



REPÚBLICA DE CUBA
MINISTERIO DE EDUCACIÓN SUPERIOR
UNIVERSIDAD DE MOA
“Dr. ANTONIO NÚÑEZ JÍMENEZ”
FACULTAD DE GEOLOGÍA Y MINERÍA
DEPARTAMENTO DE GEOLOGÍA

**TESIS PRESENTADA EN OPCIÓN
AL TÍTULO DE INGENIERO
GEÓLOGO**

**“Determinación de la socavación local en los pilares
del puente sobre el río Cabaña”.**

Autor: Juan Luis Rubio García

**Tutores: Dra. Teresa Hernández Columbié
Ing. Reinier Hernández Guilarte**

**Moa, 4 de julio del 2019
Año 61 de la Revolución**

Pensamientos

“... Somos lo que hacemos día a día. De modo que la excelencia no es un acto sino un hábito...”

Aristóteles

Dedicatoria

A mi familia que siempre van a mi lado, en el largo camino de la vida y a mi ángel de la guardia. A mis amistades, compañeros de aula, profesores y a nuestra Revolución Cubana.

Agradecimientos

No puedo dejar de agradecer a mis padres quienes, durante 24 años me han dado la educación necesaria para culminar mi carrera, inculcándome los valores para responsabilizarme en la búsqueda de mis metas; a mi hermana Tita quien ha sido mi ídolo a seguir siempre y mis abuelos los cuales adoro con la vida. A mi traviesa sobrina a quien quiero con locura y siempre saca lo mejor de mí. A Ignacio el mejor cuñado del mundo, de quien estaré agradecido eternamente por dejarme en la universidad mi primer día, los cuales se han convertido en unos fructíferos 5 años. Al cool de mi hermano y mi pequeña hermanita Jenny María y a Jenny quién ha sido genial conmigo. Agradecer mucho a mi tía Lázara Lidia y mi tío Ruli, así como a mis primos, especialmente a Papi y demás familiares que siempre estuvieron presentes. A mi ángel de la guardia por cuidar y velar por mí siempre. A mi tutora Teresa Hernández por incluirme en este proyecto de tesis y a Reinier quien ha sido un pilar fundamental en la realización de esta investigación sobre todo en los últimos días, además de ser un buen compañero desde mi primer año. Quiero agradecer también a todos los profesores que me han educado, y agradecer en particular a Luis Alberto Pérez, Nicolás Muñoz, al profesor Yurisley Valdés, a Ramón y a las hermosas profesoras Liuska, Keilín, Raquel, a mi querida profesora de filosofía Arlenis y mi especial amiga Marianela Crespo Lambert quien ha estado siempre para mí en todo momento. A todos mis compañeros de aula, con los que he compartido y convivido en estos 5 años momentos inolvidables. Agradecer también a mi amiga Marlen Torres Beltrán y a Cecilia, quienes siempre me han ayudado cuando lo necesitaba. Y no por último menos importante quiero agradecer a todas aquellas personas que me hicieron feliz en todo este tiempo y me animaron siempre para salir adelante y quiero que sepan que nunca pero nunca los olvidaré y prometo ser el mejor amigo para ustedes que pueda ser.

RESUMEN

La socavación local alrededor de pilares en puentes es un tema que ha merecido la atención de numerosos investigadores durante muchos años. Esto se debe a que la socavación resultante de la interacción entre el suelo, la estructura y el agua, es un problema aún no resuelto en la ingeniería, que no sólo afecta a la infraestructura misma, sino que pone en peligro la vida humana y el desarrollo económico y social de las comunidades colindantes. El trabajo de diploma titulado “Determinación de la socavación local en los pilares del puente sobre el río Cabaña”, tiene como objetivo determinar la socavación existente en los pilares del puente sobre el río Cabaña, para ello se determinaron las condiciones ingeniero geológicas del área de estudio, donde se obtuvieron 5 horizontes, mezcla de arena (1), arcilla de alta plasticidad, mezcla de arena (2), arcilla de baja plasticidad, arena y serpentinitas. Se realizó un monitoreo sistemático en un período de 4 meses, se aplicó el método de la FHWA (HEC-18) para determinar la socavación local, donde los mayores niveles de socavación se encuentran en los pilares 1 y 2 con 28.82 % y 26.77 % respectivamente y el pilar 5 presenta menor socavación con un valor de 2.25 %, producto de que se encuentra asentado en una acumulación de sedimentos consolidados. Esta investigación pretende generar conciencia social de la necesidad del mantenimiento de este tipo de estructuras a través de una propuesta de medidas de protección para mitigar los efectos de la socavación local en los pilares del puente.

ABSTRACT

The local scour around the pillars on the bridges is a subject that has deserved attention for many years. This is because the society resulting from the interaction between soil, structure and water, is a problem not yet solved in engineering, which has not only become the infrastructure itself, but also endangers life human, economic, and social development of the surrounding communities. The work of the diploma entitled "Determination of the local scour on the pillars of the bridge over the river Cabaña", aims to determine the existing scour in the pillars of the bridge over the river Cabaña, for this the conditions of the geological engineer of the area are determined of study, where 5 horizons were obtained, sand mixture (1), high plasticity clay, sand mixture (2), low plasticity clay, sand and serpentinites. A systematic monitoring was carried out in a period of 4 months, the FHWA method (HEC-18) was applied to determine the maximum scour, where the highest scour levels are found in pillars 1 and 2 with 28.82 % and 26.77 % respectively, and pillar 5 shows less scour with a value of 2.25 %, product of which is in an accumulation of consolidated sediments. This research aims to generate social awareness of the help of this type of structures through a proposal of protection measures to mitigate the effects of local scour on the pillars of the bridge.

Índice

| | |
|---|----|
| RESUMEN | IV |
| ABSTRACT | V |
| INTRODUCCIÓN | 1 |
| MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL | 3 |
| Introducción | 3 |
| Erosión en un cauce | 3 |
| Erosión general | 5 |
| Erosión por contracción | 6 |
| Erosión local | 6 |
| Fosos de socavación | 7 |
| Influencia de la erosión general en el foso de socavación | 8 |
| • Foso generado por efecto exclusivo de la erosión local..... | 9 |
| • Foso generado por efecto combinado de la erosión general y local | 9 |
| Tipos de obstáculos | 10 |
| • Obstáculos Naturales | 10 |
| • Obstáculos Artificiales | 10 |
| Erosión local en pilares de puentes | 11 |
| Mecanismo de la erosión local | 12 |
| Aumento de la velocidad..... | 12 |
| Sistema de vórtices | 12 |
| CAPÍTULO I: CARACTERÍSTICAS FÍSICO-GEOGRÁFICAS, GEOLÓGICAS Y PARTICULARES DEL ÁREA DE ESTUDIO | 14 |
| 1.1. Introducción..... | 14 |
| 1.2. Ubicación geográfica del área de estudio | 14 |
| 1.3. Características socioeconómicas regionales y locales | 15 |
| 1.4. Hidrografía | 15 |
| 1.5. Clima..... | 16 |

| | |
|--|----|
| 1.5.1. Precipitaciones..... | 17 |
| 1.6. Geomorfología regional..... | 18 |
| 1.7. Características geológicas del área de estudio..... | 20 |
| 1.7.1 Formación Río Macío..... | 21 |
| 1.8. Flora y fauna | 22 |
| 1.8.1. Vegetación..... | 22 |
| 1.8.2. Fauna..... | 22 |
| CAPÍTULO II: METODOLOGÍA Y VOLÚMENES DE LOS TRABAJOS REALIZADOS..... | 24 |
| 2.1. Introducción..... | 24 |
| 2.2. Etapa preliminar | 25 |
| 2.3. Etapa de campo | 30 |
| 2.3.1. Descripción del puente sobre el río Cabaña | 30 |
| 2.3.2. Determinación de los parámetros utilizados en el cálculo de la socavación local por el método (HEC-18)..... | 31 |
| 2.4. Procesamiento y análisis de la información | 32 |
| 2.4.1 Métodos para la determinación de la socavación local de los pilares en puentes | 32 |
| 2.4.2. Método empleado para la determinación de la socavación local de los pilares en el puente sobre el río Cabaña..... | 38 |
| CAPÍTULO III: DETERMINACIÓN DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN LOS PILARES DEL PUENTE SOBRE EL RIO CABAÑA..... | 46 |
| 3.1. Introducción..... | 46 |
| 3.2. Condiciones ingeniero geológicas del área de estudio | 46 |
| 3.4. Determinación de la socavación local en los pilares del puente sobre el río Cabaña aplicando el método (FHWA) HEC-18..... | 50 |
| 3.5. Propuesta de medidas de protección para mitigar la socavación local en los pilares del puente sobre el río Cabaña..... | 64 |
| CONCLUSIONES..... | 68 |

Tesis presentada en opción al Título de Ingeniero Geólogo

| | |
|-----------------------|----|
| RECOMENDACIONES | 69 |
| BIBLIOGRAFÍA | 70 |
| ANEXOS | 73 |

Índice de Figuras

| | |
|---|----|
| Figura 1. Clasificación de la erosión en el cauce del río. | 4 |
| Figura 2. Cauce natural..... | 4 |
| Figura 3. Cauce con implantación de un puente. | 4 |
| Figura 4. Cauce en el momento de una crecida..... | 5 |
| Figura 5. Esquema de la contracción de un cauce..... | 6 |
| Figura 6. Erosión general y erosión local. | 7 |
| Figura 7. Erosión local alrededor de un obstáculo. | 8 |
| Figura 8. Formas de fosos de erosión..... | 8 |
| Figura 9. Desarrollo del foso de socavación alrededor de pilares en función de la erosión general del lecho..... | 10 |
| Figura 10. Erosión local en tres dimensiones en un pilar. | 11 |
| Figura 11. Fallo típico de una pila por erosión local. | 11 |
| Figura 12. Características principales del flujo alrededor de pilares de puentes. | 13 |
| Figura 13. Ubicación geográfica del área de estudio. | 14 |
| Figura 14. Mapa de Ubicación del Río Cabaña..... | 16 |
| Figura 15. Mapa esquemático morfo-tectónico de Moa a escala 1:250000. Tomado de (Cruz Ramírez 2005)..... | 19 |
| Figura 16. Esquema geológico del Municipio de Moa a escala 1:100000.1- Formación Río Macío. 2- Gabros de Complejo Ofiolítico. 3- Formación Quiviján, 4)- Formación Sabaneta. 5- Peridotitas y harzburgita del Complejo Ofiolítico 6- Formación Punta Gorda. 7- Ríos. 8. Fallas según (FORMELL, F.; ORO 1980) y (INRH (INSTITUTO NACIONAL DE RECURSOS HIDRÁULICOS) 1986). | 21 |
| Figura 17. Flujograma de la investigación..... | 24 |
| Figura 18. Formas del pilar para cálculo de socavación por el método del FWHA..... | 40 |
| Figura 19. Página web de la Universidad Estatal de San Diego, EE.UU. Tomado de (Ponce 1999)..... | 42 |
| Figura 20. (VISUALAB) laboratorio de enseñanza e investigación de computación en el Departamento de Ingeniería Civil, de Construcción y Ambiental de la Universidad Estatal de San Diego, California de los EE.UU... | 43 |

| | |
|--|----|
| Figura 21. Software libre Hec-18 utilizado para determinar la socavación local en los pilares del puente sobre el río Cabaña. | 44 |
| Figura 22. Cálculo del número de Froude. | 45 |
| Figura 23. Perfil I-I del puente sobre el río Cabaña. Fuente:(Informe ENIA 2017). | 47 |
| Figura 24. Perfil I-II del puente sobre el río Cabaña. Fuente: (Informe ENIA 2017). | 49 |
| Figura 25. Profundidad del flujo sobre el río Cabaña. | 51 |
| Figura 26. Socavación Máxima en los pilares del puente sobre el río Cabaña. | 52 |
| Figura 27. Porcentaje de la socavación local en los pilares del puente sobre el río Cabaña. | 53 |
| Figura 28. Presencia de ramas en el pilar 1. | 54 |
| Figura 29. Presencia de ramas en el pilar 2. | 54 |
| Figura 30. Pilar 3. | 55 |
| Figura 31. Pilar 4. | 56 |
| Figura 32. Vista lateral de los pilares en una crecida del río Cabaña. | 56 |
| Figura 33. Vista lateral de los pilares con el cauce del río Cabaña estable. | 57 |
| Figura 34. Acumulación de los sedimentos consolidados en el pilar 5. | 58 |
| Figura 35. Medición de la acumulación de sedimentos consolidados en el pilar 5. | 58 |
| Figura 36. Acumulación de sedimentos consolidados del pilar 6. | 59 |
| Figura 37. Acumulación de sedimentos en los pilares 6 y 7. | 59 |
| Figura 38. Cauce del río próximo a los pilares 6-10. | 60 |
| Figura 39. Acumulación de sedimentos cuando no existen precipitaciones. | 60 |
| Figura 40. Acumulación de sedimentos en el pilar 7. | 61 |
| Figura 41. Altura de la acumulación de los sedimentos. | 61 |
| Figura 42. Acumulación de sedimentos del pilar 8 luego de intensas lluvias. ... | 62 |
| Figura 43. La acumulación de sedimentos en el pilar 9 luego de una crecida. | 62 |
| Figura 44. El pilar 9 en una crecida del río Cabaña. | 63 |
| Figura 45. Pilar 10 cuando el cauce del río lo abandona. | 63 |
| Figura 46. Pilar 10 en una crecida del río Cabaña. | 64 |
| Figura 47. Protección de pilares con (pantallas). | 65 |
| Figura 48. Protección de pilares con (sacos rellenos). | 65 |
| Figura 49. Ejemplo de Gaviones. | 66 |

Índice de Tablas

| | |
|---|----|
| Tabla 1. Promedio de lluvias en los 4 meses de monitoreo, (marzo-junio). | 18 |
| Tabla 2. Comparativa de los métodos analizados..... | 34 |
| Tabla 3. Factor de forma del pilar K_1 | 40 |
| Tabla 4. Factor de corrección para el ángulo de ataque del flujo. | 41 |
| Tabla 5. Factor de corrección por rugosidad general del cauce..... | 41 |
| Tabla 6. Promedio en metros de la profundidad del flujo (Y_n) y socavación máxima (Y_s). | 51 |

INTRODUCCIÓN

La socavación es un fenómeno natural causado por la acción de la erosión del agua que fluye en los cauces de ríos y canales. La socavación local es la eliminación de los sedimentos alrededor de los elementos estructurales que se encuentran en el flujo del agua. Esto significa el descenso del nivel del lecho del río por la erosión del agua, de tal manera que hay una tendencia para exponer la cimentación de los puentes como resultado de la acción erosiva de las corrientes de agua, a medida que la erosión progresa continuamente, socava los cimientos de la estructura originando el colapso de esta (Khwairakpam, 2006), las estadísticas mundiales demuestran que un alto porcentaje de la falla de puentes se debe a la socavación de la subestructura, (Lefter, 1993), (EE.UU, 1998) y (Antunes Do Carmo, 2005). Si a esto se le suma la falta de mantenimiento, la situación de los puentes en el país se puede considerar crítica, puesto que los sistemas de control de erosión son utilizados de manera muy arcaica o simplemente siguiendo el sistema más utilizado sin importar su diseño y sin realizar un análisis previo. Es imprescindible generar conciencia en los ingenieros y en los ciudadanos del problema que enfrentan los puentes de la red vial nacional. El municipio de Moa no queda excepto de esta problemática, puesto que los puentes no reciben mantenimiento y un ejemplo de esto es el colapso del antiguo puente sobre el río Cabaña, el cual sufrió un asentamiento en sus pilares por la falta de mantenimiento, siendo una de las causas de su colapso.

Por tal motivo surge la siguiente investigación titulada: “**Determinación de la socavación local en los pilares del puente sobre el río Cabaña**”. Que a su vez se traza como **problema científico**, el insuficiente conocimiento del nivel de socavación en los pilares del puente sobre el río Cabaña.

Objeto: los pilares del puente sobre el río Cabaña.

Campo de acción: la socavación local.

Objetivo general: determinar el nivel de socavación local en los pilares del puente sobre el río Cabaña.

Objetivos específicos:

1. Determinar las condiciones ingeniero geológicas del área de estudio.
2. Determinar el nivel de socavación máxima aplicando el método de la FHWA (HEC-18).

3. Definir el nivel de socavación local en los pilares del puente sobre el río Cabaña.
4. Proponer medidas de protección para mitigar la socavación local en los pilares del puente sobre el río Cabaña.

Hipótesis: si se determina la socavación local en los pilares del puente sobre el río Cabaña se podrá conocer la situación actual del mismo ante este proceso, evitando daños económicos, sociales y ambientales a través de un plan de medidas de protección.

MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL

Introducción

Para lograr una investigación exitosa, es necesario conocer los trabajos realizados en el mundo sobre esta temática, la recopilación de la mayor cantidad de información sobre los estudios más relevantes desarrollados, hipótesis y metodologías establecidas en los últimos años, que permitan actualizar la temática con el objetivo de alcanzar mejores resultados y de conocer aspectos generales sobre los estudios para la determinación de la vulnerabilidad física por erosión local en los puentes. Para ello es necesario establecer una serie de definiciones indispensables para realizar estudios sobre la erosión local.

Erosión en un cauce

La implantación de una obra en un curso de agua, altera las condiciones en que se desarrollan los procesos fluviales, que luego producen una serie de modificaciones en el escurrimiento: variaciones de los niveles del río, cambios en el perfil de velocidades del río y generación de corrientes secundarias y torbellinos. La principal consecuencia de los cambios mencionados es la erosión. La socavación es el resultado de la acción erosiva de las corrientes de agua, excavando y transportando el material desde el lecho y márgenes de un curso. Dependiendo del tipo de suelo, será la profundidad máxima alcanzada, y el tiempo necesario para que esa socavación máxima se produzca, entre otros factores. La erosión, por su escala de acción espacial, puede distinguirse entre erosión general del fondo y erosión local, ver (Figura 1). La primera se puede explicar por la acción de un flujo de agua sobre el fondo del cauce. Afecta a tramos largos del cauce y sería la única o primordial en un cauce recto y libre de singularidades, como obstáculos. La erosión local, en cambio, se explica por la acción de un flujo más complejo, que en una sección recta de la corriente (horizontal o vertical) requeriría una descripción bidimensional de las velocidades. Se presenta asociada a singularidades como obstáculos o a sectores curvos del cauce.

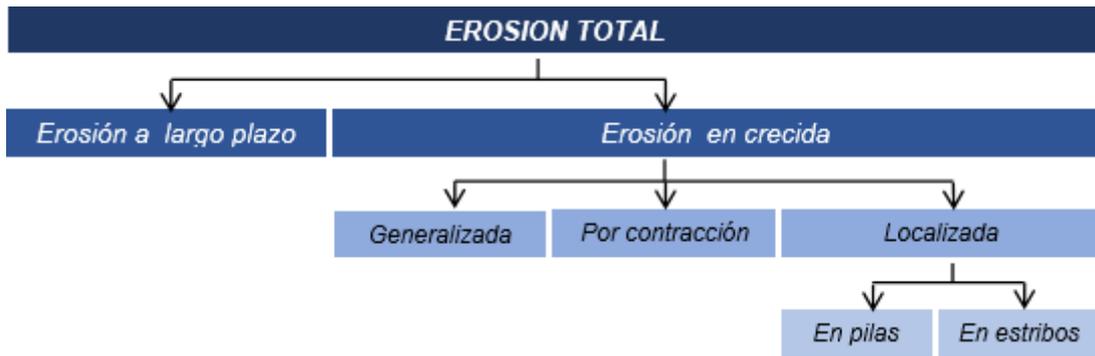


Figura 1. Clasificación de la erosión en el cauce del río.

En las (Figuras 2 – 4) se ilustra el esquema general de un proceso de socavación ocasionado por la construcción de un puente:

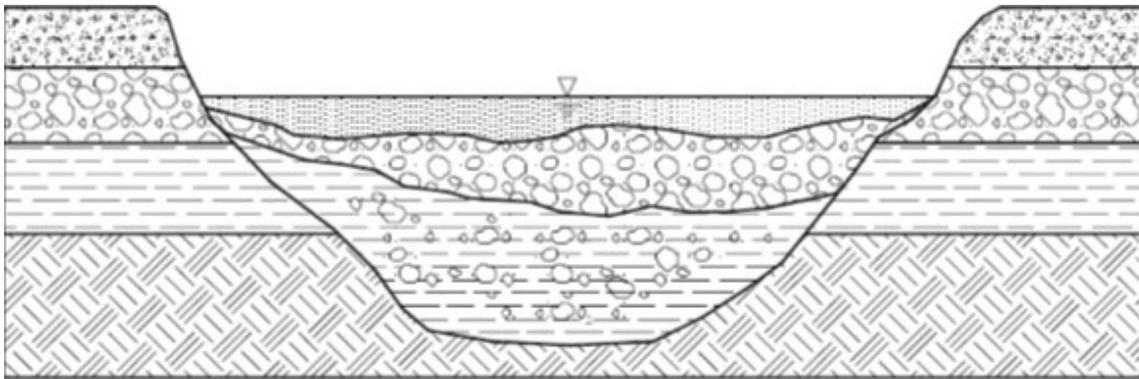


Figura 2. Cauce natural.

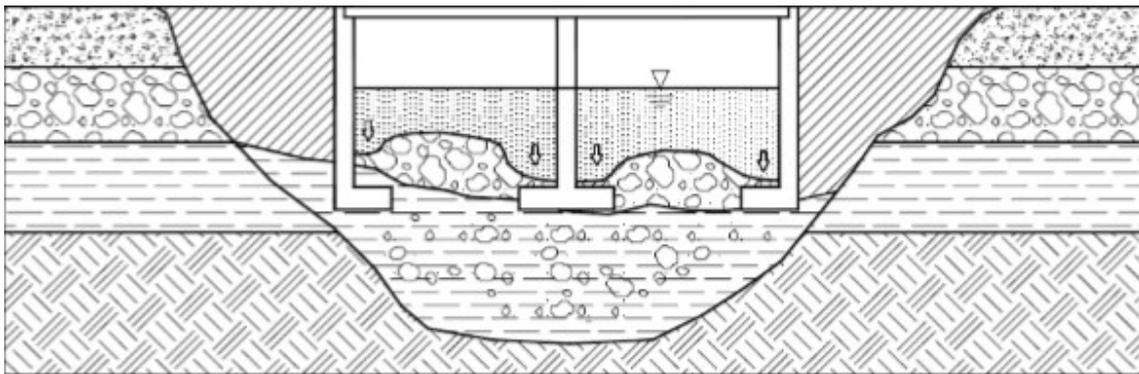


Figura 3. Cauce con implantación de un puente.

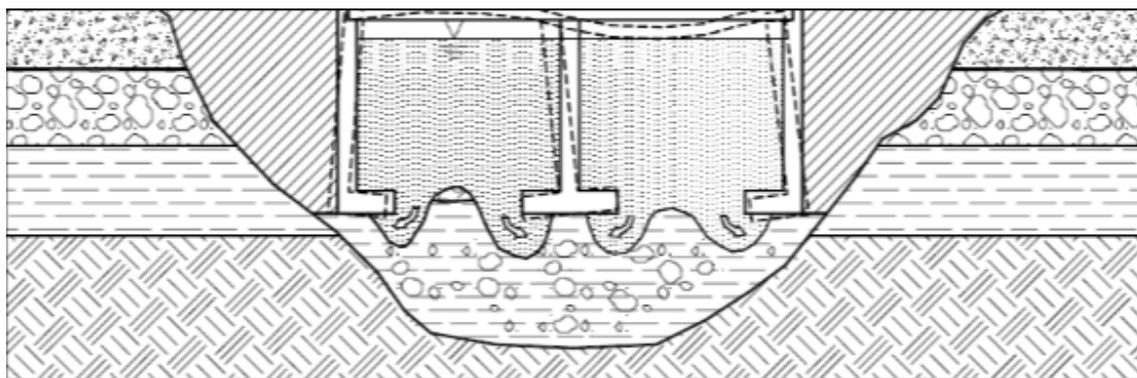


Figura 4. Cauce en el momento de una crecida.

Erosión general

Este tipo de erosión como anteriormente se explicaba afecta a tramos largos del cauce y está estrechamente relacionada con la energía que adquiere el agua al aumentar su velocidad. Al aumentar la velocidad de la corriente aumenta también su capacidad erosiva, superando la resistencia al movimiento de las partículas del suelo causando su desprendimiento. Ocurre independientemente de la presencia de estructuras impuestas por el hombre y sería el único o primordial tipo de erosión en un cauce recto y sin ninguna singularidad. La erosión general guarda relación con la erosión permanente, ya que normalmente se dan al mismo tiempo. Es un fenómeno que ocurre sobre un amplio rango de escalas de espacio y de tiempo, aun cuando eventos catastróficos puedan acelerarlo. Pueden inducir a una erosión general significativa los cambios del uso de la tierra, como la deforestación y la urbanización (Briceño Caminati, 2003).

La socavación general se puede producir por varias causas:

- Aumento del caudal durante las avenidas.
- Incremento de la pendiente del cauce por alteración del canal, o corte de meandros.
- Remoción de sedimentos del flujo por la construcción de una presa o por extracción de materiales del fondo del cauce.
- Transferencia de agua de una cuenca a otra, la cual altera la capacidad de transporte de sedimentos de ambas corrientes.
- Disminución de la rugosidad del cauce por obras de regulación del canal.

Esta socavación es una erosión general de todo el cauce y no depende de que exista o no un puente u otra estructura. La socavación general tiene como

resultado una disminución en el nivel del fondo del cauce y los niveles de agua y por lo tanto puede producir exposición de las fundaciones y otras estructuras colocadas en el cauce del río.

Una de las formas de determinar su magnitud es a partir del criterio de inicio de movimiento ante una corriente permanente: la socavación general se define como el descenso del fondo de un río cuando se presenta una avenida, debido a la mayor capacidad que tiene la corriente de transportar partículas en suspensión, partículas que toma del fondo del cauce. Al aumentar la velocidad de la corriente, manteniendo fijos el caudal y la posición de la superficie libre del agua, aumenta su capacidad de transporte por lo que erosiona el fondo, al socavar aumenta el área de la sección y disminuye la velocidad del flujo hasta el punto en que la velocidad es incapaz de mover las partículas que componen el lecho.

Erosión por contracción

Consiste en el descenso del fondo del cauce del río en aquellas secciones donde se reduce el ancho, debido a la mayor velocidad de la corriente en esa zona. Esto ocurre cuando se construyen obras dentro del cauce de un río, como puentes o espigones (Figura 5).



Figura 5. Esquema de la contracción de un cauce.

Erosión local

La erosión local afecta a una pequeña extensión del cauce y se origina por la acción de un flujo más complejo que el que se presenta en la erosión general. El flujo local tiene una fuerte turbulencia y desarrolla remolinos o vórtices, que son los principales causantes del fenómeno por este motivo, no es necesario grandes caudales para originar la erosión local ya que pueden ocurrir aguas abajo de cauces tranquilos por lo que se presenta en sitios particulares de la corriente, como tramos curvos o en las vecindades de los obstáculos, los

cuales generan un cambio en el patrón del flujo. Las estructuras hidráulicas como presas, puentes con pilares o estribos dentro del cauce, obras de encauzamiento, entre otros producen este tipo de erosión.

En la (Figura 6) se aprecia un esquema de las dos formas de erosión según la clasificación espacial.

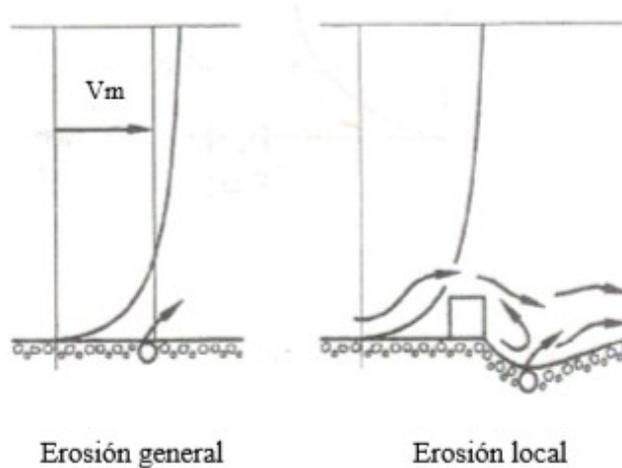


Figura 6. Erosión general y erosión local.

En un tramo de una corriente natural, los dos tipos de erosión mencionados se pueden dar al mismo tiempo. Esto se debe a que cada uno se origina de manera independiente. Por ejemplo, la presencia de un obstáculo en un tramo donde existe una tendencia a la erosión general, causaría los dos tipos de erosión: la local y la general. La erosión total sería la suma de las componentes asociadas. A continuación se abordará con mayor detalle todos los factores y agentes implicados la erosión local en puentes con pilares, por ser el tipo de erosión que concentra el interés de este trabajo de tesis.

Fosos de socavación

Los llamados fosos son el resultado de la acción de la erosión local sobre una pequeña extensión del cauce. Estos fosos se pueden presentar aguas arriba o aguas abajo del obstáculo. En la (Figura 7) se muestra un pequeño esquema de la erosión local alrededor de un obstáculo. El término profundidad de socavación (Y_s) define la profundidad del foso socavado.

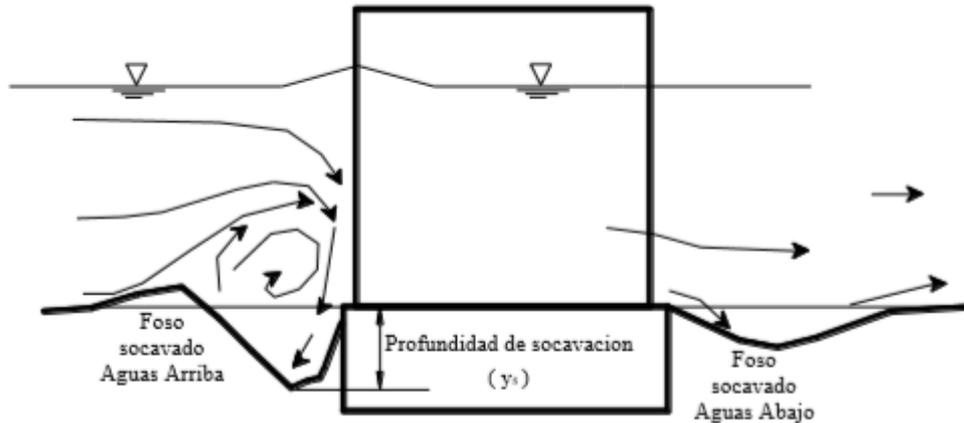


Figura 7. Erosión local alrededor de un obstáculo.

Los fosos de socavación pueden adquirir distintas formas según sea la localización y la extensión de estos sobre el cauce del río. La erosión puede ser localizada en el frente de un obstáculo o puede extenderse continuamente alrededor del elemento. La (Figura 8) resume distintas formas de fosos socavados.

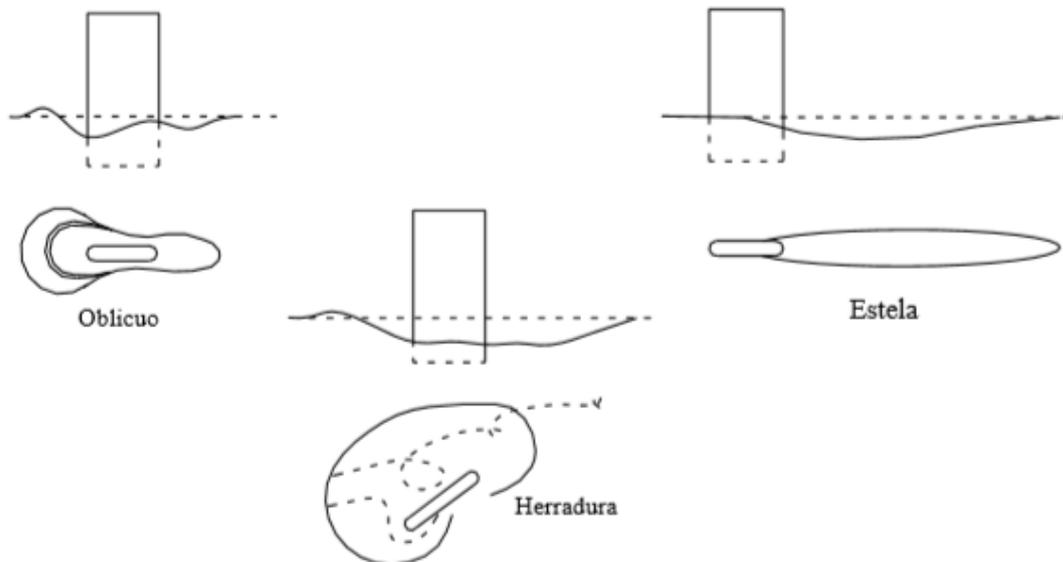


Figura 8. Formas de fosos de erosión.

Influencia de la erosión general en el foso de socavación

A pesar que el sistema de vórtices en la base del pilar es el principal responsable de la erosión local en pilares, la existencia o carencia de una erosión general en el lecho influye en el desarrollo del foso de socavación. Es por esto que existen dos tipos de fosos de socavación, el generado por el

efecto exclusivo de la erosión local y el generado por el efecto combinado de la erosión general con la local.

- **Foso generado por efecto exclusivo de la erosión local**

Esta situación se da cuando el efecto de la corriente sobre el lecho del río no es capaz de poner en movimiento el material que lo conforma, pese a esto los vórtices sí son capaces de socavarlo. La erosión local empieza con una velocidad que es aproximadamente la mitad de la velocidad crítica, velocidad necesaria para dar inicio a la erosión general del lecho (Figura 9). Por esta razón no se requieren grandes caudales para que se forme el foso de socavación. En el tiempo la erosión en el foso de socavación es continua hasta alcanzar un equilibrio. Dicho equilibrio se consigue cuando el material de fondo es capaz de resistir el poder erosivo del agua, generado por los vórtices, por lo tanto ya no hay socavación. Este caso coincide con la erosión local sin arrastre generalizado de sedimentos.

- **Foso generado por efecto combinado de la erosión general y local**

A diferencia del caso anterior, la corriente del agua si es capaz de poner en movimiento el material del fondo del río, por lo que existe una erosión general del lecho, requiriéndose para esto grandes caudales. Debido a esto, se da un transporte general de sedimentos al mismo tiempo que ocurre la erosión local. Por esta razón, el equilibrio en el foso se alcanza por una compensación entre la cantidad de material transportado por la corriente que entra.

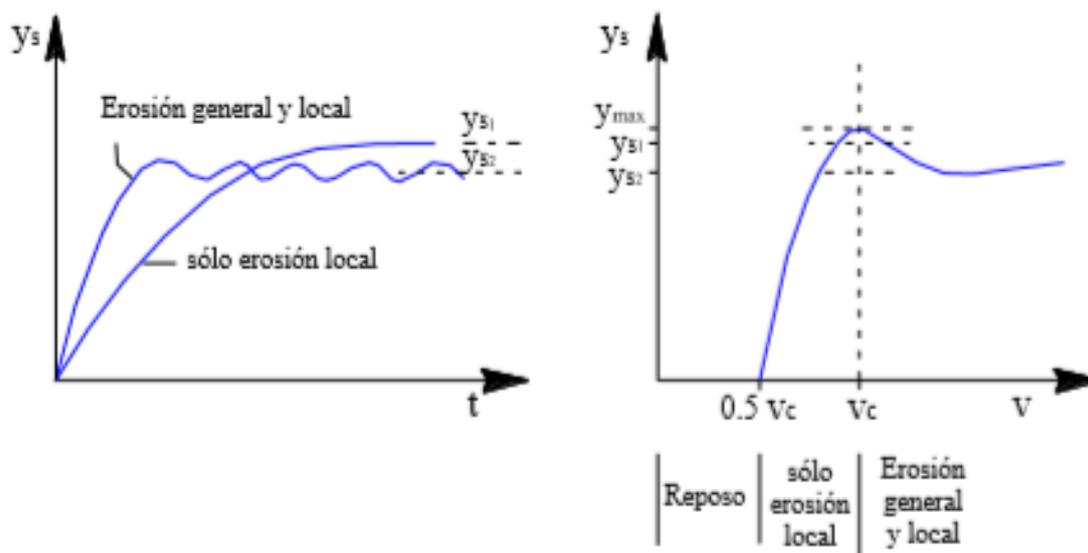


Figura 9. Desarrollo del foso de socavación alrededor de pilares en función de la erosión general del lecho.

Tipos de obstáculos

La presencia de obstáculos en un cauce puede ser por producto del hombre o de la misma naturaleza. Por lo tanto, existen dos tipos de obstáculos: los naturales y los artificiales.

- **Obstáculos Naturales**

Obstáculo natural es el nombre que se aplica a cualquier obstáculo cuya presencia en el cauce se deba a razones puramente naturales, es decir, independientemente de la acción humana. Un ejemplo de estos son: los estratos duros que se forman en el cauce del río causando grandes turbulencias que se manifiestan en erosiones de fondo muy fuertes.

- **Obstáculos Artificiales**

Se le denomina así a todos aquellos obstáculos cuya presencia en el cauce se debe a obras generadas por el hombre. Por ejemplo, obras hidráulicas que obstaculizan el libre flujo de la corriente del agua. Los casos de erosión local de mayor repercusión social se deben a este tipo de obstáculos; ya que al colapsar, causan grandes pérdidas y daños en las comunidades aledañas. Los puentes son un ejemplo de este tipo de obstáculo y los efectos de socavación causados por la presencia de estas obras de infraestructura, pueden ocasionar el colapso de estas mismas, provocando cuantiosas pérdidas económicas e

incluso humanas, siendo los pilares de los puentes las estructuras hidráulicas más vulnerables a la erosión.

Erosión local en pilares de puentes

Los pilares de los puentes son las estructuras hidráulicas más vulnerables con respecto a la erosión. La erosión local en los pilares de puentes resulta de una triple interacción entre el suelo, la estructura y el agua. La respuesta física a este tipo de fenómeno consiste en que alrededor de los pilares se dan velocidades mayores que las velocidades medias de la corriente, acompañadas de un sistema de vórtices frontales, laterales y de estela detrás del pilar. Este sistema de vórtices en la base del pilar es el principal responsable de la erosión. En la (Figura 10) se ilustra el sistema de vórtices desarrollado alrededor de un pilar.

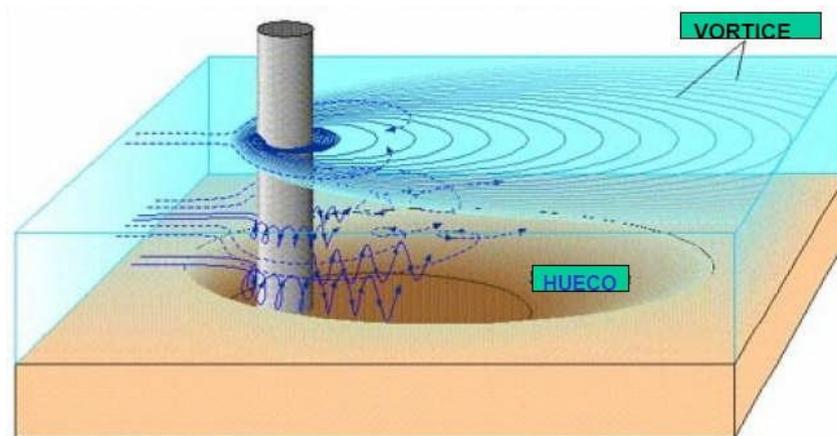


Figura 10. Erosión local en tres dimensiones en un pilar.

La patología típica de un fallo de este tipo (erosión local en pilas) es que la pila se hunde y se vuelca hacia aguas arriba.

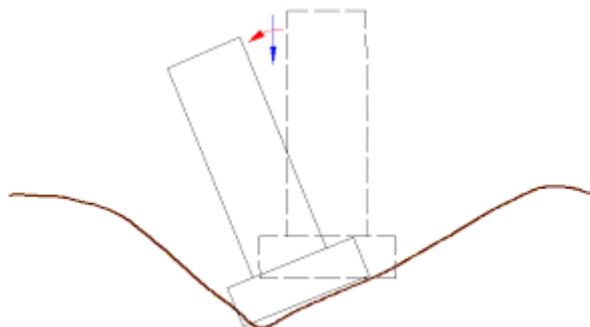


Figura 11. Fallo típico de una pila por erosión local.

Mecanismo de la erosión local

La presencia de los pilares, genera significativos cambios en el patrón del flujo de un río. Dichos cambios son los principales causantes del fenómeno de la erosión local. Los distintos investigadores coinciden en que los principales cambios del patrón del flujo son:

- ✓ El aumento de la velocidad del escurrimiento en las cercanías del pilar.
- ✓ Origen de un sistema de vórtices muy complejo. Ambos procesos dan origen a una erosión local en la base y en el frente de los pilares, que como su nombre lo indica ocurre en un espacio y lugar determinado dentro del lecho.

Aumento de la velocidad

El aumento de la velocidad en las cercanías del pilar se debe a una disminución de la sección del flujo, generada por la presencia de los pilares y terraplenes dentro del cauce. Al introducir los pilares y terraplenes en la sección del puente se reduce el ancho efectivo del cauce, causando un incremento en la energía cinética de la corriente, el cual produce grandes aceleraciones y una gran turbulencia. Esto se debe al principio de la conservación del caudal, que dice: que si la sección que atraviesa disminuye, la velocidad del fluido debe aumentar para que el volumen transportado sea constante. Este aumento de velocidad en la vecindad de la pila genera un aumento del poder erosivo del agua en dicha zona, superando la resistencia ofrecida por los materiales, causando así su erosión.

Sistema de vórtices

El segundo factor que influye en este fenómeno es la generación de un conjunto de vórtices en torno a las estructuras. De acuerdo a la evidencia experimental, la socavación comienza cuando la velocidad media de escurrimiento (V) es igual a la mitad de la velocidad crítica de arrastre (V_c). El proceso de erosión lo origina inicialmente un flujo descendente denominado "downflow" considerado uno de los principales agentes erosivos. Éste actúa como un chorro vertical que al fluir hacia abajo impacta con el fondo, cavando un agujero delante del pilar.

Este flujo vertical es causado por dos razones:

- ✓ La corriente del agua va desacelerando a medida que se acerca al obstáculo, deteniéndose en la cara aguas arriba del pilar, lo que genera una región de estancamiento. Las presiones asociadas al estancamiento son mayores cerca de la superficie del pilar, donde la desaceleración es mayor. Por Bernoulli, la velocidad y la presión son dependientes, de manera que si en un punto la velocidad del fluido disminuye, la presión debe aumentar. Esto genera un gradiente horizontal de presiones, el cual aumenta de forma significativa a medida que se acerca al obstáculo.
- ✓ La segunda razón, es por una disminución vertical de la velocidad. Por Mecánica de Fluidos se sabe que la velocidad del flujo disminuye de la superficie al fondo. En respuesta a esta disminución de la velocidad, la presión dinámica, es decir, la presión de impacto o de choque en la cara del pilar, también disminuye, produciéndose de esta manera un gradiente vertical de presiones.

Los gradientes de presiones generados en la cara del pilar conducen al flujo hacia abajo, generando el chorro vertical. Ver (Figura 12).

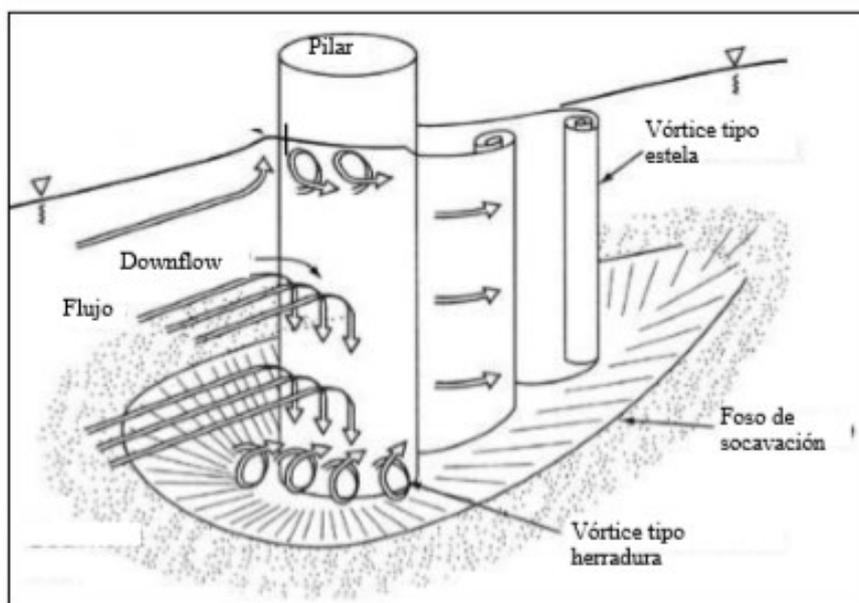


Figura 12. Características principales del flujo alrededor de pilares de puentes.

Al chocar con el fondo el flujo descendente forma un agujero al frente del pilar. Este agujero induce a que el chorro cambie su dirección hacia arriba

adquiriendo un movimiento giratorio, formándose de esta manera un sistema complejo de vórtice (Figura 12). Este vórtice se extiende río abajo y pasa por los lados del obstáculo, hasta formar parte de la turbulencia general donde pierde su identidad. Debido a su semejanza a una herradura, este vórtice es llamado vórtice de herradura. La remoción del sedimento del lecho en torno a la pila se debe primordialmente al vórtice tipo herradura. A medida que el foso de socavación crece también lo hace el vórtice, pero a una tasa decreciente, hasta que eventualmente se alcanza un equilibrio. La condición de equilibrio corresponde a la situación en la cual el poder erosivo del agua es incapaz de seguir erosionando el material del fondo.

Otro tipo de vórtices generados por la presencia del pilar son los llamados vórtices de estela, que resultan de la separación del flujo al bordear el obstáculo. Los vórtices de estela son muy inestables, estos vórtices actúan como pequeños tornados que levantan el sedimento del fondo y forman su propio foso de socavación. Foso en el cual los granos son literalmente “aspirados” del lecho por los vórtices, el fondo del foso parece hervir por el movimiento de los granos.

CAPÍTULO I: CARACTERÍSTICAS FÍSICO-GEOGRÁFICAS, GEOLÓGICAS Y PARTICULARES DEL ÁREA DE ESTUDIO

CAPÍTULO I: CARACTERÍSTICAS FÍSICO-GEOGRÁFICAS, GEOLÓGICAS Y PARTICULARES DEL ÁREA DE ESTUDIO

1.1. Introducción

En el presente capítulo se describen los principales rasgos geomorfológicos, tectónicos, hidrogeológicos, climáticos y geológicos del sector analizado, así como las características de la vegetación y las características socioeconómicas, lo cual permitirá tener una panorámica general acerca del marco teórico de la investigación y el área de estudio.

1.2. Ubicación geográfica del área de estudio

El caso de estudio que se evalúa en el presente informe se ubica hacia al noreste de la provincia de Holguín, en el municipio de Moa, donde sus coordenadas son X-20.641262 y Y-74.935923. Colinda con la empresa de níquel Pedro Soto Alba, permitiendo el acceso hacia la misma y el transporte de material como se muestra en la (Figura 13).



Figura 13. Ubicación geográfica del área de estudio.

CAPÍTULO I: CARACTERÍSTICAS FÍSICO-GEOGRÁFICAS, GEOLÓGICAS Y PARTICULARES DEL ÁREA DE ESTUDIO

1.3. Características socioeconómicas regionales y locales

El municipio Moa se caracteriza por la presencia de extensas cortezas de meteorización, lo que ha permitido el rápido desarrollo de la minería y metalurgia en la región y por ende su desarrollo económico, social y cultural. En 1963 se crea el municipio de Moa perteneciente a la región minera de la provincia de Oriente y en 1976 por división política administrativa, forma parte de la provincia de Holguín. Es un municipio bien desarrollado, por lo que cuenta con varios centros de enseñanza incluyendo una universidad (ISMM), un importante hospital general, hoteles, un aeropuerto, un puerto y otras instalaciones que favorecen el desarrollo económico, social y cultural de su población. Cuenta además con las plantas procesadoras de níquel Comandante Pedro Soto Alba y Ernesto Che Guevara. La ciudad y las instalaciones mineras son visitadas por intereses económicos, solo algunos espacios son utilizados para fines turísticos y ecológicos.

1.4. Hidrografía

La abundancia de precipitaciones, las cuales ocurren prácticamente durante todo el año conjugado con las características del relieve y del clima, favorece la existencia de una red hidrográfica que corre de sur a norte. La misma es de tipo dendrítica, pudiéndose observar sin embargo algunos casos correspondientes a una red del tipo subparalela. La región cuenta con una red hidrográfica bien desarrollada representada por numerosos ríos y arroyos entre los que se destacan de este a oeste: Yamanigüey, El Medio, Semillero, Quesigua, Cayo Guam, Punta Gorda, Yagrumaje, Moa, Cabañas y Aserrío, los cuales son de carácter permanente, drenando en el mismo sentido que presenta la red. Estos ríos desembocan en el océano Atlántico formando deltas cubiertos de mangles, apreciándose en los mismos una zona de erosión y otra de acumulación. Ellos forman terrazas al llegar a la zona de pie de monte y presentan no pocos meandros, sus orillas son abruptas y erosionadas en la zona montañosa mientras que en las partes bajas son llanas y acumulativas. Son alimentados por las precipitaciones atmosféricas teniendo como origen las zonas montañosas del grupo Sagua - Baracoa. Generalmente sobrepasan los 1.5 m/s de velocidad y los gastos oscilan entre 100 y 200 L/s. Podemos decir que el nivel de los ríos cambia en dependencia de las precipitaciones, los

CAPÍTULO I: CARACTERÍSTICAS FÍSICO-GEOGRÁFICAS, GEOLÓGICAS Y PARTICULARES DEL ÁREA DE ESTUDIO

predominio de las condiciones tropicales marítimas – costeras. La humedad relativa media anual es del 85%. Los meses de mayor humedad son octubre, noviembre y diciembre, mientras que los menores valores de humedad se registran en el mes de marzo (Fernández Fis, 2015). El comportamiento de las precipitaciones de la región de Moa no coincide con la del resto del territorio nacional, los mayores promedios anuales se reportan en noviembre –abril considerado para Cuba como período seco, siendo en Moa la época de mayores precipitaciones con valores de 2300 a 2600 mm y más. En el período lluvioso cubano ocurre lo contrario. En el territorio es considerada etapa de seca con 1600–1800 mm de lluvia. Las precipitaciones son abundantes todo el año, alcanzando de 2000–2400 mm. En general se puede plantear que existen dos máximas, una principal en los meses correspondientes a octubre – enero y la segunda en el mes de mayo. El valor mínimo principal se registra en el período de marzo a abril y el secundario, de junio a septiembre. Durante el invierno ocurren las presiones más altas. De mayo a octubre se registran los valores mínimos. La media anual es de 1017.3 hP, la media máxima mensual es de 1022.0 hP en el mes de septiembre. El régimen de los vientos en la región es de moderada intensidad. Casi todo el año soplan vientos alisios, provenientes de la periferia del anticiclón oceánico de las Azores – Bermudas, provocando que el viento en superficie tenga una dirección NE–E. Se caracteriza el viento por ser muy variable, presentando una velocidad máxima de 10 m/s, el valor medio anual es de 2 m/s predominando las direcciones antes mencionadas. El viento es un parámetro importante en la región de Moa, pues controla el movimiento de las emanaciones industriales vertidas a la atmósfera (Rodríguez Pérez, 1992).

1.5.1. Precipitaciones

Las precipitaciones que provocan el aumento del cauce del río Cabaña (Tabla 1), son aquellas en los sectores Cayo Grande, Cayo Chiquito y Moa, las cuales se midieron con equipos del Instituto Nacional de Recursos Hidráulicos instalados en estas áreas. El mes de mayo fue el que más llovió, alcanzando valores de 718.1 mm en las tres áreas, mientras que el mes de abril fue el de menores precipitaciones con 130.7 mm.

CAPÍTULO I: CARACTERÍSTICAS FÍSICO-GEOGRÁFICAS, GEOLÓGICAS Y PARTICULARES DEL ÁREA DE ESTUDIO

Tabla 1. Promedio de lluvias en los 4 meses de monitoreo, (marzo-junio).

| Meses | Cayo Grande | Cayo Chiquito | Moa | Total |
|-------|-------------|---------------|-------|-------|
| marzo | 152.1 | 212.8 | 353.2 | 718.1 |
| Abril | 62.2 | 43.5 | 25.0 | 130.7 |
| mayo | 239.4 | 263.6 | 271.7 | 774.7 |
| Junio | 61.2 | 62.5 | 13.0 | 136.7 |

1.6. Geomorfología regional

Genéticamente el relieve de Moa (Figura 15) y sus áreas adyacentes está clasificado dentro del tipo de Horst y bloques que corresponden a los cuerpos de rocas ultrabásicas elevadas en la etapa neotectónica a lo largo de dislocaciones antiguas y rupturas nuevas, poco o ligeramente direccionados. A partir del mapa geomorfológico del Nuevo Atlas Nacional de Cuba se clasificó el territorio en dos zonas geomorfológicas fundamentales: la zona de relieve de llanura y la zona de relieve de montañas, con subtipos específicos que se mencionan a continuación. 1) Zona de Llanuras, 2) Zona de Montañas, 3) Zona de pre-montañas aplanadas ligeramente diseccionadas, 4) Zona de sub-montañas y pre-montañas ligeramente diseccionadas, 5) Zona de montañas bajas aplanadas ligeramente diseccionadas, 6) Zona de montañas bajas diseccionadas (Rodríguez Infante, 1998).

Se asienta en la llanura fluvial de los ríos Cabañas, Moa y arroyo Los Lirios. Constituye la zona de transición gradual de la llanura aluvial acumulativa y erosivo-acumulativa a las montañas bajas, como ocurre en la parte nordeste del área de la Mina Moa, se caracteriza por presentar elevaciones de poca altura y aplanadas por los propios procesos denudativos, dentro de los cuales predomina la erosión por arrastre de las aguas superficiales y subterráneas. Para esta zona las pendientes llegan hasta los 12°. Este tipo de relieve en algunos sectores aparece cubierto por la actividad socioeconómica.

CAPÍTULO I: CARACTERÍSTICAS FÍSICO-GEOGRÁFICAS, GEOLÓGICAS Y PARTICULARES DEL ÁREA DE ESTUDIO

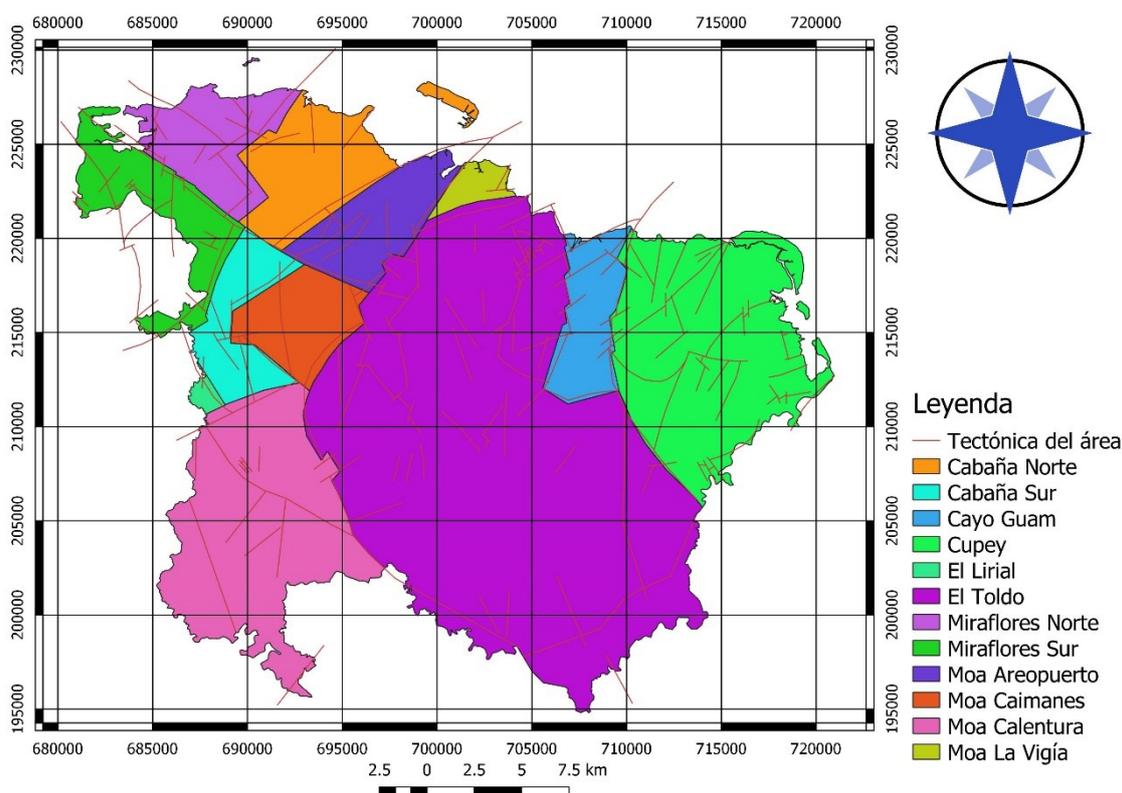


Figura 15. Mapa esquemático morfo-tectónico de Moa a escala 1:250000. Tomado de (Cruz Ramírez, 2005).

El relieve es mayormente montañoso dado que Moa se encuentra situada en medio del Sistema Montañoso Nipe-Sagua-Baracoa. Se destacan algunas alturas superiores a los 1000 metros, la mayor de ellas es el pico El Toldo, en las cuchillas de Moa, con 1170 metros sobre el nivel del mar, espacio de interesantes variedades de helechos. La franja costera tiene una profundidad de unos mil metros, llana y en ocasiones con ligeras alturas. Esa zona es seguida por un sistema pre-montañoso que se prolonga hasta unos seis a diez kilómetros al sur de la costa con alturas medias entre 200 y 500 metros. Sus principales elevaciones son el Cerro de Miraflores al oeste, las minas de la fábrica Pedro Soto Alba y las alturas de Cayo Guam. La guarnición montañosa de la localidad la conforman alturas entre 500 y 1000 metros, en las que se incluyen Las Cuchillas de Moa, Calentura, Farallones y las de Gran Tierra. La zona montañosa del territorio alcanza 363 kilómetros cuadrados, el 50 por ciento del total, la que se halla dentro del Plan Turquino y una gran parte de ella se halla dentro del Parque nacional Alejandro de Humboldt, Patrimonio de

CAPÍTULO I: CARACTERÍSTICAS FÍSICO-GEOGRÁFICAS, GEOLÓGICAS Y PARTICULARES DEL ÁREA DE ESTUDIO

la Humanidad. La zona de estudio está sobre un relieve relativamente llano con pequeñas diferencias de cotas, las mayores hacia el norte del área, la que ocupa parte de la terraza aluvial del río Cabañas, donde se distribuyen espesores de suelos aluviales de diferente granulometría.

1.7. Características geológicas del área de estudio

Como puede observarse en el esquema geológico del Municipio de Moa a escala 1:100 000 (Figura 16) en el área de estudio se distribuyen suelos aluviales producto del arrastre y deposición de sedimentos por el río Cabañas, (formación río Macío), los que conforman un paquete sedimentario que cubre las rocas de la asociación Ofiolítica (en este caso serpentinita y/o peridotita serpentinizadas), las que se cubren por suelos lateríticos (posiblemente redepositadas), el eluvio de la roca (serpentinita y/o peridotita serpentinizadas). Los elementos ingeniero geológicos definidos fueron caracterizados desde el punto de vista geotécnico.

La corteza de intemperismo incluye espesores de lateritas de color rojizo con perdigones o concreciones de hierro que se repiten en el corte, lateritas con bajo o ningún contenido de perdigones o concreciones de hierro que son de color carmelita rojizo a carmelita amarillento (ocre), un horizonte de ferralitas o ferricrete que no siempre aparece, las saprolitas cuya distribución no es continua, la serpentinita meteorizada y luego la serpentinita o peridotita serpentinizadas poco a muy poco meteorizada.

En las regiones tropicales y subtropicales estos suelos surgen como consecuencia de la meteorización profunda de la roca, bajo condiciones de altas temperaturas y humedad, donde actúan con gran intensidad los procesos de meteorización física, mecánica y química, siendo esta última la que genera reacciones en el suelo que conllevan a la transformación de algunos minerales primarios en minerales arcillosos y al arrastre en solución de otros, por esta vía se forman las cortezas de intemperismo del tipo lateríticas muy ricas en óxidos de hierro y aluminio, así como la caolinita como mineral arcilloso. Los suelos que se originan presentan propiedades muy específicas: alto peso específico, alto índice de poros (suelos macro-porosos) que le confieren una alta compresibilidad. Se distribuyen también suelos de la (Formación Río Macío),

CAPÍTULO I: CARACTERÍSTICAS FÍSICO-GEOGRÁFICAS, GEOLÓGICAS Y PARTICULARES DEL ÁREA DE ESTUDIO

1%. El contenido de materia orgánica en la parte superior del corte (primeros 2 m) puede llegar al 1% del peso total ((INRH), 1986). (Rodríguez, 2002).

1.8. Flora y fauna

Esta región representa la zona de mayor biodiversidad del país con un 68% de especies autóctonas. El área sur del municipio queda englobada dentro de una reserva de la biosfera declarada por la UNESCO en el año 1998.

1.8.1. Vegetación

La vegetación es muy característica, por lo que ha evolucionado una flora muy típica que comprende el 33 % de todos los endemismos cubanos. Constituida por bosques húmedos, pinares y carrascales, la vegetación de Moa, ubica su zona más exuberante hacia la franja montañosa. Entre las especies de los bosques húmedos se destacan: ocuje, copey, júcaro amarillo, yagruma, palma maracanán y pujúa. Asimismo, el 85 por ciento de las tierras, unas 60 000 hectáreas, son ocupadas por bosques en su mayoría naturales, donde crecen pinos y carrascales. Mientras, las restantes 20 000 hectáreas han sido reforestadas y sembradas con coníferas y latófilas como: caoba, cedro, majagua, ocuje, eucalipto y otras. Por estas características específicas, la región presenta un alto índice de endemismo que abarca cerca de 200 especies, muchas de ellas exclusivas. La zona del Parque nacional Alejandro de Humboldt se destaca en cuanto a la naturaleza endémica. Los científicos consideran que la región de Moa, está entre las más antiguas de la isla y además es llamada "jardín de Cuba" por los botánicos por dos razones: muestra una flora rica en especies y es la de mayor endemismo vegetal.

1.8.2. Fauna

La fauna presenta heterogeneidad y abundancia de especies raras con características peculiares desde las pequeñas micorrizas hasta el cocosí, además de poder contar con la vistosa cotorra, la cartacuba, el catey, el zunzún, el murciélago, el colibrí, entre otros, que corresponden a los grupos característicos de muchos bosques de nuestro país. Se reportan como endémicas 104 especies, 17 son exclusivas de Moa y 13 vulnerables a desaparecer. Refiriéndonos a la fauna edáfica, se puede señalar que su densidad y abundancia se encuentra en las áreas de los bosques bajos,

CAPÍTULO I: CARACTERÍSTICAS FÍSICO-GEOGRÁFICAS, GEOLÓGICAS Y PARTICULARES DEL ÁREA DE ESTUDIO

principalmente compuestos por pinos. Los Ácaros y Caémolos, son los grupos más abundantes (Fernández Fis, 2015).

CAPÍTULO II: METODOLOGÍA Y VOLÚMENES DE LOS TRABAJOS REALIZADOS

CAPÍTULO II: METODOLOGÍA Y VOLÚMENES DE LOS TRABAJOS REALIZADOS

2.1. Introducción

El presente capítulo, contiene la metodología empleada para la determinación de la socavación local en los pilares de puentes y dar cumplimiento a los objetivos que en el mismo se expresan, para lograr que se realice con la calidad requerida la determinación de la socavación local en los pilares del puente sobre el río Cabaña (Figura 17), para ello se dividió el trabajo en tres etapas fundamentales:

- ❖ Etapa I. Recopilación de la información y revisión bibliográfica.
- ❖ Etapa II. Trabajo de campo.
- ❖ Etapa III. Obtención de los resultados.

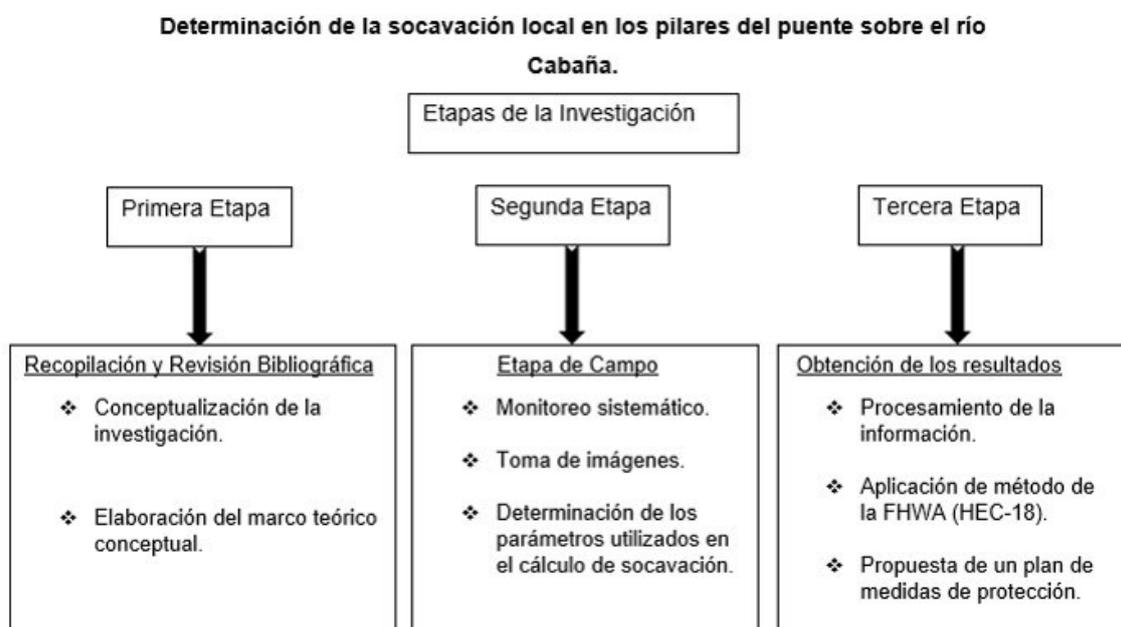


Figura 18. Flujograma de la investigación.

Para dar cumplimiento a los objetivos propuestos se trazaron varias tareas, las cuales fueron cumplidas satisfactoriamente. A continuación, se describen las tres etapas de trabajo.

CAPÍTULO II: METODOLOGÍA Y VOLÚMENES DE LOS TRABAJOS REALIZADOS

2.2. Etapa preliminar

Durante esta primera etapa de la investigación, se realizó una búsqueda de información bibliográfica, a través de la revisión de una serie de artículos científicos, trabajos de diploma, tesis de maestría y otros documentos con el objetivo de obtener la mayor cantidad de información posible sobre estudios realizados sobre el tema. Además se consultó bibliografía actualizada sobre métodos utilizados en Cuba y en el mundo sobre la determinación de la socavación local y la comparación de estos para determinar así la más adecuada a nuestra investigación. Lo que permitió de forma más acertada conocer las vías más idóneas para la realización de la investigación.

Dentro de las investigaciones internacionales se destacan una serie de trabajos encaminados al estudio y aplicación de métodos para la determinación de la socavación local en los pilares de puentes, con el fin de proporcionar información para un mejor conocimiento de este proceso y aplicar medidas para su mitigación, los cuales se abordarán a continuación.

(Laursen, 1970), recomienda que la socavación en un puente debe diseñarse para el caudal máximo probable y no para un caudal de retorno específico, debido a que la posibilidad de que ocurra la precipitación máxima probable durante la vida útil del puente es muy alta y en el caso de que esta ocurra, si el puente no está diseñado para este caudal, la socavación destruye totalmente el puente y los daños tanto económicos como sociales son muy superiores a los costos de construir el puente para este caudal. La FHWA de los EE.UU. recomienda utilizar periodos de retorno de 500 años para puentes importantes, cuya destrucción pueda generar daños sociales o económicos importantes.

(Smith, 1979), realizó estudios referentes a puentes y obras menores donde calculó el porcentaje de falla por socavación, el cual es de un 90% del total de los casos.

(Raudkivi, 1986) y (Dargahi, 1990), proponen que la socavación local en las pilas de los puentes es causada por el cambio de dirección de las líneas de corriente, la turbulencia, la aceleración del flujo y los vórtices resultantes inducidos por la obstrucción al flujo. En las pilas dentro del cauce, se producen una serie de turbulencias, las cuales hacen que el nivel del río descienda

CAPÍTULO II: METODOLOGÍA Y VOLÚMENES DE LOS TRABAJOS REALIZADOS

especialmente junto a estas estructuras, alrededor de las pilas se forma una fosa profunda por socavación, producida por un sistema de vórtices generados por la interferencia que la pila causa al flujo. El mecanismo que produce la socavación está asociado a la separación tridimensional del flujo en la cara aguas arriba de la pila y a un vórtice periódico al pie de ella.

(Solares, 1989), en México se carecen de estudios referentes, sin embargo, la experiencia en casos atendidos en diversas dependencias relacionadas con la infraestructura de las vías terrestres, permite estimar que la socavación es la causa del 90% de los colapsos en los puentes.

(Johnson, 1992) analiza la relación entre el riesgo de falla y los factores de seguridad al estimar la profundidad de erosión local. Este análisis se realiza a partir del abordaje de diseño probabilístico ampliamente utilizado en otras ramas de la ingeniería, incorporando estimaciones de las incertidumbres asociadas. Por otra parte, se modifica una ecuación de uso común en la determinación de la profundidad de erosión con el propósito de incluir la estimación de la probabilidad de falla.

(Johnson, 1995) utilizó un modelo de regresión difusa (fuzzy regression) para analizar las incertidumbres en la predicción de erosión en pilas de puentes. Los factores de desvío difuso describen el apartamiento de las profundidades de erosión calculadas con las observadas en laboratorio y han sido estimadas a partir de entrenar la regresión con los datos disponibles. La regresión difusa es un método de calibración de los coeficientes numéricos difusos a partir de una ecuación lineal. El dato de salida, en este caso la profundidad de erosión, es un número difuso, a partir de que los coeficientes de regresión son parámetros difusos. La determinación del factor de desvío del parámetro difuso es muy útil para interpretar la incertidumbre en la determinación de la profundidad de erosión local y le otorga un enfoque probabilístico al diseño de fundaciones de puentes.

(E.V. & S.R., 1995), la Administración Nacional de Carreteras de los Estados Unidos estima que en promedio alrededor de 50 a 60 puentes fallan cada año en ese país. Más de 1000 fallas de puentes han ocurrido en los Estados Unidos en los últimos 30 años. Más del 60% de las fallas fueron debido a la erosión en las fundaciones de los puentes.

CAPÍTULO II: METODOLOGÍA Y VOLÚMENES DE LOS TRABAJOS REALIZADOS

(Johnson, P.A. y Ayyub, 1996) desarrollaron un método para la determinación de la probabilidad de falla de una pila por efecto de la erosión, durante toda la vida útil de la obra. El análisis involucra la simulación de la erosión en la pila por un período de tiempo y la determinación de la probabilidad que el puente pueda fallar durante ese período, a partir de una función de comportamiento lineal, donde se determina la distribución y el coeficiente de variación de cada variable aleatoria a través de la simulación.

(Johnson & Dock, 1998) desarrollaron un enfoque probabilístico para la estimación de la erosión utilizando los métodos determinísticos del modelo HEC-18. El análisis incluye las incertidumbres del HEC-18, tanto en la determinación de los parámetros como en la estimación de las variables hidráulicas para eventos de tormenta.

(Richardson, 1999), la mayoría de las fallas de los puentes en el mundo son por la misma causa, principalmente debido a la socavación de sus pilas o estribos, habiéndose determinado que el 50% de las fallas se deben a este fenómeno.

(Melville & Coleman, 2000), la historia de la hidráulica de puentes está repleta de incidentes de fallas debido a la socavación local. En Nueva Zelanda, al menos una falla seria de puentes por año (en promedio) se puede atribuir a la socavación de las fundaciones del puente. En ese país un estudio de las autoridades viales mostró que el monto de gasto relacionado con los daños de la erosión en puentes es alrededor de 18 millones de NZ\$ por año (12.5 millones de dólares aproximadamente).

(Del Aguila & Gómez Cunya, 2004), estudiaron el efecto de la interacción dinámica suelo estructura para las pilas de un puente de hormigón. El mismo se realiza a través de un extenso análisis paramétrico, donde modelan por separado y se ensamblan a través del método de la subestructura en el análisis del dominio del tiempo. Considera los cimientos de poca profundidad y rígidos embebidos en un suelo homogéneo. Los resultados de esta investigación muestran que mientras más rígido es la superestructura, mayor es el efecto de la interacción cinemática y descuidar dicho efecto puede conducir a subestimar los valores de desplazamiento reales de la estructura.

CAPÍTULO II: METODOLOGÍA Y VOLÚMENES DE LOS TRABAJOS REALIZADOS

(Johnson & Niezgodá, 2004), utilizan también un enfoque probabilístico y un análisis de riesgo pero aplicado a medidas de protección frente a la erosión local. Estos autores presentan un método de clasificación, comparación y selección de medidas de control frente a la erosión local en base a un análisis de riesgo. El análisis de riesgo lo realizan utilizando modos de falla y análisis de efectos (FMEA) y número de prioridad de riesgo (RPNs).

(Brandimarte, Montanari, Briaud, & D'Odorico, 2006) presentan una metodología para el análisis del riesgo de la erosión local en fundaciones de puentes. El estudio acopla la técnica de simulación sintética de series temporales de caudales con un modelo de erosión local para suelos cohesivos y estima la profundidad de erosión al final de la vida útil del puente. Se generan varias repeticiones de series sintéticas de caudales de longitud igual a la vida útil del puente a partir de un modelo estocástico. La generación de las series sintéticas de caudal se realizan mediante un modelo FARIMA (Fractionally differenced Autoregressive Integrated Moving Average). La simulación del modelo de erosión se repite para un número independiente de series sintéticas de caudales para una longitud igual a la vida útil del puente. De esta manera, se obtiene la distribución de probabilidad de la profundidad de erosión al final de su vida útil.

(López, Teixeira, Ortega-Sánchez, & G., 2006), realizan su aporte con la investigación de la influencia de pilotes de fricción en la interacción dinámica suelo – estructura. Idealizan un sistema por medio de masas concentradas, resortes y amortiguadores discretos que representan al suelo y son considerados independientes de la frecuencia de excitación mediante el uso de funciones de impedancia apropiadas al tipo de cimentación. Proponen fórmulas aproximadas para determinar la influencia de la flexibilidad del suelo, además de comparar las soluciones con y sin la presencia de pilotes.

(López, 2007), demuestra la influencia de la IDS-E en el diseño de las pilas de un puente con cimentación profunda. Los principales resultados de la misma están en correlación con el resto de los autores antes mencionados. Demuestra que mientras más flexible es la cimentación, es decir, la rigidez lateral de los pilotes, mayor será la diferencia de comportamiento de las pilas del puente.

CAPÍTULO II: METODOLOGÍA Y VOLÚMENES DE LOS TRABAJOS REALIZADOS

(Bolduc Gardoni & Briaud, 2008), analizan dos modelos determinísticos de predicción de profundidad de erosión (HEC-18 arena y HEC-18 arcilla). El análisis de datos experimentales y de campo se realiza con el objetivo de construir modelos probabilísticos usando un enfoque estadístico Bayesiano. El modelo probabilístico cuantifica el desvío de la estimación del modelo determinístico y la incertidumbre del modelo. A partir del modelo probabilístico, se desarrolló un análisis de fiabilidad para estimar la probabilidad de que sea excedida una determinada profundidad de erosión umbral en una pila de puente. Se analizó el efecto de la incertidumbre epistémica en los parámetros del modelo a partir de un análisis de primer orden, donde se han determinado las bandas de confianza de las estimaciones de probabilidad.

(Farias, Pilán, Pece, & Mattar, 2009), existen una gran cantidad de métodos para el cálculo de la socavación local alrededor de pilas donde la mayoría de las ecuaciones son aplicables para cauces aluviales y no consideran la posibilidad de que materiales más gruesos presentes en el lecho acoracen el hueco de socavación, lo que limitaría su profundidad. A la fecha no existe ninguna solución rigurosa ni exacta, la mayor parte de los métodos que se emplean en la actualidad están basados en datos de laboratorio, los cuales exhiben importantes limitaciones, tales como rangos restringidos de los parámetros, efectos de escala y hasta inadecuados ajustes de las ecuaciones matemáticas para describir las tendencias observadas.

Se tuvo en cuenta una tesis de maestría, la cual se realizó en nuestra área de estudio, a raíz del colapso del antiguo puente sobre el río Cabaña. Esta se abordará a continuación.

(Hernández Columbié, 2018), en la investigación se interpretó el análisis de los efectos en la influencia de cargas dinámicas para puentes de carretera de tipología soviético cubana considerando la interacción suelo – estructura. Se describen las variables que podrían modificar el sistema de equilibrio en condiciones desfavorables y las consecuencias de acciones sísmicas sobre las fundaciones profundas teniendo en cuenta sus características físico-mecánicas y las del suelo. De forma puntual, se argumentan las particularidades de la dinámica de suelo y la actividad sísmica para los efectos de sitio y su relación

CAPÍTULO II: METODOLOGÍA Y VOLÚMENES DE LOS TRABAJOS REALIZADOS

con la subestructura; asumiendo el modelo como un sistema íntegro. Se propone un procedimiento de evaluación geotécnica por vulnerabilidad sísmica en los puentes considerando la interacción suelo – estructura. Dicho procedimiento se aplica al caso de estudio: puente sobre el río Cabaña usando el software profesional SAP – 2000 v-14. La simulación del suelo se realiza mediante el módulo de rigidez, asumiendo los esfuerzos verticales y laterales sobre los pilotes y de acuerdo con la metodología del Manual de Carreteras Chileno. Se comparan los resultados obtenidos con un modelo sin interacción suelo – estructura y se comprueba el efecto de variación de los períodos de oscilación para ambas situaciones. La investigación demostró mediante un modelo matemático, los parámetros que estiman la vulnerabilidad geotécnica en puentes de acuerdo a las tipologías de suelos específicos.

2.3. Etapa de campo

Esta etapa se estableció con el objetivo de cumplir las diferentes tareas propuestas, donde se realizaron 10 salidas en las que se reconoció geológicamente y ambientalmente el área de estudio y se tomaron imágenes de la misma. Se midieron los parámetros necesarios para efectuar el cálculo a partir del método de la Federal Highway Administration de los EE.UU. (FHWA) HEC-18, para la determinación de la socavación local en los pilares del puente. Estos parámetros se determinaron tanto en tiempo de seca como de lluvia, en un tiempo de medición de 4 meses, desde marzo hasta junio.

2.3.1. Descripción del puente sobre el río Cabaña

El puente está compuesto por tres luces de hormigón armado de 16 m cada una y su cimentación consiste en pilotes perforados con camisa perdida, 600mm de diámetro, fundido in situ, los cuales se apoyaron en punta en un estrato rocoso que se encuentra aproximadamente a unos 20 m. La superestructura del puente presenta una solución de tipología soviético - cubana. Es de hormigón armado cuya resistencia es de 35 Mpa y acero de la calidad G-40. El tablero está compuesto por losas prefabricadas que se apoyan en las vigas y no tiene juntas en el tablero. Además está compuesto por 20 pilotes, de los cuales 10 de ellos se encuentran ubicados en el cauce, aunque solo 5 de ellos siempre están en contacto con la corriente del río y los otros 5

CAPÍTULO II: METODOLOGÍA Y VOLÚMENES DE LOS TRABAJOS REALIZADOS

solo cuando llueve y aumenta el cauce es que se encuentran dentro del río. Estos pilotes son circulares con un ancho de 2 metros. Siendo estos los que sufren el proceso de erosión local.

2.3.2. Determinación de los parámetros utilizados en el cálculo de la socavación local por el método (HEC-18)

Los parámetros utilizados son:

- ❖ Velocidad del flujo aguas arriba del pilar (V): Se determinó a través del método de flotadores, y tiene un valor de 0.52 m/s.
- ❖ Profundidad del flujo aguas arriba del pilar (y_n): A través de la medición con una cinta métrica en cada uno de los pilares determinamos su valor.
- ❖ Ángulo de incidencia de la corriente (α): Se identificó en el cauce del río que tomaba un valor de 0° , porque ataca a los pilares frontalmente.
- ❖ Ancho del pilar (b): Se midió cerca del fondo del cauce con una cinta métrica después de tener en cuenta tanto la degradación a largo plazo como la socavación por contracción del cauce y su valor es de 2.0 m.
- ❖ Número de Froude (F): Se determinó a través de la página web: <http://ponce.sdsu.edu/onlinefroude>.
- ❖ Longitud entre cada pilar (L): Se midió con una cinta métrica y su valor es de 2.0 m.
- ❖ Forma del pilar (k_1): su valor es de 1.0, puesto que la forma de nariz de los pilares, son un grupo de cilindros.
- ❖ Factor del ángulo de ataque o de orientación (k_2): Se calculó mediante su fórmula, la cual depende de los valores de L ; b y α .
- ❖ Factor de corrección por rugosidad del fondo (k_3): Se determinó que son dunas pequeñas a través de la clasificación que propone el método HEC-18, por lo que su valor es de (1.1),

2.4. Procesamiento y análisis de la información

Se empleó Google Map y Satellite.com para la confección del mapa de ubicación geográfica y se empleó Microsoft Power Point en la realización de la ponencia de este trabajo, Microsoft Excel para calcular los parámetros necesarios para el cálculo de la socavación y la construcción de los gráficos.

2.4.1 Métodos para la determinación de la socavación local de los pilares en puentes

Existen diversos métodos para el cálculo de la socavación local en pilas, la mayor parte están basados en datos de laboratorio con una serie de limitaciones, las que no representan las condiciones reales del fenómeno, permitiendo únicamente realizar solo la estimación de la socavación, es decir, consiste en formular la ley matemática que rige al fenómeno, utilizando un análisis dimensional para así derivar relaciones en términos de variables apropiadas. Debido a la complejidad del fenómeno resulta casi imposible abordarlo en forma teórica exacta, por lo que se recurre a un enfoque empírico. Aun así, para hacer factible su estudio es necesario introducir diversas simplificaciones, las que permiten obtener algunas soluciones al problema. Una vez conseguida la relación que defina el fenómeno será imprescindible validarla con datos tomados en terreno. A pesar de que existen investigaciones con diferentes enfoques de la ingeniería, los puentes siguen colapsándose, debido a que este es un fenómeno muy complejo de estudiar.

Los principales factores que afectan la socavación en pilas son las propiedades del líquido: densidad, viscosidad cinemática, aceleración de la gravedad, las propiedades del flujo: profundidad, velocidad, ángulo de ataque, las propiedades del material de fondo del cauce: densidad y tamaño de las partículas y las características de la pila: ancho, forma, orientación. La socavación en pilas de puentes puede ser tan profunda en materiales cohesivos como en materiales no cohesivos, sin embargo, en suelos cohesivos puede tomar más tiempo en lograrse la profundidad máxima de socavación.

De estos métodos presentamos los más utilizados con el fin de detectar sus fortalezas, pero al mismo tiempo detectar qué les falta para que se conviertan en métodos más confiables.

1. Método de Laursen y Toch (1956).

CAPÍTULO II: METODOLOGÍA Y VOLÚMENES DE LOS TRABAJOS REALIZADOS

2. Método de Larras (1963).
3. Método de Maza y Sánchez (1964).
4. Método de Carstens (1966).
5. Método de Yaroslavtziev (1969).
6. Método de Nicollet (1971).
7. Método de Nueva Zelanda (1988).
8. Método de la FHWA (HEC-18).

CAPÍTULO II: METODOLOGÍA Y VOLÚMENES DE LOS TRABAJOS REALIZADOS

En la Tabla 2 se muestra una comparativa de los métodos analizados, la cual muestra las ventajas y desventajas que aportan cada uno de ellos (Campa Rodriguez & Bustillos Astorga, 2015).

Tabla 2. Comparativa de los métodos analizados.

| Autor | Condiciones | Ventajas y Desventajas |
|----------------------------------|---|---|
| Método de Laursen y Toch (1956). | Para condiciones de flujo subcrítico, para números de Froude muy pequeños ($<0,5$). Válido únicamente para erosión local con arrastre generalizado de sedimento. Solo para arenas, no está claro si se puede aplicar para grava, inaplicable para sedimentos muy finos, de gran cohesión. | Es uno de los primeros métodos que considera la influencia de la geometría de la sección y su orientación con respecto al flujo. Además considera otras formas de pilas además de la circular, como la rectangular, semicircular, elíptica y lenticular. No considera ningún parámetro geotécnico del material del cauce. |
| Método de Larras (1963). | El máximo absoluto de la profundidad de socavación es distinto al del equilibrio. Es independiente del tirante y del diámetro del sedimento. Solución excesivamente simple del problema, la profundidad de socavación solo está en función de las características de la pila (resultados conservadores). Aplicable solo en el caso general de las alturas de aguas superiores a 30 o 40 veces del diámetro del sedimento y de secciones con menos del 10% de contracción. | Es de uso práctico, permite un cálculo rápido y sencillo con resultados conservadores. Al considerar solo las características de la pila, es uno de los pocos autores que realiza estudios con variadas formas de pilas. |

CAPÍTULO II: METODOLOGÍA Y VOLÚMENES DE LOS TRABAJOS REALIZADOS

| | | |
|----------------------------------|---|---|
| Método de Maza y Sánchez (1964). | Para números de Froude menores de 0,6. No toma en consideración el diámetro del sedimento, ni ningún parámetro geotécnico. Es aplicable solo para arenas y gravas, resultando valores mayores que los obtenidos experimentalmente. | La socavación es obtenida a partir de estas curvas para partículas con diámetro medio entre 0.17 mm y 0.56 mm, no es aplicable para diámetros fuera del rango. |
| Método de Carstens (1966). | Solo para pilas circulares, por lo que se considera ángulo de incidencia de la corriente. No considera la existencia de una profundidad de equilibrio en ausencia de aporte de sedimentos. | Introduce el diámetro del sedimento como variable. Considera dos condiciones: cuando existe aporte de sedimentos a la fosa de socavación y cuando no hay aporte de estos sedimentos. |
| Método de Yaroslavtziev (1969). | A pesar de que propone dos ecuaciones distintas, uno para materiales no cohesivos y otro para los cohesivos, en suelos cohesivos es muy probable que no se llegue a alcanzar la profundidad total de socavación obtenida mediante este cálculo, debido a que un suelo cohesivo se demora más en erosionar que un suelo arenoso (muy conservador). Niega la existencia de la profundidad de equilibrio de socavación sugerida por Laursen y Toch. Posibilidad de errores cuando $Y_n/a <$ y la pila desviada respecto a la corriente, y cuando la relación $Y_n/a < 1.5$. | Es uno de los primeros autores que consideró las diferencias entre un suelo cohesivo y otro no, realizando dos fórmulas distintas para cada caso. Considera el diámetro d_{85} de los granos del sedimento. |
| Método de Nicollet (1971). | El método no considera ningún parámetro geotécnico del material de fondo por lo que no especifica si es aplicable a cualquier tipo de material. En el método únicamente intervienen los parámetros hidráulicos y geométricos de las pilas. | Es de uso práctico, permite un cálculo rápido y sencillo. |

CAPÍTULO II: METODOLOGÍA Y VOLÚMENES DE LOS TRABAJOS REALIZADOS

| | | |
|---------------------------------|--|---|
| Método de Nueva Zelanda (1988). | - No se sabe bajo qué condiciones y supuestos han sido deducidas estas fórmulas, por lo que se desconoce el rango de validez de estas. | - Menville es uno de los pocos autores que analizan la importancia del acorazamiento en la socavación en torno a pilares. Para este autor el acorazamiento tiende a reducir la socavación. |
| Método de la FHWA (HEC-18) | - Para pilares muy anchos la fórmula del FHWA da valores muy superiores a los reales. | Es el método más usado en EE.UU y fue presentado como norma de diseño por la Administración Federal de Carreteras de los EE.UU (FHWA) y es uno de los dos métodos que usa el programa HEC-RAS (1998). |

CAPÍTULO II: METODOLOGÍA Y VOLÚMENES DE LOS TRABAJOS REALIZADOS

Como podemos apreciar en (Tabla 2), cada uno de los autores presenta una serie de simplificaciones, limitantes de aplicación y formas de abordar el problema de la socavación, cada método fue desarrollado en condiciones diferentes debido a la complejidad del fenómeno, por este motivo, se dificulta el proceso de comparación de un método con otro. Además, los resultados de cada método difieren uno de otro en gran magnitud, lo que dificulta la homogeneidad de criterios para ser aplicados en el campo. Es por esto, que en este análisis no se pretende realizar una comparación cuantitativa de los métodos, sino enfatizar cuáles son sus bondades, deficiencias y centrarse paulatinamente en el método de interés para cada caso en particular. Por este motivo, al utilizar cualquier relación de cálculo es necesario previamente saber bajo qué condiciones y supuestos ha sido deducido, para así aplicarlo dentro de su respectivo rango de validez. Sin embargo, muchas veces no está claro cómo determinar la relación a utilizar, cuál es su rango de validez, bajo qué condiciones físicas es posible utilizarla o cuál es el significado de cada una de las variables presentes en ella. Debido a esto, los diversos tipos de fórmulas y relaciones dadas representan, en muchas ocasiones, una gran dificultad de interpretación para su aplicación (Campa Rodríguez & Bustillos Astorga, 2015).

2.4.2. Método empleado para la determinación de la socavación local de los pilares en el puente sobre el río Cabaña

El método de la FHWA (HEC-18) fue desarrollado por Richardson y Davis y presentado como norma de diseño por la Federal Highway Administration de los EE.UU. Se basa en una curva envolvente de eventos de máxima socavación, lo que conlleva a que los resultados obtenidos sean conservadores. Es uno de los pocos métodos, junto con el de Nueva Zelanda que analiza la importancia del acorazamiento en la socavación en torno a pilares. Para este autor el acorazamiento, engrosamiento de las capas superficiales, tiende a reducir la socavación.

- Variables que utiliza
- Velocidad del flujo aguas arriba del pilar (V)
- profundidad del flujo aguas arriba del pilar (y_n)
- ángulo de incidencia de la corriente (α)

CAPÍTULO II: METODOLOGÍA Y VOLÚMENES DE LOS TRABAJOS REALIZADOS

- forma del pilar (k_1)
- ancho del pilar (b)

Parámetros adimensionales

$$\frac{V}{\sqrt{g \cdot y_n}} = F \text{ (número de Froude de la corriente)}$$

La velocidad se determinó a partir del método de flotadores y para ello se utilizó una bola de ping-pong ya que este objeto flotante es arrastrado por la corriente del agua y no por el viento, un cronómetro para medir el tiempo en el que recorre la distancia, la cual fue tomada de 10 metros y una cinta métrica para medir con exactitud dicha distancia.

- Paso 1: seleccionar el lugar adecuado.

Se selecciona en el río o quebrada, un tramo uniforme, sin piedras grandes ni troncos de árboles, en el que el agua fluya libremente, sin turbulencias y que sea recto. Se elige en el centro del cauce un sitio inicial A y uno final B, a lo largo de la corriente del río, el cual se llamará distancia, longitud o largo.

- Paso 2: medición de la velocidad.

Es la relación entre la distancia que recorre el agua en un tiempo determinado. Para su medición en campo, una persona se ubica en el punto A con el flotador y la otra en el punto B con el reloj o cronómetro. Se medirá el tiempo de recorrido del flotador del punto A al punto B. Se recomienda realizar un mínimo de diez mediciones y calcular el promedio. La velocidad de la corriente de agua del río se calcula con base en la siguiente ecuación:

Velocidad (V) = distancia en metros (m) dividido en el tiempo en segundos (s).

Ecuación general

Utilizó la siguiente fórmula para el cálculo de la profundidad máxima de socavación:

$$y_{\text{smax}} = 2 k_1 k_2 k_3 b^{0.65} y_n^{0.35} F^{0.43}$$

k_1 : Factor de forma del pilar

k_2 : Factor del ángulo de ataque

CAPÍTULO II: METODOLOGÍA Y VOLÚMENES DE LOS TRABAJOS REALIZADOS

k_3 : Factor de corrección por rugosidad del fondo

Factor de forma (k_1)

El factor k_1 depende de la forma del pilar (Tabla 3).

Tabla 3. Factor de forma del pilar K_1 .

| Forma del pilar | K_1 |
|-----------------|-------|
| Nariz cuadrada | 1.1 |
| Nariz redonda | 1.0 |
| Nariz circular | 1.0 |

En la siguiente (Figura 18) se muestran las formas de los pilares para el cálculo de socavación por el método del FWHA.

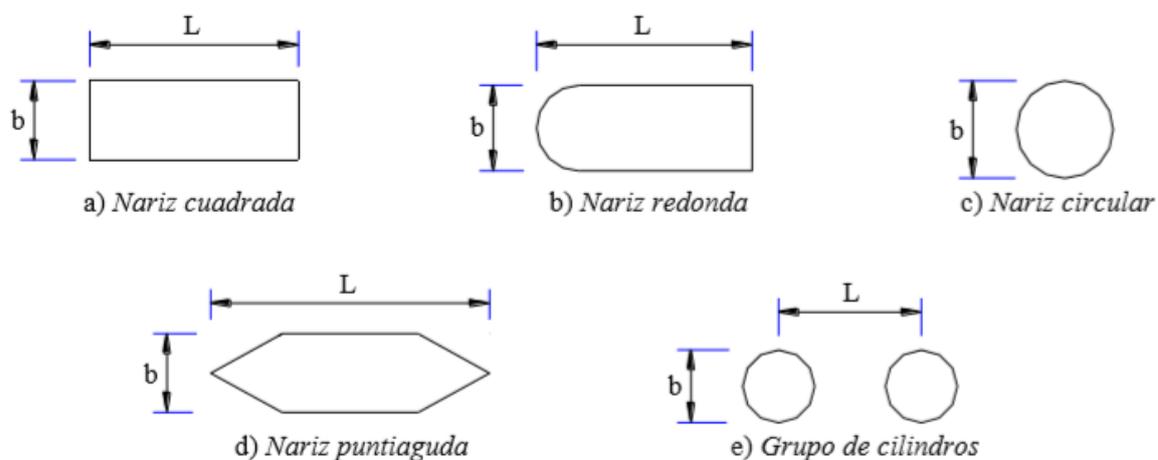


Figura 19. Formas del pilar para cálculo de socavación por el método del FWHA.

El valor de b que se utiliza en la fórmula, debe ser el valor del ancho del pilar cerca al fondo del cauce después de tener en cuenta tanto la degradación a largo plazo como la socavación por contracción del cauce.

Factor del ángulo de ataque o de orientación (k_2)

k_2 depende del ángulo de ataque del flujo (Tabla 4) y puede calcularse por medio de la ecuación siguiente:

CAPÍTULO II: METODOLOGÍA Y VOLÚMENES DE LOS TRABAJOS REALIZADOS

$$k_2 = (\cos \alpha + L/b \cdot \text{sen} \alpha)^{0.65}$$

Tabla 4. Factor de corrección para el ángulo de ataque del flujo.

| Ángulo | k ₂ | | |
|--------|----------------|---------|----------|
| | L/b = 4 | L/b = 8 | L/b = 12 |
| 0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |
| 15 | 1.5 | 2.0 | 2.5 |
| 30 | 2.0 | 2.75 | 3.5 |
| 45 | 2.3 | 3.3 | 4.3 |
| 90 | 2.5 | 3.9 | 5.0 |

Si L/b > 12 se debe utilizar L/b = 12 como valor máximo de k₂.

Factor de corrección por rugosidad del fondo (k₃)

El coeficiente k₃ depende de la rugosidad general del cauce y se obtiene de acuerdo a la (Tabla 5).

Tabla 5. Factor de corrección por rugosidad general del cauce.

| Características del fondo del cauce | Altura de dunas (m) | K ₃ |
|-------------------------------------|---------------------|----------------|
| Aguas limpias | - | 1.1 |
| Fondo plano y antidunas | - | 1.1 |
| Dunas pequeñas | 3 > h > 0.6 | 1.1 |
| Dunas medianas | 9 > h > 3 | 1.1 1.2 |
| Dunas grandes | h > 9 | 1.3 |

Se utilizó el sitio web <http://ponce.sdsu.edu/> del profesor Víctor Miguel Ponce (Figura 19), donde al registrarse se puede utilizar el VISUALAB (Figura 20) que es un laboratorio de enseñanza e investigación de computación en el Departamento de Ingeniería Civil, de Construcción y Ambiental de la Universidad Estatal de San Diego, California de los EE.UU. y se aplicó el software libre HEC-18 (Figura 21). Para el cálculo del número de Froude se utilizó la página web <http://ponce.sdsu.edu/enlineafroude> (Figura 22).

CAPÍTULO II: METODOLOGÍA Y VOLÚMENES DE LOS TRABAJOS REALIZADOS

The screenshot displays a website for Prof. Victor Miguel Ponce. At the top, there are links for 'Gmail Webmail Directory Amazon YouTube Wikipedia Translate Maps' and 'OnlineCalc Visualab Color 07:53:48'. A welcome message reads 'Welcome to Prof. Victor Miguel Ponce's website' with a note 'Since 1999 • 20 years online'. Below this is a list of research fields: 'Hydromechanics • Hydrology • Hydroecology • Hydroclimatology • Hydrogeology • Hydrogeomorphology • Hydrosedimentology • Hydroenvironmental'. Navigation buttons include 'Engineering Hydrology', 'Open-channel Hydraulics', 'Hidráulica de Canales', and 'Fortran for Engineers'. A secondary menu has 'About', 'New', 'Subdomains', 'Videos', 'Search/Index', and 'Contact Prof. Ponce'. A status bar shows 'Thursday, June 13, 2019 07:53 hr PDT [UTC - 7]' and 'Last update: Thursday, June 13, 2019'. A central image shows a river with rapids. To the left is a vertical menu with categories like 'General', 'Research', 'Publishing', 'Learning', 'Biodata', 'Restricted', 'Reports', 'Lectures', and 'Personal'. Below the image is a 'Facets Milestones ReturnPeriod' section with a grid of topics: 'Time Engineering', 'The Right of Nature', 'Effect of Climate Change on White Range of Peru', 'Inherently stable channel', 'The linear oasis', 'Muskingum-Cunge amplitude/phase portraits', 'Runoff diffusion reexamined', 'Groundwater vs ecosystem', 'How much water could be pumped for sustainability?', 'DO sag analysis', 'Melville scour formula', 'Dimensionless dam breach analysis', 'Vaso Chairel', and 'Impacto da Hidrovia Paraná-Paraguai'. At the bottom, there is a 'Slide show' control, a 'Thanks to Civil, Construction, and Environmental Engineering SDSU' message, a 'Visitor No. 300571 Thank you' counter, and a footer with 'Time New Age Human Geodistance Disclaimer Copyright © 1999-2019 V. M. Ponce, All rights reserved'.

Figura 20. Página web de la Universidad Estatal de San Diego, EE.UU. Tomado de (Ponce, 1999).

CAPÍTULO II: METODOLOGÍA Y VOLÚMENES DE LOS TRABAJOS REALIZADOS



Figura 21. (VISUALAB) laboratorio de enseñanza e investigación de computación en el Departamento de Ingeniería Civil, de Construcción y Ambiental de la Universidad Estatal de San Diego, California de los EE.UU.

El VISUALAB es un laboratorio de enseñanza e investigación de computación en el Departamento de Ingeniería Civil, de Construcción y Ambiental de la Universidad Estatal de San Diego, California. Este se especializa en aplicaciones de ingeniería hidráulica e hidrológica, y desarrolla software en línea de clase mundial utilizando protocolos estándar como HTML, CSS y PHP. El laboratorio cuenta con una colección de trescientos setenta y dos (372) scripts para una variedad de aplicaciones, que incluyen flujo constante e inestable, flujo gradualmente variado y rápidamente variado, evapotranspiración, ruta de inundación, transporte de sedimentos, diseño de canales, calidad del agua, y otras aplicaciones, así como una colección de cuatrocientos doce (412) videos en línea para una gran variedad de aplicaciones.

CAPÍTULO II: METODOLOGÍA Y VOLÚMENES DE LOS TRABAJOS REALIZADOS

enlinea_socavacion_hec18: Cálculo de la socavación en puentes utilizando la fórmula HEC-18



Fórmula :

$$Fr_1 = v_1 / (g y_1)^{1/2}$$

$$y_s / y_1 = 2 K_1 K_2 K_3 (a / y_1)^{0.65} Fr_1^{0.43}$$

[Unidades SI (métricas): $y_s, y_1, a,$ and L in m]
 [Unidades U.S.: $y_s, y_1, a,$ and L in ft]
 [Fr = Número de Froude; g = aceleración gravitacional]

Bibliografía:

Evaluating Scour at Bridges,
 FHWA Hydraulic Engineering Circular No. 18,
 Fifth Edition, 2012.

DATOS DE ENTRADA: [Descripción] [Ejemplo de entrada]

Seleccionar: Unidades SI (métricas)
Unidades U.S.

Profundidad de flujo y_1 : ft

Velocidad de flujo v_1 : ft/s

Ancho del pilar a : ft

Longitud del pilar L : m

Ángulo de ataque θ del flujo (grados): Degrees

Forma de la nariz del pilar: Cuadrada
Redonda
Circular
Angular
Grupo de cilindros

Condición de fondo: Agua clara
Fondo plano y flujo de antiduna
Dunas pequeñas
Dunas medianas
Dunas grandes

Presione el botón para Calculate o recalcular

Su solicitud fue procesada en 01:56:09 pm on June 9th, 2019 [190609 13:56:09].

Gracias por correr enlinea socavacion hec18 I1712071

SALIDA:

Sistema de unidades: Unidades U.S.

Forma de la nariz del pilar: Circular

Condición de la cama: Dunas pequeñas

♦ Profundidad de socavación y_s : 0 ft

Figura 22. Software libre Hec-18 utilizado para determinar la socavación local en los pilares del puente sobre el río Cabaña.

Este software HEC-18 es de fácil aplicación, pues solo es necesario introducir los valores de los parámetros medidos en el área de estudio, calculándose de forma rápida la socavación local en los pilares.

CAPÍTULO II: METODOLOGÍA Y VOLÚMENES DE LOS TRABAJOS REALIZADOS

Vlab enlinea_froude: Cálculo del número de Froude en el flujo en canales

DATOS DE ENTRADA:

Seleccione:

Velocidad de flujo u :

Profundidad de flujo y :



Flujo en un canal con número de Froude $F \approx 1$

Fórmula:

$$V = u / (gy)^{1/2}$$

Referencia

Calculadora del número de Vedernikov

RESULTADOS:

Número de Froude

$F: 0$

Su solicitud fue procesada en 08:08:26 am on June 13th, 2019 [190613 08:08:26].

Figura 23. Cálculo del número de Froude.

CAPÍTULO III: DETERMINACIÓN DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN LOS PILARES DEL PUENTE SOBRE EL RÍO CABAÑA

CAPÍTULO III: DETERMINACIÓN DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN LOS PILARES DEL PUENTE SOBRE EL RÍO CABAÑA

3.1. Introducción

En el presente capítulo se determina las condiciones ingeniero geológicas del área de estudio, así como el nivel de socavación local en los pilares del puente sobre el río cabaña a través del método de la FHWA (HEC-18) y se propone un plan de medidas de protección para mitigar la socavación local.

3.2. Condiciones ingeniero geológicas del área de estudio

Los elementos ingeniero geológicos se corresponden genéticamente con suelos aluviales y eluviales los que presentan en cierta medida propiedades desfavorables para ser utilizados como base de cimentación, por la presencia de suelos arenosos y arcillosos de baja compacidad y consistencia, y la presencia del nivel del agua subterránea muy cercana a la superficie, los mismos oscilan entre 4.8m y 1.5m de profundidad.

El corte ingeniero geológico (Figura 23 y 24) fue determinado hasta una profundidad de 30.00 m (profundidad máxima de las cuatro calas perforadas), fueron determinados 5 horizontes ingeniero geológicos que contemplan suelos aluviales de diferente granulometría, las lateritas en sus diferentes grados de intemperización, los suelos eluviales y las rocas (serpentinita y/o peridotita serpentinizadas con diferentes grados de meteorización y fracturación).

CAPÍTULO III: DETERMINACIÓN DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN LOS PILARES DEL PUENTE SOBRE EL RÍO CABAÑA

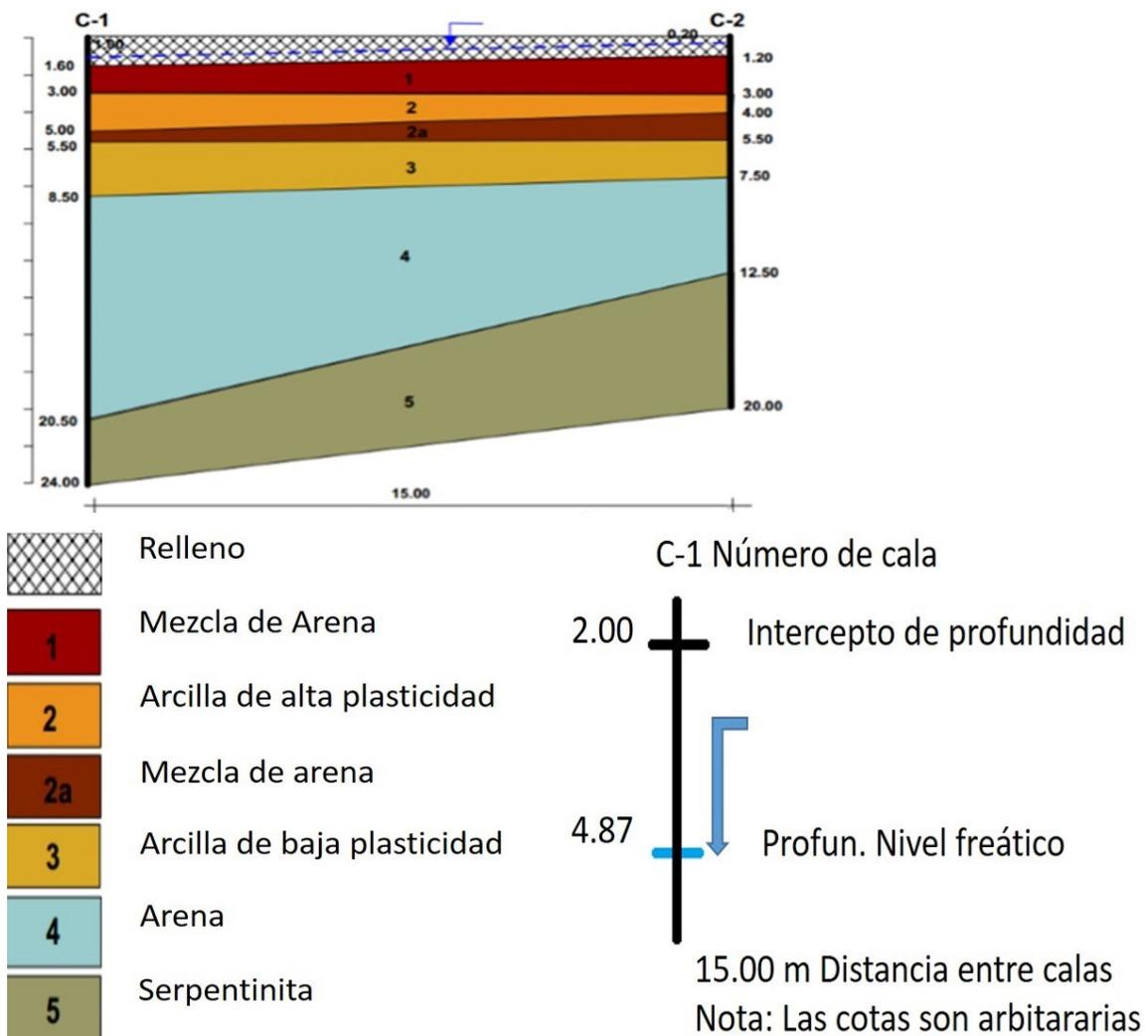


Figura 24. Perfil I-I del puente sobre el río Cabaña. Fuente:(Aplicadas, 2017).

Relleno: suelo laterítico redepositado de composición areno arcillosa y/o limosa de color rojo vino hasta carmelita amarillento, en ocasiones con finos plásticos y gravas (fragmentos de serpentinita y perdigones de hierro), de compacidad media a alta y densidad relativa medio densa a densa y de húmedo a muy húmedo.

Mezcla de Arena: mezcla de arena arcillosa y/o limosa con algunas gravas (perdigones de hierro), de color carmelita amarillento hasta gris y rojizo. Presenta finos lentes de arcilla y limo plásticos, compactos, aunque también de baja compacidad y son muy húmedas.

CAPÍTULO III: DETERMINACIÓN DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN LOS PILARES DEL PUENTE SOBRE EL RÍO CABAÑA

Arcilla de alta plasticidad: tiene arena, de color carmelita oscuro a carmelita amarillento, a veces con tonos grises y verdosos. Tiene una consistencia media a dura, son compactas y muy húmedas.

Mezcla de arena: mezcla de arena arcillosa y/o limosa con algunas gravas, de color carmelita amarillento a rojizo, con finos lentes de arcilla y limo plásticos, compactos, aunque también de baja compacidad y son muy húmedas.

Arcilla de alta plasticidad: presenta diferentes contenidos de arena y escasas gravas de cuarzo, con colores de carmelita rojizo, amarillento y manchas verdosas, tiene vetas negras y es de consistencia blanda a muy blanda, y es saturado.

Arena: con contenido variable de limo y grava, en partes predomina el contenido gravoso, de color oscuro a gris verdoso claro, y es de compacidad y densidad relativa media de origen aluvial.

Serpentinita: es muy meteorizada y fracturada, se recuperan fragmentos de diferentes dimensiones, de color gris verdoso a gris azulado. Su resistencia es de muy baja a baja.

CAPÍTULO III: DETERMINACIÓN DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN LOS PILARES DEL PUENTE SOBRE EL RÍO CABAÑA

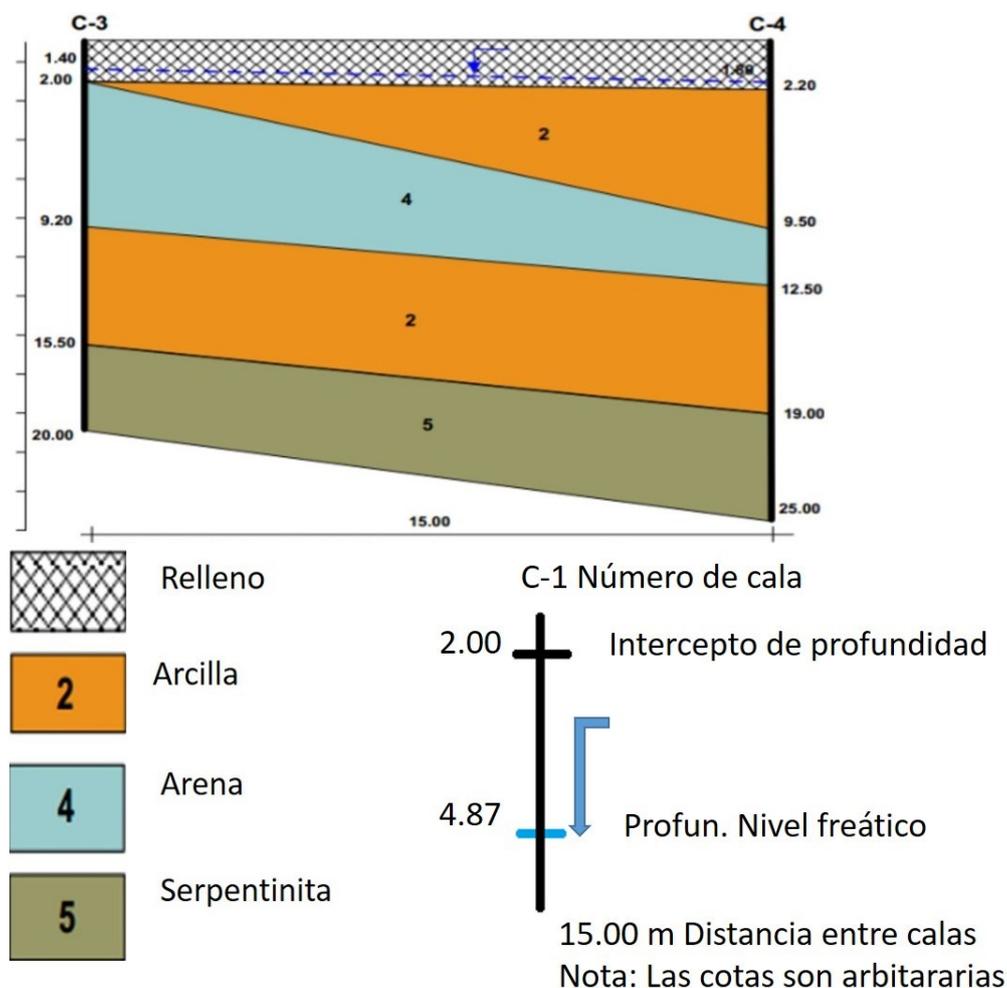


Figura 25. Perfil I-II del puente sobre el río Cabaña. Fuente: (Aplicadas, 2017).

Relleno: suelo laterítico redepositado de composición areno arcillosa y/o limosa de color rojo vino hasta carmelita amarillento, en ocasiones con finos plásticos y gravas (fragmentos de serpentinita y perdigones de hierro), de compacidad media a alta y densidad relativa medio densa a densa y de húmedo a muy húmedo.

Arcilla: presenta diferentes contenidos de arena y escasas gravas de cuarzo, con colores de carmelita rojizo, amarillento y manchas verdosas, tiene vetas negras y es de consistencia blanda a muy blanda, y es saturado.

Arena: con contenido variable de limo y grava, en partes predomina el contenido gravoso, de color oscuro a gris verdoso claro, y es de compacidad y densidad relativa media de origen aluvial.

CAPÍTULO III: DETERMINACIÓN DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN LOS PILARES DEL PUENTE SOBRE EL RÍO CABAÑA

Serpentinita: es muy meteorizada y fracturada, se recuperan fragmentos de diferentes dimensiones, de color gris verdoso a gris azulado. Su resistencia es de muy baja a baja.

3.4. Determinación de la socavación local en los pilares del puente sobre el río Cabaña aplicando el método (FHWA) HEC-18

Se realizó un monitoreo a los pilares del puente sobre el río Cabaña, durante 4 meses a partir de marzo hasta junio. Los dos primeros meses existía el puente auxiliar, el cual presentaba una alcantarilla de metal grande que reducía el ancho del cauce del río y a la vez concentraba el flujo del agua en una sola dirección donde aumentaba la velocidad de este, el cual impactaba directamente al pilar 1 y 2 del puente, provocando así una aceleración de la socavación local en estos. Aun así el mes de abril fue el de menor socavación en los pilares, producto de la sequía, puesto que a mayor precipitación, mayor es el caudal del río y con esto la socavación local aumenta. Marzo tuvo un intenso régimen de lluvias, pues fue el segundo mes que más precipitó, puesto que mayo tuvo un comportamiento muy diferente, pues en el primer monitoreo del mes, se retiró el puente auxiliar, retirando también la alcantarilla de metal, provocando un cambio drástico, así el río abarcó una mayor área, trayendo consigo mayores avenidas del río cuando lloviera, donde interceptaría entonces a todos los pilares del puente, además aumentó la acumulación de ramas de árboles y basura, puesto que la alcantarilla antes retenía gran cantidad de estos. Este fue un mes de intensas lluvias, donde se alcanzó la mayor socavación en los pilares. A principios de junio hubo algunas lluvias y se obtuvieron valores de socavación ligeramente superiores con respecto al mes de abril. A continuación en la tabla (6) se presenta los valores promedios medidos de profundidad del flujo (Y_n), los valores promedios calculados de la socavación máxima (Y_s) y el porcentaje de socavación local en cada uno de los pilares del puente sobre el río Cabaña.

CAPÍTULO III: DETERMINACIÓN DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN LOS PILARES DEL PUENTE SOBRE EL RÍO CABAÑA

Tabla 6. Promedio en metros de la profundidad del flujo (Y_n) y socavación máxima (Y_s).

| Pilar | Promedio en metros de (Y_n) | Promedio en metros de (Y_s) | % de socavación local |
|-------|---------------------------------|---------------------------------|-----------------------|
| 1 | 0.4035 | 1.3998 | 28.82 |
| 2 | 0.3705 | 1.3836 | 26.77 |
| 3 | 0.1425 | 1.2193 | 11.68 |
| 4 | 0.1480 | 1.2244 | 12.08 |
| 5 | 0.0105 | 0.4662 | 2.25 |
| 6 | 0.1500 | 1.2240 | 12.25 |
| 7 | 0.1740 | 1.2512 | 13.90 |
| 8 | 0.1670 | 1.2438 | 13.42 |
| 9 | 0.1651 | 1.2413 | 13.30 |
| 10 | 0.1025 | 1.1617 | 8.82 |

Presentado los valores promedios en la (tabla 6) de la profundidad del flujo (Y_n), la socavación máxima (Y_s) y el porcentaje de socavación local de cada uno de los pilares del puente sobre el río Cabaña, podemos apreciar de forma independiente el comportamiento de estos parámetros determinados en las (Figuras 25-27) respectivamente.

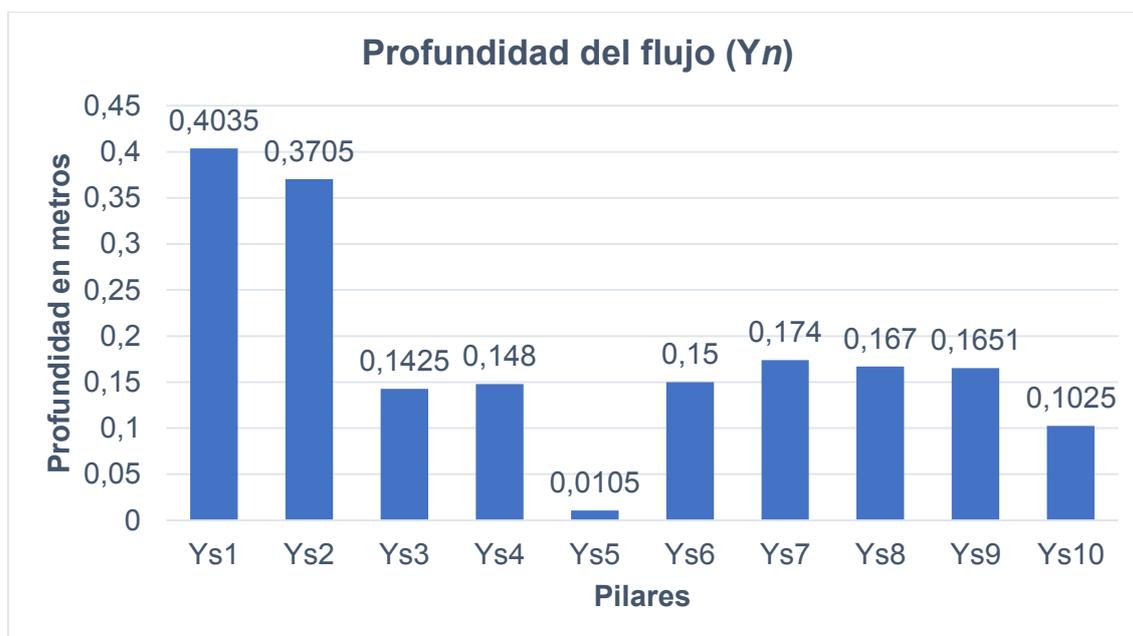


Figura 26. Profundidad del flujo sobre el río Cabaña.

CAPÍTULO III: DETERMINACIÓN DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN LOS PILARES DEL PUENTE SOBRE EL RÍO CABAÑA

La profundidad del flujo se determinó mediante un monitoreo sistemático en los pilares del puente sobre el río Cabaña, donde se midió durante 4 meses, comportándose (Figura 25) el pilar 1 como el de mayor profundidad con un valor de 0.4035 metros y el pilar de 5 el de menor con solo 0.0105 metros.



Figura 27. Socavación Máxima en los pilares del puente sobre el río Cabaña.

La socavación máxima se determinó a través del cálculo del método HEC-18, comportándose (Figura 26) el pilar 1 como la socavación máxima de los 10 pilares del puente con un valor de 1.3998 metros y el pilar 5 el de menor socavación máxima con un valor de 0.4662 metros.

CAPÍTULO III: DETERMINACIÓN DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN LOS PILARES DEL PUENTE SOBRE EL RÍO CABAÑA

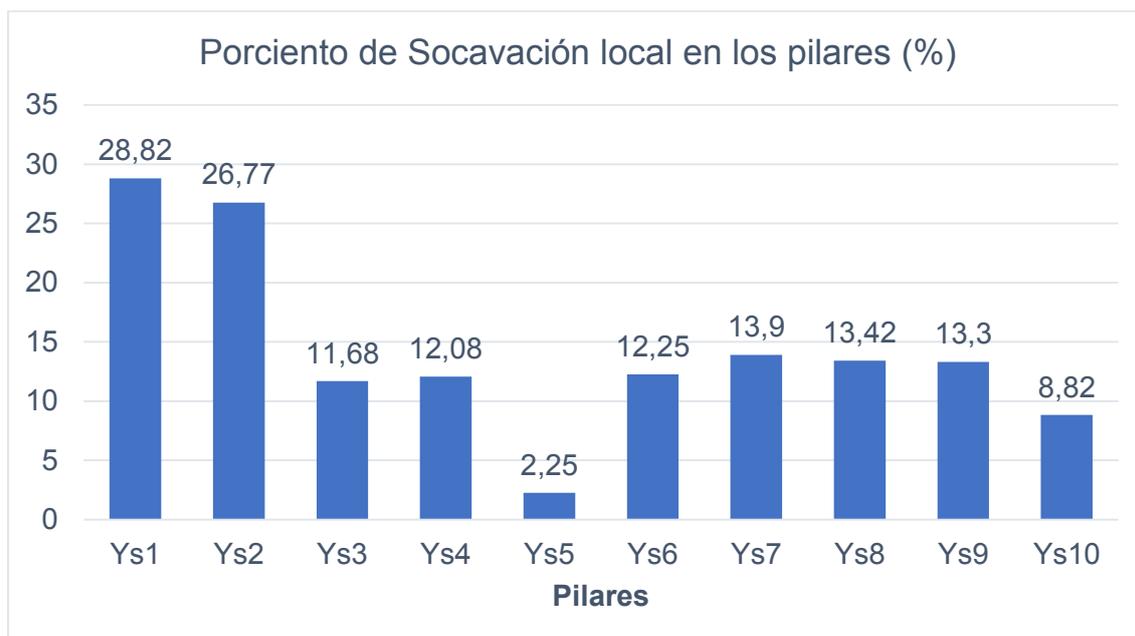


Figura 28. Porciento de la socavación local en los pilares del puente sobre el río Cabaña.

En la (Figura 27) se evidencia la socavación local que presenta cada uno de los pilares del puente sobre el río Cabaña. Comportándose el pilar 1 como el más socavado con un 28.82 % de socavación local, producto de ser el primero en que el caudal del río lo ataca, provocando esto una mayor profundidad del flujo, por lo tanto una mayor socavación máxima. Y el pilar 5 como el menos socavado con 2.25 % de socavación local, pues este se encuentra asentado sobre una acumulación de sedimentos consolidados, provocando que el cauce del río solo lo ataque directamente en crecidas.

El pilar 1 posee un valor de profundidad del flujo de 0.4035 metros y de socavación máxima 1.3998 metros, para un 28.82 % de socavación local, el pilar 2 presenta un flujo de profundidad de 0.3705 metros y 1.3836 metros de socavación máxima, para un 26.77 % de socavación local (Tabla 6) cuyo valores se corresponden con los máximos valores de socavación en los pilares, esto se debe a que presentan el mayor nivel de influencia del flujo sobre los pilares. Cuando precipita mucho, el río arrastra ramas de árboles y basuras, las cuales se acumulan en el fondo de los pilares provocando una aceleración de la socavación de los mismos. (Figura 28-29).

CAPÍTULO III: DETERMINACIÓN DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN LOS PILARES DEL PUENTE SOBRE EL RÍO CABAÑA



Figura 29. Presencia de ramas en el pilar 1.



Figura 30. Presencia de ramas en el pilar 2.

CAPÍTULO III: DETERMINACIÓN DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN LOS PILARES DEL PUENTE SOBRE EL RÍO CABAÑA

Los pilares 3 y 4 presentan unos valores de socavación local de 11.68 % y 12.08 % respectivamente (Tabla 6), pues el pilar 3 posee un valor de profundidad del flujo de 0.1425 metros y de socavación máxima de 1.2193 metros, y el pilar 4 una profundidad de flujo de 0.1480 metros y una socavación máxima de 1.2244 metros (Tabla 6). Los dos pilares presentan mucha acumulación de sedimentos y ambos están asentados en estos, puesto que solo cuando llueve mucho el cauce del río los cubre, así se quedan los restos de basura y ramas de árboles en los sedimentos cuando el cauce del río baja, ver (Figuras 30-33).



Figura 31. Acumulación de sedimentos en el pilar 3.

CAPÍTULO III: DETERMINACIÓN DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN LOS PILARES DEL PUENTE SOBRE EL RÍO CABAÑA



Figura 32. Acumulación de sedimentos en el pilar 4.

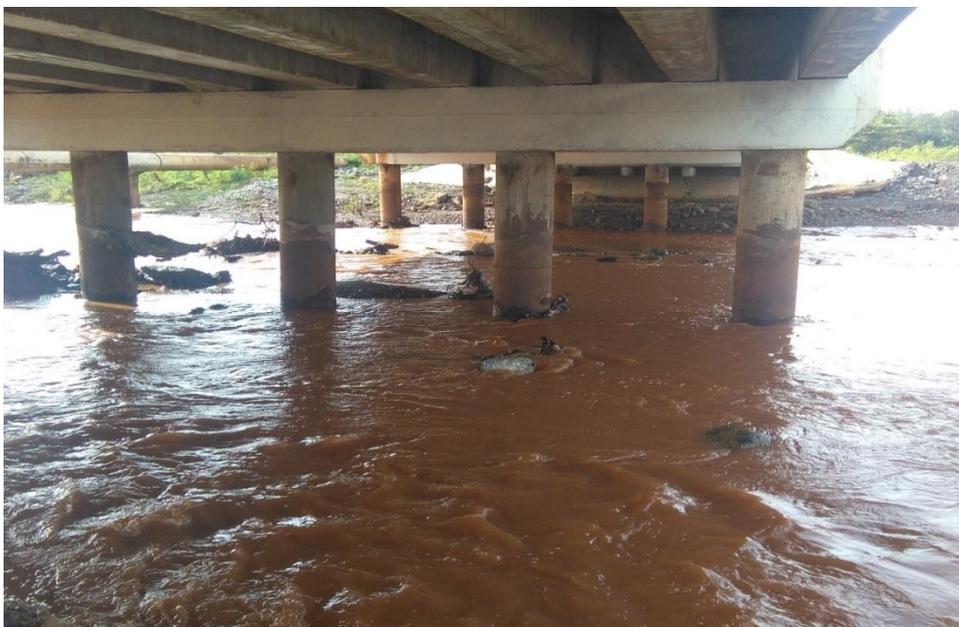


Figura 33. Vista lateral de los pilares en una crecida del río Cabaña.

CAPÍTULO III: DETERMINACIÓN DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN LOS PILARES DEL PUENTE SOBRE EL RÍO CABAÑA



Figura 34. Vista lateral de los pilares con el cauce del río Cabaña estable.

El pilar 5 tiene una profundidad del flujo de 0.0105 metros y una socavación máxima de 0.4662 metros, para un 0.4662 % de socavación local (Tabla 6). Es el pilar menos socavado porque se encuentra asentado sobre una gran acumulación de sedimentos consolidados, puesto que tiene una altura de 6 cm por encima del nivel del agua de los pilares que lo antecede, es decir, de los pilares 3 y 4, la acumulación de sedimentos consolidados mide 192 cm de largo y 98 cm de ancho. Esta condición que presenta el pilar favorece la estabilidad, pero de forma preventiva debe ser protegido de futuras avenidas de río (Figura 34-35).

CAPÍTULO III: DETERMINACIÓN DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN LOS PILARES DEL PUENTE SOBRE EL RÍO CABAÑA



Figura 35. Acumulación de los sedimentos consolidados en el pilar 5.



Figura 36. Medición de la acumulación de sedimentos consolidados en el pilar 5.

El pilar 6 contiene un 12.25 % de socavación local, el cual presenta un valor de 0.1500 metros de profundidad del flujo y un 1.2240 metros para la socavación máxima (Tabla 6). Este pilar es el primero en quedar abandonado por el cauce del río, puesto que se ubica en la fila de pilares que el cauce solo los intercepta

CAPÍTULO III: DETERMINACIÓN DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN LOS PILARES DEL PUENTE SOBRE EL RÍO CABAÑA

cuando precipita de forma intensa y está asentado en una acumulación de sedimentos consolidados, ver (Figura 36-37).



Figura 37. Acumulación de sedimentos consolidados del pilar 6.



Figura 38. Acumulación de sedimentos en los pilares 6 y 7.

Los pilares 7, 8 y 9, quedan abandonados por el cauce del río en tiempo de sequía, ver (Figuras 38-44) pues se evidencia el proceso. El pilar 7 tiene una

CAPÍTULO III: DETERMINACIÓN DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN LOS PILARES DEL PUENTE SOBRE EL RÍO CABAÑA

socavación local de 13.90 %, con una profundidad del flujo de 0.1740 metros y una socavación máxima de 1.2512 metros (Tabla 6). El pilar 8 presenta un flujo de profundidad de 0.1670 metros y una socavación máxima de 1.2438 metros para una socavación local de 13.42 % (Tabla 6). Y el pilar 9 posee una profundidad del flujo de 0.1651 metros, con una socavación máxima de 1.2413 metros, para una socavación local de 13.30 % (Tabla 6).



Figura 39. Cauce del río próximo a los pilares 6-10.



Figura 40. Acumulación de sedimentos cuando no existen precipitaciones.

CAPÍTULO III: DETERMINACIÓN DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN LOS PILARES DEL PUENTE SOBRE EL RÍO CABAÑA



Figura 41. Acumulación de sedimentos en el pilar 7.



Figura 42. Altura de la acumulación de los sedimentos.

CAPÍTULO III: DETERMINACIÓN DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN LOS PILARES DEL PUENTE SOBRE EL RÍO CABAÑA



Figura 43. Acumulación de sedimentos del pilar 8 luego de intensas lluvias.



Figura 44. La acumulación de sedimentos en el pilar 9 luego de una crecida.

CAPÍTULO III: DETERMINACIÓN DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN LOS PILARES DEL PUENTE SOBRE EL RÍO CABAÑA



Figura 45. El pilar 9 en una crecida del río Cabaña.

El pilar 10 tiene un valor de 0.1025 metros de profundidad del flujo y una socavación máxima de 1.1617 metros para un 8.82 % de socavación local (Tabla 6), este pilar es el último que el cauce abandona, ver (Figura 45-46).



Figura 46. Pilar 10 cuando el cauce del río lo abandona.

CAPÍTULO III: DETERMINACIÓN DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN LOS PILARES DEL PUENTE SOBRE EL RÍO CABAÑA



Figura 47. Pilar 10 en una crecida del río Cabaña.

3.5. Propuesta de medidas de protección para mitigar la socavación local en los pilares del puente sobre el río Cabaña.

En nuestro país, existen gran cantidad de puentes que a pesar de haber sobrepasado su vida útil de diseño, continúan en servicio y resulta difícil pensar en la sustitución de estas estructuras por puentes nuevos, por lo que un buen plan de medidas es la solución a una eventual catástrofe. Las medidas de protección contra socavación se usan para mitigar, controlar, retrasar, disminuir o monitorear problemas de estabilidad de cauces y puentes. Las principales medidas para mitigar la socavación local en los pilares del puente son:

1. Protección de pilares con pantallas (Figura 47): consiste en la utilización de pedraplenes para sustituir el material del fondo con diámetros de sus elementos lo suficientemente grandes para que no sean levantados y arrastrados por la corriente.

CAPÍTULO III: DETERMINACIÓN DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN LOS PILARES DEL PUENTE SOBRE EL RÍO CABAÑA



Figura 48. Protección de pilares con (pantallas).

2. Protección de pilares con sacos rellenos (Figura 48): es otra forma de utilizar los pedraplenes, en este caso con forma de sacos rellenos para sustituir el material del fondo con diámetros de sus elementos lo suficientemente grandes para que no sean levantados y arrastrados por la corriente.



Figura 49. Protección de pilares con (sacos rellenos).

3. Construcción de Gaviones (Figura 49): el gavión es un contenedor de piedra retenida con una malla de alambre que se coloca al pie de obra

CAPÍTULO III: DETERMINACIÓN DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN LOS PILARES DEL PUENTE SOBRE EL RÍO CABAÑA

desarmado y en el sitio se rellena con piedras. Las piedras de relleno generan que sea una estructura permeable, lo que elimina la necesidad de la construcción de un desagüe, esta piedra puede ser de poca calidad o de desecho y no requiere una mano de obra especializada, facilitando la incorporación de éste tipo de sistema a la población rural.



Figura 50. Ejemplo de Gaviones.

4. También la colocación de cercas flotantes alrededor de las pilas disminuye la profundidad de la socavación entre 15 y 50%, dependiendo en la profundidad sumergida de la cerca. Estas cercas aunque se les utiliza para evitar que las embarcaciones golpeen las pilas de los puentes, también cumplen con el objetivo de disminuir la socavación, aunque la fosa socavada se vuelve más ancha.
5. Otra medida sería la colocación de discos alrededor de la pila, siendo una forma de disminuir el efecto de la socavación donde su efecto es bloquear parcialmente y extender la formación del vórtice vertical creado por la pila. La mejor localización del disco es profundo sobre la superficie del cauce, puesto que al colocarlo a mayor altura el efecto disminuye, debido a que el remolino se genera debajo del disco.
6. Las cimentaciones con pilotes no están exentas de la erosión y es la erosión local la que puede descubrir los pilotes poco a poco. Lo que según estudios conviene hacer en estos casos es la utilización de pilas delgadas.
7. El mantenimiento rutinario es de las labores que se deben ampliar con gran sutileza para hacer que el daño del puente sea el mínimo deseado ya que el agua genera gran cantidad de problemas, tales como la socavación

CAPÍTULO III: DETERMINACIÓN DE LA SOCAVACIÓN LOCAL EN LOS PILARES DEL PUENTE SOBRE EL RÍO CABAÑA

y erosión. Debido a las condiciones hidrológicas de Cuba, la precipitación provoca alteraciones en cauces de ríos, generando constantemente la destrucción de: obras de protección, carreteras y puentes.

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES

1. El corte ingeniero geológico está representado por 5 horizontes, los cuales son: mezcla de arena (1), arcilla de alta plasticidad, mezcla de arena (2), arcilla de baja plasticidad, arena y serpentinitas.
2. Existe un incremento de la socavación en los períodos lluviosos descendiendo en los períodos de sequías, donde mayo fue el mes de mayor socavación máxima con un valor promedio de 1.2976 metros para una socavación local de 20.96 % y abril el menor con un valor promedio de 1.0825 metros de socavación máxima para un 11.22 % promedio de socavación local.
3. Los pilares 1 y 2 son los más afectados por la socavación local, los cuales poseen los mayores niveles de socavación máxima en un 1.3998 metros y 1.3836 metros para una socavación local de 28.82 % y 26.77 % respectivamente y el pilar 5 es el menos socavado con 0.0105 metros para un 2.25 %.
4. El plan de medidas propuesta garantiza la mitigación de la socavación local en los pilares del puente sobre el río Cabaña.

RECOMENDACIONES

RECOMENDACIONES

1. Realizar investigaciones para determinar el nivel de vulnerabilidad física del puente sobre el río Cabaña ante peligros naturales y tecnológicos.
2. Realizar un monitoreo de los pilares del puente sobre el río Cabaña dentro de 6 meses, para ver el comportamiento de la socavación comparándolo con los resultados de esta investigación.
3. Entregar los resultados de la presente investigación a la dirección del centro de gestión de riesgos del municipio, el CITMA y a la dirección del grupo empresarial Cuba níquel.
4. Emplear el (VISUALAB) laboratorio de enseñanza e investigación de computación en el Departamento de Ingeniería Civil, de Construcción y Ambiental de la Universidad Estatal de San Diego, California de los EE.UU. para futuras investigaciones.

BIBLIOGRAFÍA

BIBLIOGRAFÍA

- (INRH), I. N. D. R. H. (1986). *Informe hidrogeológico sobre las terrazas del río Moa*.
- Antunes Do Carmo, J. S. (2005). Experimental Study on Local Scour around Bridge Piers in Rivers, River Basin Management III,. *WIT Transaction on Ecology and the Environment*, , WIT Press., Vol. 83.
- Aplicadas, E. N. de I. (2017). *Perfil I-I del puente sobre el río Cabaña*.
- Bolduc Gardoni, L. P., & Briaud, J. L. . (2008). "Probability of Exceedance Estimates for Scour Depth around Bridge Piers". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. ASCE., Vol. 134, 175–184.
- Brandimarte, L., Montanari, A., Briaud, J. L., & D'Odorico, P. (2006). "Stochastic Flow Analysis for Predicting River Scour of Cohesive Soils". *Journal of Hydraulic Engineering*. ASCE., Vol. 132, 493–500.
- Briceño Caminati, M. C. (2003). *El método del índice de erodabilidad en el cálculo de la erosión local en pilares de puentes*.
- Cala Suárez, C. M., & Serret Hernández, D. (2000). *Evaluación de la calidad natural de las fuentes de abasto de agua a los asentamientos rurales del municipio Moa*.
- Campa Rodriguez, A., & Bustillos Astorga, F. R. (2015). *Métodos para el cálculo de la socavación local en pilas de puentes*.
- Cruz Ramírez, Y. (2005). *Mapa esquemático morfo-tectónico del territorio Moa a escala 1:100000*.
- Dargahi, B. (1990). *Controlling Mechanism of Local Scour*.
- Del Aguila, C. F., & Gómez Cunya, L. A. (2004). "Estudio Experimental de Socavación en Pilares de Puentes". *XXI Congreso Latinoamericano de Hidráulica*. Sao Pedro, Brasil.
- E.V., R., & S.R., D. (1995). "Evaluating scour at bridges". *FHWA, HEC-18 Third Edition, FHWA-HI-90-017, Washington, D.C.*

BIBLIOGRAFÍA

- EE.UU, F. H. A. of. (1998). *Summary of scanning review of European practice for bridge scour and stream instability countermeasures.*
- Farias, H. D., Pilán, M. T., Pece, F. J., & Mattar, M. (2009). *Socavación local de pilas de puentes: Formulación general y análisis crítico de metodologías existentes.*
- Fernández Fis, Y. Y. (2015). *Riesgos ambientales por contaminación en las aguas superficiales del río Moa.*
- Formell, F., & Oro, J. . (1980). Sobre los procesos de redeposición del Yacimiento Punta Gorda. *Ciencia de La Tierra Y El Espacio.*
- Hernández Columbié, V. (2018). *Evaluación geotécnica de la vulnerabilidad sísmica en puentes empleando la interacción dinámica sueloestructura.*
- Hernández T. (2014). *Sistema de Gestión de Riesgos por fallas de la Presa de Colas de la Empresa Pedro Sotto Alba.*
- Johnson, P.A. y Ayyub, B. M. . (1996). "Modeling Uncertainty in Prediction of Pier Scour". *Journal of Hydraulic Engineering. ASCE., Vol. 122, 66–72.*
- Johnson, P. A. (1992). "Reliability-Based Pier Scour Engineering". *Journal of Hydraulic Division. ASCE., Vol. 118, 1344–1357.*
- Johnson, P. A. (1995). "Comparison of Pier-Scour Equation Using Field Data". *Journal of Hydraulic Division. ASCE., Vol. 121, 626–629.*
- Johnson, P. A., & Dock, D. A. (1998). "Probabilistic Bridge Scour Estimates". *Journal of Hydraulic Engineering. ASCE., Vol. 124, 750–754.*
- Johnson, P. A., & Niezgodá, S. L. (2004). "Risk-Based Method for Selecting Bridge Scour Countermeasures". *Journal of Hydraulic Engineering. ASCE., Vol. 130, 121–128.*
- Khwairakpam, M. (2006). *Local Scour Around Hydraulic Structures.*
- Laursen. (1970). *Caudal para el cálculo de socavación.*
- Lefter, J. (1993). Instrumentation for Measuring Scour at Bridge Piers and

BIBLIOGRAFÍA

- Abutments. *NCHRP Research Results Digest, Transportation Research Board, No. 189, 8.*
- López, G. (2007). *“Erosión Local en Pilas de Puentes. Profundidad de Erosión de Equilibrio y Evolución Temporal de la Erosión Local”.*
- López, G., Teixeira, L., Ortega-Sánchez, M., & G., S. (2006). “Resultados Experimentales de Erosión Local en Torno a una Pila Cilíndrica Bajo Condiciones de Flujo Estacionario y No Estacionario”. *XXII Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Ciudad Guayana, Venezuela.*
- Melville, B. W., & Coleman, S. E. (2000). Bridge Scour. *Water Resources Publication. Littleton, USA.*
- Ponce, V. M. (1999). VISUALAB. Retrieved from <http://ponce.sdsu.edu/>
- Raudkivi, A. J. (1986). Functional Trends of Scour at Bridge Piers. *Journal of Hydraulic Engineering ASCE*, 1–13.
- Richardson, E. V. (1999). History of bridge scour research and evaluations in the United States. Stream stability and scour at highway bridges. *Journal of Hydraulic Engineering ASCE*, 15–40.
- Rodríguez, R. (2002). *Estudio experimental de flujo y transporte de cromo, níquel y manganeso en residuos de la zona minera de Moa (Cuba): influencia del comportamiento hidromecánico.*
- Rodríguez Infante, A. (1998). Estilo tectónico y geodinámica de la región de Moa. *Minería Y Geología*, 37 – 41.
- Rodríguez Pérez, M. R. (1992). *Evaluación preliminar de los focos contaminantes, escurrimiento superficial e impacto ambiental en el entorno de la fábrica “Pedro Soto Alba”.*
- Smith, D. W. (1979). *Institution of civil engineers Proceedings. Vol. 6, 367–382.*
- Solares, D. C. (1989). *La Socavación en Puentes y Obras Menores.*

ANEXOS

ANEXOS

Tabla 1. Socavación Máxima en el Pilar #1.

| Fecha | Profundidad de Flujo (Y_n) | Socavación Máxima en metros (Y_s) |
|--------|--------------------------------|---------------------------------------|
| 4-mar | 0.400 | 1.411 |
| 15-mar | 0.315 | 1.366 |
| 25-mar | 0.330 | 1.375 |
| 12-abr | 0.250 | 1.324 |
| 22-abr | 0.260 | 1.332 |
| 11-may | 0.380 | 1.402 |
| 18-may | 0.720 | 1.528 |
| 22-may | 0.780 | 1.544 |
| 6-jun | 0.300 | 1.358 |
| 12-jun | 0.300 | 1.358 |

Tabla 2. Socavación Máxima en el Pilar #2.

| Fecha | Profundidad de Flujo (Y_n) | Socavación Máxima en metros (Y_s) |
|--------|--------------------------------|---------------------------------------|
| 4-mar | 0.400 | 1.411 |
| 15-mar | 0.290 | 1.351 |
| 25-mar | 0.300 | 1.358 |
| 12-abr | 0.265 | 1.335 |
| 22-abr | 0.230 | 1.310 |
| 11-may | 0.370 | 1.397 |
| 18-may | 0.660 | 1.510 |
| 22-may | 0.700 | 1.522 |
| 6-jun | 0.260 | 1.332 |
| 12-jun | 0.230 | 1.310 |

Tabla 3. Socavación Máxima en el Pilar #3.

| Fecha | Profundidad de Flujo (Y_n) | Socavación Máxima en metros (Y_s) |
|--------|--------------------------------|---------------------------------------|
| 4-mar | 0.170 | 1.257 |
| 15-mar | 0.130 | 1.213 |
| 25-mar | 0.115 | 1.193 |
| 12-abr | 0.100 | 1.170 |
| 22-abr | 0.100 | 1.170 |
| 11-may | 0.140 | 1.225 |
| 18-may | 0.210 | 1.294 |
| 22-may | 0.260 | 1.332 |
| 6-jun | 0.110 | 1.185 |
| 12-jun | 0.090 | 1.154 |

ANEXOS

Tabla 4. Socavación Máxima en el Pilar #4.

| Fecha | Profundidad de Flujo (Y_n) | Socavación Máxima en metros (Y_s) |
|--------|--------------------------------|---------------------------------------|
| 4-mar | 0.200 | 1.285 |
| 15-mar | 0.130 | 1.213 |
| 25-mar | 0.120 | 1.200 |
| 12-abr | 0.115 | 1.193 |
| 22-abr | 0.100 | 1.170 |
| 11-may | 0.135 | 1.219 |
| 18-may | 0.220 | 1.302 |
| 22-may | 0.270 | 1.338 |
| 6-jun | 0.100 | 1.170 |
| 12-jun | 0.090 | 1.154 |

Tabla 5. Socavación Máxima en el Pilar #5.

| Fecha | Profundidad de Flujo (Y_n) | Socavación Máxima en metros (Y_s) |
|--------|--------------------------------|---------------------------------------|
| 4-mar | 0.010 | 0.858 |
| 15-mar | 0.010 | 0.858 |
| 25-mar | 0 | 0 |
| 12-abr | 0 | 0 |
| 22-abr | 0 | 0 |
| 11-may | 0.025 | 0.970 |
| 18-may | 0.020 | 0.942 |
| 22-may | 0.040 | 1.034 |
| 6-jun | 0 | 0 |
| 12-jun | 0 | 0 |

Tabla 6. Socavación Máxima en el Pilar #6.

| Fecha | Profundidad de Flujo (Y_n) | Socavación Máxima en metros (Y_s) |
|--------|--------------------------------|---------------------------------------|
| 4-mar | 0.190 | 1.276 |
| 15-mar | 0.170 | 1.257 |
| 25-mar | 0.130 | 1.213 |
| 12-abr | 0.080 | 1.136 |
| 22-abr | 0.110 | 1.185 |
| 11-may | 0.140 | 1.225 |
| 18-may | 0.230 | 1.310 |
| 22-may | 0.270 | 1.338 |
| 6-jun | 0.110 | 1.185 |
| 12-jun | 0.070 | 1.115 |

ANEXOS

Tabla 7. Socavación Máxima en el Pilar #7.

| Fecha | Profundidad de Flujo (Y_n) | Socavación Máxima en metros (Y_s) |
|--------|--------------------------------|---------------------------------------|
| 4-mar | 0.225 | 1.306 |
| 15-mar | 0.130 | 1.213 |
| 25-mar | 0.170 | 1.257 |
| 12-abr | 0.100 | 1.170 |
| 22-abr | 0.130 | 1.213 |
| 11-may | 0.175 | 1.262 |
| 18-may | 0.230 | 1.310 |
| 22-may | 0.330 | 1.375 |
| 6-jun | 0.150 | 1.236 |
| 12-jun | 0.100 | 1.170 |

Tabla 8. Socavación Máxima en el Pilar #8.

| Fecha | Profundidad de Flujo (Y_n) | Socavación Máxima en metros (Y_s) |
|--------|--------------------------------|---------------------------------------|
| 4-mar | 0.210 | 1.294 |
| 15-mar | 0.170 | 1.257 |
| 25-mar | 0.135 | 1.219 |
| 12-abr | 0.110 | 1.185 |
| 22-abr | 0.120 | 1.200 |
| 11-may | 0.160 | 1.247 |
| 18-may | 0.225 | 1.306 |
| 22-may | 0.330 | 1.375 |
| 6-jun | 0.110 | 1.185 |
| 12-jun | 0.100 | 1.170 |

Tabla 9. Socavación Máxima en el Pilar #9.

| Fecha | Profundidad de Flujo (Y_n) | Socavación Máxima en metros (Y_s) |
|--------|--------------------------------|---------------------------------------|
| 4-mar | 0.210 | 1.294 |
| 15-mar | 0.130 | 1.213 |
| 25-mar | 0.130 | 1.213 |
| 12-abr | 0.110 | 1.185 |
| 22-abr | 0.115 | 1.193 |
| 11-may | 0.170 | 1.257 |
| 18-may | 0.230 | 1.310 |
| 22-may | 0.270 | 1.338 |
| 6-jun | 0.140 | 1.225 |
| 12-jun | 0.110 | 1.185 |

ANEXOS

Tabla 10. Socavación Máxima en el Pilar #10.

| Fecha | Profundidad de Flujo (Y_n) | Socavación Máxima en metros (Y_s) |
|--------|--------------------------------|---------------------------------------|
| 4-mar | 0.120 | 1.200 |
| 15-mar | 0.100 | 1.170 |
| 25-mar | 0.090 | 1.154 |
| 12-abr | 0.075 | 1.126 |
| 22-abr | 0.060 | 1.092 |
| 11-may | 0.110 | 1.185 |
| 18-may | 0.160 | 1.247 |
| 22-may | 0.200 | 1.285 |
| 6-jun | 0.060 | 1.092 |
| 12-jun | 0.050 | 1.066 |

Tabla 11. Promedio de (Y_n), (Y_s) y porcentaje de socavación local en el monitoreo realizado.

| Meses | Profundidad del flujo en metros (Y_n) | Socavación Máxima en metros (Y_s) | % de socavación local |
|-------|---|---------------------------------------|-----------------------|
| marzo | 0.1743 | 1.1961 | 14.57 |
| Abril | 0.1215 | 1.0825 | 11.22 |
| mayo | 0.2720 | 1.2976 | 20.96 |
| Junio | 0.1240 | 1.0844 | 11.43 |

ANEXOS

Tabla 12. Registro de lluvia diaria en Cayo Grande en (mm), 2019.

| Días | Marzo | Abril | Mayo | Junio |
|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | | | 2.2 | |
| 2 | | | | |
| 3 | | | | |
| 4 | | 6.8 | 20.9 | |
| 5 | | | | |
| 6 | 3.0 | | | 5.0 |
| 7 | 39.8 | | | 17.0 |
| 8 | 16.6 | | | |
| 9 | | | | |
| 10 | | 7.5 | | 1.0 |
| 11 | | | 6.7 | 4.0 |
| 12 | | | 4.4 | |
| 13 | | 3.2 | 4.2 | |
| 14 | | 4.8 | 8.5 | |
| 15 | | | | |
| 16 | | | | |
| 17 | | | 39.0 | |
| 18 | | | 34.5 | |
| 19 | | | 39.8 | |
| 20 | | | 8.9 | |
| 21 | | 7.8 | | |
| 22 | 32.3 | 0.6 | | |
| 23 | 48.1 | | | |
| 24 | | | 9.0 | |
| 25 | | | 30.3 | |
| 26 | | | 10.3 | |
| 27 | 3.3 | | | 3.3 |
| 28 | 5.5 | | 7.1 | 30.9 |
| 29 | | | 7.3 | |
| 30 | 3,5 | 26.5 | 4.0 | |
| 31 | | | 2.3 | |
| Total | 152.1 | 62.2 | 239.4 | 61.2 |

ANEXOS

Tabla 13. Registro de lluvia diaria en Cayo Chiquito en (mm), 2019.

| Días | Marzo | Abril | Mayo | Junio |
|--------------|--------------|-------------|--------------|-------------|
| 1 | | | 5.9 | |
| 2 | | | | |
| 3 | 6.1 | | | |
| 4 | | 9.7 | 29.0 | |
| 5 | | | | |
| 6 | 4.2 | | | |
| 7 | 31.0 | | | |
| 8 | 11.2 | | | 8.2 |
| 9 | | | | |
| 10 | | | | |
| 11 | | | | 3.2 |
| 12 | 3.0 | | 11.8 | |
| 13 | | | | |
| 14 | | 11.2 | 5.1 | |
| 15 | | | | |
| 16 | | | | |
| 17 | | | 51.0 | |
| 18 | | | 31.6 | |
| 19 | | | 33.5 | |
| 20 | | | 11.3 | |
| 21 | | 22.6 | | |
| 22 | 66.0 | | 3.3 | |
| 23 | 61.0 | | | |
| 24 | | | | |
| 25 | 5.7 | | 12.9 | |
| 26 | 6.4 | | 15.0 | |
| 27 | 14.7 | | 3.2 | 6.4 |
| 28 | | | | 44.7 |
| 29 | | | | |
| 30 | 3.5 | | 50.0 | |
| 31 | | | | |
| Total | 212.8 | 43.5 | 263.6 | 62.5 |

ANEXOS

Tabla 14. Registro de lluvia diaria en Moa (mm), 2019.

| Días | Marzo | Abril | Mayo | Junio |
|-------|-------|-------|-------|-------|
| 1 | | | | |
| 2 | | | | |
| 3 | | | | |
| 4 | | 10.0 | | |
| 5 | | | | 2.0 |
| 6 | 0.7 | | | |
| 7 | 37.0 | | | |
| 8 | 10.0 | | | |
| 9 | 1.0 | | | |
| 10 | 0.5 | | | |
| 11 | | 6.0 | | 4.0 |
| 12 | | | | |
| 13 | | | | |
| 14 | 1.0 | | | |
| 15 | | | | |
| 16 | | | 119.0 | |
| 17 | | | 47.7 | |
| 18 | | | 6.5 | |
| 19 | | | 16.0 | |
| 20 | 1.0 | | 0.5 | |
| 21 | 1.5 | | | |
| 22 | 79.0 | | | |
| 23 | 102.0 | | | |
| 24 | | | 0.5 | |
| 25 | 2.0 | | 58.5 | |
| 26 | 22.5 | | 24.0 | 5.0 |
| 27 | 1.0 | | 14.0 | |
| 28 | 77.5 | | 3.5 | |
| 29 | 0.5 | 1.0 | 1.5 | |
| 30 | 16.0 | 8.0 | | 2.0 |
| 31 | | | | |
| Total | 353.2 | 25.0 | 271.7 | 13.0 |