tener la misma tipología que le puente Bella Unión, aquella que colapso por el fenómeno de socavación.

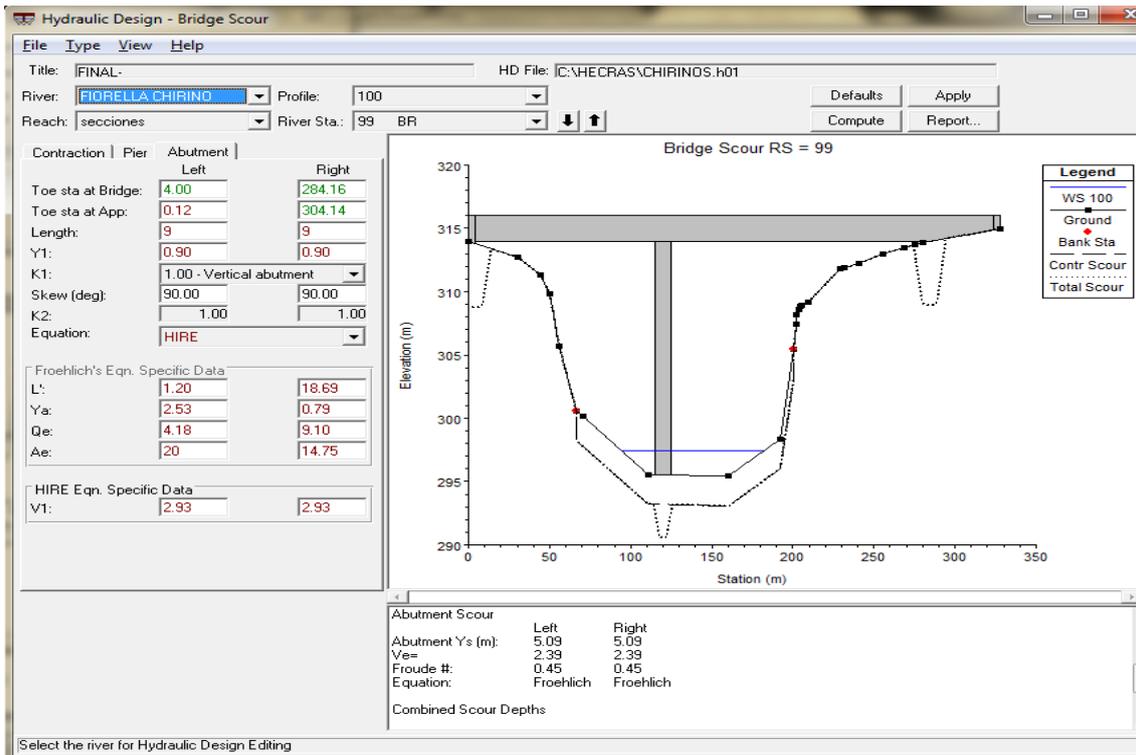


Fuente: Elaboración propia

Figura III-44: Socavación local – Pilar intermedio

En la figura III-44 Se logra determinar que la socavación en pilas por el método de la ecuación de la Universidad del estado de Clorado es de 2.63m, La socavación evidenciadas in situ tras el fenómeno del niño costero fue de 1.30m aproximadamente generando una inestabilidad a la subestructura.

Para el cálculo de la socavación en pilas, Hec-Ras calcula la mayoría de parámetros, extraídos del modelamiento hidráulico, sin embargo se requiere ingresar el factor de forma de la pila K1, el factor por el ángulo de ataque K2, las condiciones del lecho K3 y los diámetros característicos D50.

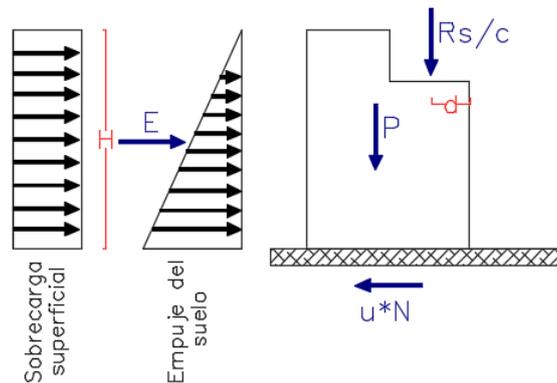


Fuente: Elaboración propia

Figura III-45: Socavación local – Estribos

En la figura III-45 podemos observar los resultados por el método de Froehlich en el Hec-ras, el programa calcula una profundidad de socavación para ambos estribos con resultados de 5.09 metros en ambos estribos, sin considerar un empuje pasivo.

Teniendo en cuenta una futura socavación se analiza la estabilidad del puente Nicolás Dueñas in situ, por deslizamiento, vuelco y presión del suelo del estribo con la filosofía de ASD (Diseño por esfuerzos permisibles)



Fuente: Elaboración propia

Figura III-47: Análisis de estabilidad

Dónde:

P = Peso del suelo + peso de estribo + Reacción del tablero

E = Empuje del suelo

$R_{s/c}$ = Reacción de sobre carga

R_{s/c_0} = HS – 25 Propia Original

R_{s/c_n} = HL – 93 Vigente

Estabilidad:

1. Deslizamiento

Para analizar el deslizamiento del estribo tomando la ecuación I -26, del ítem 1.3.2.1. Donde menciona que el Fsd es mayor o igual que 1.5, el cual está en función a la fuerza desestabilizadora y la fuerza estabilizadora.

En base a ello tenemos.

$$F_{sd0} = \frac{\mu (P + R_{s/c0})}{E} \geq 1.5$$

$$F_{sdN} = \frac{\mu (P + R_{s/cN})}{E} \geq 1.5$$

$$F_{sd0} = \frac{\mu}{E} \times P + \frac{\mu}{E} \times R_{s/c0}$$

$$F_{sdN} = \frac{\mu}{E} \times P + \frac{\mu}{E} \times R_{s/cN}$$

$$\frac{\mu}{E} \times P = F_{sd0} - \frac{\mu}{E} \times R_{s/c0}$$

$$F_{sdN} = F_{sd0} - \frac{\mu}{E} \times R_{s/c0} + \frac{\mu}{E} \times R_{s/cN}$$

$$F_{sdN} = F_{sd0} + \frac{\mu}{E} (R_{s/cN} - R_{s/c0})$$

$$F_{sdN} \gg F_{sd0}$$

Debido a las evidencias de estabilidad del estribo y teniendo como resultado que el Factor de seguridad al deslizamiento normal es mayor que es el original podemos decir que el estribo se encuentra estable sin embargo es expuesto a una erosión debido a la falta de un diseño de protección.

2. Volteo

Para analizar el volteo del estribo tomando la ecuación I -27, del ítem 1.3.2.2. Donde menciona que el Fsv es mayor o igual que 1.5, el cual está en función al momento desestabilizadora y el momento estabilizador.

En base a ello tenemos:

$$F_{sv0} = \frac{P \times D + R_{s/c0} \times d}{E \times h} \geq 1.5$$

$$F_{svN} = \frac{P \times D + R_{s/cN} \times d}{E \times h} \geq 1.5$$

$$F_{sv0} = \frac{P \times D}{E \times h} + \frac{R_{s/c0} \times d}{E \times h}$$

$$F_{svN} = \frac{P \times D}{E \times h} + \frac{R_{s/cN} \times d}{E \times h}$$

$$\frac{P \times D}{E \times h} = F_{sv0} - \frac{R_{s/c0} \times d}{E \times h}$$

$$F_{svN} = F_{sv0} - \frac{R_{s/c0} \times d}{E \times h} + \frac{R_{s/cN} \times d}{E \times h}$$

$$F_{svN} = F_{sv0} + \frac{d}{E \times h} (R_{s/cN} - R_{s/c0})$$

$$F_{svN} \gg F_{sv0}$$

Debido a las evidencias de estabilidad del estribo y teniendo como resultado que el Factor de seguridad al volteo normal es mayor que al de la original podemos decir que el estribo se encuentra estable sin embargo es expuesto a una erosión.

3. Presión del terreno

Para analizar el volteo del estribo tomando la ecuación I -28, del ítem 1.3.2.3. Donde menciona que el esfuerzo transmitido por la sobre carga está en función a la fuerza y al área.

En base a ello tenemos:

$$\sigma_o = \frac{P + R_{s/c0}}{Area} \qquad \sigma_N = \frac{P + R_{s/cN}}{Area}$$

$$\sigma_o = \frac{P}{Area} + \frac{R_{s/c0}}{Area} \qquad \sigma_N = \frac{P}{Area} + \frac{R_{s/cN}}{Area}$$

$$\frac{P}{Area} = \sigma_o - \frac{R_{s/c0}}{Area}$$

$$\sigma_N = \sigma_o - \frac{R_{s/c0}}{Area} + \frac{R_{s/cN}}{Area}$$

$$\sigma_N = \sigma_o + \frac{R_{s/cN} - R_{s/c0}}{Area}$$

$$\sigma_N \gg \sigma_o$$

Debido a las evidencias de estabilidad del estribo y teniendo como resultado que el esfuerzo transmitido por la nueva carga es mayor al esfuerzo transmitido por la original, dando dos posibles resultados:

$\sigma_N < q_{adm} \rightarrow \text{Cumple}$

$\sigma_N \geq q_{adm} \rightarrow \text{Colapso}$

Dado a las evidencias obtenidas en visita en campo podemos decir que el esfuerzo transmitido por la nueva sobre carga no es mayor que la capacidad de suelo, se descarta; no obstante dejando en hincapié una falla por estabilidad después de avenida.

IV. DISCUSIÓN

Primera discusión:

Para determinar la socavación general, es fundamental definir de qué forma se estaría presentando la socavación, en el ítem 3.4.1. Se detalla los pasos a seguir para definir dicha forma, el cual podemos afirmar que el tipo de socavación que se presenta en el Puente Nicolás Dueñas es en lecho móvil en base a ello podemos hacer uso del método más usado en nuestro país que es el del Lichtvan – Levadiev, decretando con la ecuación un resultado de 2.84 metros Este resultado es coherentes con los afirmado por (Barbosa Gil, 2013 págs. 97-105) donde menciona que para las investigaciones comunes para poder estimar la socavación general demuestran una gran dependencia del caudal unitario que genera socavación, en base a ello el Método de Lichtvan – Levadiev es el más conservador debido a que este valor es el resultado de la relación del caudal de diseño, profundidad inicial y el diámetro medio; aproximado al resultado obtenido por el Hec-Ras, demostrando que se estaría produciendo una socavación de 2.33 m, estos cálculos demuestran un coeficiente de variación de +/-0.14 del resultado obtenido que es de 2.84m. El puente entraría en inestabilidad debido a la socavación a largo plazo, sumado a este problema, las cargas que el pontón estaría soportando y es vulnerable a sufrir fallas por estabilidad, por el cual se demuestra la influencia de la socavación en el análisis de estabilidad.

Segunda discusión:

Considerando que vistas desde aguas abajo se aprecia a la margen izquierda un colapso de la vía auxiliar que pasaba por debajo del puente y por la margen derecha el colapso del muro, antes de ocurrir dicho suceso el cauce natural fue reducido para la construcción de dicha vía, debido a esto fue que la vía auxiliar fue blanco de un posible desperfecto, acentuando que esta estructura comprometida no forma parte de la estructura del puente, ante dicho acontecimiento en el ítem 3.4.2. Se detalla diferentes métodos para calcular la intervención de la socavación en los estribos, siendo el método de Froehlich y Artamonov los más elevados arrojando un resultado de 5.09 m para un periodo de retorno de 500 años. Haciendo mención que en el puente Nicolás Dueñas tiene una antigüedad de 50 años, aproximadamente, aquella

que ha pasado por pruebas bastantes fuertes ante la crecida del río y hasta el día de hoy no colapsa, Según (Egúsquiza Jacob, 2010 págs. 1-3) menciona diferentes propuestas de protección ante el fenómeno de socavación una de ellas es el enrocamiento en los estribos y que se debe considerar en los planos la línea que delimita la profundidad de la socavación para un periodo de retorno conservador ya que depende de esto se podrá decidir un criterio aceptable en referente a la profundidad de la cimentación, en base a estas conclusiones se ha obtenido un resultado de socavación de 5.09 m con un coeficiente de variación de +/- de 0.25; en cuanto a la delimitación de la socavación esta contempla en la figura III-45, ante dicho fenómeno se analiza la estabilidad in situ en el ítem 3.3.4, donde menciona que el estribo es estable sin embargo ante una ausencia de un diseño de protección deja en posibilidad una falla de estabilidad producido por una máxima avenida, por el cual se demuestra la influencia de la socavación en estribos en el análisis de estabilidad.

Tercera discusión:

El pilar intermedio del puente Nicolás Dueñas es la infraestructura que ha sufrido socavación por parte de la velocidad del río, el cual en el ítem 3.4.3. Se detalla 7 métodos para el cálculo de socavación bajo las consideración de los factores que afectan el pilar, el método determinado por la Universidad estatal de colorado se obtiene un valor de socavación de 2.6 m con un coeficiente de variación de +/- 0.31, Según (Salazar Marín, 2014 págs. 119-128) menciona que las fallas en las subestructuras de puentes son más desfavorables por el fenómeno de socavación, concluyendo que después de haber ocurrido la socavación en las subestructuras del puente es más propenso a obtener riesgo de falla, aquella que provocaría volverse inestable; evidencias en visita de campo se obtuvo una socavación aproximada de 1.30 m, este valor está dentro de los resultados obtenidos, generando una incidencia de falla por estabilidad, en base a ello se demuestra la socavación en pilares en el análisis de estabilidad justificando el logro del objetivo.

Cuarta discusión:

Teniendo en cuenta los resultados por el programa de Hec-Ras una socavación total para estribos de 7.42m y una socavación total para el pilar de 4.96m para un periodo de retorno de 500 años y con un caudal de 359.77m³/s. y un resultado por formulas semi empíricas una socavación total para estribos de 5.48m y una socavación total para el pilar de 7.93m para un mismo periodo de retorno y caudal de diseño, Según el proyecto de Reforzamiento de cimientos del puente Nicolás Dueñas, elaborado en el 2015 bajo el pedido de entidad de Emape menciona que el caudal de diseño es de 371.85m³/s, este valor es bastante aproximado a lo determinado. Cabe destacar los comentarios de (Aguado Sandoval , 2012 págs. 24-32) donde menciona que si se da a conocer la profundidad de socavación a largo plazo se podrá determinar una buena cimentación, el cual el flujo del agua no rebalsará la cimentación y no generara problemas en el puente. Bajo estos estudios realizados podemos decir que el puente Nicolás Dueñas sufre fallas de estabilidad en el pilar intermedio y los estribos se encuentran estables pero sin embargo con una ausencia de protección el cual se ve expuesto ante un desperfecto debido al aumento del caudal, en base a ello se demuestra la influencia de la socavación de la subestructura de puentes en el análisis de estabilidad justificando el logro del objetivo.

V. CONCLUSIÓN Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

Primera conclusión:

Se concluye que para determinar la socavación general producido en el puente Nicolás Dueñas se determinó un caudal de 359.77m³/s, el cual determino bajo los caudales máximos históricos en base al método de Gambel, teniendo como resultado una socavación general de 2.84 m para un periodo de retorno de 500 años.

Segunda conclusión:

Según el resultado logrado de socavación en estribos por el método de Froehlich es de 5.09 m para un periodo de retorno de 500 años y por el método de Artamanov es de 3.19 m, esto se basa en que ambos métodos utilizan factores diferentes, el cual se definió por el método de Froehlich debido a que utiliza factores de corrección que depende del estribo, por ende podemos concluir que existen diversos parámetros para el cálculo de socavación pero se determina el método más conservador que depende de los factores que se ven inculcados ante dicho fenómeno.

Tercera conclusión:

Se concluye que los cálculos de socavación en pilares para el puente Nicolás Dueñas es de 2.64 m para un periodo de retorno de 500 años, según el método de la Universidad Estatal de Colorado, este método utilizado es muy próximo a los resultados de los cálculos de los diversos métodos establecidos en el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, teniendo en cuenta una socavación in situ de 1.30m aproximado, tras el fenómeno del niño costero acontecido en el presente año, debido a este fenómeno se evidencia una falla de estabilidad.

Cuarta conclusión:

Al definir la socavación total en pilares y en estribos, podemos concluir que el puente actualmente tiene un antigüedad de 50 años aproximadamente, lo que significa que según el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje MTC, ya cumplió su vida útil, sin embargo debido a las condiciones físicas se mantiene, esto siempre y cuando se plantee mejoras con respecto a un diseño de protección que asegure el factor de seguridad.

5.2. Recomendaciones

Primera recomendación:

En base a la socavación general producido naturalmente al pasar de los años, se recomienda a la municipalidad de San Martín de Porres tomar en cuenta dichos parámetros evaluados que afectan el cauce natural del río para así cuando se decida realizar un obra que involucre el estrechamiento se considere futuros daños que esto provocaría, del mismo modo se recomienda a la municipalidad hacer limpieza del cauce mínimo de 80m aguas arriba y aguas del margen izquierdo y derecho, con la finalidad de recuperar la capacidad hidráulica del cauce y la velocidad constante en el tramo del puente con este fin de dar seguridad a la población.

Segunda recomendación:

Se recomienda a la municipalidad de Lima que tome en consideración el análisis de estabilidad de estribos, y el cálculo de socavación de 5.09 metros para así prevenir una falla en el puente dándole un diseño de protección de rampas de roca más resistente al que ya se tenía y que fue retirado para las obras alrededor.

Tercera recomendación:

Debido a la socavación in situ del pilar aproximado de 1.30m debido al fenómeno del niño costero, se recomienda a la municipalidad de lima realizar el enrocado haciendo cama a todo lo ancho y largo del pilar hasta los estribos, donde podría tomar en cuenta la cama de enrocado deberá ser de arena y grava, que sirva de filtro, para evitar la pérdida de finos en la base

Cuarta recomendación:

Se le recomienda al proyectista, dado la vida útil del puente (50 años), el diseño de un puente simplemente apoyado (arco, atirantado, etc.), con el fin de no generar estrechamiento o pérdida de área hidráulica, con diseño estructural actualizado AASTO LRFD 2012.

VI. REFERENCIAS

1. NORMA TECNICA PERUANA 399.128. 1999. Método de ensayo para el análisis. Peru, Lima : s.n., 1999. 1a ed..
2. Aguado Sandoval , Alejandro. 2012. Estimación de la socavación en puentes para su uso en el calculo de riesgo fisico. Trabajo de titulación (Ingeniero Civil). México D.F. : Universidad Nacional Autónoma de México, 2012.
3. Alva Hurtado, Jorge E. FIC - UNI. Diseño de muro de contesión. [En línea] [Citado el: 15 de Julio de 2017.] <http://www.jorgealvahurtado.com/files/Diseno%20de%20Muros%20de%20Contencion.pdf>.
4. Alvarado Calderon, César Daniel. 2015. Analsis y diseño de puentes. Lima : Universidad Cesar Vallejo, 2015.
5. Barbosa Gil, Sebastian. 2013. Metodologia para calcular la profundidad de socavación general en ríos de montaña (lecho de gravas). Tesis (Magister en Ingenieria - Recursos Hidráulicos). Medellin - Colombia : Universidad Nacional de Colombia, 2013.
6. Bardales Guanlo, Yeily Carines y Conceptción Bustos, Liz Matiza. 2014. Modelamiento hidrológico e hidráulico aplicado al cálculo de socavación en puentes Potrero (Km 165 + 527.99) y Maygasbamba (Km 197 + 688.15), ubicado en carretera Chota . Bambamarca - Hualgayoc. Trabajo de titulación (Ingeniero Civil). Trujillo, Perú : Universidad Privada Antenor Orrego, 2014.
7. Bosio Velasquez, Jose Luis, y otros. 1994. Puentes - Analisis, diseño y construcción. Perú, Lima : American concrete institute ACI, 1994. 2da edición.
8. Diccionario de Arquitectura y Construcción. [En línea] Parro. [Citado el: 10 de Setiembre de 2016|.] <http://www.parro.com.ar/index.php>.
9. Diccionario de la Real Academia Española. Diccionario de la lengua española. [En línea] [Citado el: 28 de Agosto de 2016.] <http://dle.rae.es/?w=diccionario>.
10. Egúsquiza Jacob, Carlos Andrés. 2010. Tratamiento de los efectos de la socavación en los estribos del pueblo Matachico - carretera la Oroya - Huancayo. Trabajo de titulación (ingeniero Civil). Lima, Perú : Universidad Nacional de Ingenieria, 2010.
11. El Comercio. 2017. Puente Dueñas. Así luce el fuerte caudal del río Rímac en el puente Dueñas. Martes 28, 2017.
12. García Rossell, César Aranís. 2006. Análisis y dieño de puentes de concreto armado, Método AASHTO y LRFD. Lima : ACI, 2006.
13. Google Earth. Google Earth. Google Earth. [En línea] [Citado el: 20 de Mayo de 2017.] <https://www.google.com/intl/es/earth/>.

14. Hec- Hydrologic Engineering Center. Noviembre, 2006. Hydrological Engineering Center - Geospatial River Analysis System. Estados Unidos : s.n., Noviembre, 2006. Versión 4.0.
15. HEC-18. February 1993. Evaluating Scour at Bridges. EE.UU : U.S. Department of Transportation , February 1993. Second Edition.
16. Hernández Sampieri, Roberto, Fernando Collado, Roberto y Baptista Lucio, Pilar. 2014. Metodología de la investigación. México D.F. : MC Graw Hill Education, 2014.
17. Jimenez Salas, J.A. y Justo Alpañes, J.L. 2000. Geotecnia y Cimientos 1: Propiedades de los suelos y de las rocas. Madrid, España : Rueda, 2000.
18. Juárez Badillo, Eulalio y Rico Rodríguez, Alfonso. 1992. Mecanica de suelos. Limusa: México D.F. : s.n., 1992.
19. Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje. 2012. Provias. [En línea] 3 de Enero de 2012. [Citado el: 15 de Setiembre de 2016.] <http://spij.minjus.gob.pe/Graficos/Peru/2011/octubre/10/RD-20-2011-MTC-14.pdf>.
20. Maraví Lindo, Alfonzo. 2009. Metodología de la investigación científica. Lima : Programa Especial de Profesionales a Distancia, 2009.
21. Maza, J.A. 1967. Erosión del cauce de un río en el cruce de un puente. Mexico D.F. : Revista Ingeniería Hidráulica, 1967. Vol. 2 - No 1-2.
22. Mendoza Castillo. 2014. SlideShare. [En línea] PowerPoint, 8 de Octubre de 2014. [Citado el: 11 de Noviembre de 2016.] <http://es.slideshare.net/JoseMendozaCastillo/12-instrumentos-de-recoleccion-de-datos>.
23. NORMA TECNICA PERUANA 399.127. 1998. Métodos de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo. Peru, Lima : s.n., 1998. 1a ed.
24. NORMA TECNICA PERUANA 399.150. 2001. Descripción e identificación de suelos. Procedimiento visual – manual. Peru, Lima : s.n., 2001.
25. Palella Stracuzzi, Santa y Martins Pestana, Feliberto. 2012. Metodología de la investigación cualitativa. Venezuela, Caracas : Fedupel, 2012. 3ra-ed..
26. Pittet, Sandra. 2013. Ciencia Básica, Ciencia aplicada y su relación con la tecnología. [En línea] 02 de setiembre de 2013. [Citado el: 09 de setiembre de 2016.] <http://www.fbioyf.unr.edu.ar/evirtual/pluginfile.php/1889/course/section/1190/Ciencia%20Basica,%20Aplicada%20y%20Tecnologia.pdf>.
27. REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. 2010. NORMA E.060 CONCRETO ARMADO. Perú, Lima : s.n., 2010.

28. Rivera, Macarena. 2014. Casiopedia. El suelo y fuerzas. [En línea] 07 de Julio de 2014. [Citado el: 09 de Octubre de 2016.] http://wiki.ead.pucv.cl/index.php/Macarena_Rivera_-_Ficha_06/31072014#Definici.C3.B3n_momento. Ficha 06.
29. RNE- E-050 SUELOS Y CIMENTACIONES. 2010. REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES Norma E-050 Suelos y Cimentaciones. Peru, Lima : s.n., 2010.
30. Rocha Felices, Arturo. 2013. Introducción a la Hidráulica de las Obras Viales. [Documento] Lima : ICG, Universidad Nacional Agraria la Molina, 2013. Erosión en pilares y estribos de puentes.
31. Rodríguez Serquén, Arturo. 2012. Puentes. [En línea] 2012. [Citado el: 16 de setiembre de 2016.] <http://es.slideshare.net/valerianito/puentes-lrfd-ing-arturo-rodriguez>.
32. Salazar Marín, Eduardo . 2014. Revisión estructural de un puente ferroviario y vehicular por el aumento del cauce en un río. Tesis (Especialista en Hidráulica). Mexico D.F. : Universidad Nacional Autónoma de México, 2014.
33. SENAMHI. Servicio Nacional de Meteorología e Hidraulica del. [En línea] [Citado el: 15 de Marzo de 2017.] <http://www.senamhi.gob.pe/>.
34. Venegas Zocimo, Espinoza. 2011. Socavación al pie de estribos de puentes en lechos no cohesivos. Tesis (Megister en Ingeniería Hidráulica). Lima, Perú : Universidad Nacional de Ingeniería, 2011.
35. Villon , Maximo. 2002. Hidrologia. Cartago, Costa Rica : Villon, 2002. Segunda Edición.

VII. ANEXOS

7.1. Matriz de consistencia

MATRIZ DE CONSISTENCIA

TITULO: ESTUDIO DE SOCAVACIÓN DE LA SUBESTRUCTURA DE PUENTES Y ANALISIS DE ESTABILIDAD – CASO PUENTE NICOLÁS DUEÑAS DE LA CIUDAD DE LIMA EN EL 2017.

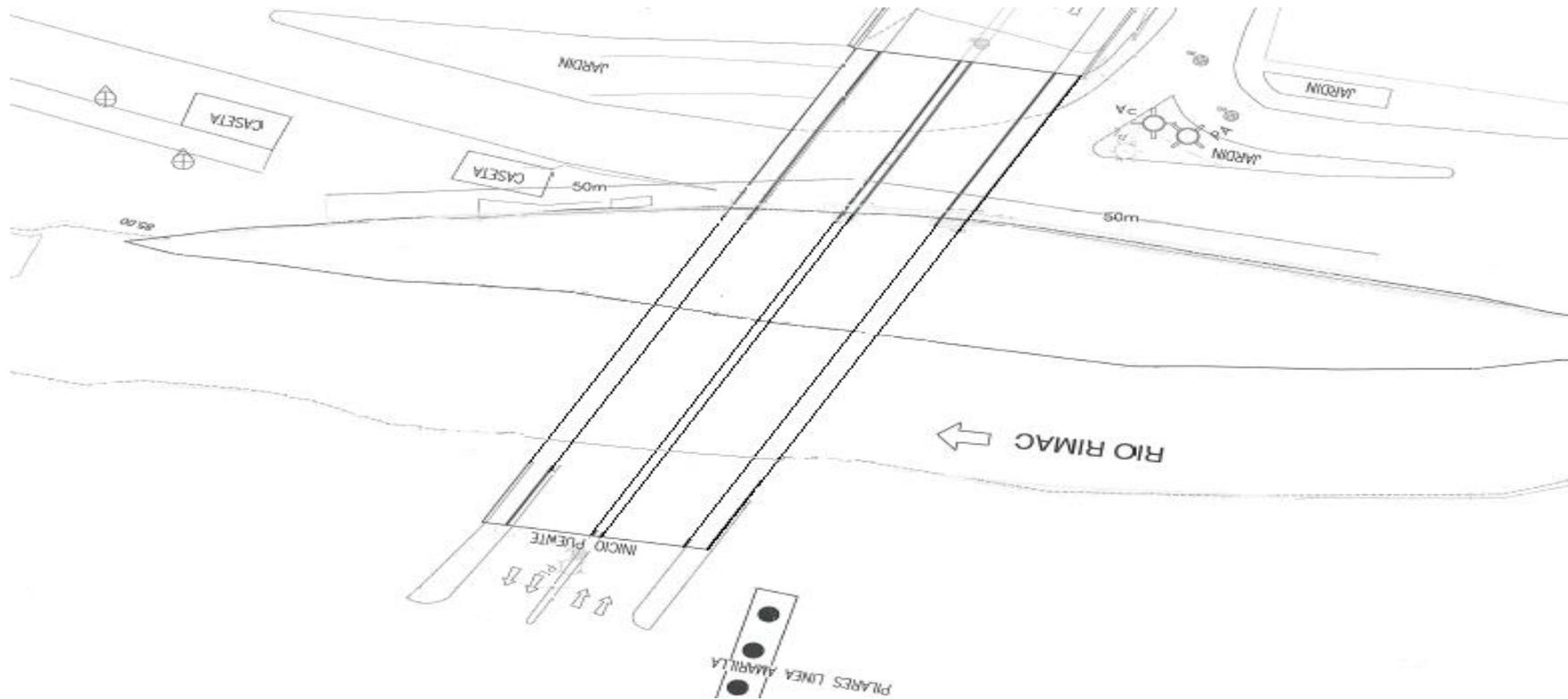
AUTOR: FIORELLA ROBIN CHIRINOS SOTA

PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPOTESIS	VARIABLES E INDICADORES		METODOLOGIA
<p>Problema General ¿Cómo influye la socavación en el análisis de estabilidad de la subestructura de puentes – Caso puente Nicolás Dueñas de la ciudad de Lima en el 2017?</p> <p>Problema Especifico ¿Cómo influye la socavación general en el análisis de estabilidad de la subestructura de puentes - Caso puente Nicolás Dueñas de la ciudad de Lima en el 2017?</p> <p>¿De qué manera interviene la socavación en estribos en el análisis de estabilidad de la subestructura de puentes - Caso puente Nicolás Dueñas de la ciudad de Lima en el 2017?</p> <p>¿En qué forma incide la socavación en pilares en el análisis de estabilidad de la subestructura de puentes - Caso puente Nicolás Dueñas de la ciudad de Lima en el 2017?</p>	<p>Objetivo General Determinar la influencia de la socavación de la subestructura de puentes en el análisis de estabilidad – Caso puente Nicolás Dueñas de la ciudad de Lima en el 2017.</p> <p>Objetivo Especifico Calcular la influencia de la socavación general en el análisis de estabilidad de la subestructura de puentes - Caso puente Nicolás Dueñas de la ciudad de Lima en el 2017.</p> <p>Analizar la intervención de la socavación en estribos en el análisis de estabilidad de la subestructura de puentes - Caso puente Nicolás Dueñas de la ciudad de Lima en el 2017.</p> <p>Demostrar la incidencia de la socavación en pilares en el análisis de estabilidad de la subestructura de puentes –Caso puente Nicolás Dueñas de la ciudad de Lima en el 2017.</p>	<p>Hipótesis General La socavación de la subestructura de puentes influye en el análisis de estabilidad - Caso puente Nicolás Dueñas de la ciudad de Lima en el 2017</p> <p>Hipótesis Especifico La socavación general influye en el análisis de estabilidad de la subestructura de puentes - Caso puente Nicolás Dueñas de la ciudad de Lima en el 2017.</p> <p>La socavación en estribos interviene en el análisis de estabilidad de la subestructura de puentes - Caso puente Nicolás Dueñas de la ciudad de Lima en el 2017.</p> <p>La socavación en pilares incide en el análisis de estabilidad de la subestructura de puentes - Caso puente Nicolás Dueñas de la ciudad de Lima en el 2017.</p>	Variable 1: Socavación		<p>DISEÑO DE INVESTIGACIÓN</p> <p>Método: Científico (Maraví Lindo, 2009 pág. 58) expresa que el método científico es la estrategia general de la investigación</p> <p>Tipo: Aplicada (Pittet, 2013 pág. 5) Manifiesta que el tipo aplicada busca conocer, actuar, construir y modificar una realidad problemática.</p> <p>Nivel: Explicativo (Hernández Sampieri, y otros, 2014 pág. 98) revela que el nivel explicativo se enfoca en explicar por qué ocurre un fenómeno y en qué condiciones se manifiesta.</p> <p>diseño: no experimental de corte transversal (Hernández Sampieri, y otros, 2014 pág. 152) Expresa que el diseño no experimental de corte transversal da inicio al estudio de los fenómenos tal como se den en su ambiente natural para finalmente ser analizado</p> <p>METODO DE INVESTIGACIÓN</p> <p>POBLACIÓN: conformada por 5 puentes que cruzan el río Rímac en el distrito de lima: Puente Néstor Gambetta, Puente Elmer Faucett, Puente Bella Unión, Puente Nicolás Dueñas y Puente Caquetá</p> <p>MUESTRA: puente Nicolás dueñas en el distrito de lima; el tipo de muestreo es no probabilístico de tipo intencional.</p> <p>TECNICA: la técnica a usar es la técnica de observación directa</p> <p>INSTRUMENTO: una ficha de recolección de datos formulados por el investigador.</p>
			Dimensiones	Indicadores	
			Socavación General	Parámetros referentes al cauce	
				Parámetros Hidráulicos	
				Parámetros Geométricos	
			Socavación en estribos	Parámetros referentes al cauce	
				Parámetros Hidráulicos	
				Parámetros Geométricos	
			Socavación en pilares	Parámetros referentes al cauce	
				Parámetros Hidráulicos	
				Parámetros Geométricos	
			Variable 2: Análisis de Estabilidad		
			Estabilidad al Desplazamiento	Deslizamiento en el pilar por el método de Aashto	
				Deslizamiento en el estribo por el método de Aashto	
Daño en la subestructura debido al deslizamiento					
Estabilidad al Giro	Revisión por vuelco en el pilar por el método Aashto				
	Revisión por vuelco en el estribo por el método Aashto				
	Daños en la subestructura debido al vuelco				
Estabilidad a la Capacidad del terreno	Cargas transmitidas por la cimentación				
	Calculo de presiones transmitidas al terreno				
	Daños transmitidas en la subestructura cuando la presión excede la capacidad del terreno				

7.2. Plano del puente en estudio

PLANO DEL PUENTE NICOLAS DUEÑAS

Figura VII-1: Plano de ubicación



Fuente: Google Earth

7.3. Ficha técnica de investigación

7.4. Plano de cartografía

Instituto Geográfico Nacional

AV. ARAMBURU Nº 1198 - SURQUILLO - LIMA - LIMA - APARTADO 2038
 TELEFAX: 475-9960 · 475-3030 ANEXOS: 119 - 122
 SERVICIOS Y ASESORAMIENTO CARTOGRAFICO
 E-mail: comercializacion@ign.gob.pe

R.U.C. Nº 20301053623

BOLETA DE VENTA

Nº 001 - 0128224

Nº Interno 2017 Boleta 000001033

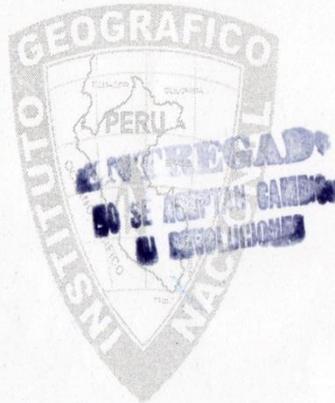
Señor(es): CHIRINOS SOTA, FIORELLA ROBIN EFECTIVO

Dirección: calle Jesus morales 502 zna. a san Juan de miraflores

D.N.I. Nº : 72901086

Lima, 19 de Mayo del 2017

ITEM	CODIGO	DESCRIPCION	CANT.	PRECIO UNIT.	TOTAL S/.
01	B-01-01-04856	CARTA NACIONAL PLOTTER WGS-84: 1/100 000 25-I LIMA (1446)	1	33.19	33.19
		TREINTA Y TRES CON 19/100 SOLES			
			Descuento S/	0.00	S/ 33.19
			Hora: 09:57:06a.m.	Vend. eVARELAM	



CANCELADO 19 MAY 2017

Todo producto no retirado en 30 días sufrirá un recargo del 2% de su valor por cada día, por concepto de almacenaje. Cobrado por: Kcábellou
 El Instituto Geográfico Nacional es una Institución Pública Descentralizada del Ministerio de Defensa de acuerdo al Decreto Legislativo 434 del 27 de Set. de 1987 Art. 23.
 Su misión es elaborar la Carta Básica Nacional con fines de Defensa y Desarrollo del País.

IMPRESOS CONTINUOS DEL PERU S.A.C. · R.U.C. 20507593691
 Telfs.: 478-2605 · 362-5035 · Serie 001 del 0128001 al 0130000
 Aut. Sunat 12519788023 · F.I. 12 - 09 - 2016

ADQUIRENTE O USUARIO

7.5. Resultados de estudios de suelos

7.5.1. Análisis granulométrico por tamizado



UNIVERSIDAD RICARDO PALMA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y ASFALTO

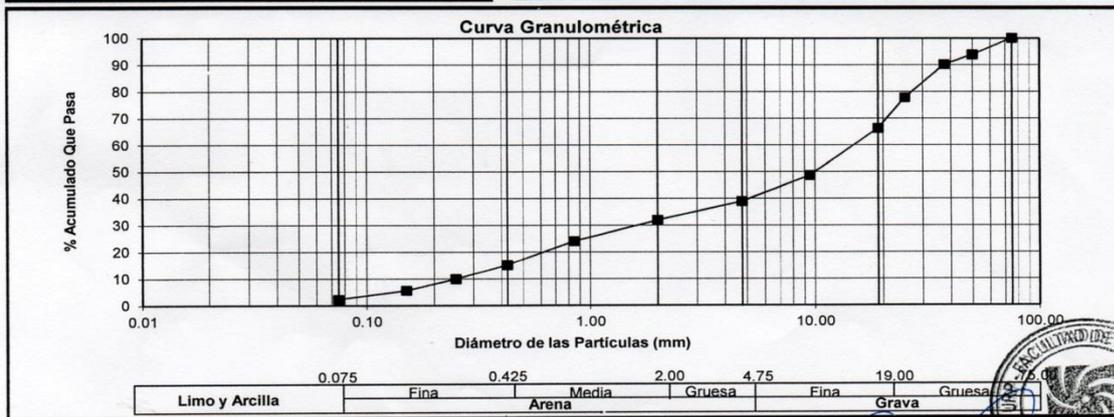
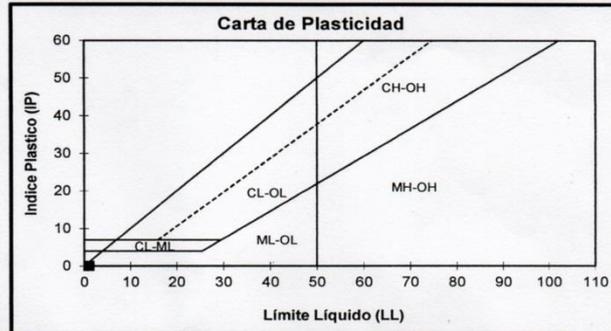
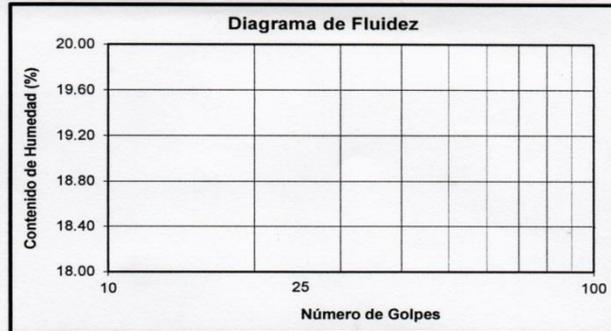
ENSAYOS : ESTANDAR DE CLASIFICACION
 NORMAS : NTP 339.127 - 339.128 - 339.129 - 339.131 - 339.150
 INFORME : ILSM-15081-2017
 PROYECTO : SOCAVACION DE SUBESTRUCTURA PUENTE DUEÑAS DE LA CIUDAD DE LIMA 2017
 SOLICITANTE : FIORELLA ROBIN CHIRINOS SOTA
 UBICACION : CERCADO DE LIMA - LIMA
 FECHA : MAYO 2017
 TIPO DE EXPLORACION : CALICATA
 No DE EXPLORACION : C-1
 No DE MUESTRA : M - 1

PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREATICO (m) : N. P.
 PROFUNDIDAD DEL ESTRATO (m) : 2.30

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO	% ACUMULADO QUE PASA	75.000	3"	100.00
		50.000	2"	93.87
		37.500	1 1/2"	90.18
		25.000	1"	77.75
		19.000	3/4"	66.26
		9.500	3/8"	48.66
		4.750	No 004	38.86
		2.000	No 010	31.89
		0.850	No 020	24.07
		0.425	No 040	15.16
		0.250	No 060	9.87
		0.150	No 100	5.62
		0.075	No 200	2.27
		D10 (mm)	0.25	Cu
D30 (mm)	1.63	Cc	0.70	
D60 (mm)	14.85			

PESO ESP. RELATIVO DE SOLIDOS (Gs)	2.77
PESO ESPECIFICO NATURAL (γ) (gr/cc)	
HUMEDAD NATURAL (ω) (%)	8.17
LIMITE LIQUIDO (LL) (%)	N.P.
LIMITE PLASTICO (LP) (%)	N.P.
INDICE PLASTICO (IP) (%)	N.P.
LIMITE DE CONTRACCION (LC) (%)	-

CLASIFICACIÓN SUC	GP
CLASIFICACIÓN AASHTO	A-1-a (0)



OBSERVACIONES : Muestra e Información proporcionado por solicitante

Av. Benavides 5440 – Surco – Lima 33 – Perú
 Telefonos: 7080000 Anexo: 4212 e-mail: HTTP://www.lab.mecanica. urp.edu.pe

Oscar Donayre Córdova
 Jefe Laboratorio Mecánica de Suelos

7.5.2. Ensayo de corte directo



UNIVERSIDAD RICARDO PALMA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y ASFALTO

ENSAYO : CORTE DIRECTO
 NORMA : ASTM D3080
 INFORME : ILMS-15081-2017
 SOLICITANTE : FIORELLA ROBIN CHIRINOS SOTA
 PROYECTO : SOCAVACION DE SUBESTRUCTURA PUENTE DUEÑAS DE LA CIUDAD DE LIMA 2017
 UBICACION : CERCADO DE LIMA - LIMA
 FECHA : MAYO 2017

TIPO DE EXPLORACION : CALICATA
 No DE EXPLORACION : C-1
 No DE MUESTRA : M - 1 (Tamizado por Malla N° 4)

PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREATICO (m) : N. P.
 PROFUNDIDAD DEL ESTRATO (m) : 2.30

VELOCIDAD DE ENSAYO (mm/min) : 0.90
 ALTURA DE LA MUESTRA (cm) : 2.00
 LADO DE LA MUESTRA (cm) : 6.00
 ESTADO DE LA MUESTRA : REMOLDEADA
 CONDICION DE ENSAYO : HUMEDECIDA

ESFUERZO NORMAL	(kg/cm ²)	0.50	1.00	2.00	0.00
-----------------	-----------------------	------	------	------	------

CONDICIONES INICIALES					
Contenido de Humedad (ω)	(%)	8.17	8.19	8.11	-
Peso Especifico (γ)	(gr/cc)	2.00	2.00	2.00	-
Peso Especifico Seco (γ_d)	(gr/cc)	1.85	1.85	1.85	-
Grado de Saturación (Gw)	(%)	45.41	45.52	45.18	-

ASENTAMIENTO DESPUES DE LA S/C	(%)	-1.620	-2.260	-3.240	0.000
--------------------------------	-----	--------	--------	--------	-------

CONDICIONES FINALES					
Contenido de Humedad (ω)	(%)	17.05	16.82	15.79	-

PARAMETROS DE RESISTENCIA					
ESFUERZO CORTANTE	(kg/cm ²)	0.28	0.61	1.29	0.00
COHESION (c)	(kg/cm ²)				0.00
ANGULO DE FRICCION (Φ)	(°)				32.35



Ing. Oscar Donayre Córdova
 Jefe Laboratorio Mecánica de Suelos

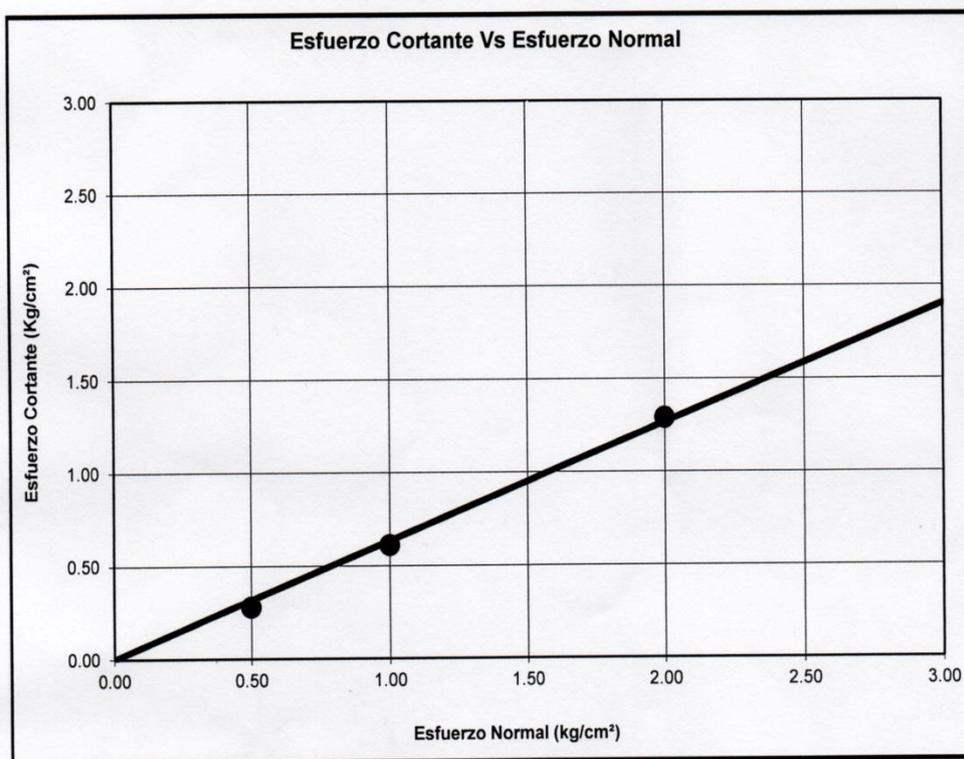


ENSAYO : CORTE DIRECTO
NORMA : ASTM D3080

INFORME : ILSM-15081-2017
SOLICITANTE : FIORELLA ROBIN CHIRINOS SOTA
PROYECTO : SOCAVACION DE SUBESTRUCTURA PUENTE DUEÑAS DE LA CIUDAD DE LIMA 2017
UBICACION : CERCADO DE LIMA - LIMA
FECHA : MAYO 2017

TIPO DE EXPLORACION : CALICATA
No DE EXPLORACION : C-1
No DE MUESTRA : M - 1 (Tamizado por Malla N° 4)

PARAMETROS DE RESISTENCIA



COHESION (c)	(kg/cm²)	0.00
ANGULO DE FRICCION (Φ)	(°)	32.35


Ing. Oscar Donayre Córdoba
Jefe Laboratorio Mecánica de Suelos





UNIVERSIDAD RICARDO PALMA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y ASFALTO

ENSAYO : CORTE DIRECTO
NORMA : ASTM D3080

INFORME : ILMS-15081-2017
SOLICITANTE : FIORELLA ROBIN CHIRINOS SOTA
PROYECTO : SOCAVACION DE SUBESTRUCTURA PUENTE DUEÑAS DE LA CIUDAD DE LIMA 2017
UBICACION : CERCADO DE LIMA - LIMA
FECHA : MAYO 2017

TIPO DE EXPLORACION : CALICATA
No DE EXPLORACION : C-1
No DE MUESTRA : M - 1 (Tamizado por Malla N° 4)

PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREATICO (m) : N. P.
PROFUNDIDAD DEL ESTRATO (m) : 2.30

VELOCIDAD DE ENSAYO (mm/min) : 0.90
ALTURA DE LA MUESTRA (cm) : 2.00
LADO DE LA MUESTRA (cm) : 6.00
ESTADO DE LA MUESTRA : REMOLDEADA
CONDICION DE ENSAYO : HUMEDECIDA

ESFUERZO NORMAL (kg/cm ²)	0.50	1.00	2.00	0.00
---------------------------------------	------	------	------	------

CONDICIONES INICIALES				
Contenido de Humedad (ω) (%)	8.17	8.19	8.11	-
Peso Específico (γ) (gr/cc)	2.00	2.00	2.00	-
Peso Específico Seco (γ_d) (gr/cc)	1.85	1.85	1.85	-
Grado de Saturación (Gw) (%)	45.41	45.52	45.18	-

ASENTAMIENTO DESPUES DE LA S/C (%)	-1.620	-2.260	-3.240	0.000
------------------------------------	--------	--------	--------	-------

CONDICIONES FINALES				
Contenido de Humedad (ω) (%)	17.05	16.82	15.79	-

PARAMETROS DE RESISTENCIA				
ESFUERZO CORTANTE (kg/cm ²)	0.28	0.61	1.29	0.00
COHESION (c) (kg/cm ²)				0.00
ANGULO DE FRICCION (Φ) (°)				32.35

PARAMETROS DE RESISTENCIA RESIDUAL				
ESFUERZO CORTANTE (kg/cm ²)	0.28	0.59	1.23	-
COHESION (c) (kg/cm ²)				0.00
ANGULO DE FRICCION (Φ) (°)				30.68



Ing. Oscar Donayre Córdova
Jefe Laboratorio Mecánica de Suelos



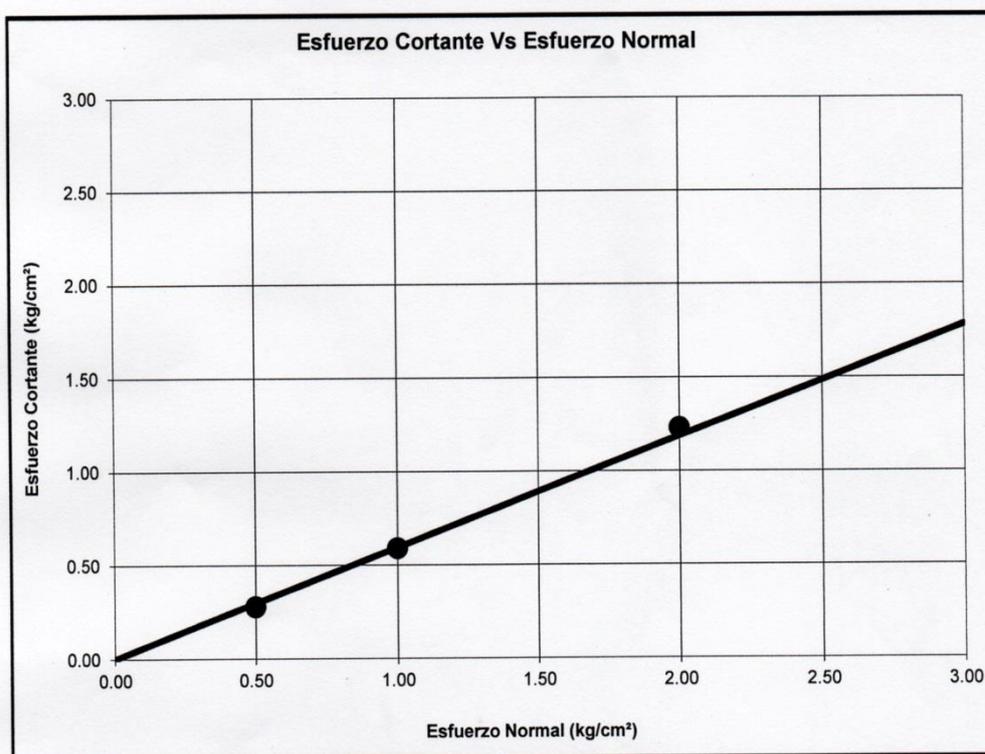
UNIVERSIDAD RICARDO PALMA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y ASFALTO

ENSAYO : CORTE DIRECTO
NORMA : ASTM D3080

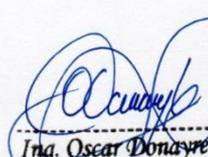
INFORME : ILMS-15081-2017
SOLICITANTE : FIORELLA ROBIN CHIRINOS SOTA
PROYECTO : SOCAVACION DE SUBESTRUCTURA PUENTE DUEÑAS DE LA CIUDAD DE LIMA 2017
UBICACION : CERCADO DE LIMA - LIMA
FECHA : MAYO 2017

TIPO DE EXPLORACION : CALICATA
No DE EXPLORACION : C-1
No DE MUESTRA : M - 1 (Tamizado por Malla N° 4)

PARAMETROS DE RESISTENCIA RESIDUAL



COHESION (c)	(kg/cm ²)	0.00
ANGULO DE FRICCIÓN (Φ)	(°)	30.68


Ing. Oscar Donayre
Jefe Laboratorio Mecánica de Suelos





UNIVERSIDAD RICARDO PALMA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y ASFALTO

ENSAYO : CORTE DIRECTO
 NORMA : ASTM D3080

INFORME : ILMS-15081-2017
 SOLICITANTE : FIORELLA ROBIN CHIRINOS SOTA
 PROYECTO : SOCAVACION DE SUBESTRUCTURA PUENTE DUEÑAS DE LA CIUDAD DE LIMA 2017
 UBICACION : CERCADO DE LIMA - LIMA
 FECHA : MAYO 2017

TIPO DE EXPLORACION : CALICATA
 No DE EXPLORACION : C-1
 No DE MUESTRA : M - 1 (Tamizado por Malla N° 4)

ESFUERZO NORMAL (kg/cm ²)	0.50	1.00	2.00	0.00
---------------------------------------	------	------	------	------

Esfuerzo Cortante Vs Deformación Horizontal	Deformación Horizontal	Esfuerzo Cortante						
	(%)	(kg/cm ²)						
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-	-
	0.05	0.01	0.05	0.05	0.05	0.06	-	-
	0.10	0.03	0.10	0.10	0.10	0.13	-	-
	0.20	0.06	0.20	0.15	0.20	0.26	-	-
	0.30	0.10	0.30	0.18	0.30	0.34	-	-
	0.40	0.12	0.40	0.22	0.40	0.42	-	-
	0.50	0.15	0.50	0.25	0.50	0.44	-	-
	0.75	0.21	0.75	0.35	0.75	0.59	-	-
	1.00	0.23	1.00	0.42	1.00	0.71	-	-
	1.25	0.23	1.25	0.47	1.25	0.81	-	-
	1.50	0.24	1.50	0.51	1.50	0.90	-	-
	1.75	0.24	1.75	0.53	1.75	0.98	-	-
	2.00	0.25	2.00	0.55	2.00	1.06	-	-
	2.50	0.25	2.50	0.58	2.50	1.16	-	-
	3.00	0.25	3.00	0.59	3.00	1.22	-	-
	3.50	0.26	3.50	0.60	3.50	1.25	-	-
	4.00	0.26	4.00	0.60	4.00	1.26	-	-
	4.50	0.26	4.50	0.60	4.50	1.27	-	-
	5.00	0.27	5.00	0.60	5.00	1.28	-	-
	6.00	0.27	6.00	0.60	6.00	1.29	-	-
	7.00	0.27	7.00	0.60	7.00	1.29	-	-
	8.00	0.27	8.00	0.60	8.00	1.27	-	-
	9.00	0.27	9.00	0.60	9.00	1.27	-	-
	10.00	0.28	10.00	0.60	10.00	1.27	-	-
	11.00	0.28	11.00	0.61	11.00	1.26	-	-
	12.00	0.28	12.00	0.61	12.00	1.25	-	-
	13.00	0.28	13.00	0.61	13.00	1.25	-	-
	14.00	0.28	14.00	0.61	14.00	1.25	-	-
	15.00	0.28	15.00	0.61	15.00	1.25	-	-
	16.00	0.28	16.00	0.60	16.00	1.25	-	-
	17.00	0.28	17.00	0.59	17.00	1.25	-	-
	18.00	0.28	18.00	0.59	18.00	1.24	-	-
	19.00	0.28	19.00	0.59	19.00	1.24	-	-
	20.00	0.28	20.00	0.59	20.00	1.23	-	-


Ing. Oscar Donayre Córdova
 Jefe Laboratorio Mecánica de Suelos



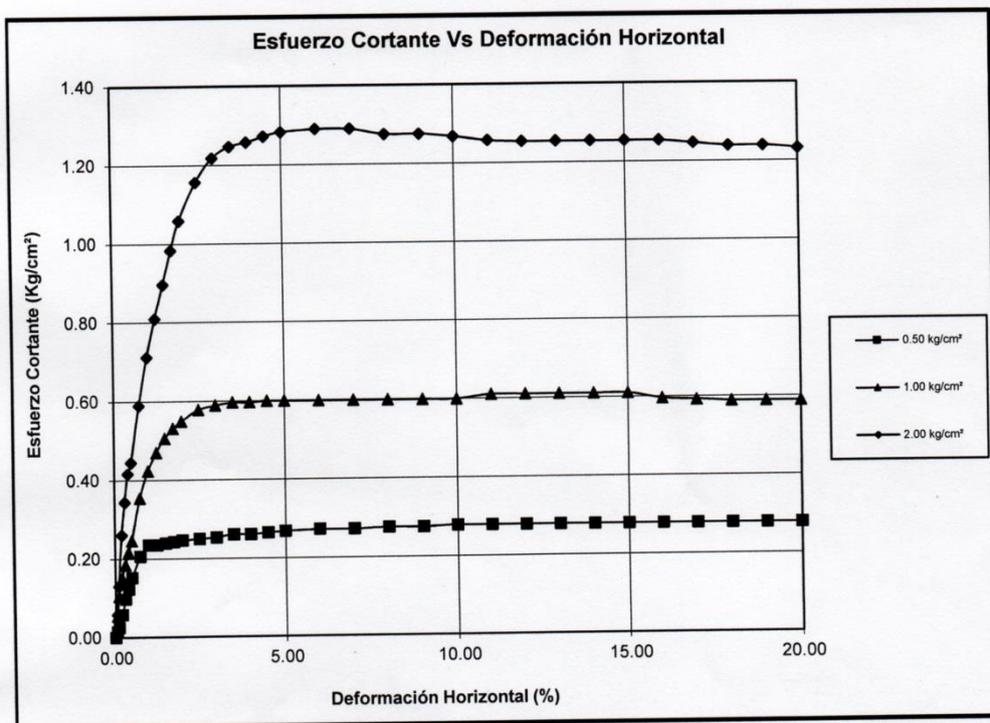


UNIVERSIDAD RICARDO PALMA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y ASFALTO

ENSAYO : CORTE DIRECTO
NORMA : ASTM D3080

INFORME : ILMS-15081-2017
SOLICITANTE : FIORELLA ROBIN CHIRINOS SOTA
PROYECTO : SOCAVACION DE SUBESTRUCTURA PUENTE DUEÑAS DE LA CIUDAD DE LIMA 2017
UBICACION : CERCADO DE LIMA - LIMA
FECHA : MAYO 2017

TIPO DE EXPLORACION : CALICATA
No DE EXPLORACION : C-1
No DE MUESTRA : M - 1 (Tamizado por Malla N° 4)



Ing. Oscar Donayre Córdoba
Jefe Laboratorio Mecánica de Suelos



UNIVERSIDAD RICARDO PALMA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y ASFALTO

ENSAYO : CORTE DIRECTO
 NORMA : ASTM D3080

INFORME : ILMS-15081-2017
 SOLICITANTE : FIORELLA ROBIN CHIRINOS SOTA
 PROYECTO : SOCAVACION DE SUBESTRUCTURA PUENTE DUEÑAS DE LA CIUDAD DE LIMA 2017
 UBICACION : CERCADO DE LIMA - LIMA
 FECHA : MAYO 2017

TIPO DE EXPLORACION : CALICATA
 No DE EXPLORACION : C-1
 No DE MUESTRA : M - 1 (Tamizado por Malla N° 4)

ESFUERZO NORMAL (kg/cm ²)	0.50	1.00	2.00	0
---------------------------------------	------	------	------	---

Deformación Vertical Vs Deformación Horizontal	Deformación Horizontal	Deformación Vertical						
	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
	0.00	0.000	0.00	0.000	0.00	0.000	-	-
	0.05	0.005	0.05	-0.030	0.05	-0.020	-	-
	0.10	0.010	0.10	-0.040	0.10	-0.050	-	-
	0.20	0.035	0.20	-0.080	0.20	-0.095	-	-
	0.30	0.020	0.30	-0.090	0.30	-0.110	-	-
	0.40	0.030	0.40	-0.100	0.40	-0.145	-	-
	0.50	0.055	0.50	-0.095	0.50	-0.160	-	-
	0.75	0.095	0.75	-0.090	0.75	-0.215	-	-
	1.00	0.150	1.00	-0.080	1.00	-0.265	-	-
	1.25	0.260	1.25	-0.050	1.25	-0.315	-	-
	1.50	0.395	1.50	-0.030	1.50	-0.355	-	-
	1.75	0.455	1.75	0.050	1.75	-0.390	-	-
	2.00	0.510	2.00	0.110	2.00	-0.410	-	-
	2.50	0.565	2.50	0.160	2.50	-0.395	-	-
	3.00	0.610	3.00	0.210	3.00	-0.355	-	-
	3.50	0.650	3.50	0.255	3.50	-0.315	-	-
	4.00	0.665	4.00	0.305	4.00	-0.265	-	-
	4.50	0.670	4.50	0.360	4.50	-0.220	-	-
	5.00	0.675	5.00	0.395	5.00	-0.155	-	-
	6.00	0.685	6.00	0.415	6.00	-0.105	-	-
	7.00	0.695	7.00	0.410	7.00	-0.095	-	-
	8.00	0.705	8.00	0.420	8.00	-0.065	-	-
	9.00	0.680	9.00	0.435	9.00	-0.120	-	-
	10.00	0.665	10.00	0.455	10.00	-0.185	-	-
	11.00	0.620	11.00	0.460	11.00	-0.245	-	-
	12.00	0.580	12.00	0.460	12.00	-0.305	-	-
	13.00	0.565	13.00	0.445	13.00	-0.355	-	-
	14.00	0.550	14.00	0.410	14.00	-0.365	-	-
	15.00	0.520	15.00	0.360	15.00	-0.415	-	-
	16.00	0.510	16.00	0.285	16.00	-0.470	-	-
	17.00	0.475	17.00	0.220	17.00	-0.605	-	-
	18.00	0.420	18.00	0.165	18.00	-0.665	-	-
	19.00	0.360	19.00	0.160	19.00	-0.705	-	-
	20.00	0.300	20.00	0.150	20.00	-0.715	-	-



Oscar Donayre
 Ing. Oscar Donayre Córdova

Av. Benavides 5440 – Surco – Lima 33 – Perú
 Telefonos: 275 0460-2750450 Anexo: 212 E-mail: HTTP://www.lab.mecanica.urp.edu.pe

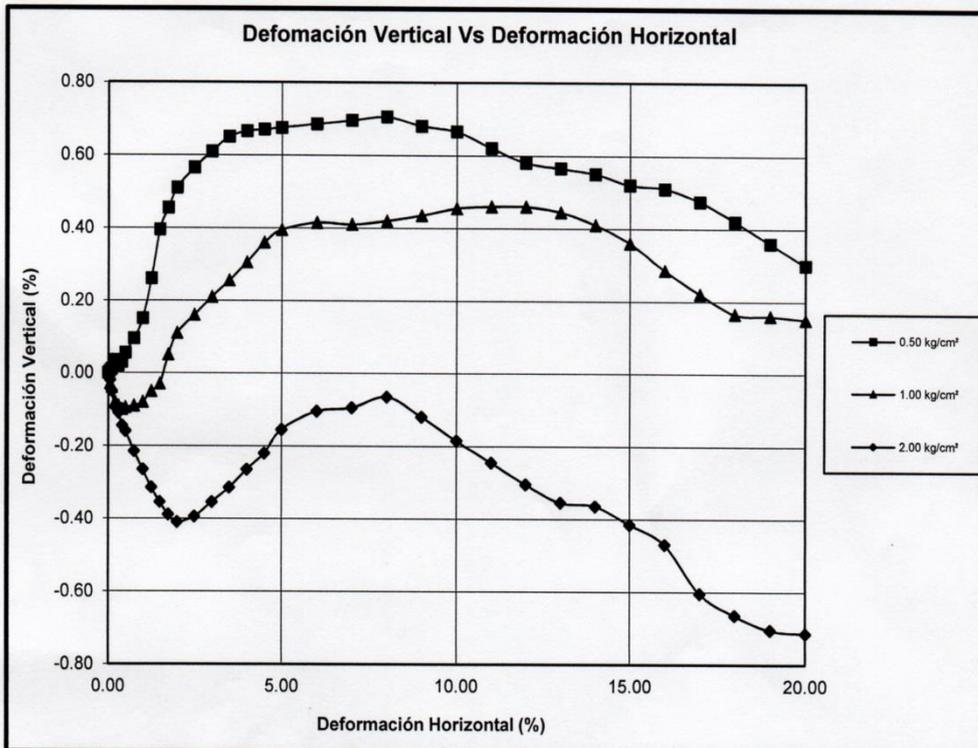


UNIVERSIDAD RICARDO PALMA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y ASFALTO

ENSAYO : CORTE DIRECTO
NORMA : ASTM D3080

INFORME : ILMS-15081-2017
SOLICITANTE : FIORELLA ROBIN CHIRINOS SOTA
PROYECTO : SOCAVACION DE SUBESTRUCTURA PUENTE DUEÑAS DE LA CIUDAD DE LIMA 2017
UBICACION : CERCADO DE LIMA - LIMA
FECHA : MAYO 2017

TIPO DE EXPLORACION : CALICATA
No DE EXPLORACION : C-1
No DE MUESTRA : M - 1 (Tamizado por Malla N° 4)



Ing. Oscar Donayre Córdova
Jefe Laboratorio Mecánica de Suelos

7.5.3. Información de Senamhi



Señora
PRESIDENTA EJECUTIVA DEL SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGÍA E HIDROLOGÍA DEL PERU – SENAMHI
 Presente.-

Fiorella Robin Chuzinos Sota.

(Nombre /Razón Social)

Calle Jesus Morales 992 zona A.

(Dirección)

con N° RUC: Telf.: 982529480 E-mail: chuzinos.sota@gmail.com.

dedicada al giro de.....

representada por:

Profesión.....N° DNI 72901086.

ante usted me presento y expongo;

Que, (detallar el estudio o proyecto que están realizando y para el que solicitan los datos)

Estudio de socavación de la subestructura del
 Puente Nicolas Dueñas.

Solicito la siguiente información:

ESTACION/ZONA	PARÁMETROS	PERÍODOS
Chosica	Registro de caudales mensuales.	20 - 30 años.
Campo de Marte	Precipitaciones mensuales.	20 - 30 años
	Dirección del viento mensuales.	20 - 30 años
	Temperatura Max. mensuales	20 - 30 años
	Temperatura Min. mensuales	20 - 30 años
	Humedad Relativa mensual.	20 - 30 años.

Por lo expuesto, agradeceré a usted atender lo solicitado.

Lima, 08 de Mayodel 2016

[Firma manuscrita]

Firma del Usuario

USUARIO: MUNICIPALIDAD METROPOLITANA DE LIMA

ESTACION: 202909 / CHOSICA / DZ-04

LAT. : 11° 55' "S" DPTO. : LIMA

PARAMETRO: CAUDAL MEDIO DIARIO (m³/s)

LONG. : 76° 41' "W" PROV. : LIMA

ALT. : 863 msnm. DIST. : LURIGANCHO

AÑO HIDROLOGICO	DESCARGA (m ³ /s)
1967-1968	46.400
1968-1969	113.200
1969-1970	151.000
1970-1971	138.000
1971-1972	95.600
1972-1973	128.000
1973-1974	115.400
1974-1975	124.000
1975-1976	106.600
1976-1977	126.000
1977-1978	124.000
1978-1979	123.000
1979-1980	101.100
1980-1981	132.000
1981-1982	76.200
1982-1983	108.000
1983-1984	157.300
1984-1985	s/D
1985-1986	154.200
1986-1987	186.500
1987-1988	73.937
1988-1989	85.233

Tesis: Estudio de socavación de la subestructura de puentes y análisis de estabilidad - Caso puente Nicolas Dueñas de la ciudad de Lima en el 2017

Autor: Fiorella Robin Chirinos Sota

USUARIO: MUNICIPALIDAD METROPOLITANA DE LIMA

ESTACION: 202909 / CHOSICA / DZ-04

LAT. : 11° 55' "S" DPTO. : LIMA

PARAMETRO: CAUDAL MEDIO DIARIO (m³/s)

LONG. : 76° 41' "W" PROV. : LIMA

ALT. : 863 msnm. DIST. : LURIGANCHO

AÑO HIDROLOGICO	DESCARGA (m ³ /s)
1989-1990	61.309
1990-1991	84.750
1991-1992	56.659
1992-1993	182.213
1993-1994	168.198
1994-1995	89.101
1995-1996	127.497
1996-1997	90.153
1997-1998	200.073
1998-1999	164.226
1999-2000	127.255
2000-2001	125.652
2001-2002	88.774
2002-2003	163.003
2003-2004	101.373
2004-2005	99.182
2005-2006	117.830
2006-2007	128.638
2007-2008	101.601
2008-2009	154.327
2009-2010	123.085
2010-2011	31.323

Tesis: Estudio de socavación de la subestructura de puentes y analisis de estabilidad - Caso puente Nicolas Dueñas de la ciudad de Lima en el 2017

Autor: Fiorella Robin Chirinos Sota

7.6. Panel Fotográfico



Fuente: Elaboración propia

Figura VII-2: Fondo de la zapata del pilar intermedio



Fuente: Elaboración propia

Figura VII-3: Aguas arriba del estribo derecho, colapso de la vía auxiliar

