



UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DE CUENCA

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA
Comunidad Educativa al Servicio del Pueblo
**UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA,
INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**EVALUACIÓN DE LA SOCAVACIÓN EN EL PUENTE DE LA
CALLE 10 DE AGOSTO - AZOGUES**

**TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL
TÍTULO DE INGENIERÍA CIVIL**

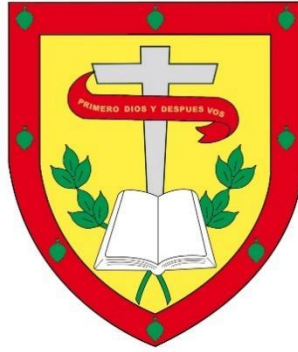
AUTOR: ANDRÉS FELIPE ANDRADE ORTEGA

DIRECTOR: ING. JUAN DIEGO URGILÉS ROJAS, MSC.

AZOGUES – ECUADOR

2023

DIOS, PATRIA, CULTURA Y DESARROLLO



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA
Comunidad Educativa al Servicio del Pueblo
UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA,
INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**EVALUACIÓN DE LA SOCAVACIÓN EN EL PUENTE DE LA
CALLE 10 DE AGOSTO -AZOGUES**

**TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

AUTOR: ANDRÉS FELIPE ANDRADE ORTEGA

DIRECTOR: ING. JUAN DIEGO URGILÉS ROJAS, MSC.

AZOGUES - ECUADOR

2023

DIOS, PATRIA, CULTURA Y DESARROLLO

Declaratoria de Autoría y Responsabilidad

Andrés Felipe Andrade Ortega, portador de la cédula de ciudadanía N° **0301760609**, declaro ser el autor de la obra: **“Evaluación de la socavación en el puente de la calle 10 de agosto - Azogues”**, sobre la cual me hago responsable sobre las opiniones, versiones e ideas expresadas. Declaro que la misma ha sido elaborada respetando los derechos de propiedad intelectual de terceros y eximo a la Universidad Católica de Cuenca sobre cualquier reclamación que pudiera existir al respecto. Declaro finalmente que mi obra ha sido realizada cumpliendo con todos los requisitos legales, éticos y bioéticos de investigación, que la misma no incumple con la normativa nacional e internacional en el área específica de investigación, sobre la que también me responsabilizo y eximo a la Universidad Católica de Cuenca de toda reclamación al respecto.

Azogues, **24 de julio de 2023**

F:

Andrés Felipe Andrade Ortega

C.I. 0301760609

CERTIFICACIÓN DEL DIRECTOR DE TESIS

Ing. Juan Diego Urgilés Rojas, Msc.

DOCENTE DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL.-

De mi consideración:

Certifico que el presente trabajo de titulación denominado: "**Evaluación de la socavación en el puente de la calle 10 de agosto - Azogues**", realizado por: **Andrés Felipe Andrade Ortega**, con documento de identidad: **0301760609**, previo a la obtención del título de **Ingeniero Civil**, ha sido asesorado, orientado, revisado y supervisado durante su ejecución, bajo mi tutoría en todo el proceso, por lo que certifico que el presente documento, fue desarrollado siguiendo los parámetros del método científico, se sujeta a las normas éticas de investigación que exige la Universidad Católica de Cuenca, por lo que está expedito para su presentación y sustentación ante el respectivo tribunal.

Azogues, 24 de julio 2023

A handwritten signature in blue ink, appearing to read 'Juan Diego Urgilés Rojas', is written over a horizontal line on a light-colored rectangular background.

Ing. Juan Diego Urgilés Rojas, Msc.

0302679477

DIRECTOR

AGRADECIMIENTO

Cierro una etapa en mi preparación y formación académica, luego de haberla afrontado con dedicación y perseverancia; sin embargo, es imprescindible reconocer el apoyo recibido de personas importantes y especiales en mi vida. Infinitas gracias a todo el esfuerzo de mis adorados padres Sonia y Roberto, por sus enseñanzas, por su ejemplo y el amor que me han brindado.

A mi esposa Valeria y a mi hijo Felipe Alejandro, por ser la razón de mi existencia y por darme los motivos suficientes para seguir creciendo como persona, esposo y padre.

A mis hermanos Luis Roberto, Juan Pablo y Sonia, quienes me han acompañado en todo este proceso con palabras de aliento.

Agradecer a mi ángel en el cielo que siempre estuvo pendiente de mi bienestar, mi querido abuelo Pablo Ortega (Pica).

De igual forma a mi Director de Tesis, Ing. Juan Diego Urgilés Rojas, Msc., quien además de guiarme para culminar mi trabajo de titulación con responsabilidad y profesionalismo, ha sido un gran amigo, un excelente ser humano.

Por ser sobre todo, a Dios y la Virgensita por sus abundantes bendiciones.

Andrés Felipe Andrade Ortega

Evaluación de la socavación en el puente de la calle 10 de agosto - Azogues

Andrés Felipe Andrade Ortega - Ing. Juan Diego Urgilés Rojas, Msc.
Universidad Católica de Cuenca afandradeo09@est.ucacue.edu.ec

RESUMEN

Las continuas crecientes e incrementos del caudal en el río Burgay han traído consigo varios problemas, entre los que destacan, las afecciones a los puentes que atraviesan el cauce y que forman de la red vial del cantón. Los daños causados en estas obras civiles se deben principalmente al fenómeno hidráulico de socavación. Este proceso ocurre cuando la acción ejercida por el caudal bifásico del río (agua y sedimento) ejerce fuerzas tractivas que generan un arrastre de partículas a una tasa que supera la cantidad de sedimentos transportados en el río. Con ello se produce un descenso a nivel del lecho y alrededor de los componentes estructurales del puente, como los estribos y pilas de soporte. El puente de la calle 10 de agosto presenta indicios de socavación, tanto en sus estribos como en su pila central. Mediante el presente trabajo se han logrado definir profundidades de socavación en la infraestructura y las posibles soluciones para evitar daños mayores.

Palabras clave: Burgay, hidráulico, puente, río, socavación

Evaluation of Scour on the 10 de Agosto Street Bridge - Azogues

Andrés Felipe Andrade Ortega – Engr.. Juan Diego Urgilés Rojas, Msc. Catholic
University of Cuenca afandradeo09@est.ucacue.edu.ec

ABSTRACT

The continuous floods and increases in the Burgay River's flow have brought several problems, among which the bridges that cross the riverbed and form part of the canton's road network have been affected. The damages caused in these civil works are mainly due to the hydraulic phenomenon of scour. This process occurs when the action exerted by the biphasic flow of the river (water and sediment) exerts traction forces that generate a dragging of particles at a speed that exceeds the amount of sediment transported in the river. This results in lowering down to bed level and around the bridge's structural components, such as abutments and support piers. The bridge on 10 de Agosto Street shows signs of scour, in its abutments and central pier. Through this work, depths of undermining in the infrastructure have been determined, along with possible solutions to prevent further damage.

Keywords: Burgay, hydraulic, bridge, river, scour

Contenido

INTRODUCCIÓN	1
ANTECEDENTES	2
OBJETIVOS.....	4
Objetivo general.....	4
Objetivos específicos	4
1. MARCO TEÓRICO.....	4
1.1 Hidráulica del flujo.....	5
1.1.1. Efecto de la gravedad y el Número de Froude:	5
1.1.2. Efecto de la viscosidad y el Número de Reynolds:	6
1.1.3. Distribución de velocidades.....	7
1.2. Equilibrio de fondo	8
1.3. Transporte de sedimentos.....	10
1.4. Inicio de movimiento.....	11
1.5. Mecanismos de transporte.....	13
1.5.1. Transporte en suspensión.....	13
1.5.2. Transporte de fondo.....	14
1.5.3. Capacidad de transporte.....	17
1.6. Erosión y socavación en ríos.....	18
1.6.1. Factores que controlan la socavación.....	19
1.6.2. Tipos de socavación:.....	20
Socavación general.....	20
Socavación transversal	20
Socavación en curvas.....	21
Socavación en pilas	21
Socavación en estribos.....	22
2. MARCO METODOLÓGICO	24
2.1 Tipos de lechos	24
2.1.1. Socavación en lechos granulares.....	24
2.1.2. Socavación en lechos cohesivos	24
2.2. Estimación de la socavación general.....	25
2.2.1. Método de velocidad crítica y agua clara:.....	25

2.2.2.	Método Lischtván-Levediev	26
2.3.	Socavación por contracción.....	29
2.3.1.	Método Straub	29
2.3.2.	Método de Laursen	30
2.4.	Socavación en pilas	32
2.4.1.	Método Froehlich	32
2.4.2.	Método CSU	33
2.5.	Socavación en estribos	35
2.5.1.	Método de HIRE.....	36
2.5.2.	Metodo de Froehlich.....	38
3.	MARCO EXPERIMENTAL	39
3.1	Estudio de suelos	39
3.1.1.	Depósito aluvial (Da):.....	41
3.1.2.	Miembro Guapán (MG)	41
3.1.3.	Resultados de la exploración Geofísica:	41
3.2.	Topografía	43
3.3.	Modelo Hidrológico – Hidráulico	44
3.3.2.	Caudales:	44
3.3.3.	Manchas de inundación y velocidades	45
3.4.	Parámetros hidráulicos del puente de la calle 10 de agosto	46
3.4.2.	Parámetros para calcular la socavación general y por contracción.....	46
3.4.3.	Parámetros hidráulicos para calcular la socavación en la pila central	47
3.4.4.	Parámetros hidráulicos para calcular la socavación en los estribos.....	48
4.	ANÁLISIS Y RESULTADOS.....	49
4.1	Estimación manual de la socavación.....	50
4.1.1.	Socavación general y por contracción.....	50
4.1.2.	Socavación en la pila	52
4.1.3.	Socavación en estribos.....	53
4.2.	Estimación de la socavación por medio del programa HEC-RAS.....	54
4.3.	Análisis de resultados.....	55
4.4.	Protección de la infraestructura	61
4.4.2.	Diámetro de la piedra escollera para la pila central del puente	61
4.4.3.	Protección de escollera en pila central del puente.....	62

4.4.4.	Diámetro de la piedra escollera para los estribos del puente	65
4.4.5.	Protección de escollera en estribos del puente	66
5.	CONCLUSIONES:	73
6.	BIBLIOGRAFÍA:	75

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Pila central del puente 10 de agosto	3
Figura 2: Sistema fluvial idealizado.....	4
Figura 3: Distribución vertical de velocidades en un canal	7
Figura 4: Distribución de velocidad en secciones con distintas formas.....	8
Figura 5: Balanza para el equilibrio de fondo.....	9
Figura 6: Ábaco de Shields	12
Figura 7: Categorización según Raudkivi para definir el tipo de transporte para los sedimentos.....	13
Figura 8: Tipos de forma de lecho en función de la acción que ejerce el flujo en lechos arenosos.....	14
Figura 9: Disponibilidad y capacidad en relación al transporte sólido	17
Figura 10: Clasificación del transporte de sedimento	18
Figura 11: Proceso de erosión, socavación del lecho (a) y (b) proceso de socavación de margen (c).....	20
Figura 12: Contracción en el flujo ocasionado por el emplazamiento de un puente	21
Figura 13: Efecto de la hidrodinámica causada por el flujo a través de la pila.....	22
Figura 14: Hidrodinámica y efectos que causa un estribo.....	22
Figura 15: Relación entre el tamaño de partícula y la velocidad crítica.	24
Figura 16: Sección transversal de un lecho, antes y después de un proceso de socavación general.	26
Figura 17: Velocidad de caída de partículas de tamaño de arenas.....	31
Figura 18 : Formas habituales de las pilas en puentes	33
Figura 19: Zonas de socavación en un estribo	36
Figura 20: Variables consideradas para la expresión de HIRE.....	37
Figura 21: Formas comunes de estribos y longitud proyectada.....	39
Figura 22: Estratos litológicos en la sección transversal en el sitio de perforaciones paralela al puente de la calle 10 de agosto.....	40
Figura 23: Curva granulométrica del punto E10a-1, profundidad de 0 a 4.00 m de profundidad - Grava bien graduada con limo.....	42
Figura 24: E10a-2 de 2 a 7.60 m de profundidad – Grava mal graduada	42
Figura 25: Modelo digital del terreno (MDT) de la zona de estudio, realizado por levantamiento fotogramétrico.....	44

Figura 26: Manchas de inundación para el tramo de estudio con la distribución de velocidades por un periodo de retorno de 200 años.	46
Figura 27: Sección transversal del puente 10 de agosto en la cual se observa el lecho original (Azul) y el lecho luego de la socavación de un periodo de retorno de 50 años (Naranja).....	51
Figura 28: Sección transversal del puente 10 de agosto en la cual se observa el lecho original (Azul) y el lecho luego de la socavación de un periodo de retorno de 200 años (Naranja).....	52
Figura 29: Sección transversal del puente 10 de agosto en la cual se observa el lecho original (Azul) y el lecho luego de la socavación local en los estribos, para un periodo de retorno de 200 años (Naranja)	53
Figura 30: Sección transversal del puente 10 de agosto, con las estimaciones de socavación proporcionadas por el programa HEC-RAS	55
Figura 31: Comparación de socavación total entre las dos metodologías planteadas (Compilación manual y uso de HEC-RAS	57
Figura 32: Imagen en planta para considerar el ancho mínimo de enrocado, dos veces el diámetro de la pila.	62
Figura 33: Imagen de perfil para considerar el espesor mínimo de enrocado.....	63
Figura 35: Corte transversal de la sección del puente de la calle 10 de agosto con su protección de escollera.	64
Figura 36: Imagen en planta para considerar el ancho mínimo de enrocado para la protección del estribo	67
Figura 37: Imagen de perfil para considerar el espesor mínimo de enrocado y resguardo.	67
Figura 38: Guía para el modelamiento de diques de encauzamiento	68
Figura 39: Nomograma para estimar la longitud del dique de encauzamiento.....	70
Figura 40: Emplazamiento de los diques de encauzamiento para cada estribo (a) para el estribo derecho y (b) para el estribo izquierdo. Vistos desde la dirección aguas arriba hacia aguas abajo	72

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: <i>Valores de coeficiente μ</i>	28
Tabla 2: <i>Coeficientes de X y Z acorde al tipo de suelo</i>	28
Tabla 3: <i>Coeficiente relacionado al periodo de retorno</i>	28
Tabla 4: <i>Coeficiente relacionado a la mezcla agua sedimento</i>	29
Tabla 5: <i>Coeficientes para la relación entre velocidades de corte y velocidad de caída</i>	30
Tabla 6	32
Tabla 7: <i>Coeficientes de corrección dependiendo la forma de la pila</i>	33
Tabla 8: <i>Coeficientes de corrección para el ángulo entre la pila y la acción del flujo</i>	34
Tabla 9: <i>Coeficiente de la forma del lecho</i>	34
Tabla 10: <i>Valores del coeficiente K_f</i>	38
Tabla 11: <i>Coeficiente K_1 en relación con la forma del estribo</i>	39
Tabla 12: <i>Detalles de los dos puntos de perforación</i>	40
Tabla 13 : <i>Caudales modelados, para distintos periodos de retorno</i>	45
Tabla 14: <i>Tabla con las variables hidráulicas específicas para el puente 10 de agosto requeridas para estimar la socavación general y por contracción</i>	47
Tabla 15: <i>Tabla con las variables hidráulicas específicas para el puente 10 de agosto requeridas para estimar la socavación en la pila central</i>	48
Tabla 16: <i>Tabla con las variables hidráulicas específicas para el puente 10 de agosto requeridas para estimar la socavación en cada uno de los estribos</i>	49
Tabla 17: <i>Tabla con los datos de socavación general en la sección del puente 10 de agosto.</i>	50
Tabla 18: <i>Tabla con los datos de socavación por contracción en la sección del puente 10 de agosto</i>	51
Tabla 19: <i>Tabla con los datos de socavación en la pila central del puente 10 de agosto</i>	52
Tabla 20: <i>Tabla con los valores de socavación en cada estribo del puente 10 de agosto</i>	53
Tabla 21: <i>Tabla con los datos de socavación por contracción, pila central y en cada estribo del puente 10 de agosto</i>	54
Tabla 22: <i>Tabla con los valores de socavación comparativo entre las dos metodologías empleadas</i>	56

Tabla 23: <i>Matriz con los aspectos cruciales a considerar para aplicar cada método para definir la profundidad de socavación general y por contracción del puente 10 de agosto</i>	58
Tabla 24: <i>Matriz con los aspectos cruciales a considerar para aplicar cada método para definir la profundidad de socavación en pilas del puente 10 de agosto</i>	59
Tabla 25: <i>Matriz con los aspectos cruciales a considerar para aplicar cada método para definir la profundidad de socavación en pilas del puente 10 de agosto</i>	60
Tabla 26: <i>Dimensiones de la barrera de protección de piedra escollera alrededor de la pila central.</i>	63
Tabla 27: <i>Dimensiones de la barrera de protección de piedra escollera alrededor de los estribos.</i> 7	68
Tabla 28: <i>Parámetros hidráulicos requeridos para el uso del nomograma</i>	70
Tabla 29: <i>Coordenadas para emplazamiento del dique de encauzamiento, para cada uno de los estribos, alineados con el vértice de cada estribo aguas arriba</i>	71

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1	5
Ecuación 2	6
Ecuación 3	7
Ecuación 4	8
Ecuación 5	11
Ecuación 6	11
Ecuación 7	12
Ecuación 8	12
Ecuación 9	13
Ecuación 10	15
Ecuación 11	15
Ecuación 12	15
Ecuación 13	16
Ecuación 14	16
Ecuación 15	16
Ecuación 16	16
Ecuación 17	16
Ecuación 18	16
Ecuación 19	17
Ecuación 20	17
Ecuación 21	25
Ecuación 22	26
Ecuación 23	26
Ecuación 24	27
Ecuación 25	27
Ecuación 26	29
Ecuación 27	30
Ecuación 28	31
Ecuación 29	31
Ecuación 30	32
Ecuación 31	32
Ecuación 32	33
Ecuación 33	34
Ecuación 34	35
Ecuación 35	35
Ecuación 36	37
Ecuación 37	38
Ecuación 38	38
Ecuación 39	61
Ecuación 40	65
Ecuación 41	65
Ecuación 42	69

INTRODUCCIÓN

Es conocido que los eventos extremos como; inundaciones, huracanes, tormentas, sequías, etc. Aumentarán en gran medida debido al calentamiento global [1]. Conscientes de ello, las ciudades deben tomar acciones importantes para la adaptación ante futuras afecciones relacionadas a efectos del inminente cambio climático global que desde ya empieza a modificar el clima en el mundo.

Los fenómenos de inundaciones relacionados a los ríos, son comunes en la región costa y oriente del Ecuador. Sin embargo, en la sierra, estos eventos ocurren con menor frecuencia y menor intensidad. No obstante, cuando ocurren suelen presentar gran cantidad de afecciones debido a la poca contingencia que se tiene ante estos eventos.

Las variaciones climáticas relacionadas al calentamiento global, han provocado que las precipitaciones sean más intensas, esto, adicional al notorio cambio de uso de suelo en la cabecera de las cuencas, han provocado que las crecidas de los ríos sean cada vez de mayor intensidad y traigan consigo un incremento en la cantidad de pérdidas económicas y humanas en el Ecuador.

Uno de los problemas que se desprende del aumento de caudal de un río, aparte de la inundación, es la erosión de las márgenes del cauce de agua. Las márgenes pueden desestabilizarse y ser arrastradas por acción del flujo. Es por ello que toda infraestructura que se encuentre dentro del cauce del río va a sufrir daños durante los eventos de crecidas.

Aspectos importantes para el desarrollo de las ciudades han sido elementos como el agua, generalmente las urbes se emplazan cerca de los cursos naturales de agua para poder abastecerse continuamente de este recurso. En ocasiones la expansión del territorio involucra la consolidación urbana cada vez más cerca de los ríos, incluso a veces emplazándose en puntos de riesgo o hasta desviando el cauce natural para ganar superficie de tierra útil.

De las obras ingenieriles que se emplazan cerca de los cursos de agua, los puentes son los más comunes. Se construyen en su mayoría sobre los cauces de agua con el propósito de sortear el flujo de agua. Son las principales estructuras que sufren daños durante las crecidas y pocas veces se evidencia el grado de afección que se genera en sus bases (Estribos o pilas) ya que pasan cubiertos por el agua. Sin embargo, durante los periodos de estiaje, suele ser común observar la socavación generada en estas infraestructuras producto de la acción del flujo de agua.

La socavación es un fenómeno que ocurre en los ríos cuando la acción del flujo supera la capacidad de resistencia del lecho y/o márgenes, producto de ello comienza a removerse el material y ser transportado aguas abajo para depositarse. Esta remoción de material puede alcanzar valores importantes, modificando significativamente la profundidad del lecho o el ancho de las márgenes.

Cuando una infraestructura, como un puente, se somete constantemente a los incrementos de caudal, la socavación puede poner en riesgo a la estructura, ya que este fenómeno, tanto en sus pilas y/o estribos, pueden alcanzar valores muy importantes, causando la desestabilización de la infraestructura o el colapso del puente. A esto se debe aumentar el poder erosivo que alcanza el flujo en una sección atravesada por un puente ya que supone una reducción a la sección.

Cuantificar la tasa de socavación que se genera en un puente, para un determinado caudal, es un factor decisivo al momento de diseñar los elementos de cimentación del puente o de diseñar los elementos de protección de los mismos. Varias son las metodologías que se han propuesto para calcular este factor y el propósito de esta tesis es recopilar varias metodologías para definir la socavación en el Puente de la calle 10 de agosto de la ciudad de Azogues.

ANTECEDENTES

El río Burgay que atraviesa gran parte de la ciudad de Azogues, en los últimos inviernos ha tenido varios eventos de crecidas de gran magnitud que han causado una cantidad importante de afecciones a los bienes públicos y privados. Daños que se han elevado notoriamente en los últimos años debido también a la falta de control de asentamientos en las márgenes y el incorrecto cumplimiento de la ordenanza que establece el margen de protección para el cauce de agua

Algunos de los puntos vulnerables y que han presentado daños por crecidas anteriores han sido subsanados de manera oportuna, mientras que en otros casos han sido ignorados. Esto supone un incremento en la cantidad de daños a futuro, en caso de no definir acciones pertinentes, que actúen como mecanismos de protección capaces de soportar las constantes crecidas del río Burgay.

El fenómeno de socavación en los puentes de la ciudad de Azogues es un aspecto que no se ha considerado a profundidad, son pocos los estudios que estiman el grado de socavación local y general que se puede generar en los varios puentes que atraviesan el

río Burgay. La falta de estudios para la toma de decisiones se vio reflejado en el último proceso de incremento de caudal del Río, donde varias obras civiles sufrieron daños importantes e incluso se registró el colapso de un puente patrimonial.

Dentro de los puentes afectados, el que se emplaza en la calle 10 de agosto, mantienen un grado de socavación importante; también es uno de los pocos puentes que integra una pila central que sirve de soporte para la estructura, siendo este un elemento determinante que aumenta el riesgo de colapso por socavación.

Figura 1: Pila central del puente 10 de agosto



El acontecimiento de abril (19, 20 y 21) evidenció problemas importantes en los puentes, siendo los más importantes los siguientes: colapso de un puente patrimonial producto de la acción del flujo (Puente patrimonial Av. 16 de abril); pérdida parcial de la estructura vial de ingreso a uno de sus estribos, quedando inhabilitado el tránsito por más de 6 días (Miguel de Unamuno); Otro con el colapso del umbral (Azud) que servía de protección al estribo del puente (Puente patrimonial ferroviario de San José) y los demás que evidencian daños en sus estribos y pilas de los demás puentes.

OBJETIVOS

Objetivo general

Evaluar la socavación en el puente de la calle 10 de agosto, a partir de un análisis de los rangos de afección ocasionados por distintos periodos de retorno del río Burgay; y a partir de estas consideraciones, emitir posibles protecciones para la estructura.

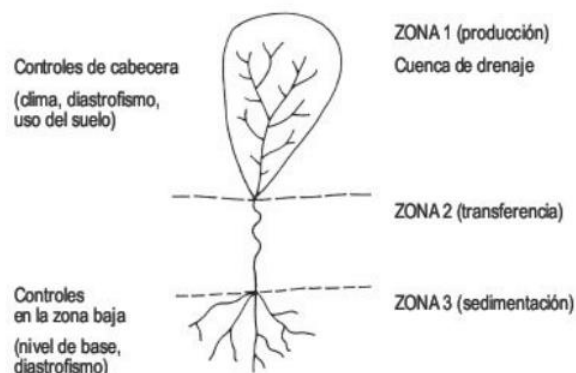
Objetivos específicos

- Definir los parámetros hidráulicos necesarios en la obra producto de la acción del flujo, para ello se requiere incorporar al modelo hidráulico la infraestructura del puente en cuestión y analizar qué efectos se producen en ella.
- Establecer la profundidad máxima de socavación con expresiones matemáticas convencionales y la contraposición de las arrojadas por el programa HEC-RAS; tanto para la pila central y estribos, para los caudales de retornos correspondientes a 50, 100 y 200 años
- Proponer soluciones hidráulicas y estructurales que permitan reducir y mitigar el efecto erosivo del flujo garantizando la seguridad de la estructura.

1. MARCO TEÓRICO

El sistema fluvial comprende a entorno físico que se encuentra determinado por variables y componentes, tanto internos como externos, en el cual existe una entrada, llamada también producción, donde se incorpora agua y sólidos a una red de cursos de agua. Mismos que son transportados mediante un sistema de drenajes hasta un colector común. Este cauce de transporte de agua y sedimentos llega a un punto donde se convierte en salida del sistema, el cual tiene una cantidad de agua y sólidos que se sedimenta o deposita en un punto específico

Figura 2: Sistema fluvial idealizado [2]



Todo sistema fluvial no es permanente en el tiempo, sufre modificaciones continuas, estos cambios están completamente relacionados con la estacionalidad climática y con su variación a lo largo del tiempo. Las variaciones climáticas implican cambios significativos en los procesos que gobiernan el sistema fluvial, como son la erosión y la sedimentación [2].

Como se puede ver en la Figura 1, a la cuenca se la divide en tres zonas, cada una de ellas con un proceso dominante, producción, transferencia y sedimentación. Esto no quiere decir que en cada una de esas zonas se dé únicamente este proceso, sino que, este proceso es el que prevalece en cada una de esas zonas.

1.1 Hidráulica del flujo

El comportamiento del flujo en los ríos y quebradas varía en el tiempo y espacio, debido a las condiciones del terreno sobre el que escurre el agua; así como los elementos que se incorporan al flujo. Para poder definir el comportamiento del flujo es necesario conocer aspectos generales de la hidráulica en lámina libre que describen el comportamiento del fluido a circular por un cauce natural.

El flujo de agua en canales abiertos o cursos naturales de agua está condicionado por los efectos de la gravedad y viscosidad en relación con las fuerzas inerciales del flujo [3]. De manera general en los flujos en canales abiertos o cauces naturales, el efecto de la gravedad es un aspecto de mayor interés y su relación que mantiene con las fuerzas inerciales. Esta relación es un valor usado para definir el estado del flujo.

1.1.1. Efecto de la gravedad y el Número de Froude:

La relación entre la fuerza de gravedad y las fuerzas inerciales se representan por el Número de Froude, que corresponde a un valor adimensional que se cuantifica con la siguiente expresión:

$$F = \frac{V}{\sqrt{gL}}$$

Ecuación 1

Donde:

- F es el número de Froude, (adimensional)
- V es la velocidad media del flujo, en m/s
- g es la aceleración de la gravedad, en m/s²

- L es la longitud característica, en m

En canales abiertos la longitud característica (L) se hace igual a la profundidad hidráulica (y_H)

$$y_H = \frac{A}{B}$$

Ecuación 2

Donde:

- A es el área de la sección transversal perpendicular a la dirección del flujo, en m^2 .
- B es el ancho de la lámina libre, en m.

El estado del flujo puede definirse de acuerdo al valor que proporcione el Número de Froude; siendo un estado crítico cuando F es igual a la unidad. Valores sobre uno, indican que las fuerzas inerciales dominan a las gravitatorias y se conoce como flujo supercrítico; mientras que valores inferiores a uno, nos indican el dominio de las fuerzas gravitatorias sobre las inerciales, a este se lo denomina flujo subcrítico.

- $F < 1$ Flujo subcrítico, velocidades bajas
- $F = 1$ Flujo crítico
- $F > 1$ Flujo Supercrítico, con altas velocidades

1.1.2. Efecto de la viscosidad y el Número de Reynolds:

Dependiendo de la relación que mantiene la viscosidad del fluido con las fuerzas inerciales al estado bajo el que transita el flujo puede definirse como laminar, turbulento o transicional. Los flujos laminares se caracterizan por tener viscosidades altas, tales que superan las fuerzas inerciales, motivo por el cual sus partículas se mueven en trayectorias definidas. Mientras que un flujo turbulento es el que mantiene una viscosidad baja y es superadas por las fuerzas inerciales, razón por la cual sus partículas tienen trazados aleatorios.

La relación entre estos dos componentes, la viscosidad y las fuerzas inerciales se conoce como Número de Reynolds (R) valor que es adimensional y se calcula con la siguiente expresión:

$$R = \frac{VL}{\nu}$$

Ecuación 3

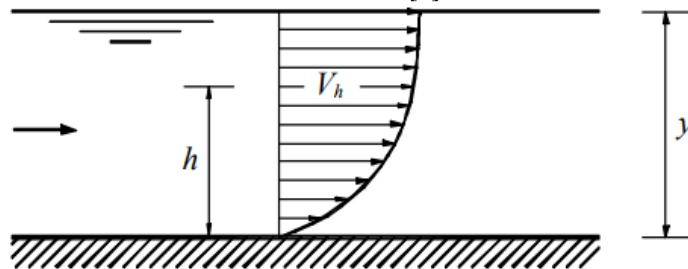
Donde:

- ν es la viscosidad cinemática, en m^2/s , es igual a la viscosidad dinámica dividida por la densidad.
- V es la velocidad media del flujo, en m/s
- L es la longitud característica, en m

1.1.3. Distribución de velocidades

En un canal abierto la velocidad con la que discurre un fluido no es igual en toda la sección transversal perpendicular al flujo, la variación de esta distribución está definida por factores como la forma del canal, rugosidad y curvas.

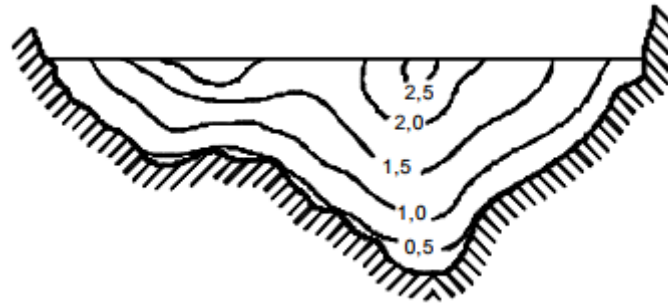
Figura 3: Distribución vertical de velocidades en un canal [4]



Como se puede ver en la figura anterior, la magnitud del vector velocidad aumenta conforme se aleja del lecho, esto está íntimamente relacionado con la fricción que ejerce el lecho sobre las partículas del fluido; de igual manera sucede con las márgenes que se oponen al movimiento del fluido.

La forma de la sección puede crear rutas por las que el fluido circula a velocidades totalmente diferentes; esto es más habitual en cauces naturales que en canales artificiales, donde las secciones se suelen construir de manera simétrica.

Figura 4: Distribución de velocidad en secciones con distintas formas.[4]



Es decir, la velocidad está íntimamente relacionada con la resistencia al flujo que ejerce la superficie del canal que transporta el fluido; existen varias expresiones que determinan el coeficiente de resistencia al flujo que ejerce la superficie del canal (Ecuación de Chezy, Darcy-Weisbach y Manning) siendo la ecuación de Manning la que generalmente es empleada para el análisis.

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

Ecuación 4

Donde:

- V es la velocidad media que circula, en m/s
- n es el Coeficiente de rugosidad de Manning, en $s/m^{1/3}$
- R es el radio hidráulico, en m
- S es la pendiente de la corriente, en m/m

La energía que circula por un canal o curso superficial es de dos tipos, energía cinética relacionada a la velocidad del flujo y la energía potencial, asociada a la diferencia de niveles de un punto que circula el flujo hacia otro. Las pérdidas de energía que ocurren al transportarse el fluido de un punto A hacia un punto B está definida por la rugosidad del canal, sinuosidad, sección transversal del curso y el cizallamiento debido a los remolinos generados. Sin embargo, parte de esta energía se disipa como calor y otra parte que se “pierde” es usada para la erosión del lecho, ya sea en un canal o cauce natural [2].

1.2. Equilibrio de fondo

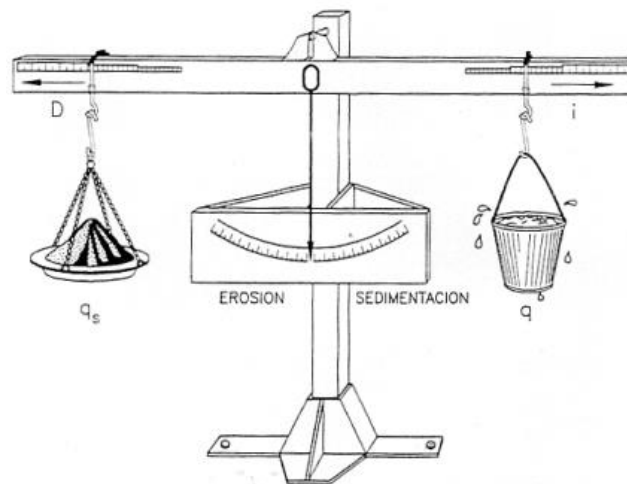
Los ríos y arroyos a diferencia de los canales artificiales, mantienen un equilibrio entre la cantidad de sedimentos producidos, transportados y depositados; variables que se

autoajustan para reestablecer las condiciones de equilibrio frecuentemente alteradas por variaciones climáticas o fenómenos externos.

De acuerdo a esto podemos decir que en lecho de río se encuentra en equilibrio cuando el transporte de sedimentos no altera el fondo; es decir se repone (deposita) la misma cantidad de sólidos que son transportados [5]. Por lo tanto, tenemos un lecho, o una pendiente que no se reduce o incrementa.

Según [5] para poder definir el equilibrio de fondo en un río hay que considerar cuatro variables principales: caudal líquido unitario (q), caudal sólido (q_s), pendiente de fondo (i) y el tamaño de partículas que conforman el sedimento (D). La analogía de balanza planteada por Lane, es un instrumento muy eficiente al momento de identificar el desequilibrio que se produce por acciones externas que alteran el equilibrio en un cauce.

Figura 5: Balanza para el equilibrio de fondo [6]



Haciendo uso de esta herramienta planteada por Lane, podemos identificar que, si por una razón en un cauce natural se reduce el caudal líquido, el basculamiento de la balanza se inclina hacia el lado de sedimentación. Caso contrario, si se tiene un evento de crecida en el que aumenta el caudal líquido, la balanza se inclina hacia el lado de erosión.

Habitualmente un curso de agua, las modificaciones de mayor frecuencia, actúan en tres de las variables de equilibrio propuestas por Lane, siendo ellas: el caudal líquido unitario, caudal de sólidos y el tamaño de partículas; según esto, la pendiente, es la variable que generalmente actúa como restauradora del equilibrio ante cualquier modificación en las variables ante dichas[6].

1.3. Transporte de sedimentos

La carga de sólidos, como suele denominarse a la cantidad de partículas que son transportadas por un cauce de agua, es un componente que tiene una estrecha dependencia con la geología por la que transita el cauce y también el estado de la cuenca de aporte, ya que la escorrentía superficial es una gran fuente externa de sólidos que los incorpora hacia el cauce.

Para que estas partículas sean transportadas por el flujo de agua, es necesario que la acción que ejerce el fluido sobre los sólidos depositados en el cauce, sea lo suficiente para que pueda arrastrarlos. Una vez que se pueden arrastrar comienza el transporte de estas partículas hacia los puntos donde nuevamente pueden ser depositados.

Teniendo en cuenta las características del lecho de un río, este puede estar conformado por partículas de distintos tipos y de acuerdo a ello podemos diferenciar dos grandes grupos: lechos de tipo granular, en el que predominan partículas sueltas como las de arena, gravas y cantos, mientras que otro tipo puede ser cohesivo, que corresponde a partículas de tamaños muy pequeñas con una gran cantidad de arcilla que las mantiene juntas.

Generalmente, los ríos de la región sierra, presentan lechos granulares, ya que discurren por estratos litográficos aluviales, formados por el continuo arrastre de partículas por el mismo río. En estos lechos, un factor determinante al momento de definir el transporte de las partículas es su tamaño y peso. Siendo su peso específico un valor que presenta poca variación y que tiene un valor medio de $\gamma_s=2.65 \text{ Tn/m}^3$; dado esta particularidad el tamaño pasa a ser la variable más importante.

La determinación del diámetro de las partículas del lecho en el cauce, es un elemento de interés cuando se pretende conocer la tasa de transporte de sedimentos, resistencia al flujo e incluso evaluar la calidad y condición del hábitat fluvial. Existen varios métodos para la determinación de la granulometría en el cauce; muchos de ellos dependen del tamaño del sedimento [7].

Generalmente, el método más empleado para la caracterización granulométrica de lecho, es el tamizado; metodología que consiste en hacer pasar un volumen definido de muestra por una serie de tamices, cada uno con una abertura estandarizada que deja pasar cierto diámetro de partículas y retiene otro. Los sólidos retenidos en cada tamiz son pesados y se procede a la tabulación de datos, siendo la más empleada la curva granulométrica.

1.4. Inicio de movimiento

Acorde a lo indicado anteriormente relacionado a la medida de las partículas en el fondo del cauce, podemos indicar que para cada diámetro de partícula se requiere una cierta fuerza de arrastre, infringida por la corriente de agua, para poder transportar las partículas que reposan en el lecho.

El umbral bajo el cual empieza a generarse el movimiento de partículas, conocido también como “movimiento incipiente” o “umbral de movimiento” se puede caracterizar mediante una fuerza que se ejerce en el fondo. A esta fuerza se la denomina tensión de corte la cual para iniciar el movimiento requiere superar el peso específico de la partícula sumergida y su tamaño [8].

El parámetro adimensional de Shields es una expresión usada para determinar la tensión de corte mediante la siguiente expresión:

$$\bar{\tau} = \frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma)D}$$

Ecuación 5

Donde:

- τ es la tensión de fondo, en $\text{Kg/m}\cdot\text{s}^2$
- γ_s es el peso específico del agua, en $\text{Kg/m}^2\text{s}^2$
- γ es el peso específico del agua, en $\text{Kg/m}^2\text{s}^2$
- D es el diámetro medio de las partículas, en m

La tensión en el fondo se puede calcular mediante la siguiente expresión:

$$\tau = \gamma R_H I$$

Ecuación 6

Donde:

- γ es el peso específico del agua, en $\text{Kg/m}^2\text{s}^2$
- R_H es el radio hidráulico, en m
- I es la pendiente motriz, en m/m

La tensión de corte también puede expresarse en función de la velocidad de fondo, también llamada velocidad de corte (v_*) la cual puede calcularse usando la siguiente expresión.

$$v_* = \sqrt{\frac{\tau}{\rho}}$$

Ecuación 7

Donde:

- τ es la tensión de fondo, en Kg/m.s^2
- ρ es la densidad del agua, en Kg/m^3

La velocidad de corte es un parámetro útil para poder definir una variable llamada número de Reynolds granular, valor usado por el ábaco de Shields para definir si una partícula se mantiene en reposo o no a una determinada acción de arrastre.

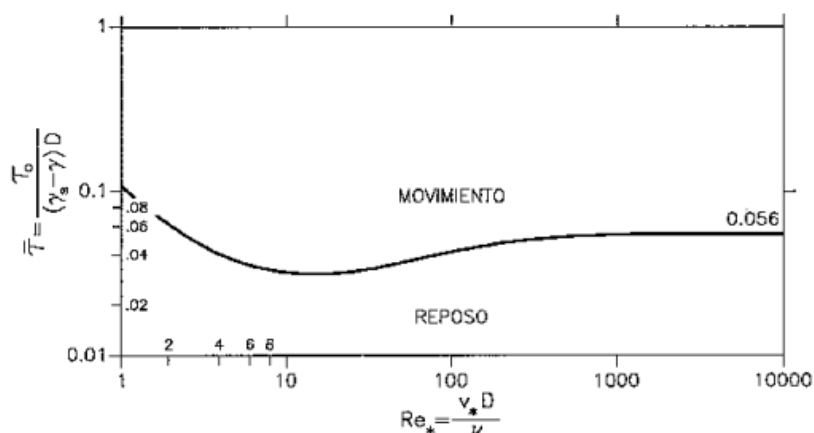
$$Re_* = \frac{v_* D}{\nu}$$

Ecuación 8

Donde:

- ν es la viscosidad cinemática en m^2/s

Figura 6: *Ábaco de Shields* [5]



1.5.Mecanismos de transporte

El material que se arrastra por los cursos de agua, puede dividirse en dos tipos, transporte en suspensión y transporte de fondo [9]. El material que se transporta en suspensión responde a una naturaleza de partículas de tamaños inferiores que se mantienen flotando debido a la turbulencia que mantiene el fluido; mientras que el transporte de fondo está asociado a partículas de tamaños mayores las que se pueden transportar de varias formas: rodando, deslizando o saltando.

El umbral en el que podemos distinguir entre transporte en suspensión o transporte de fondo no está definido o marcado; sin embargo, existen aproximaciones empíricas que nos permiten categorizar el tipo de transporte de una partícula en dependencia de la velocidad de sedimentación de una partícula y la velocidad de corte. La aproximación de Raudkivi permite establecer categorías entre las que una partícula, acorde a sus propiedades, es transportada en suspensión o fondo.

Figura 7: Categorización según Raudkivi para definir el tipo de transporte para los sedimentos. [8]

$6 > \omega/u_* > 2$	Rodamiento, deslizamiento
$2 > \omega/u_* > 0.6$	Saltación
$0.6 > \omega/u_* > 0$	Suspensión

1.5.1. Transporte en suspensión

Los sólidos que son transportados en suspensión generalmente involucran partículas de tamaños pequeños; aunque también pueden incluirse partículas de mayor tamaño cuando la fuerza de arrastre de flujo aumenta, esto puede ser ocasionado por el incremento de caudal en un curso de agua.

Debido a este factor de mantener una relación con el caudal de agua que es transportado, se puede estimar el caudal sólido en suspensión, en función del caudal líquido, como lo indica la siguiente expresión

$$Q_s = C Q_l$$

Ecuación 9

Donde:

- C es la concentración media de sedimentos suspendidos, en kg/m³
- Q_l es el caudal líquido, en m³/s
- Q_s es el caudal sólido, en kg/s

1.5.2. Transporte de fondo

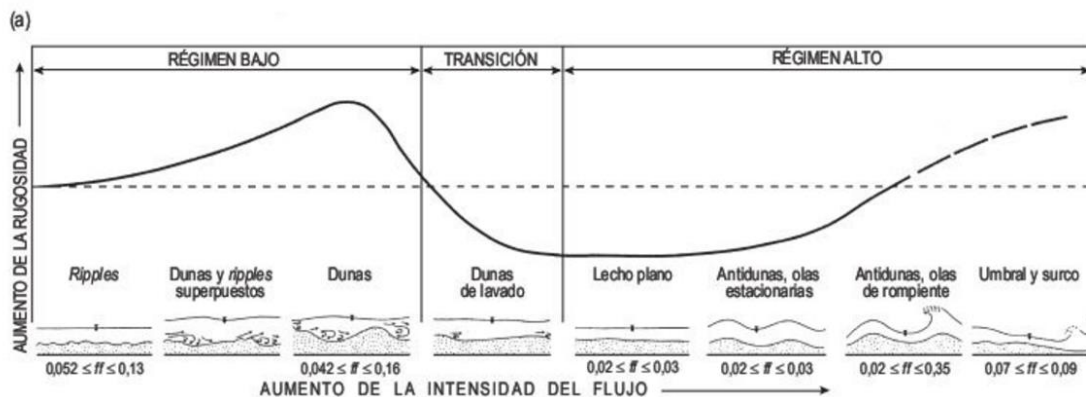
Las partículas que se transportan en el fondo de los cauces dependen mucho de sus componentes granulométricos y también de la acción que es capaz de ejercer el flujo sobre ellos para moverlos. Sin embargo, no se ha podido establecer una verdadera fórmula matemática que cuantifique el transporte total de la fase sólida en el fondo de un flujo. Únicamente se hace uso de varias fórmulas ya sean empíricas o semi empíricas que ayuden a estimar aproximadamente esta tasa [10].

El material que se transporta por el lecho de un cauce es distribuido según sus propiedades físicas como el tamaño, forma y composición. Aunque también se encuentran condicionados con las formas del lecho. Las formas del lecho y sus características a su vez también son influenciadas por las características de material dominante en el fondo y la velocidad o acción del flujo que se ejerce.

Sin embargo, estas formas de lecho que generalmente suelen presentarse como ondulaciones en el lecho suelen ser frecuentes en lechos que discurren por suelos arenosos, mientras que los suelos con cantidades importantes de gravas y cantos, generalmente no presentan este tipo de formas [5].

El factor importante que moldea estas formas del lecho de características arenosas, es la velocidad del flujo; para cuales, acorde a la magnitud de esta variable es común encontrar cada una de estas formas típicas las que a su vez influyen en la rugosidad del lecho. Es decir, debe existir una condición de equilibrio entre la acción que ejerce el flujo, rugosidad y forma de lecho que adopta para ciertos caudales y que pueden oscilar en el tiempo.

Figura 8: Tipos de forma de lecho en función de la acción que ejerce el flujo en lechos arenosos. [2]



A diferencia de los lechos de arena, en los ríos con lechos de grava las formas de lecho no se presentan, a diferencia de un lecho de arena, en los lechos donde existen partículas de mayor tamaño suele presentarse un fenómeno llamado “acorazamiento” cuya característica es la distribución de partículas de mayor tamaño superficial del lecho, ya que las de menor tamaño son desplazadas por la acción del flujo que es menor a las de mayor tamaño.

Ecuaciones del transporte de fondo:

Ecuación de Meyer-Peter y Müller: esta expresión definida a base de una serie de experimentos, es usada para lechos de arena y gravas. La condición para aplicar esta ecuación para determinar el transporte de fondo es que el tamaño del material se encuentre dentro del rango de 3 a 28 milímetros.

$$Q_s = 8D_m^{3/2} g^{1/2} \Delta^{1/2} b \left[\left(\frac{n_p}{n} \right)^{3/2} \left(\frac{y_h S}{\Delta D_m} \right) - 0.047 \right]^{3/2}$$

Ecuación 10

Donde:

- Q_s es el transporte de fondo para toda la sección del cauce, en m^3/s
- D_m es el diámetro medio del material en el fondo, en m

$$D_m = \frac{\sum D_i P_i}{100}$$

Ecuación 11

- g es la acción de la gravedad en m/s^2
- Δ es la densidad relativa de las partículas sumergidas

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} = \frac{\rho_s - \rho}{\rho}$$

Ecuación 12

- b es el ancho medio del fondo de la sección del cauce, en m
- S es la pendiente longitudinal del tramo del cauce en m/m
- y_h Es el calado hidráulico del cauce, en m
- n es la rugosidad total en el tramo y se obtiene mediante la siguiente fórmula

$$n = \frac{y_h^{2/3} S^{1/2}}{v_m}$$

v_m es la velocidad media del flujo, en m/s

- n_p es la rugosidad causada por las partículas

$$n_p = \frac{D_{90}^{1/6}}{26}$$

Ecuación de Einstein-Brown: Este método a diferencia de los anteriores propuestos introduce un concepto nuevo que se refiere a la capa de fondo. Y establece una relación entre dos variables principales: La intensidad de flujo (ψ) que es recíproco al parámetro de Shields (τ^*) y el parámetro de la intensidad de transporte (ϕ), se determina mediante la siguiente expresión:

La intensidad del flujo (ψ)

$$\psi = \frac{1}{\tau^*} = \frac{(\gamma_s - \gamma)D}{\gamma R_H I}$$

Intensidad de transporte (ϕ)

$$\phi = \frac{g_B}{\gamma_s \sqrt{g \Delta D_{50}^3}}$$

La intensidad de transporte puede ajustarse a la velocidad de caída de los materiales y para ello se usa la siguiente expresión

$$\phi' = \frac{\phi}{F_1}$$

F_1 es:

$$F_1 = \sqrt{\frac{2}{3} \left(\frac{36v^2}{g \Delta D_{50}^3} \right) - \sqrt{\frac{2}{3} \left(\frac{36v^2}{g \Delta D_{50}^3} \right)}}$$

La expresión planteada por Einstein [7], en el año de 1942 es:

$$0.465\phi' = e^{-0.391\psi}$$

Ecuación 19

Que es válida para sí: $22 \geq \psi \geq 5.55$

Y a la que Rose, Boyer y Laursen proponen una expresión que permite cubrir la región menor a 5.55. expresión siguiente que es conocida como la fórmula de Einstein-Brown

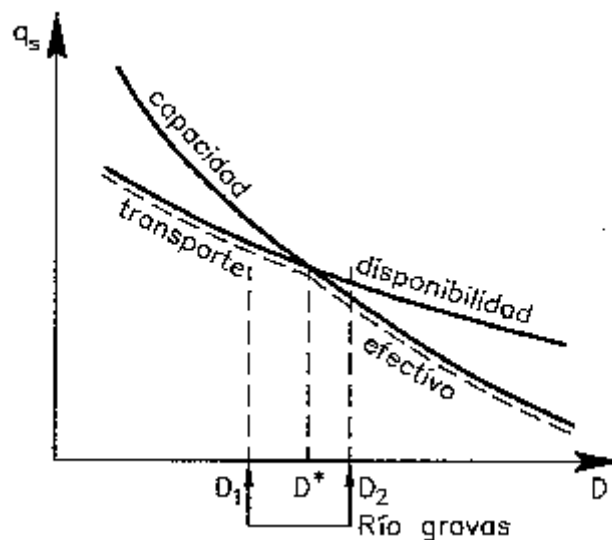
$$\phi' = 40 \left(\frac{1}{\psi} \right)^3$$

Ecuación 20

1.5.3. Capacidad de transporte

Las expresiones indicadas anteriormente para conocer la tasa de material de fondo que es arrastrado están restringidas a la capacidad potencial de transporte; es decir, que la tasa de partículas a ser transportada, será calculada siempre que se cuente con suficiente cantidad del mismo en el lecho. Existen casos que el transporte real es menor ya que la disponibilidad de material es limitada.

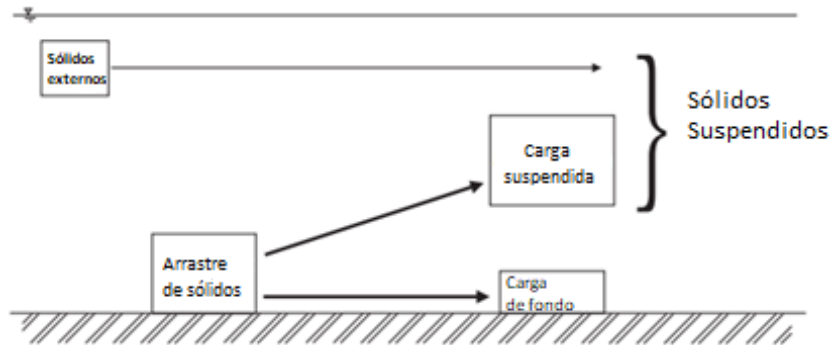
Figura 9: Disponibilidad y capacidad en relación al transporte sólido [5]



La capacidad total de un río para arrastrar sólidos es la suma de la medida de material que es transportado en el fondo, la medida de material que es transportado en suspensión y a

la misma debe agregarse una cantidad de material incorporado al cauce por lavado de la cuenca.

Figura 10: Clasificación del transporte de sedimento [6]



1.6.Erosión y socavación en ríos

La erosión en un río está compuesta por fenómenos físicos y químicos; entre los que encontramos principalmente la corrosión, abrasión, cavitación. Este proceso ocurre tanto en dimensión vertical del cauce como de manera lateral. Provocando un cambio en su morfología ya sea a nivel vertical por incisión o acreción (Descender o subir el nivel del lecho) o por cambiar la anchura del canal.

Siendo el agua y su fuerza el factor principal en la dinámica de un cauce natural de agua, y una vez que se ha definido el mecanismo por el cual el líquido arrastra y transporta los sedimentos podemos referirnos al fenómeno de erosión principal en un río, el que implica el transporte de sólidos del lecho del río, mismos que son transportados a otro punto por la acción del flujo. La erosión es un proceso estrechamente relacionado con la geología del terreno. Siendo la geomorfología de un río sujeta a cambios temporales constantes. Dependiendo principalmente esto un proceso propio de los cauces de agua sometidos a incrementos constantes de caudal.

La erosión ocurre en varios puntos de un río y las causas pueden ser de dos tipos, naturales y antrópicas. Sin embargo, las crecidas son los fenómenos más comunes que causan estos problemas de erosión en distintos puntos: curvas, lecho, márgenes y en infraestructura emplazada en el cauce.

Cuando se habla de erosión en ríos, se suele emplear el término de socavación, siendo esta un tipo específico de erosión relacionada al arrastre de partículas, que se produce por la acción continua del agua y se incrementa significativamente cuando ocurre un

aumento en el caudal y/o mayor turbulencia del flujo; Esto provoca un arrastre de partículas mayor a la cantidad que es depositada; provocando el descenso del nivel del lecho [11]

La socavación puede ocurrir en puntos específicos del cauce de agua, siendo las curvas, estrechamientos y obras emplazadas en el cauce las que manifiestan este fenómeno de manera local. Si embargo, pocas veces se evidencia este fenómeno, debido a que ocurre bajo el agua. Ya cuando se evidencia es porque existe un tipo de afección o fallo.

En lo que se refiere a los puentes, estas obras que se emplazan de manera transversal al cauce para permitir el flujo de vehicular, peatonal y/o animal, etc. Mantienen elementos como los estribos y, en algunos casos, las pilas en contacto continuo con el flujo de agua; provocando en estos puntos y aguas abajo fenómenos de socavación que pueden comprometer a la infraestructura.

El emplazamiento de estas obras generalmente implica un estrechamiento en la sección del cauce, motivo por el cual, al tener eventos de crecidas, la velocidad del flujo aumenta en estas zonas, algo que conlleva a la erosión del lecho, estribos y en sus pilas. Pocos son los puentes que se han diseñado respetando el ancho del cauce en épocas de crecidas, por lo que casi todos suponen un estrangulamiento cuando incrementa el caudal.

La socavación es una de las principales condiciones de fallo en los puentes aproximadamente el 46% de los fallos en puentes es producto de este fenómeno [5] Motivo por el cual hoy en día es ampliamente estudiado. Gracias a ello se tienen varias expresiones empíricas que permiten estimar la socavación máxima.

1.6.1. Factores que controlan la socavación

El agua que fluye en un río puede tener o no una concentración de sedimentos, este factor produce dos estados

- Socavación en lecho vivo o móvil: Ocurre cuando existe una concentración de sólidos en el flujo existente antes del punto, hasta el punto de emplazamiento del puente, algo que puede causar que parte de los sólidos transportados puedan depositarse en este punto.
- Socavación en agua clara: Ocurre cuando el agua no manifiesta un transporte de partículas desde aguas arriba, algo que puede suponer que no existirá reposición

de sedimentos al no haber partículas que puedan depositarse en el punto de emplazamiento del puente.

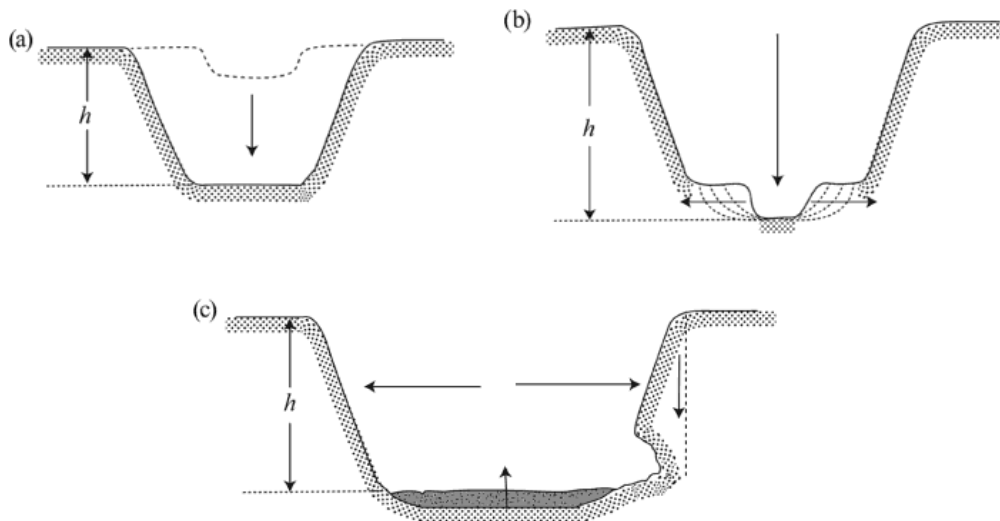
1.6.2. Tipos de socavación:

Socavación general

Llamado también erosión general, ocurre cuando se presenta un descenso en el fondo del río y que es provocado por un incremento en la capacidad que ejerce el flujo para el arrastre y transporte de partículas del fondo del lecho. Generalmente ocurre después del tránsito de crecidas

Este fenómeno también puede ser causado por la dinámica de los procesos fluviales o modificaciones en la cuenca aportante, esto ocurre de manera natural o antrópica. Y sus efectos ocurren en plazos largos de tiempo, es menor que el que ocurre durante el tránsito de crecidas pero es permanente en el tiempo [12].

Figura 11: *Proceso de erosión, socavación del lecho (a) y (b) proceso de socavación de margen (c) [12]*

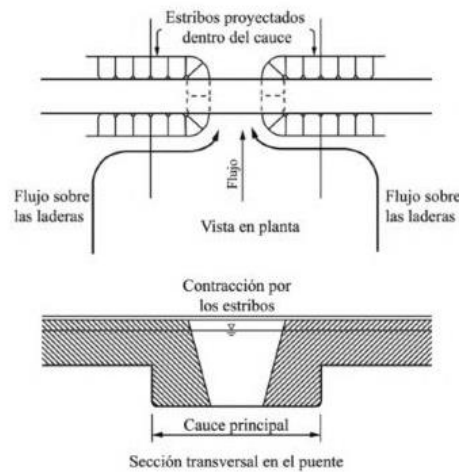


Socavación transversal

Esta se produce cuando se producen cambios en la forma a lo ancho del río, generalmente cuando ha ocurrido un estrechamiento. Siendo esto causado por factores naturales, como deslizamientos que obstruyen parcialmente el flujo o por factores antrópicos, como el emplazamiento de un puente.

El estrechamiento o contracción incrementa la velocidad media del flujo, este incremento trae consigo un aumento en la tasa de transporte y arrastre de partículas lo que se refleja en un descenso en el nivel del lecho.

Figura 12: Contracción en el flujo ocasionado por el emplazamiento de un puente [13]



Socavación en curvas

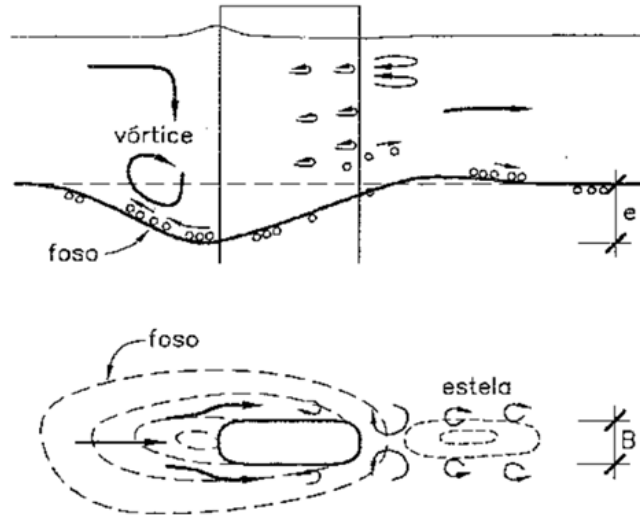
Muy común de observar en las curvas de un río, donde, las velocidades son mayores en la orilla cóncava, causando una socavación tanto en la margen como en el fondo. Esto es causado por la fuerza centrífuga del flujo en esos puntos por los que discurre el flujo.

Socavación en pilas

Este fenómeno de naturaleza local ocurre por el efecto que causan las pilas en el flujo, elementos que incrementan la velocidad a su alrededor y también la turbulencia, algo que provoca vórtices que son los principales agentes de la socavación. Generalmente formando una fosa de mayor profundidad en la parte frontal de la pila

La separación del flujo que se ocasiona por las pilas en el cauce provoca vórtices que se les denomina “Vórtices de herradura” mismos que producen la mayor tasa de socavación debido al direccionamiento y turbulencia del flujo que arrastra y transporta las partículas del lecho, este vórtice se extiende aguas debajo de la pila y se va disipando por la turbulencia dominante del flujo. Generalmente en el punto donde se termina el vórtice y se integra nuevamente al curso natural del flujo, se suele depositar material que en parte ha sido transportado de la parte frontal de la pila [12].

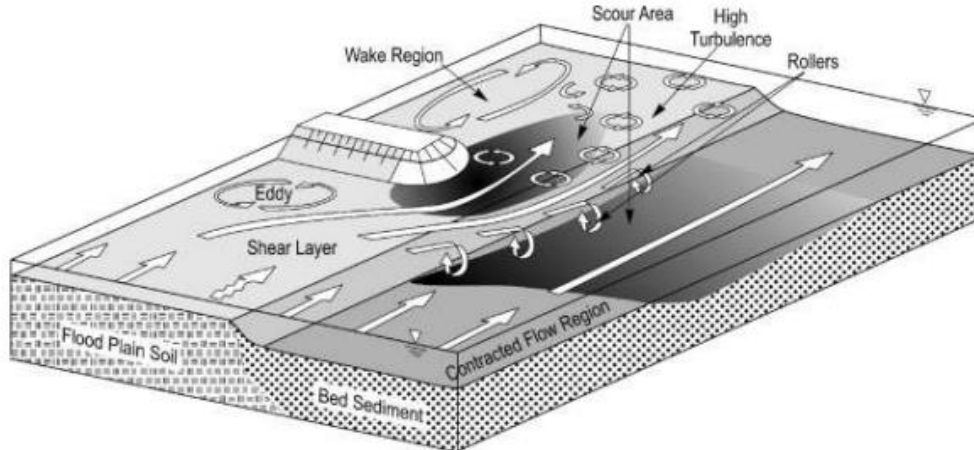
Figura 13: Efecto de la hidrodinámica causada por el flujo a través de la pila [5]



Socavación en estribos

Su hidrodinámica es muy similar a la que ocurre en las pilas, sin embargo, dependiendo del trazado del cauce. Aunque en las márgenes la velocidad del flujo suele ser menor, por lo que esta socavación en algunas ocasiones también es menor; esto no quiere decir que no exista. Sin embargo, los mecanismos de velocidad del flujo y turbulencia son los que dominan la intensidad de la socavación que se produce.

Figura 14: Hidrodinámica y efectos que causa un estribo [14]



El fenómeno hidráulico de socavación tanto en pilas como en estribos, dependen de una serie de factores principales, entre los que tenemos los siguientes:

1. **Velocidad de acercamiento:** a mayores velocidades se tienen mayores profundidades de socavación

2. **Profundidad aguas arriba del estribo:** Mientras mayor profundidad se tenga en el calado, mayor será la profundidad de socavación, puede aproximarse una medida preliminar que la profundidad de socavación en las pilas puede ser de hasta un factor de 2 con respecto al calado aguas arriba. En estribos es mucho menor
3. **Ancho del obstáculo estribo:** mientras más ancha sea la pila más profundidad de socavación se tienen
4. **Longitud y alineamiento:** Es casi nulo el efecto que tiene la longitud de la pila, no así su orientación con respecto al flujo, mientras menos alineadas estén las pilas con respecto al flujo, mayor será la socavación.
5. **Forma:** La hidrodinámica en la forma de la pila influye significativamente en la socavación, formas cuadradas o rectangulares aumentan los vórtices y aumentan la socavación, mientras que formas más hidrodinámicas reducen la generación y magnitud de vórtices.
6. **Tamaño y dispersión granulométrica del material del lecho:** Si el tamaño de las partículas se encuentra en el rango de las arenas, es muy leve el efecto que se tiene sobre la socavación local, aunque si se produce acorazamiento por una gran dispersión en tamaños, es menor el grado de socavación.
7. **Ángulo de aproximación del flujo sobre estribo:** El ángulo entre la obra y el flujo sobre los estribos, causa que la socavación se disminuya cuando se forman taludes en forma de terraplenes y se mantengan inclinadas aguas abajo y aumenta cuando están inclinados aguas arriba
8. **Formas del lecho:** Influye sobre la velocidad del flujo algo que se traduce como una mayor profundidad de socavación.
9. **Material acumulado en las pilas o estribos (debris):** El material acumulado en las pilas por restos de basura, troncos, hielo, etc. Puede aumentar el efecto de socavación al ampliar el ancho de la pila y generar vórtices mayores

2. MARCO METODOLÓGICO

2.1 Tipos de lechos

2.1.1. Socavación en lechos granulares

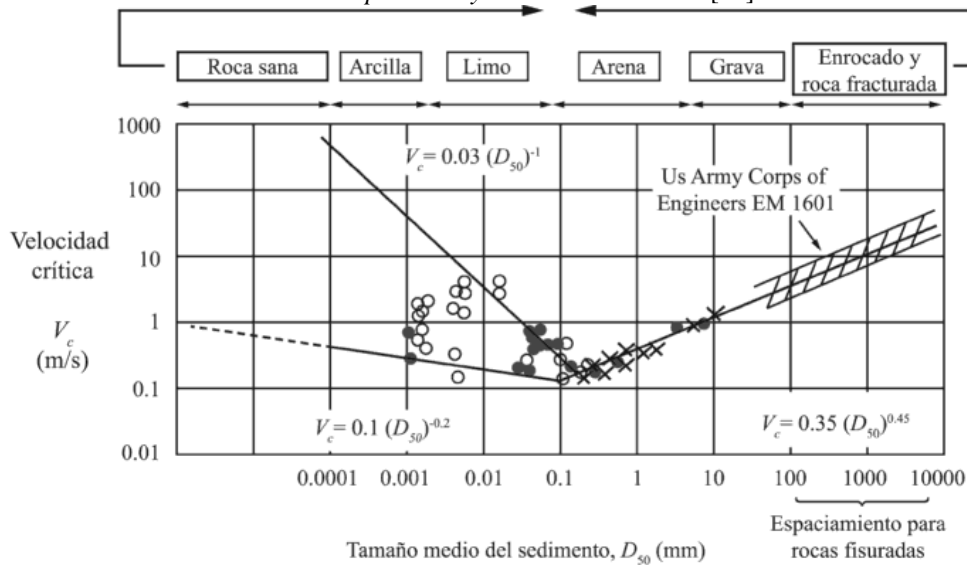
En este tipo de suelos la socavación ocurre por el arrastre de las partículas, siendo el tiempo un factor que no presenta mayor atención, debido a que la tasa mayor de socavación, depende de la intensidad del flujo y puede ocurrir en pocos minutos u horas

La capacidad de resistencia que ejercen estos suelos ante la socavación está relacionada por su cohesión, así como la cantidad de fuerza asociada a la gravedad y la fricción mutua ejercida entre sí por las partículas. Por ello, se han establecido relaciones que muestran la dependencia entre la velocidad crítica, esfuerzo cortante o tensión crítica y el tamaño de los sedimentos que forman parte del lecho.

2.1.2. Socavación en lechos cohesivos

Este tipo de socavación es más complejo, ya que la densidad de los materiales que forman parte del lecho es lo que influye directamente en su transporte. También puede ocurrir por el arrastre de partículas, aunque también por fragmentos que pueden desprenderse por fisuras internas. Generalmente se puede decir que el grado de socavación está estrechamente relacionado con las fuerzas electrostáticas y electromagnéticas de las partículas. Su grado ocurre a lo largo de periodos de tiempo mayores y por lo que su estudio está enfocado más en el paso de años [14].

Figura 15: Relación entre el tamaño de partícula y la velocidad crítica. [13]



2.2. Estimación de la socavación general

Las variables que actúan sobre el proceso de erosión general son varias y su cambio en el tiempo puede ser un factor que generalmente no se considera, pero que influye en el progreso y equilibrio de la socavación durante un evento de crecida. La mayoría de métodos empleados son una representación no muy acorde a la realidad por lo que el criterio del modelador es muy importante para poder tener resultados lo más coherentes.

Debido a la irregularidad de las secciones transversales de un río, es necesario para su cálculo poder dividir las secciones en sub-áreas, mismas que tendrán un caudal unitario específico en función de su geometría. La cantidad de subáreas quedan a criterio del proyectista; aunque el empleo de programas computacionales ayuda mucho en este punto.

2.2.1. Método de velocidad crítica y agua clara:

Usado en ríos con lechos granulares, generalmente con lechos de arena, parte del valor de tensión crítica adimensional de Shields (0.056) al que se incorporan nociones de Tensión tangencial y la expresión de caudal propuesta por Manning. Por ello, el movimiento de partículas inicia una vez que la velocidad crítica del flujo es igual a la velocidad media de la sección.

Una consideración muy importante de este método es el de agua clara, es decir no existe un aporte de sedimentos arriba, es decir la velocidad media de flujo es menor a la velocidad crítica.

$$V_{cr} = 21 \left(\frac{R_H}{D_{50}} \right)^{1/6} \sqrt{0.056 \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} D_{50}}$$

Ecuación 21

Donde V_{cr} es la velocidad crítica, en m/s

Para poder definir la profundidad de socavación, debe comprenderse que lo que en realidad da este método, es el área socavada, caudal entre velocidad crítica (Q/V_{cr}) Algo que puede ayudar a asumir que la proporción entre el área inicial es similar a la disminución del fondo.

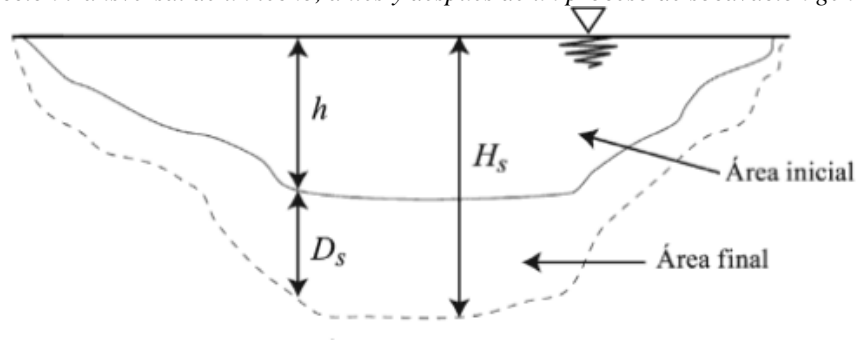
Si a esta relación llamamos (δ) y mantiene la proporción de la disminución del área por efecto de la socavación

$$\delta = \frac{A_s}{A_i}$$

Donde:

- A_s es el área socavada final, en m^2
- A_i es el área inicial, en m^2

Figura 16: Sección transversal de un lecho, antes y después de un proceso de socavación general. [12]



2.2.2. Método Lischtvan-Levediev

Esta metodología tiene expresiones tanto para lechos granulares como para lechos cohesivos y se puede aplicar a una sección con un puente o no, solo que, en caso de existir un puente, considera ya el efecto por su estrechamiento de sección, así que este no debería recalcularse e incorporarse.

El fundamento de este método es considerar que debe existir una situación de equilibrio entre la velocidad media de la corriente y la velocidad media erosiva. Siendo esta la mínima que permite mantener en movimiento de las partículas del lecho.

Esta velocidad erosiva está definida por las características de suelo:

Lechos Granulares

Quedando para lechos granulares la expresión siguiente define la profundidad de socavación

$$y_s = \left(\frac{\alpha \cdot y_o^{5/3}}{0.68 D_m^{0.28} \beta \psi} \right)^{\frac{1}{1+Z}}$$

Donde:

- y_s Es la variación entre la superficie del agua y el fondo socavado, en m
- y_o Calado medio del agua se mide en cada sección vertical el calado de aproximación, en m
- β es el coeficiente relacionado al periodo de retorno,
- ψ es el coeficiente que depende de la concentración de material transportado,
- Z exponente en función del tipo de suelo

Lechos Cohesivos

$$y_s = \left(\frac{\alpha \cdot y_o^{5/3}}{0.6\gamma_s^{1.18} \beta \psi} \right)^{\frac{1}{1+X}}$$

Ecuación 24

Donde:

- y_s es el desnivel entre la superficie del agua y el fondo socavado,
- y_o Calado medio del agua se mide en cada sección vertical el calado de aproximación, en m,
- β es el coeficiente relacionado al periodo de retorno
- ψ es el coeficiente que depende de la concentración de material transportado
- x exponente en función del tipo de suelo

El coeficiente (α) usado en las dos expresiones se determina de la siguiente manera

$$\alpha = \frac{Q_d}{y_o^{5/3} B_e \mu}$$

Ecuación 25

Donde:

- B_e es el ancho de la sección considerada (m)
- μ Coeficiente de contracción

Tabla 1: Valores de coeficiente μ [12]

Velocidad media en mts/seg	Luz libre entre dos pilas, en metros													
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200	
	Coeficiente μ													
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
1.00	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	
4.00 o Mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	

Tabla 2: Coeficientes de X y Z acorde al tipo de suelo [12]

Suelos cohesivos						Suelos granulares					
γ_d	x	$\frac{1}{1+x}$	γ_d	x	$\frac{1}{1+x}$	d (mm)	z	$\frac{1}{1+z}$	d (mm)	z	$\frac{1}{1+z}$
0.80	0.52	0.66	1.20	0.39	0.72	0.05	0.43	0.70	40.000	0.30	0.77
0.83	0.51	0.66	1.20	0.38	0.72	0.15	0.42	0.70	60.000	0.29	0.78
0.86	0.50	0.67	1.28	0.37	0.73	0.50	0.41	0.71	90.000	0.28	0.78
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74	1.00	0.40	0.71	140.000	0.27	0.79
0.90	0.48	0.67	1.40	0.35	0.74	1.50	0.39	0.72	190.000	0.26	0.79
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75	2.50	0.38	0.72	250.000	0.25	0.80
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75	4.00	0.37	0.73	310.000	0.24	0.81
0.98	0.45	0.69	1.64	0.31	0.76	6.00	0.35	0.74	370.000	0.23	0.81
1.00	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76	8.00	0.35	0.74	450.000	0.22	0.83
1.04	0.43	0.70	1.71	0.30	0.77	10.00	0.34	0.75	570.000	0.21	0.83
1.08	0.42	0.70	1.80	0.29	0.74	15.00	0.33	0.75	750.000	0.20	0.83
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78	20.00	0.32	0.76	1.000.000	0.19	0.84
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79	25.00	0.31	0.76			

Tabla 3: Coeficiente relacionado al periodo de retorno[12]

Probabilidad (en % de que se presente el caudal de diseño)	Coeficiente β
100	0.77
50	0.82
20	0.86
10	0.90
5	0.94
2	0.97
1	1.00
0.3	1.03
0.2	1.05
0.1	1.07

Tabla 4: Coeficiente relacionado a la mezcla agua sedimento [12]

γ mezcla agua – sedimento	Coeficiente ψ
1.05	1.06
1.10	1.13
1.15	1.20
1.20	1.27
1.25	1.34
1.30	1.42
1.35	1.50
1.40	1.60

2.3. Socavación por contracción

Para poder estimar el efecto ocasionado por la contracción del flujo, las expresiones usadas comúnmente, parten del principio de conservación de la tasa de transporte de sedimentos.

Las expresiones matemáticas usadas para cuantificar la medida de socavación asociadas al cambio en una sección transversal de corriente de agua por una contracción parten del principio de conservación del arrastre de sedimentos, para ello es importante definir el aspecto de la concentración de sólidos en el flujo. Un aspecto importante es contraponer la velocidad media del flujo y la velocidad crítica para el arrastre de partículas del suelo

- Lecho vivo o móvil
- Agua limpia

2.3.1. Método Straub

Es un método sencillo para estimar la profundidad estimada de descenso del lecho por acción de la socavación cuando existe un estrechamiento en la sección del cauce.

$$H_s = \left(\frac{B_1}{B_2} \right)^{0.642} h_1$$

Ecuación 26

Donde:

- B_1 es el ancho de la superficie libre del cauce aguas arriba del estrechamiento, en m.
- B_2 es el ancho de la superficie libre del cauce en la contracción, en m.
- h_1 es el calado aguas arriba de la contracción, en m.
- H_s es la profundidad del lecho luego de la socavación generada, en m.

2.3.2. Método de Laursen

Método para lecho vivo

Este método se usa para determinar la socavación a lo largo de la contracción. Este método parte de la condición de que el material del fondo está siendo transportado desde aguas arriba

$$\frac{y_2}{y_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1}\right)^{6/7} \left(\frac{W_1}{W_2}\right)^{k_1}$$

Ecuación 27

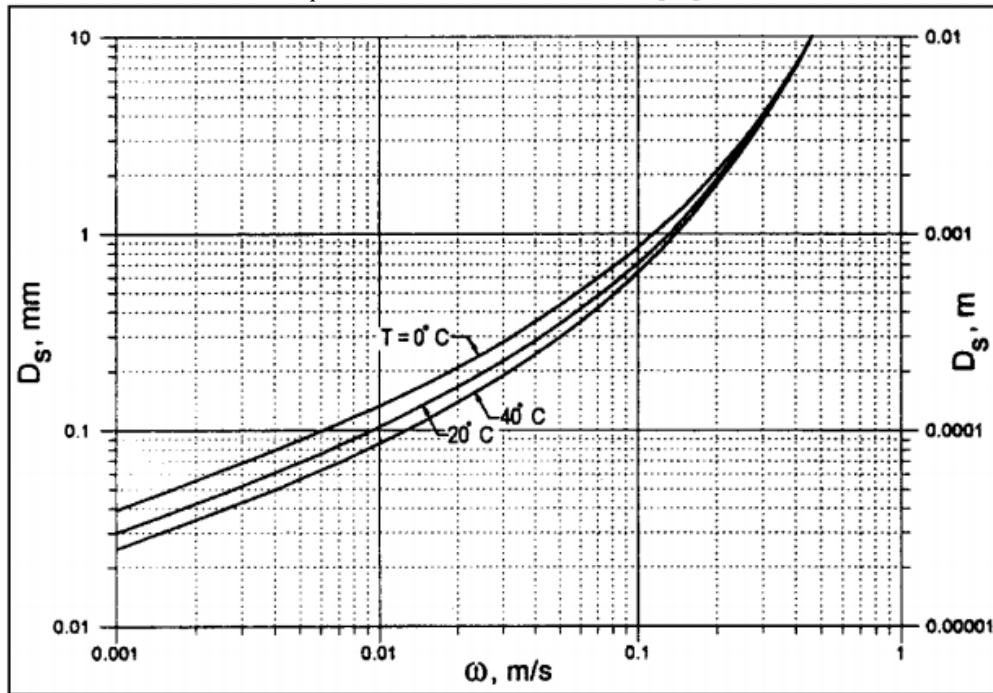
Donde:

- y_1 Es el calado medio aguas arriba de la contracción, en m
- y_2 Es el calado medio en la contracción, en m
- y_0 Es el calado de la contracción antes de la socavación, en m
- Q_1 caudal aguas arriba de la contracción incluido el transporte de sedimentos, en m^3/s
- Q_2 Caudal en la contracción, en m^3/s
- W_1 Ancho inferior del canal aguas arriba que incluye el transporte de lecho, en m
- W_2 Ancho inferior del canal en la contracción menos el ancho de pilas, en m
- k_1 Exponente definido por la relación entre la velocidad de corte y la velocidad de caída del material de lecho (V^*/T)
- $V^* = (\tau/\gamma)^{0.5} = (g y_1 S_1)$ siendo S_1 la pendiente de energía, en m/m; g la fuerza de gravedad, en m/s^2 y τ la tensión cortante en el fondo, en $Kg/m.s^2$

Tabla 5: Coeficientes para la relación entre velocidades de corte y velocidad de caída [14]

V^*/T	k_1	Modo de descarga en material de fondo
< 0.5	0.59	Principalmente el material en contacto con el lecho
0.5 a 2	0.64	Algo de material en suspensión en la descarga
> 2	0.69	Principalmente material suspendido en la descarga

Figura 17: Velocidad de caída de partículas de tamaño de arenas [14]



El promedio de la profundidad por contracción es determinado por la siguiente expresión

$$y_s = y_2 - y_0$$

Ecuación 28

Método propuesto para agua limpia

$$y_2 = \left(\frac{K_u Q^2}{D_m^{2/3} W^2} \right)^{3/7}$$

Ecuación 29

Donde:

- y_2 es el promedio de la profundidad de equilibrio en la contracción después de la socavación en la contracción, en m
- Q es el caudal a través del puente o del área asociada al ancho W , en m^3/s
- $D_m = 1.25 \cdot D_{50}$, en m
- W ancho inferior de la sección de contracción menos el ancho de pilas, en m
- K_u es 0.025 en el sistema internacional

Tanto para aguas limpias como para lecho vivo el promedio de la profundidad por contracción es determinado por la siguiente expresión

$$y_s = y_2 - y_0$$

2.4. Socavación en pilas

Es basta la cantidad de expresiones para determinar la socavación en los pilares estructurales de los puentes; No obstante, no existe una solución rigurosa ni exacta [13]. Sin embargo, las consideraciones para la conformación de estas expresiones han incluido elementos comunes como son: la forma de la pila, el tamaño, la orientación respecto al flujo, espaciamiento entre pilas y las estructuras de protección de cada una.

2.4.1. Método Froehlich

Es una metodología que implica variables asociadas a la forma geométrica del pilar o pila, ancho de la infraestructura que causa obstrucción del flujo causado por la pila, factor de seguridad, calado antes de estar en contacto con la pila, Número de Froude y las condiciones geológicas del lecho como el diámetro medio

$$y_s = 0.32K_f(a')^{0.62}h^{0.47}F_r^{0.22}D_{50}^{-0.09} + a$$

Donde:

- y_s es la profundidad de la socavación, en m
- K_f es el factor de corrección por la forma de la pila
- a' es el ancho proyectado de la pila con relación al ángulo respecto a la dirección del flujo, en m
- a es el ancho de la pila considerando un factor de seguridad, en m
- h es el calado aguas arriba de la pila, en m
- F_r es el número de Froude aguas arriba de la pila
- D_{50} es el diámetro de las partículas en el lecho, en m

Tabla 6
Factor de corrección de acuerdo a la forma de la pila [15]

Forma de la pila	K_f
Punta Cuadrada	1.3
Pila con punta circular	1.0
Pila con punta aguda o triangular	0.7

2.4.2. Método CSU

Este método desarrollado por la Universidad Estatal de Colorado de los Estados Unidos de América, usado cuando las condiciones del flujo son agua limpia o lecho vivo. Tiene su fundamento teórico basado en datos de laboratorio. Es ampliamente usado en Norteamérica y el programa HEC-RAS lo ha incorporado

$$\frac{y_s}{h} = 2.0K_f K_\phi K_c K_a \left(\frac{a}{h}\right)^{0.65} F_r^{0.43}$$

Ecuación 32

Donde:

- y_s es la profundidad de socavación, en m
- h es el calado aguas arriba de la pila, en m
- K_f es el factor de corrección que considera la forma de la pila

Figura 18 : Formas habituales de las pilas en puentes [12]

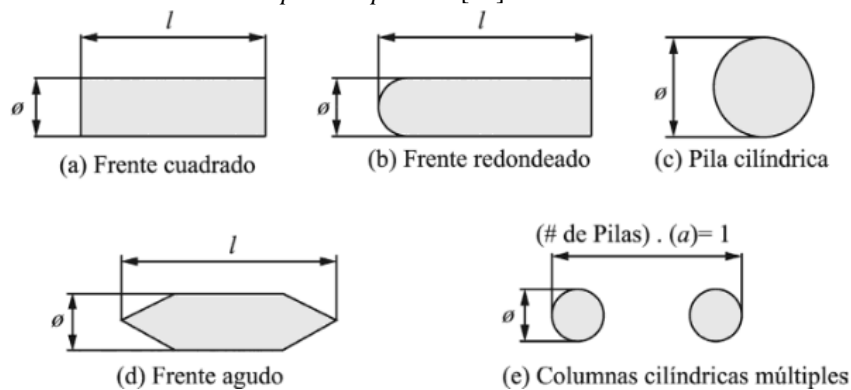


Tabla 7: Coeficientes de corrección dependiendo la forma de la pila [12]

Forma de la pila	K_f
Frente cuadrado	1.1
Frente redondeado	1.0
Pila cilíndrica	1.0
Frente agudo	0.9
Columnas cilíndricas múltiples	1.0

- K_ϕ Es el factor de corrección que considera el ángulo de la pila con respecto al flujo

Tabla 8: Coeficientes de corrección para el ángulo entre la pila y la acción del flujo [12]

Ángulo de ataque	$l/a = 4$	$l/a = 8$	$l/a = 12$
0°	1.0	1.00	1.0
15°	1.5	2.00	2.5
30°	2	2.75	3.5
45°	2.3	3.30	4.3
90°	2.5	3.90	5.0

- K_c es el factor que tiene en cuenta la forma del lecho

Tabla 9: Coeficiente de la forma del lecho [12]

Condición del lecho	Altura de la duna	K_c
Socavación en agua clara	N/D	1.1
Lecho plano y antidunas	N/D	1.1
Dunas Pequeñas	$2 < H < 10$	1.1
Dunas medianas	$10 < H < 30$	1.1 a 1.2
Dunas grandes	$H > 30$	1.3

- K_a Factor que considera el acorazamiento del material en el lecho; este factor queda a criterio del diseñador si se implementa o no.

$$K_a = 1 \text{ si el } D_{50} < 2 \text{ mm}$$

$$K_a = 0.4 V_R^{0.15} \text{ si } D_{50} > 2 \text{ mm}$$

$$V_R = \frac{V_l - V_{icD50}}{V_{cD50} - V_{icD95}} > 0$$

Ecuación 33

$$V_{icDx} = 0.645 \left(\frac{D_x}{a} \right)^{0.053} V_{cDx}$$

$$V_{cDx} = 016h^{1/6}D_x^{1/3}$$

Donde:

- V_R es la relación de velocidad, en m/s
 - V_1 es la velocidad de aproximación aguas arriba de la pila, en m/s
 - V_{icDx} Es la velocidad requerida para socavar en la base de la pila en función del tamaño de partícula D_x , en m/s
 - V_{icD95} Es la velocidad requerida para iniciar socavación en la pila para un tamaño de partícula D_{95} , en m/s
 - V_{icD50} Es la velocidad requerida para iniciar socavación en la pila para un tamaño de partícula D_{50} , en m/s
 - V_{cDx} Es la velocidad crítica para iniciar movimiento de partículas un tamaño de partícula D_x , en m/s
 - V_{cDx} Es la velocidad crítica para iniciar movimiento de partículas un tamaño de partícula D_x , en m/s
 - V_{cD50} Es la velocidad crítica para iniciar movimiento de partículas un tamaño de partícula D_{50} , en m/s
 - D_x es el diámetro de partícula para que el x por ciento del material del lecho es más fino, en m
 - K_a únicamente puede tener el valor mínimo de 0.4 y solo es usado si: $V_1 < V_{icD50}$
-
- a es el ancho de la pila, en m
 - F_r es el número de Froude

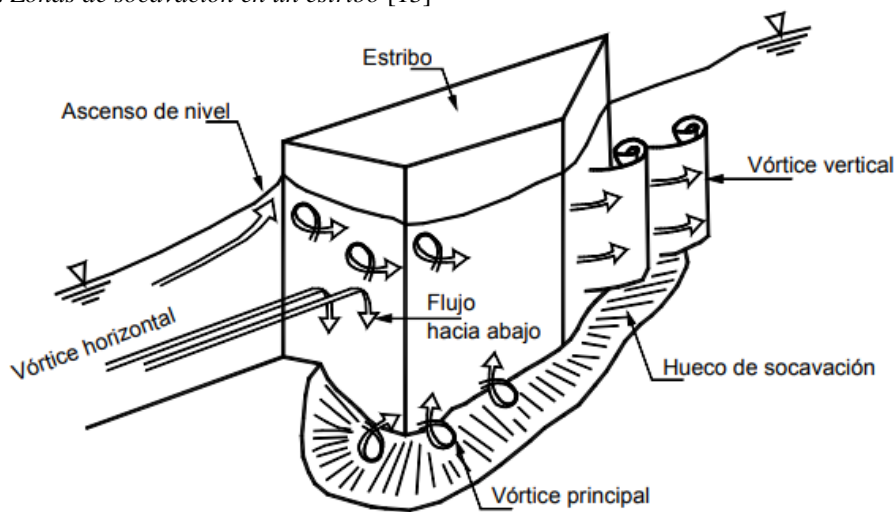
2.5.Socavación en estribos

Los estribos son estructuras de los puentes que la mayoría de las veces son obstáculos para los flujos en crecidas extraordinarias, aunque esto está determinado por el diseño hidráulico del puente. Sin embargo, al ser elementos que generan obstrucciones importantes en el flujo son capaces de generar turbulencias que son causantes de la socavación en estos elementos.

Comúnmente en los estribos socavados se suelen identificar dos puntos de mayor incidencia, el primero se ubica en el pie del estribo que se debe a las remolinos y turbulencias que se forman por la hidrodinámica en este punto y que suele llamarse fosa horizontal y el otro punto es la punta en la parte del final del estribo

Es por ello que un factor determinante en el diseño de estos elementos es reducir la obstrucción del flujo y permitir que el agua una vez que entre en contacto con estas partes, tenga un flujo más suave, es decir se presente la menor cantidad de vórtices y turbulencias a su paso.

Figura 19: Zonas de socavación en un estribo [13]



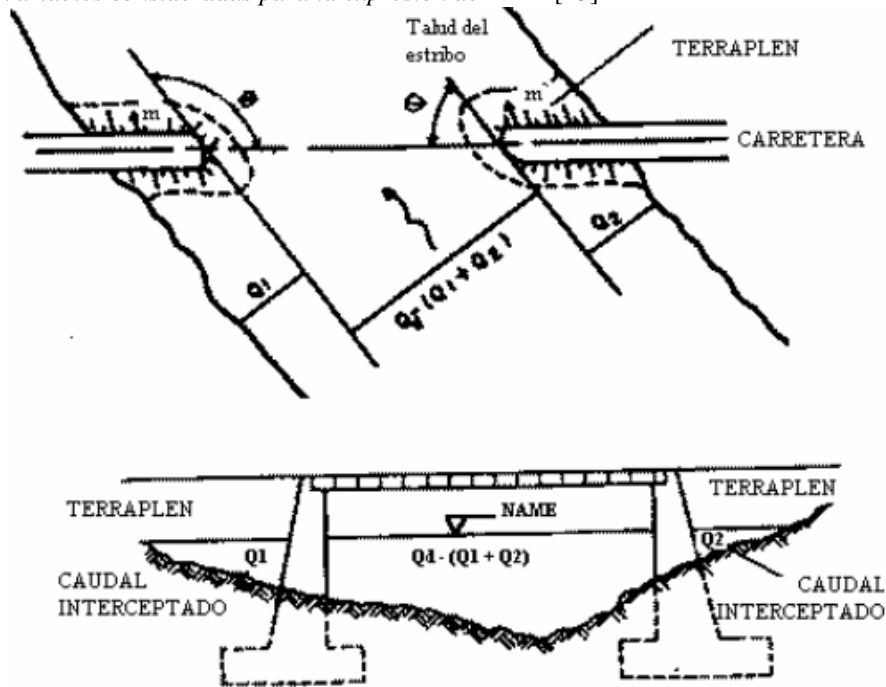
Con la finalidad de encontrar la medida de socavación en los estribos se han desarrollado varias expresiones matemáticas, la mayoría de expresiones parten de datos y ensayos de bajo condiciones controladas o de laboratorio; que no han sido contrarrestadas en sitio [16]. Es por ello que existe una cierta limitación en su aplicación. Entre las consideraciones que se suelen tener para el desarrollo de estas expresiones que suelen causar incertidumbre en los datos obtenidos está asumir que el caudal de agua que se obstruye por el estribo, mantiene proporcionalidad con la longitud de esta obra. Algo que no guarda mucha relación con la realidad [14].

2.5.1. Método de HIRE

Método usado para definir la cantidad en metros de profundidad, causada por la socavación al pie de espigones emplazados en el río Mississippi propuesto por el cuerpo

de Ingenieros militares de los Estados Unidos en 1993 [15]. Por ello puede también usarse en estribos que se emplazan dentro del cauce.

Figura 20: Variables consideradas para la expresión de HIRE [13]



$$d_s = 4h \left(\frac{K_f}{0.55} \right) K_\theta F_r^{0.33}$$

Ecuación 36

Donde:

- D_s es la profundidad de la socavación, en m
- H es el calado medio del flujo al pie del estribo considerando la sección inmediatamente aguas arriba del puente, en m
- F_r es el número de Froude al pie del estribo justo aguas arriba del pie del estribo
- K_f es el coeficiente por efecto de la forma del estribo
- K_θ es el coeficiente por corrección del efecto del ángulo de ataque del flujo, estimado con la ecuación 37, que usa también la metodología de Froehlich

Tabla 10: Valores del coeficiente K_f [12]

Descripción	K_f
Estribo con pared vertical	1.00
Estribo con pared vertical y aletas	0.82
Estribo con pendiente hacia el cauce	0.55

2.5.2. Metodo de Froehlich

Expresión determinada después de mediciones en condiciones de laboratorio, sobre lecho vivo [14] Debido a su versatilidad ha sido ampliamente usada en Estados Unidos. La fórmula es aplicable tanto para aguas limpias como lecho vivo.

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

Ecuación 37

Donde:

- y_s Es la profundidad de socavación, en m
- y_a es la media de calado del flujo previo al estribo, en m, definido por la relación (A_e/L)
- A_e es El área del flujo que se obstruye por el estribo, en m^2
- L es la longitud proyectada del estribo obstruyendo el flujo, en m
- K_1 Coeficiente relacionado a la forma del estribo
- K_2 Coeficiente por el Angulo generado entre el estribo y el flujo del cauce.

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

Ecuación 38

$\theta < 90$ si el estribo apunta aguas abajo

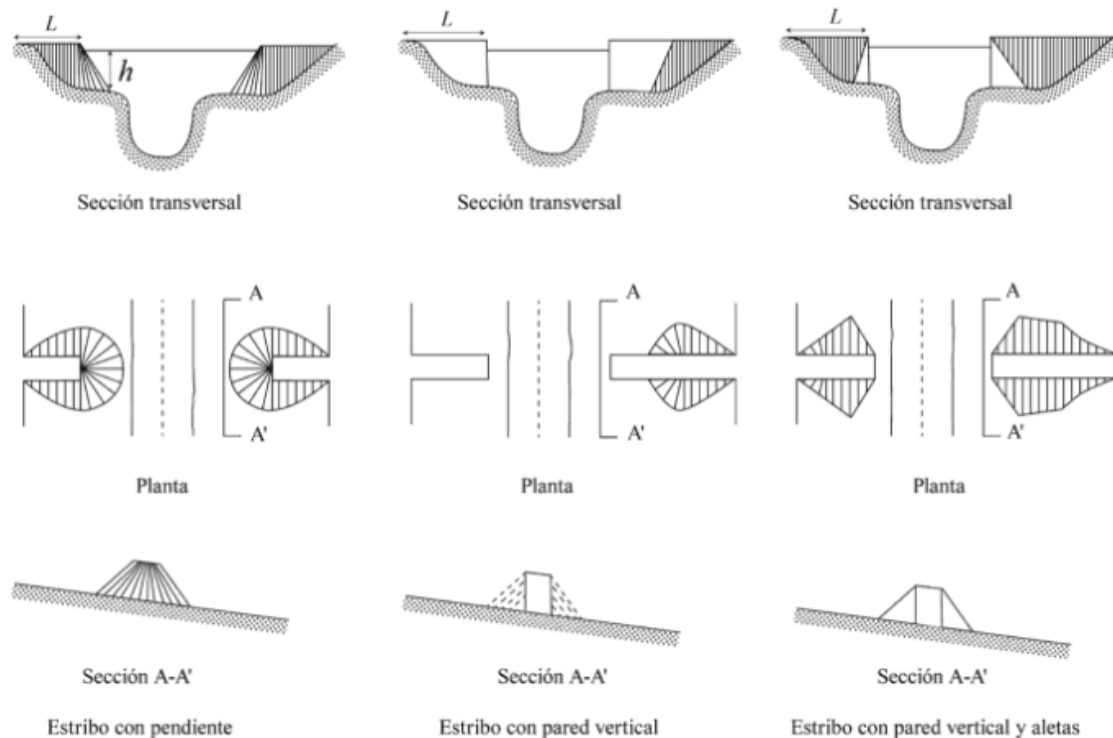
$\theta > 90$ si el estribo apunta aguas arriba

- L' es la longitud del caudal obstruido real, en m
- F es el número de Froude del flujo en la sección aguas arriba del estribo
- Q_e es el caudal obstruido por el estribo, en m^3/s
- V_e es Q_e/A_e , en m/s

Tabla 11: Coeficiente K_f en relación con la forma del estribo [12]

Descripción	K_f
Estribo con pared vertical	1.00
Estribo con pared vertical y aletas	0.82
Estribo con pendiente hacia el cauce	0.55

Figura 21: Formas comunes de estribos y longitud proyectada [12]



Nota. Adaptado de “Socavación en puentes, Evaluación, instrumentación y cálculo” (p126) por M. Guevara, 2020, Universidad del Cauca

3. MARCO EXPERIMENTAL

3.1 Estudio de suelos

Los datos relacionados a la caracterización del suelo en la zona de interés se obtuvieron de un estudio anterior realizado por el Ministerio de Transporte y Obras Públicas, quienes en su documento “ESTUDIO PARA LA CICLORUTA CUENCA – AZOGUES – BIBLIÁN Y SENDAS PEATONALES, SOBRE LA ANTÍGUA LÍNEA FÉRREA” [17] consideran una parte específica para los estudios de cimentación del puente para la ciclo vía, paralelo al puente de la Calle 10 de agosto. En dicho documento se encuentra el diseño geotécnico del puente en mención y también todos los resultados de la prospección geotécnica requerida para ello.

Los detalles de perforación se detallan a continuación:

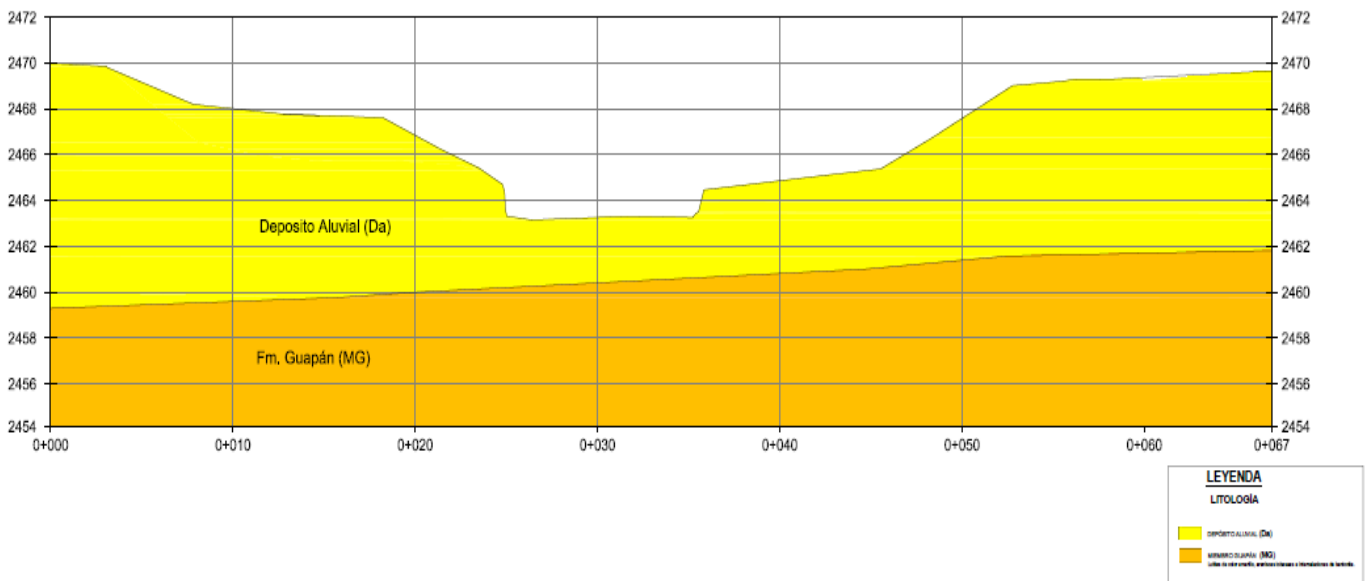
Tabla 12: Detalles de los dos puntos de perforación [17]

COORDENADAS			PERFORACION	PROFUNDIDAD (m)
ESTE	NORTE	COTA		
738938.80	9696691.70	2465.60	10a-1	8
738966.20	9696693.00	2467.63	10a-2	12

Las muestras de suelo que se extrajeron durante la campaña de perforación: rotación y/o percusión, en el estudio geofísico, fueron analizadas para la obtención de parámetros físicos y geomecánicos. Siendo de interés para la modelación hidráulica el ensayo de: Distribución Granulométrica de acuerdo a la Norma ASTM-D422 [17]. Los puntos de extracción de muestras se denominaron E-10a-1 y E 10a-2. Cada uno en una margen del río Burgay

Entre los resultados que se encuentran en el estudio realizado es clave conocer que la litología tiene gran incidencia por la cercanía al río Burgay, un entorno que está ampliamente gobernado por depósitos coluviales y aluviales, que en el sitio de estudio sobresalen sobre la formación Guapán.

Figura 22: Estratos litológicos en la sección transversal en el sitio de perforaciones paralela al puente de la calle 10 de agosto [17]



3.1.1. Depósito aluvial (Da):

Este estrato litológico está conformado por depósitos recientes post-glaciares que datan del Holoceno, hasta la actualidad. Principalmente se forma por la acumulación de material que se transporta y sedimenta por acción del flujo de los cauces de agua. Es común encontrarlos también en las llanuras de inundación y cauces antiguos de cursos de agua.

Debido a la naturaleza de su conformación, la erosión hídrica afecta significativamente al estrato, a causa del lavado de finos que provoca la acción del flujo. Este es un factor muy importante al emplazar elementos, ya que en lo preferente y de ser posible es mejor alejarse de las zonas con esta naturaleza ya que la acción del río fácilmente puede erosionar y socavar.

3.1.2. Miembro Guapán (MG)

Este estrato está conformado por Lutitas de color café oscuro variando tonalidades que pueden llegar hasta el nefro o la crema. Caracterizado por la alteración a películas de limonitas. En este estrato se pueden encontrar tobos y areniscas tobáceas, aunque también bentonitas y algunos estratos de yeso.

Debido a su naturaleza, de baja permeabilidad visual, es común que mantenga contenidos importantes de humedad. Aunque también es propenso a erosión y movimientos del terreno en zonas de pendiente, aunque también es susceptible a roturas controladas por las discontinuidades y estratos fósiles en condiciones húmedas.

3.1.3. Resultados de la exploración Geofísica:

Los ensayos de laboratorio permitieron establecer una clasificación de los materiales, entre lo que se encuentra un pequeño estrato arcilloso y limoso relacionado a la capa superficial del terreno, luego se encuentra un estrato aluvial por unos pocos metros de profundidad. Finalmente, la exploración culminó en un tercer estrato correspondiente a lutitas de consistencia dura.

E10a-1: Entre los 0,00 - 1,20 m. El estrato presenta una consistencia: Limo arenosa, húmeda, de color gris, dilatancia rápida, el material se encuentra suelto, presenta: 40% de limo, 20% de arena, 20% de bloques, 20% de grava forma sub-redondeada. Entre 1,20 - 4,20 m. depósito Aluvial. Color gris, matriz arena de granulometría fina, el material se encuentra suelto, presenta 10% de cantos rodados, 40% de grava sub-redondeada, 35% de arena, 15% de limo. Entre: 4,20 - 8,00 m. Roca sedimentaria (lutitas), color café

oscuro, húmeda, compacta, textura pelítica. Las fracturas que se ven son mecánicas (producto de la perforación).

E10a-2: Entre los 0.0 - 1.90 m. Arcillas (35%), arenas (30%) de grano medio a fino, limos (15%) y gravas (20%) subangulares a sub-redondeados de grano grueso a fino. Sedimento de color café, poco húmedo, plasticidad media, consistencia alta, dilatancia media, tenacidad media, resistencia media. Entre los 1.90 - 7,70 m. Aluvial. Gravas (51%) sub-redondeadas de grano grueso a fino de material volcánico y cantos rodados (7%) en matriz de arenas (35%) y limos (10%). Sedimento de color café, poco húmedo. Entre los 7.70 - 12.00 m. Roca sedimentaria (lutita). Roca de color gris oscuro, bastante compacto, presenta laminación. Las fracturas que se observan son mecánicas (producto de la perforación)

Figura 23: Curva granulométrica del punto E10a-1, profundidad de 0 a 4.00 m de profundidad - Grava bien graduada con limo [17]

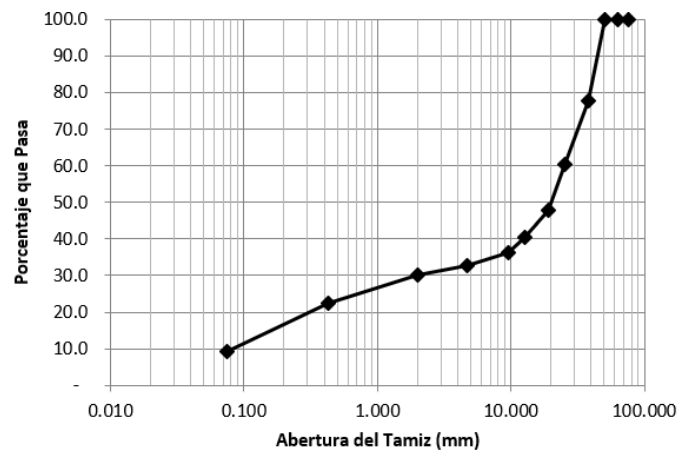
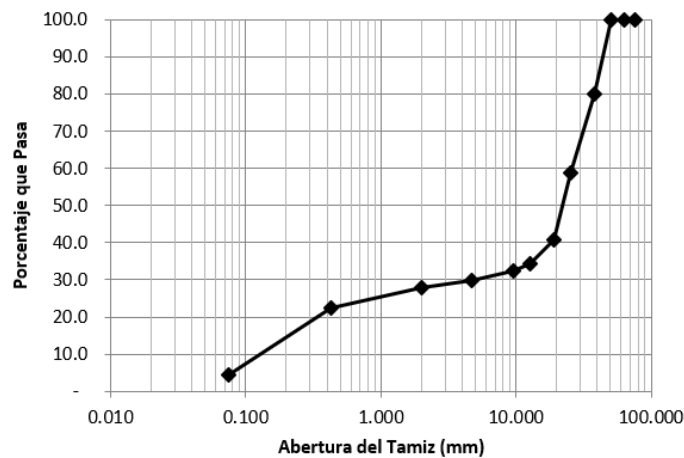


Figura 24: E10a-2 de 2 a 7.60 m de profundidad – Grava mal graduada [17]



3.2. Topografía

El levantamiento topográfico usado fue entregado por el departamento de Planificación del municipio, mismo que se ha realizado mediante fotogrametría aérea. Este levantamiento fue realizado el día 22 de abril del 2022, día posterior al evento de crecida. Realizado justamente para la actualización del modelo hidráulico y definir puntos de intervención emergentes.

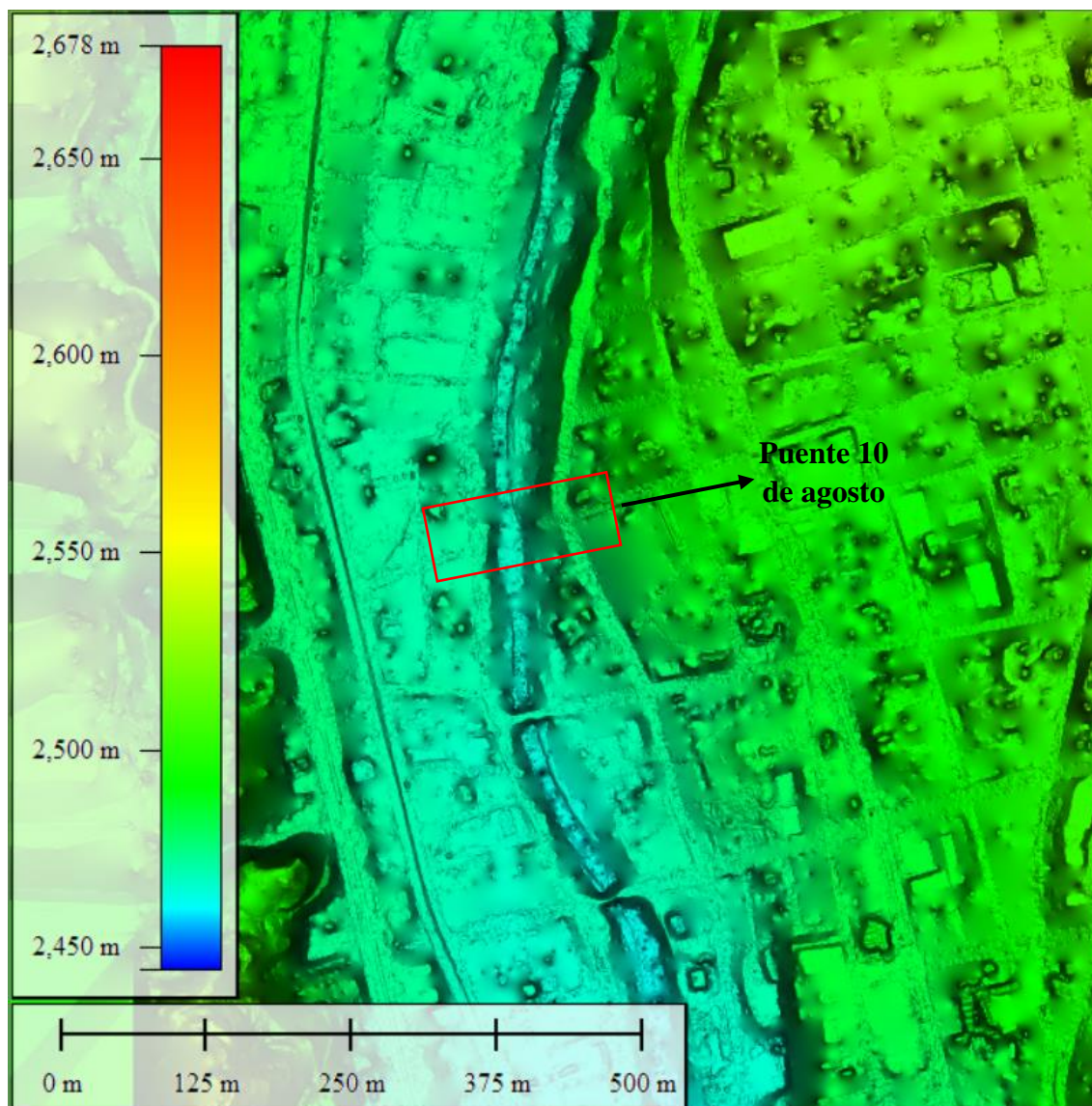
Para el levantamiento se hizo uso de un dron no tripulado del modelo “eBee X”, herramienta que opera a partir de tomar fotografías de alta resolución, las que fueron procesadas mediante el programa computacional “Pix4D” para la generación del Orto-mosaico y el modelo digital del terreno (MDT) [18].

Para la georreferenciación, el departamento de Avalúos y Catastros estableció puntos de control con ayuda de un dispositivo “GPSS-RTK” cuyos puntos se han ubicado estratégicamente para lograr una distribución homogénea de la zona de vuelo, teniendo en cuenta, los traslapes respectivos entre las fotos capturadas por el dispositivo.

Como se puede observar en el modelo digital del terreno, se evidencia que el puente actúa como una obra que obstruye el cauce y por lo tanto el flujo, para salvar esta problemática, ello es necesario procesar esta información con la intención de remover esta obstrucción y únicamente mantener los elementos (pila y estribos) que obstruyen el caudal de circulación.

Para la implementación de las infraestructuras civiles, como son los puentes, se partió de información crucial como la topografía actual del terreno y mediciones en campo, de los componentes principales de la infraestructura a modelar, como son: largo y ancho del puente, diámetro de la pila, longitud, forma y los estribos.

Figura 25: Modelo digital del terreno (MDT) de la zona de estudio, realizado por levantamiento fotogramétrico. [18]



3.3. Modelo Hidrológico – Hidráulico

Para la modelación hidráulica del río Burgay y la acción que ejerce en el sitio de interés se partieron de la información del estudio de vulnerabilidad del río Burgay que cuenta el GAD Municipal de Azogues y la actualización del modelo Hidráulico del río Burgay que se realizó en mayo del 2022 [18].

3.3.2. Caudales:

El estudio hidrológico realizado en 2009 por R. Celleri [19], otorga los caudales del río Burgay, específicamente en la zona del antiguo mercado Sucre y desde este punto, el caudal va incrementando en distintos puntos, en función de los aportes que van drenando al río. En lo que respecta a la zona de estudio, los aportes más importantes al río Burgay

corresponden a las cabeceras de la Subcuenca; es decir todo lo que aporta el cantón Biblián a la subcuenca y el aporte de la microcuenca del río Tabacay.

Sin embargo, la falta de estaciones hidrológicas en funcionamiento los últimos años, y la falta de una densificación de estaciones meteorológicas en la subcuenca del río Burgay, han impedido realizar una validación de los datos obtenidos por la modelación del río, y la calibración del mismo, que se ajuste más a la realidad, específicamente cuando existen puntas de caudales [19].

Tabla 13 : *Caudales modelados, para distintos periodos de retorno* [18]

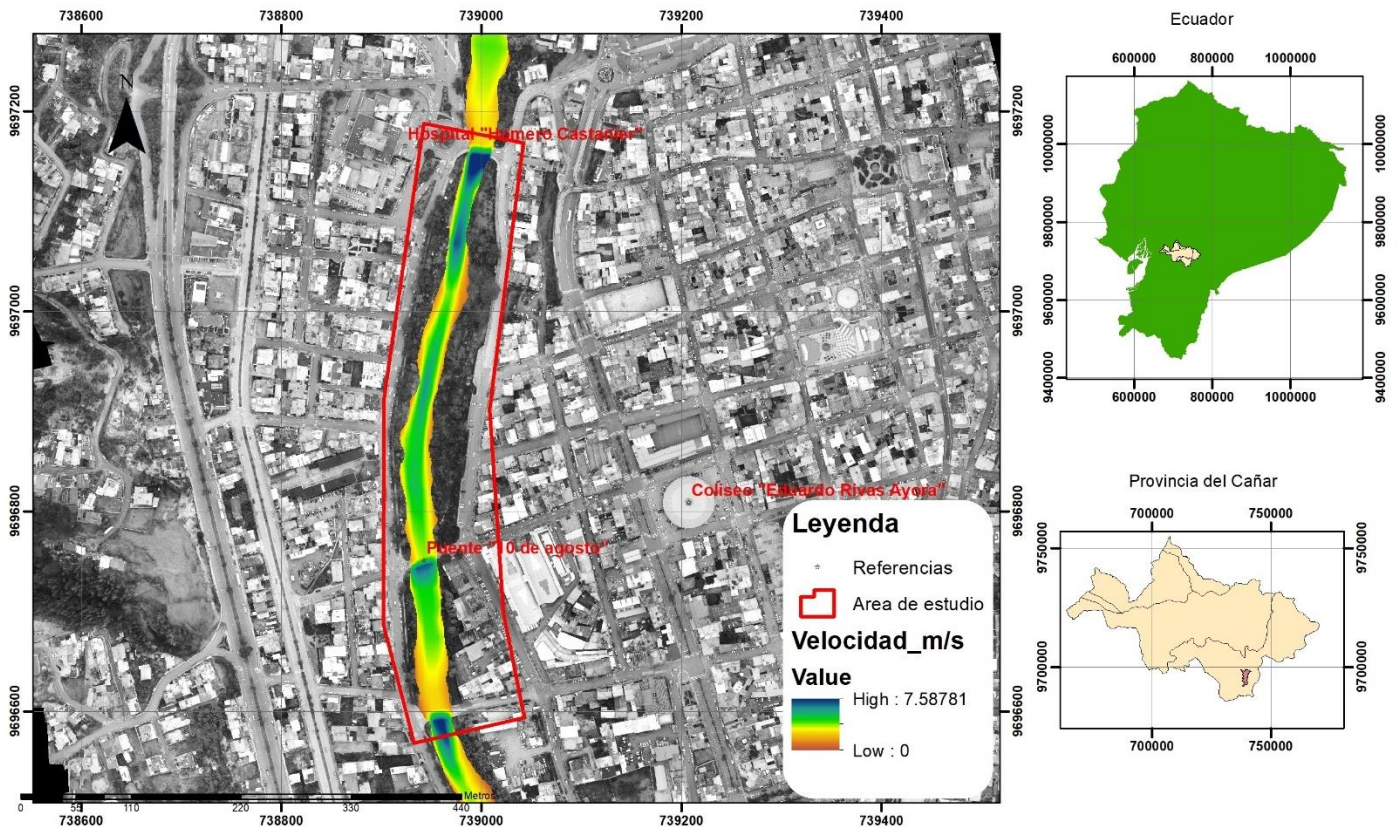
Caudales para eventos extraordinarios en						
la zona de estudio						
	T=10	T=25	T=50	T=100	T=150	T=200
	años	años	años	años	años	años
Caudal	60.23	73.70	83.78	93.92	99.83	104.02
(m³/s)						

3.3.3. Manchas de inundación y velocidades

Las manchas de inundación entregadas por la dirección de planificación del GAD Municipal de Azogues, indican los puntos del cauce del río Burgay y sus márgenes que son cubiertos por la lámina de agua para eventos de crecida de 50, 100 y 200 años. Junto a esta información también se puede visualizar los sitios que pueden tener desbordamientos y los posibles sitios afectados para distintos aumentos de caudal.

Junto a esta información también se ha proporcionado un mapa de las distribuciones de velocidad del cauce de agua en la zona de estudio, mapa que permite identificar los puntos que tienen mayores velocidades, siendo el paso por los puentes, zonas donde la estrangulación del cauce aumenta considerablemente la velocidad del flujo y con ello el incremento de fenómenos como la socavación.

Figura 26: Manchas de inundación para el tramo de estudio con la distribución de velocidades por un periodo de retorno de 200 años. [18]



3.4. Parámetros hidráulicos del puente de la calle 10 de agosto

Los parámetros hidráulicos hacen referencia a las variables requeridas para calcular la socavación de acuerdo a las condicionantes propias del puente, como son su forma, emplazamiento e infraestructura sumergida. Junto a estos valores también se encuentran consideraciones particulares relacionadas a la altura de agua en cada una de los eventos de retorno considerados.

3.4.2. Parámetros para calcular la socavación general y por contracción

Los parámetros hidráulicos para estimar la socavación producto de la contracción que causa el puente 10 de agosto en el cauce del río Burgay se presentan a continuación.

Tabla 14: Tabla con las variables hidráulicas específicas para el puente 10 de agosto requeridas para estimar la socavación general y por contracción

PARÁMETROS HIDRÁULICOS PARA SOCAVACIÓN GENERAL Y POR CONTRACCIÓN	
Ba (T=50 años)	24.86
Ba (T=100 años)	24.98
Ba (T=200 años)	25.1
<hr/>	
Rh (T=50 años)	1.76
Rh (T=100 años)	1.83
Rh (T=200 años)	1.89
<hr/>	
A1 (T=50 años)	48.36
A1 (T=100 años)	50.6
A1 (T=200 años)	52.79
<hr/>	
Ancho de la contracción (m)	19.57
<hr/>	
Ya (T=50 años)	1.68
Ya (T=100 años)	1.79
Ya (T=200 años)	1.87
<hr/>	
<i>Ya: profundidad aguas arriba del pilar central (m)</i>	
<hr/>	
<i>Ba: Ancho de la superficie de agua, aguas arriba (m)</i>	
<hr/>	
<i>Rh: Radio hidráulico de la sección (m)</i>	
<hr/>	
<i>A1: Área inicial de la sección (m²)</i>	
<hr/>	

Nota. Elaborado por el autor

3.4.3. Parámetros hidráulicos para calcular la socavación en la pila central

La pila central del puente 10 de agosto se encuentra emplazada en el cauce del río Burgay, esta obra no siempre mantiene contacto con el flujo de agua, siendo en épocas de estiaje cuando se puede apreciar la infraestructura que la conforma y los indicios de socavación que sufre. No obstante, cuando el río incrementa su caudal esta se encuentra sometida a las fuerzas de hidrodinámicas que ejerce el río sobre la misma.

Tabla 15: Tabla con las variables hidráulicas específicas para el puente 10 de agosto requeridas para estimar la socavación en la pila central

PARÁMETROS HIDRÁULICOS PARA SOCAVACIÓN EN PILAS	
Ángulo respecto al lecho (°)	19
Ancho de pila central (m)	1
Ancho proyectado de pila central (m)	1.20
Ya (T=50 años)	1.68
Ya (T=100 años)	1.79
Ya (T=200 años)	1.87
F (T=50 años)	0.27
F (T=100 años)	0.27
F (T=200 años)	0.28
Forma de la pila	Frente agudo
<i>Ya: Calado aguas arriba de la pila central (m)</i>	
<i>F: Número de Froude</i>	

Nota. Elaborado por el autor

3.4.4. Parámetros hidráulicos para calcular la socavación en los estribos

En el puente 10 de agosto tenemos dos situaciones; el estribo en el izquierdo, el agua mantiene contacto, tanto para caudales bajos como periodos de crecidas, este estribo es de tamaño menor al derecho, ya que la topografía del entorno propicia esta condición. El estribo derecho que solo en épocas de crecidas mantiene contacto con el agua del cauce, tiene un tamaño mayor, ya que se tuvo que rellenar, para acortar la luz del puente y empatar con la avenida, producto de esta intervención civil, cuando existen aumentos de caudal es mayor el área de flujo que obstruye este estribo.

Tabla 16: Tabla con las variables hidráulicas específicas para el puente 10 de agosto requeridas para estimar la socavación en cada uno de los estribos

PARÁMETROS HIDRÁULICOS PARA SOCAVACIÓN EN			
ESTRIBOS			
Ángulo respecto al lecho (°)		19	
Coefficiente de forma de estribo		0.55	
Coefficiente de ángulo del estribo		0.82	
F (T=50 años)		0.27	
F (T=100 años)		0.27	
F (T=200 años)		0.28	
Estribo izquierdo		Estribo derecho	
Longitud (m)	2	Longitud (m)	4
Ya (T=50 años)	0.64	Ya (T=50 años)	0.97
Ya (T=100 años)	0.68	Ya (T=100 años)	1.04
Ya (T=200 años)	1.25	Ya (T=200 años)	1.25
<i>Ya: Calado aguas arriba de cada estribo (m)</i>			
<i>F: Número de Froude</i>			

Nota. Elaborado por el autor

4. ANÁLISIS Y RESULTADOS

El estudio de suelos usado ha determinado mediante ensayos de laboratorio las propiedades físicas y geomecánicas del suelo, en la perforación E-10a-1 se ha definido que el suelo está compuesto por grava bien graduada desde los cero hasta los cuatro metros de profundidad, mientras que la perforación E-10a-2, mantiene desde los cero hasta los dos una clasificación de arcillas inorgánicas de alta compresibilidad y desde los dos metros de profundidad, una clasificación de grava mal graduada hasta los siete metros con sesenta centímetros.

Considerando estos parámetros como elementos determinantes al momento de definir los métodos para estimar la socavación, se han planteado dos propuestas para calcular la

socavación local y general. Los métodos se han usado considerando que deben aplicarse a lechos arenosos y granulares, debido a que este estrato (principalmente granulares) se encuentran a una en la zona de estudio y a profundidad de la que se asume que podría llegar la socavación local y general.

Una vez definidos los parámetros hidráulicos y demás variables, se puede estimar la socavación por los distintos métodos propuestos, siendo la estimación manual la que se realiza a continuación y la que se contrapondrá con la estimación calculada por el programa HEC-RAS.

4.1 Estimación manual de la socavación

La socavación estimada corresponde a la causada por la contracción y de manera local ocasionada por los estribos y la pila central de la infraestructura del puente 10 de agosto. Los valores obtenidos corresponden a los respectivos periodos de retorno, especificados anteriormente.

Las expresiones, tanto el método de la velocidad crítica y agua clara, así como las expresiones Froehlich, como se ha indicado anteriormente son aplicables y usadas en lechos granulares, como el estudio de suelos indica que exige en la zona de estudio.

4.1.1. Socavación general y por contracción

Mediante el método de velocidad crítica y agua clara, detallado en el punto 2.2.1. Con la ecuación 21, se puede definir la velocidad crítica, los siguientes periodos de retorno: 50, 100 y 200 años. Siendo esta velocidad crítica la relación que existe entre el área socavada y el área inicial de la sección.

Tabla 17: Tabla con los datos de socavación general en la sección del puente 10 de agosto.

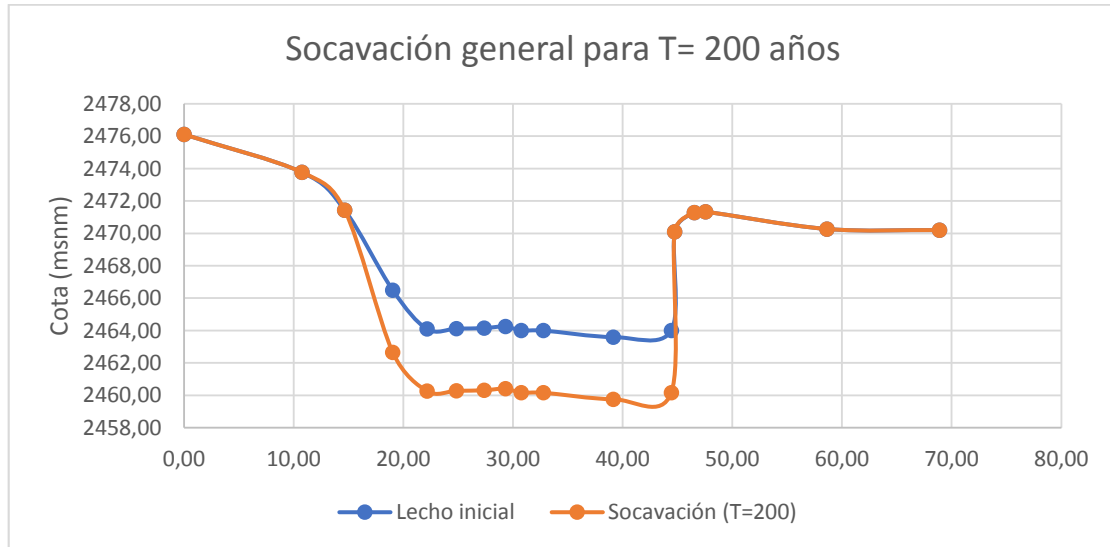
PROFUNDIDAD DE SOCAVACION GENERAL	
Ds (T=50 años)	3.51 m.
Ds (T=100 años)	3.68 m.
Ds (T=200 años)	3.84 m.

Nota. Elaborado por el autor

La figura siguiente tiene el lecho previo a la socavación y un lecho proyectado de cuanto desciende el mismo producto de la socavación causada para los distintos periodos de retorno. Esto se ha realizado al definir cuál sería la cota final del lecho luego de la

socavación, en este caso para definir el efecto de socavamiento asociado a un periodo de retorno correspondiente a 200 años.

Figura 27: Sección transversal del puente 10 de agosto en la cual se observa el lecho original (Azul) y el lecho luego de la socavación de un periodo de retorno de 50 años (Naranja)



Nota. Elaborado por el autor

En la sección del puente, la topografía aledaña se ha modificado, de tal manera que la contracción ejercida por el puente en la sección del río es poco importante. La socavación que ejerce la contracción del puente para los distintos periodos de retorno se muestra a continuación usando la metodología de Straub.

Tabla 18: Tabla con los datos de socavación por contracción en la sección del puente 10 de agosto

PROFUNDIDAD DE SOCAVACION POR CONTRACCIÓN	
D_s (T=50 años)	0.28 m.
D_s (T=100 años)	0.30 m.
D_s (T=200 años)	0.32 m.

Nota. Elaborado por el autor

4.1.2. Socavación en la pila

Aplicando el método de Froehlich (1991) detallado en el punto 2.4.1. mediante la Ecuación 30, se ha estimado la profundidad máxima del anillo de socavación que se produce alrededor de la pila por la acción del flujo al ser obstruido por esta obra civil.

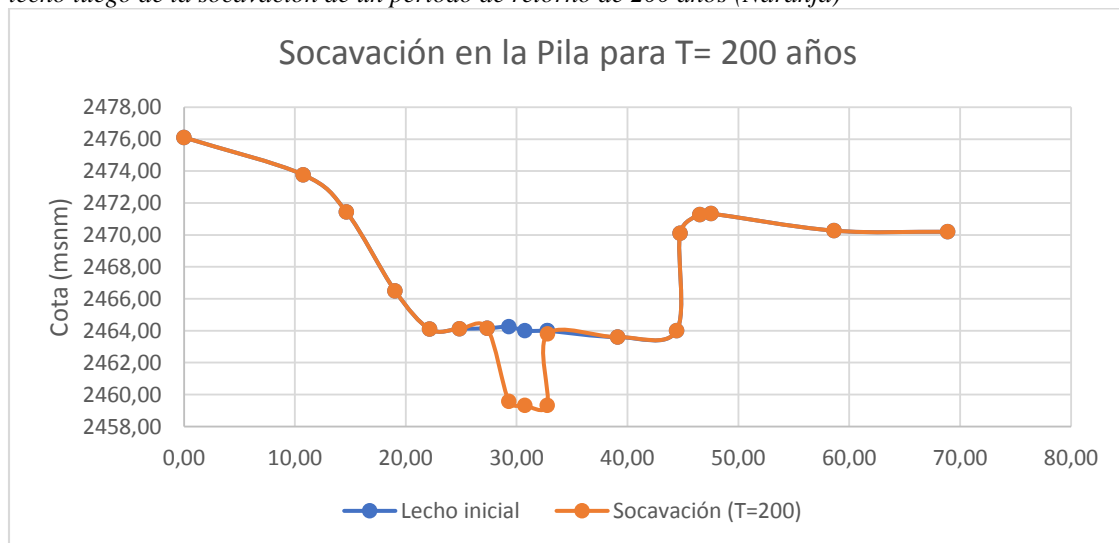
Tabla 19: Tabla con los datos de socavación en la pila central del puente 10 de agosto

PROFUNDIDAD DE SOCAVACION EN LA PILA CENTRAL	
D_s (T=50 años)	4.58 m.
D_s (T=100 años)	4.63 m.
D_s (T=200 años)	4.68 m.

Nota. Elaborado por el autor

La figura siguiente tiene el lecho previo a la socavación del sitio, debajo de la pila y un lecho proyectado de cuanto descende el mismo, producto de la socavación causada en la parte aledaña a este componente para los distintos periodos de retorno. Esto se ha realizado al definir cuál sería la cota final del lecho luego de la socavación, en este caso el socavamiento relacionado a un periodo de retorno de 200 años.

Figura 28: Sección transversal del puente 10 de agosto en la cual se observa el lecho original (Azul) y el lecho luego de la socavación de un periodo de retorno de 200 años (Naranja)



Nota. Elaborado por el autor

4.1.3. Socavación en estribos

Aplicando el método de Froehlich (1991) detallado en el punto 2.5.2. mediante la Ecuación 36, se ha estimado la profundidad máxima de la socavación en cada uno de los estribos por la acción del flujo que llega a ser obstruido por estas obras civiles.

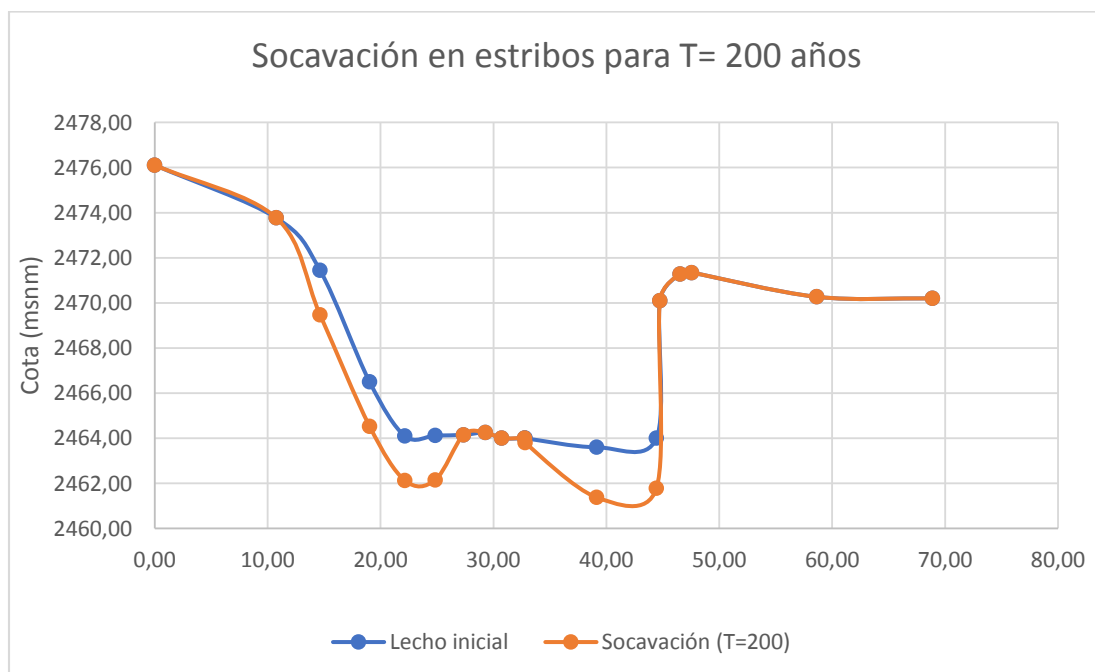
Tabla 20: Tabla con los valores de socavación en cada estribo del puente 10 de agosto

PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN EN ESTRIBOS		
Retorno	Izquierdo	Derecho
D_s (T=50 años)	2.07 m.	3.46 m.
D_s (T=100 años)	2.21 m.	3.58 m.
D_s (T=200 años)	2.33 m.	3.73 m.

Nota. Elaborado por el autor

La figura siguiente tiene el lecho original del sitio y un lecho proyectado de cuanto descende el mismo producto de la socavación en los pies de los estribos causada para los distintos periodos de retorno. Esto se ha realizado al definir cuál sería la cota final del lecho luego de la socavación, en este caso para el fenómeno de socavamiento asociado a un periodo de retorno de 200 años.

Figura 29: Sección transversal del puente 10 de agosto en la cual se observa el lecho original (Azul) y el lecho luego de la socavación local en los estribos, para un periodo de retorno de 200 años (Naranja)



Nota. Elaborado por el autor

4.2. Estimación de la socavación por medio del programa HEC-RAS

La herramienta HEC-RAS permite estimar la socavación en un puente mediante la herramienta “*Hydraulic desing – Bridge Scour*” misma que nos permite determinar los parámetros hidráulicos requeridos para el cálculo e incorpora por defecto algunas expresiones para el cálculo de la socavación generalmente usadas en los Estados Unidos de América. Para el puente de estudio se han definido los métodos de HIRE para cuantificar la tasa de socavación ocasionada en los estribos, CSU para la socavación en la pila central y la metodología de Lischtvan-Levediev, para socavación por contracción.

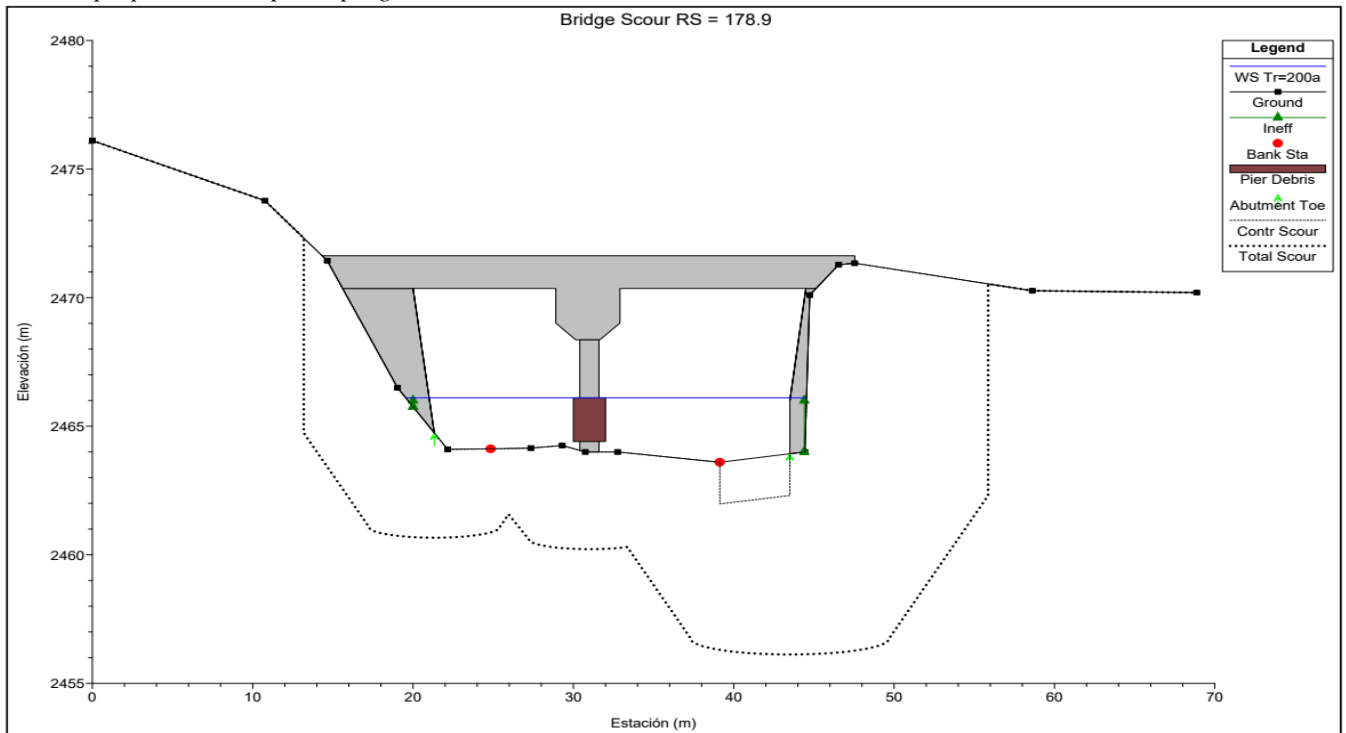
Un elemento importante considerado en la modelación de la socavación en las pilas que usa el programa, es la incorporación de material retenido en la pila del puente, este elemento llamado “*debris*” en el programa ayuda a generar información más cercana a la realidad ya que en este punto del puente, durante las crecidas existe gran cantidad de material retenido en este componente del puente, como son: troncos, maleza, basura, etc.

Tabla 21: *Tabla con los datos de socavación por contracción, pila central y en cada estribo del puente 10 de agosto*

SOCAVACIÓN EN EL PUENTE 10 DE AGOSTO		
Contracción (m)	1.62	
Pila (m)	3.78	
Estribos	Izquierdo (m)	4.07
	Derecho (m)	6.18

Nota. Elaborado por el autor

Figura 30: Sección transversal del puente 10 de agosto, con las estimaciones de socavación proporcionadas por el programa HEC-RAS



Nota. Elaborado por el autor

4.3. Análisis de resultados

La estimación de los resultados proporcionados por la herramienta digital HEC-RAS y su contraposición con los métodos elegidos por la compilación manual presentan algunas divergencias. Es de gran complejidad unificar métodos de socavación para ríos, cada expresión obedece a particularidades de los experimentos bajo las que se concibieron, es por ello que no existen métodos únicos. Queda a juicio y experiencia del modelador queda definir un valor representativo, considerando las particularidades del lecho en cuestión y la capacidad de arrastre o transporte de sedimentos del río [13]. Es importante destacar que la aplicación de los métodos manuales resulta más sencilla al requerir de menos datos de campo para estimar la socavación, sin embargo, la simplicidad de ellos puede causar que los valores disten de la realidad.

Tabla 22: Tabla con los valores de socavación comparativo entre las dos metodologías empleadas

Socavación T = 200 años	HEC-RAS	Manual*
General (m)		
Contracción (m)	1.62	3.84
Pila (m)	3.78	4.68
Estribos	<i>Izquierdo (m)</i>	4.03
	<i>Derecho (m)</i>	6.12
* Manual se refiere a que, para estimar la socavación, se han empleado tres métodos basados en expresiones analíticas simples.		

Nota. Elaborado por el autor

A diferencia de los resultados analizados por la socavación que ocurre en el lecho circundante a la pila central del puente, los datos obtenidos al estimar manualmente la socavación ocurrida en los estribos con relación a los calculados por el programa HEC-RAS, mantienen una mayor diferencia; siendo los que se han obtenido manualmente inferiores.

Esta gran diferencia puede estar en relación con las variables consideradas para el cálculo, mientras la ecuación HIRE, usada por el programa HEC-RAS no mantiene proporcionalidad con la longitud del estribo e incidencia de obstrucción del flujo causado por el mismo, la ecuación de Froehlich considera esta variable como un factor que incide en los resultados de manera proporcional. Algo que puede asociarse a estribos que obstruyen de manera pequeña el flujo y una socavación menor es causada.

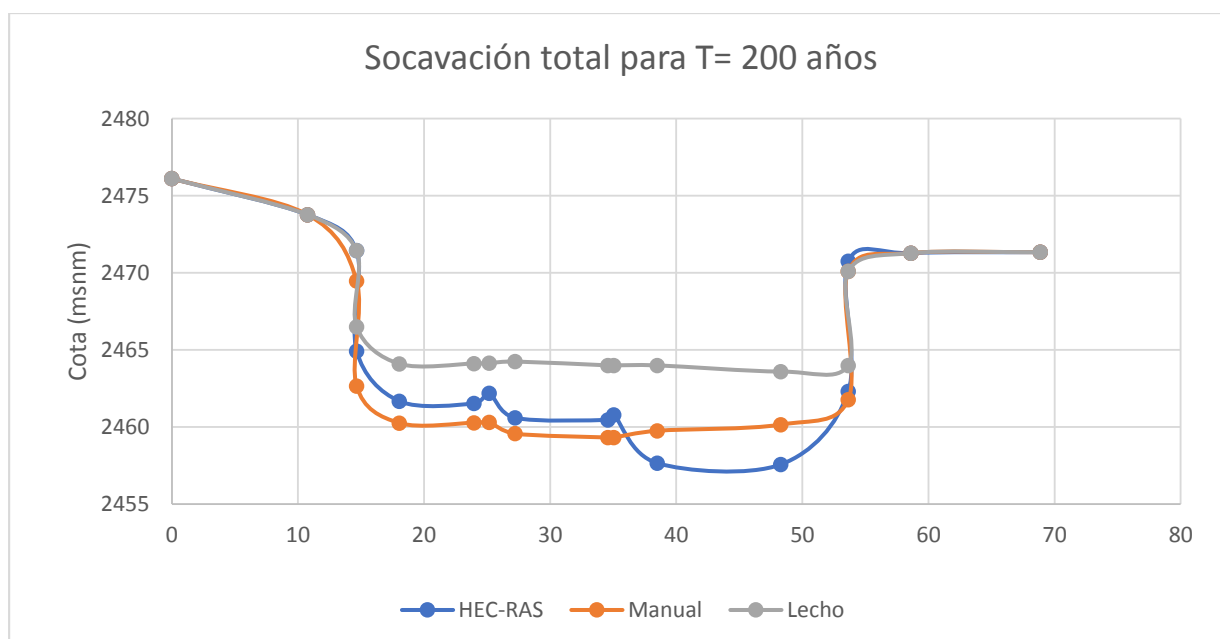
Sin embargo, la diferencia también puede depender de factores ajenos a las variables y más a una realidad de campo. Una de ellas es la aplicabilidad del método. Partiendo de que la expresión de HIRE es elaborada a partir de condiciones experimentales en el río Mississippi [20]. Río que en su lecho mantiene una alta concentración de: limo, arcilla, arena y grava; muy raramente se encuentran cantos rodados [21]. Algo que no podría extrapolarse a condiciones fluviales de ríos de alta montaña como el río Burgay, que mantiene un proceso geodinámico distinto y que presenta una gran concentración de cantos rodados, grava y arena como se ha indicado en el estudio de suelos.

Otro factor a tener en cuenta es el estrato de suelo, como se ha indicado anteriormente, en el estudio de suelos, se pueden distinguir dos estratos; el primero un depósito aluvial que mantiene una profundidad de cerca de tres metros en promedio. Mientras que en la parte inferior se encuentra otro estrato que corresponde a la formación Guapán, cuyas

características geomorfológicas distintas, inciden directamente en la socavación. Algo que no está dentro del alcance de este estudio y que puede incidir en la profundidad final de socavación.

El valor referencial a tener en cuenta, debería tener como orden de magnitud el arrojado por la expresión de Froehlich, calculado manualmente. Valor que se encuentra entre los dos metros (2 m.) para un evento de crecida asociado a un periodo de retorno de 200 años.

Figura 31: Comparación de socavación total entre las dos metodologías planteadas (Compilación manual y uso de HEC-RAS)



Nota. Elaborado por el autor

4.3.2. Principales aspectos de cada método

Socavación general y por contracción

Ambos métodos son capaces de proporcionar estimaciones de la socavación en los estribos. El método de Agua clara - velocidad crítica es fácil de aplicar y no requiere datos complejos, lo que lo hace adecuado para estimaciones rápidas. Sin embargo, no tiene en cuenta la complejidad del flujo hidráulico y no puede estimar la socavación en diferentes condiciones hidrológicas. Por otro lado, el método de Lischtvan - Levediev tiene en cuenta la complejidad del flujo hidráulico y es capaz de estimar la socavación en diferentes condiciones hidrológicas, lo que lo hace adecuado para estimaciones rigurosas. Sin embargo, requiere datos detallados y puede ser complicado de aplicar.

Tabla 23: Matriz con los aspectos cruciales a considerar para aplicar cada método para definir la profundidad de socavación general y por contracción del puente 10 de agosto

SOCAVACIÓN GENERAL Y POR CONTRACCIÓN					
Método	Fortalezas	Debilidades	Ventajas	Desventajas	¿Cuándo usar?
Agua clara - velocidad crítica	1. Es un método simple y económico que utiliza información fácilmente disponible.	1. El método se basa en varias suposiciones simplificadoras, como la uniformidad del flujo y la homogeneidad del lecho, que pueden no ser ciertas en algunos casos.	1. No requiere mediciones de campo ni modelos complejos.	1. No es adecuado para estimar la socavación por contracción.	1. Evaluación preliminar de la socavación general en puentes con bajo riesgo a moderado.
	2. Puede proporcionar una estimación rápida y confiable de la socavación general.	2. Puede existir una variabilidad significativa en los resultados dependiendo de la calidad y cantidad de datos de entrada.	2. Es aplicable a una amplia variedad de situaciones hidrológicas y geomorfológicas.	2. No tiene en cuenta factores como la formación de remolinos o la interacción del flujo con estructuras cercanas.	2. Cuando no se dispone de información detallada sobre las características hidráulicas y geomorfológicas del río.
Lischtvan - Levediev	1. Puede proporcionar una estimación detallada de la distribución espacial de la socavación	1. Requiere mediciones de campo y análisis detallado	1. Tiene en cuenta factores como la interacción del flujo con estructuras cercanas y la formación de remolinos	1. Es más adecuado para situaciones de alto riesgo y donde se requiere una evaluación detallada de la socavación.	1. Requiere datos de campo y un modelo hidráulico numérico
	2. Es aplicable a una amplia variedad de situaciones hidrológicas y geomorfológicas	2. Puede ser costoso y requiere experiencia técnica	2. Permite ajustar los resultados en función de las condiciones locales.	2. Cuando se dispone de información detallada sobre las características hidráulicas y geomorfológicas del río	

Nota. Elaborado por el autor.

Socavación en pilas

Se debe tener en cuenta que la elección del método de estimación de socavación estará determinada por distintas variables, como el tamaño del puente, las condiciones hidráulicas, la disponibilidad de equipo y personal especializado, y la precisión requerida

en los resultados. Como práctica complementaria se puede utilizar una combinación de métodos para obtener resultados más precisos y completos.

Tabla 24: Matriz con los aspectos cruciales a considerar para aplicar cada método para definir la profundidad de socavación en pilas del puente 10 de agosto

SOCAVACIÓN EN PILAS					
Método	Fortalezas	Debilidades	Ventajas	Desventajas	¿Cuándo usar?
Froehlich	1. Fácil de aplicar en campo.	1. No considera los efectos de los vórtices	1. Es económico y rápido	1. Puede presentar errores cuando las condiciones de flujo no son constantes	1. Puentes pequeños y medianos con condiciones de flujo uniforme
	2. No requiere mediciones complejas.	2. No es adecuado para pilas que están parcialmente sumergidas	2. Puede usarse en puentes existentes sin modificar la estructura.	2. No considera los efectos de la turbulencia o vórtices como factores clave en la socavación	
	3. Puede ser utilizado en diferentes tipos de puentes.	3. No es aplicable para condiciones de flujo variables	3. Es adecuado para condiciones de flujo uniforme		
CSU	1. Considera los efectos de los vórtices	1. Requiere mediciones complejas de velocidad y nivel de agua	1. Puede usarse simulando duraciones de crecidas	1. Al requerir un modelo matemático, puede limitarse por la capacidad computacional de cálculo.	1. Puentes grandes con condiciones de flujo variables y con pilas sumergidas en su totalidad o parcialmente.
	2. Puede usarse en pilas parcialmente sumergidas	2. Requiere modelación matemática	2. Sus resultados suelen ser más precisos que otros modelos		
	3. Adecuado para condiciones de flujo variable.	3. Puede ser costoso y requerir de equipos especializados			

Nota. Elaborado por el autor.

Socavación en estribos

En general, ambos métodos son capaces de proporcionar estimaciones aproximadas de la socavación en los estribos. La expresión de Froehlich se enfoca en la complejidad del flujo hidráulico, mientras que, el método HIRE hace hincapié en la estrecha relación entre el flujo y el material del lecho en el estribo. Ambos métodos ayudan a tomar valores estimados de socavación en diferentes condiciones hidrológicas y a lo largo del tiempo. Sin embargo, ambos métodos requieren datos detallados y pueden ser complicados de aplicar, lo que puede limitar su aplicabilidad en algunos casos.

Tabla 25: Matriz con los aspectos cruciales a considerar para aplicar cada método para definir la profundidad de socavación en pilas del puente 10 de agosto

SOCAVACIÓN EN ESTRIBOS					
Método	Fortalezas	Debilidades	Ventajas	Desventajas	¿Cuándo usar?
Froehlich	1. Tiene en cuenta la complejidad del flujo hidráulico en torno al estribo	1. Requiere datos precisos sobre la hidrología y la sedimentación en la zona del estribo	1. Es capaz de predecir la evolución de la socavación en diferentes condiciones hidrológicas y a lo largo del tiempo.	1. Puede ser complicado y requerir habilidades y recursos especializados	Cuando se dispone de datos precisos sobre hidrología y sedimentación en la zona del estribo
	2. Es relativamente fácil de aplicar	2. Puede generar resultados imprecisos si se utilizan valores inexactos de las condiciones hidrológicas o las características de la sedimentación.	2. Proporciona una estimación detallada de la socavación en el estribo.		
HIRE	1. Tiene en cuenta la interacción entre el flujo hidráulico y el material del estribo	1. Requiere datos detallados sobre el material del estribo y su comportamiento mecánico	1. Puede predecir la socavación en diferentes condiciones hidráulicas	1. Requiere datos precisos sobre el comportamiento mecánico del material del estribo	Cuando se desee conocer a detalle el avance de la socavación en estribos siempre que se cuenten con los datos requeridos
	2. Es capaz de predecir la evolución de la socavación en diferentes condiciones hidrológicas a lo largo del tiempo	2. Puede ser complicado y requerir habilidades y recursos especializados	2. proporciona una estimación detallada de la socavación en el estribo.	2. Puede generar resultados imprecisos si se utilizan valores inexactos de las variables requeridas	

Nota. Elaborado por el autor.

4.4. Protección de la infraestructura

Los mecanismos de protección de puentes permiten garantizar la estabilidad de la infraestructura, así como, permitir su funcionamiento continuo. Entre los más comunes tenemos la construcción de barreras en las pilas y estribos para proteger de la acción que ejerce el agua durante las crecidas. Mientras que los mecanismos de protección menos empleados abarcan acciones que influyen en el cauce, como el encauzamiento y otros mecanismos de mejora.

En ocasiones se deben plantear otras soluciones más complejas como la mejora en la cimentación de la estructura del puente, construcción de azudes o presas aguas debajo de la obra para reducir la velocidad del flujo o incluso plantear aliviaderos en el puente y para reducir la contracción ejercida al flujo. Siendo incluso en ocasiones más complejas extender la luz del puente para garantizar la estabilidad y operación del mismo.

Sin embargo, cuando el problema de socavación no ha comprometido aun la estabilidad del puente, mecanismos como resguardo de pilas y estribos mediante escolleras, resulta la medida de protección más habitual [22] No obstante no es una medida de protección permanente, por lo que debe sujetarse a un seguimiento y mantenimiento para garantizar su correcto funcionamiento.

4.4.2. Diámetro de la piedra escollera para la pila central del puente

El colegio de ingenieros civiles de EEUU, ha planteado una expresión, contemplada en su norma para el diseño de protecciones de puentes: HEC-23, publicada en 1993 [14], que permite identificar el diámetro mínimo de piedra escollera para proteger las pilas de un puente ante el fenómeno de socavación [15].

$$D_{50} = \frac{0.692(KV)^2}{2g(\gamma_s - 1)}$$

Ecuación 39

Donde:

- D_{50} es el diámetro medio de la roca, en m.
- K es el coeficiente relacionado a la forma de la pila; 1.5 para pilas redondas y 1.7 para pilas rectangulares
- V es la velocidad del flujo sobre la pila, en m/s

- g es la aceleración de la gravedad, de 9.81 m/s^2
- γ_s es la densidad relativa de la roca, en Kg/m^3

Por lo tanto, de acuerdo a los parámetros hidráulicos del flujo en la pila del puente, asociado a un periodo de retorno de 200 años, se ha determinado como medida de diámetro mínimo de piedra escollera para la protección de 0.72 m.

4.4.3. Protección de escollera en pila central del puente

Dentro de los criterios a tener en cuenta emitidos por la norma para el diseño de protecciones de puentes, antes citada tenemos:

- El ancho del enrocado debe ser de mínimo dos veces el espesor de la pila, desde su borde externo.
- La zona superior del enrocado debe nivelarse con la superficie del lecho del cauce
- El espesor mínimo del enrocado debe ser de tres veces el diámetro calculado (D_{50})
- El tamaño máximo de la roca no debe sobrepasar por el doble el diámetro calculado
- Espesor mínimo de la escollera es de 3 veces el diámetro medio de la partícula calculada ($3D_{50}$) o la profundidad causada por la socavación general (contracción y degradación a largo plazo) o profundidad de la canaleta del encofrado, lo que sea mayor.

Figura 32: Imagen en planta para considerar el ancho mínimo de enrocado, dos veces el diámetro de la pila. [20]

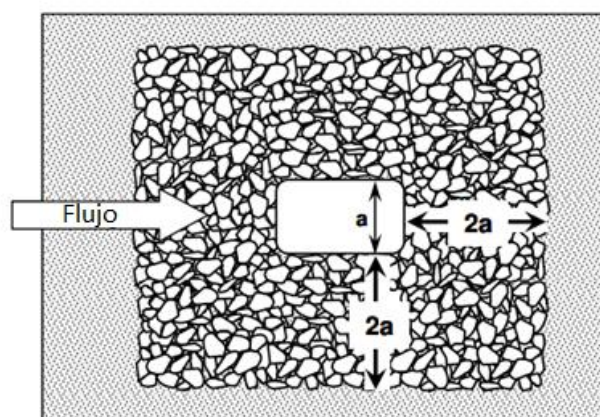
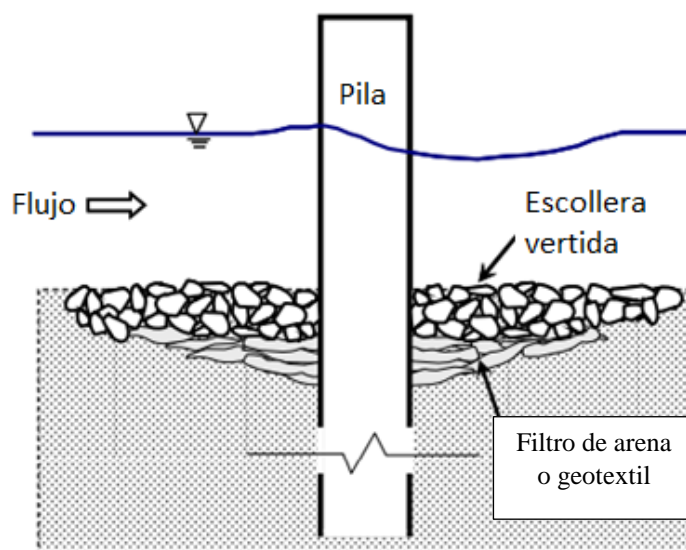


Figura 33: Imagen de perfil para considerar el espesor mínimo de enrocado [20]



De acuerdo a los criterios mínimos de diseño indicados anteriormente y los parámetros hidráulicos correspondientes al efecto de la pila en el curso de agua, se han definido las medidas mínimas del método de protección mediante piedra escollera en la pila del puente.

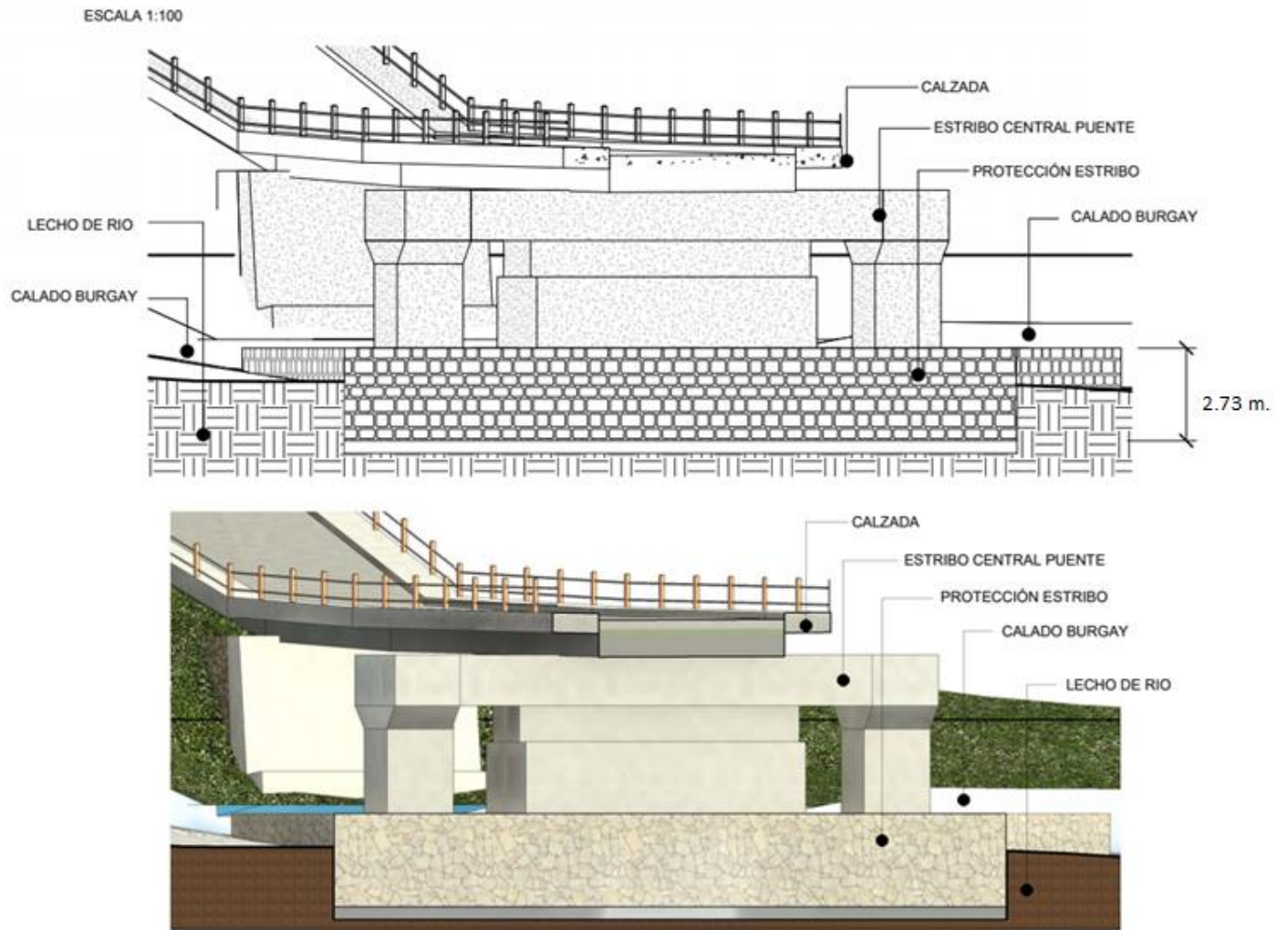
Tabla 26: Dimensiones de la barrera de protección de piedra escollera alrededor de la pila central.

PARÁMETRO	CRITERIO	VALOR
Ancho de la protección	2(a)	2 m.
Espesor de protección	Socavación por contracción	2.73 ¹ m.
Cobertura de lecho filtrante	4/3(a)	1.33 m.

Nota. Elaborado por el autor

¹ Se toma el valor medio de la socavación por contracción y general calculados

Figura 34: Corte transversal de la sección del puente de la calle 10 de agosto con su protección de escollera.



Nota. Elaborado por el autor

4.4.4. Diámetro de la piedra escollera para los estribos del puente

El método empleado para estimar el diámetro que se requiere para la protección de los estribos del puente se encuentra contemplado en la norma HEC-23 del departamento de transporte de los Estados Unidos [15].

Para secciones que mantengan un valor en el parámetro Número de Froude menor o igual a 0.80 se recomienda usar la siguiente expresión:

$$\frac{D_{50}}{y} = \frac{K}{(\gamma_s - 1)} \left[\frac{V^2}{gy} \right]$$

Ecuación 40

Donde:

- D_{50} es el diámetro medio de la roca, en m.
- K es el coeficiente relacionado a la forma del estribo, 0.89 para estribos con taludes y 1.02 para estribos verticales
- V es la velocidad del flujo sobre el estribo, en m/s
- g es la aceleración de la gravedad, de 9.81 m/s^2
- γ_s es la densidad relativa de la roca, en Kg/m^3

Para secciones que mantengan un valor en el parámetro Número de Froude mayor a 0.80 se recomienda usar la siguiente expresión:

$$\frac{D_{50}}{y} = \frac{K}{(\gamma_s - 1)} \left[\frac{V^2}{gy} \right]^{0.14}$$

Ecuación 41

Donde:

- D_{50} es el diámetro medio de la roca, en m.
- K es el coeficiente relacionado a la forma del estribo, 0.61 para estribos con taludes y 0.69 para estribos verticales
- V es la velocidad del flujo sobre el estribo, en m/s
- g es la aceleración de la gravedad, de 9.81 m/s^2
- γ_s es la densidad relativa de la roca, en Kg/m^3

Debido a las condiciones hidráulicas que se ejercen en los estribos, entre ellas el Número de Froude < 0.8 se hace uso de la ecuación 39, para calcular el diámetro de la piedra para la protección, considerando un periodo de retorno de 200 años, con ello el valor es de 0.22 m.

4.4.5. Protección de escollera en estribos del puente

Los criterios mínimos contemplados en la norma HEC-23 anteriormente citada, consideran lo siguiente:

- Extensión de la escollera desde el pie de estribo es de 2 veces el calado de aproximación al estribo o en su defecto de 7.5 metros, si su valor calculado es más alto
- La extensión de la escollera en el contrafuerte del estribo es de 2 veces el calado de aproximación al estribo o en su defecto de 7.5 metros, si su valor calculado es menor
- Se deben proteger los aleros de los estribos con piedra escollera con 0.6 metros por encima del nivel de agua durante el caudal de retorno usado para el diseño
- El espesor de la protección escollera no debe ser menor que 1.5 el D_{50} o en su defecto el valor del D_{100}
- La escollera debe contener un material filtrante, geotextil, para evitar el lavado de finos
- Si se requiere protección de estribo en un puente nuevo o existente que invade el canal principal, entonces se debe considerar un alero de escollera para la guía del flujo

Figura 35: Imagen en planta para considerar el ancho mínimo de enrocado para la protección del estribo [9]

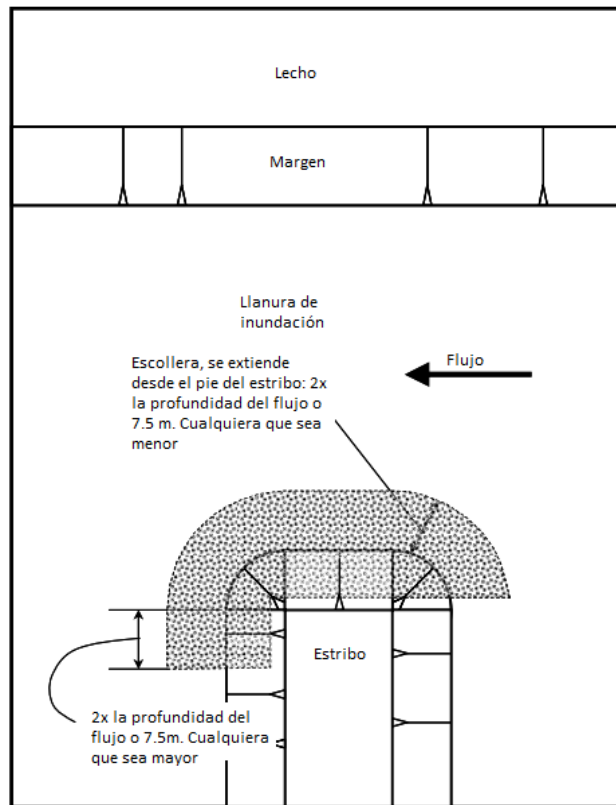
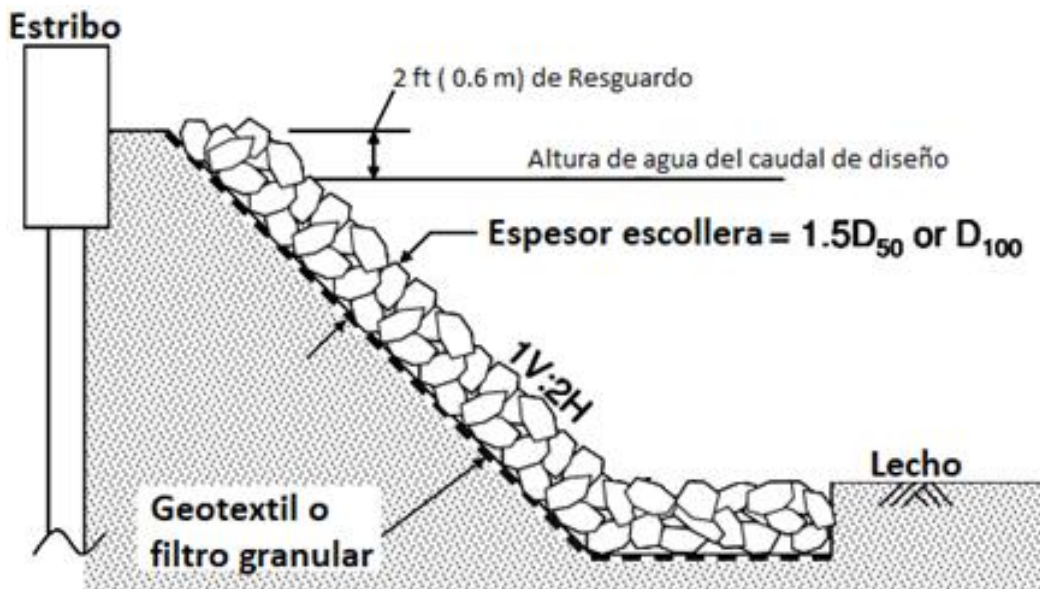


Figura 36: Imagen de perfil para considerar el espesor mínimo de enrocado y resguardo.[9]



De acuerdo a los criterios mínimos de diseño indicados anteriormente y los parámetros hidráulicos correspondientes al efecto en los estribos por acción del flujo, se han definido las medidas mínimas del método de protección mediante piedra escollera

Tabla 27: Dimensiones de la barrera de protección de piedra escollera alrededor de los estribos.7

PARÁMETRO	CRITERIO	VALOR
Ancho de la protección estribo	$2(y)$ o 7.5 m.	2.50 m.
Ancho de la protección en el contrafuerte	$2(y)$ o 7.5 m.	7.50 m.
Espesor de protección	$1.5(D_{50})$	0.33 m.

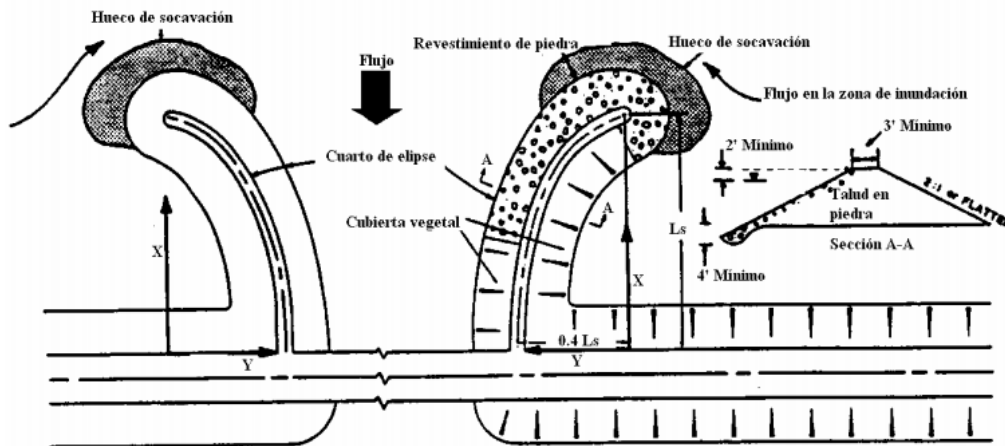
y: es el calado, en m

Nota. Elaborado por el autor

A partir de la información generada y las condiciones propias de la infraestructura, no se recomiendo implementar esta medida de protección debido a que los estribos del puente están inmiscuidos en el cauce del río. Siendo este un elemento crucial al momento de plantear esta medida.

Es por ello que se debería implementar una medida alterna, como puede ser la construcción de aleros guía o también llamados diques de encauzamiento; cuya función principal radica en dirigir el flujo de agua a la apertura del puente de una manera gradual, aprovechando al máximo la capacidad hidráulica del puente y lo que también se incorpora con esta medida de protección, es un traslado de la mayor tasa de socavación, al punto inicial del alero y no en el contrafuerte del estribo [15].

Figura 37: Guía para el modelamiento de diques de encauzamiento [13]



Como indica la figura 38, para el dimensionamiento de los diques de encauzamiento se parte de un cuarto de elipse, donde el eje mayor está definido por la variable (Ls) y el eje menor por una proporcionalidad del mismo de 0.4(Ls).

La ecuación de la elipse que define el dimensionamiento del dique de encauzamiento es la siguiente:

$$\frac{X^2}{L_s^2} + \frac{Y^2}{(0.4L_s)^2} = 1$$

Ecuación 42

Largo del dique:

Para poder definir el largo del dique de encauzamiento (Ls) se hace uso de un ábaco que ha sido desarrollado mediante experimentación en la Universidad de Colorado (EEUU) quienes a partir de datos proporcionados por USGS ha permitido crear el nomograma de la figura 39.

Para el uso del nomograma antes descrito se requiere conocer las siguientes variables:

- Q es el caudal total del flujo, en m³/s
- Q_f es el caudal interceptado por el estribo, en m³/s
- Q_A es el caudal en 30 metros adyacente al estribo, en m³/s
- b es la longitud de la apertura del puente, en m
- A_{n2} Es la sección de paso de agua en el puente, en m²
- V_{n2} es el promedio de la velocidad por la apertura del puente, en m/s

$$V_{n2} = \frac{Q}{A_{n2}}$$

- Q_f/Q_A es la relación de flujo en el dique de encauzamiento en el nomograma se indica como Q₁/Q_{30m}
- Ls es la longitud proyectada del dique de encauzamiento en m.

Figura 38: Nomograma para estimar la longitud del dique de encauzamiento. [23]

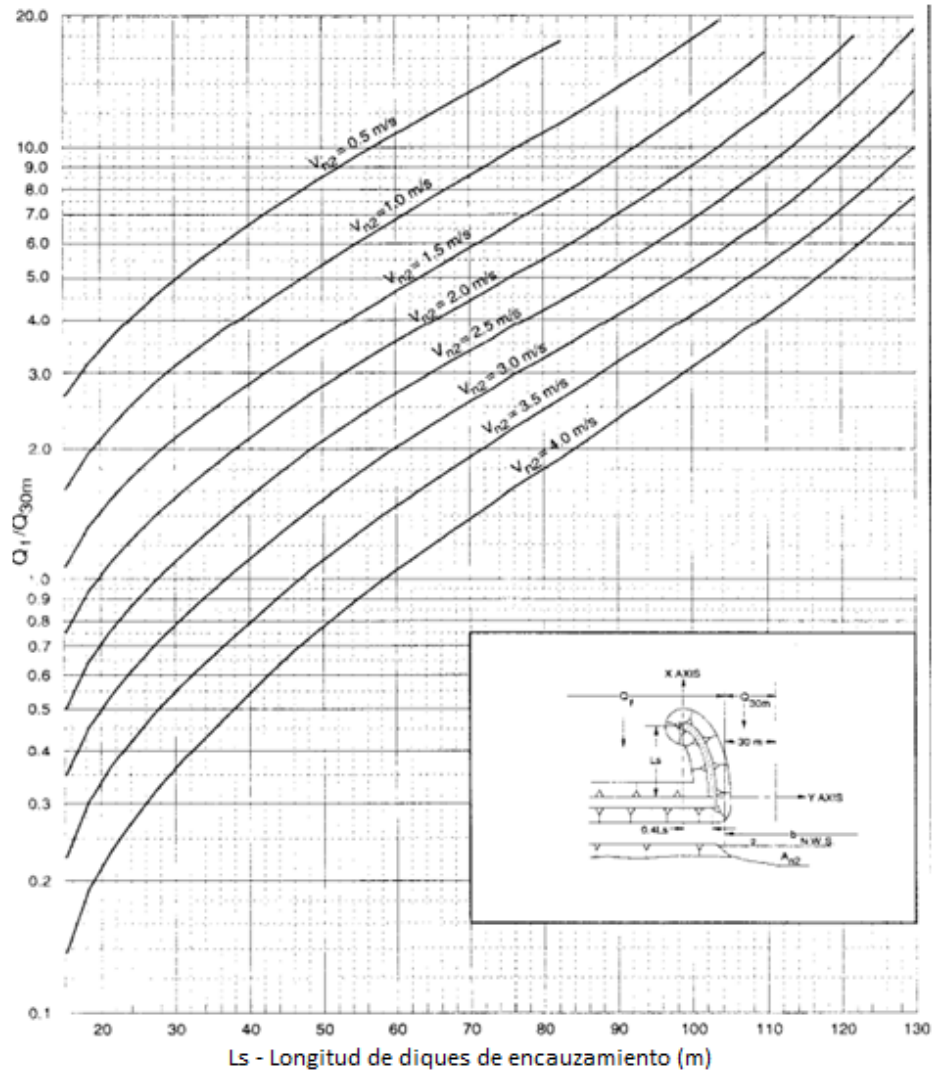


Tabla 28: Parámetros hidráulicos requeridos para el uso del nomograma

ESTRIBO IZQUIERDO		ESTRIBO DERECHO	
Qf(m3/s)	4.92	Qf.(m3/s)	1.24
Ao (m2)	2.38	Ao (m2)	1.21
V2n (m/s)	1.38	V2n (m/s)	1.38
Q1/Q30m	0.070	Q1/Q30m	0.018
Qf. Es el caudal obstruido por el estribo			
Q Es el caudal total = 70.78 m ³ /s			
Ao Es el área de obstrucción			
An2 Es el área de paso útil en el puente = 49.20 m ²			
V2n Es la velocidad media en la sección del puente			

Nota. Elaborado por el autor

De acuerdo a lo calculado en función de los parámetros hidráulicos la relación $Q1/Q30m$ es menor a 0.1 por lo que no hay una curva asignada para esos valores y ante ello se toma el valor mínimo de (Ls) para diques de encauzamiento que es de 15 metros [15].

Para el dimensionamiento del enrocado de los diques de encauzamiento se deben considerar los siguientes parámetros:

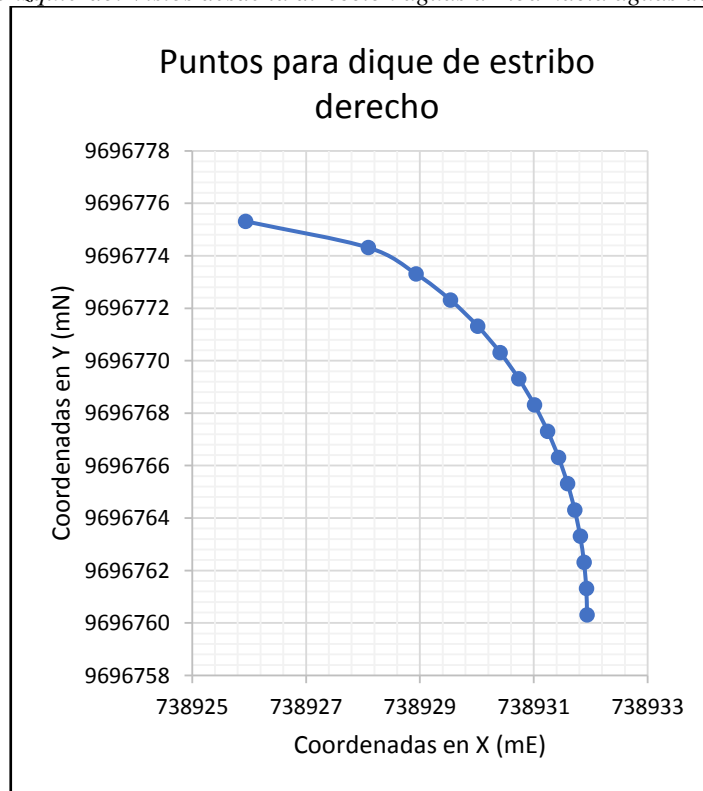
- Se debe colocar piedra en todo el dique de encauzamiento en el lado en contacto con el arroyo, mientras que la parte interna, que tiene contacto con el estribo o terreno natural, no necesariamente requiere protección con piedra.
- El dimensionamiento de la piedra se realiza a partir de la metodología planteada en el punto 4.4.4 donde $D_{50} = 0.22$ m
- La altura debe ser igual al calado esperado en la avenida de diseño más 0.6 m de seguridad. Para el caso en cuestión es de $Y_n = 2.59$ m, a lo que se adiciona el factor de seguridad dando una $h = 3.19$ m.
- El talud recomendado para el muro escollera que conforma el dique es de 1V:2H y el ancho mínimo en la corona es de 1 m.

Tabla 29: *Coordenadas para emplazamiento del dique de encauzamiento, para cada uno de los estribos, alineados con el vértice de cada estribo aguas arriba*

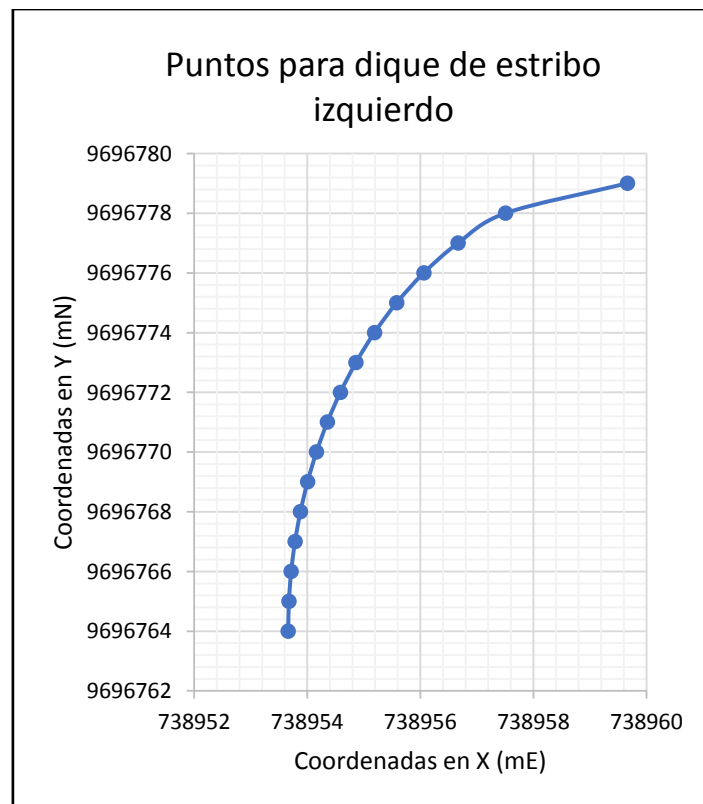
Cuarto de elipse		Estribo derecho		Estribo izquierdo	
Y	X	Y	X	Y	X
0	6.00	738932	9696760	738954	9696764
1	5.99	738932	9696761	738954	9696765
2	5.95	738932	9696762	738954	9696766
3	5.88	738932	9696763	738954	9696767
4	5.78	738932	9696764	738954	9696768
5	5.66	738932	9696765	738954	9696769
6	5.50	738931	9696766	738954	9696770
7	5.31	738931	9696767	738954	9696771
8	5.08	738931	9696768	738955	9696772
9	4.80	738931	9696769	738955	9696773
10	4.47	738930	9696770	738955	9696774
11	4.08	738930	9696771	738956	9696775
12	3.60	738930	9696772	738956	9696776
13	2.99	738929	9696773	738957	9696777
14	2.15	738928	9696774	738958	9696778
15	0.00	738926	9696775	738960	9696779
Vértice estribo derecho		X = 738932		Y = 9696760	
Vértice estribo izquierdo		X = 738954		Y = 9696764	

Nota. Elaborado por el autor

Figura 39: Emplazamiento de los diques de encauzamiento para cada estribo (a) para el estribo derecho y (b) para el estribo izquierdo. Vistos desde la dirección aguas arriba hacia aguas abajo



(a)



(b)

5. RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES:

- El estudio hidrológico realizado por el GAD Municipal de Azogues en 2009 reveló que los caudales pico modelados no se ajustaron a la realidad. Esto sugiere que los datos utilizados en el modelo hidrológico podrían subestimar los caudales esperados para eventos extremos. Por lo tanto, se ha considerado el caudal punta correspondiente a un periodo de retorno de 200 años para establecer los valores máximos estimados de socavación.
- Este estudio ha permitido obtener información sobre las profundidades máximas de socavación que podrían generarse en el puente de la calle 10 de agosto. Estos datos son útiles para proponer medidas de protección para la infraestructura.
- Debido a la falta de planos de la obra civil del puente de la calle 10 de agosto, desconocemos la profundidad de la cimentación de los estribos y la pila central. Como resultado, no se puede estimar el posible riesgo de afectación de la infraestructura en relación a los datos de socavación estimados.
- Los métodos utilizados y las expresiones empleadas para definir la socavación se basan en resultados experimentales de otros ríos, principalmente en Estados Unidos. Es crucial ajustar estas expresiones para su aplicación en entornos locales, lo cual requiere realizar estudios adicionales, como la modelación física, para calibrar las variables según las condiciones del sitio.
- Los datos obtenidos sobre socavación corresponden a un flujo permanente, lo que significa que la duración de los caudales máximos se considera constante. Sin embargo, en condiciones reales, las crecidas son transitorias y tienen una duración específica. Esto puede resultar en datos elevados que podrían mejorarse si se obtuviera información válida sobre la duración del evento y la variación de los caudales, como un hidrograma de crecida y el modelado en estado no permanente.
- Con base en los datos obtenidos, se ha identificado que la obra civil del puente de la calle 10 de agosto puede verse afectada significativamente en sus cimentaciones. Por lo tanto, se requiere la implementación de obras de protección para evitar que la constante socavación comprometa la estabilidad estructural del puente.
- Tras analizar las ventajas y desventajas de los análisis manuales y el uso del software HEC-RAS, se concluye que el uso del programa es más recomendable para este caso de estudio. Aunque la estimación manual de la socavación es más

sencilla de aplicar, los valores que proporciona son más altos y requieren ser verificados en la realidad. Por otro lado, el uso del programa HEC-RAS ofrece datos más realistas y considera más variables en su evaluación. Por lo tanto, se recomienda el uso del software, a pesar de ser más complejo, debido a que considera más criterios en la evaluación.

- Es importante implementar medidas de protección para la infraestructura del puente, como la propuesta para proteger la pila central. Sin embargo, no es posible aplicar una protección similar a los estribos debido a su ubicación en el cauce del río. Por lo tanto, se requiere una medida alternativa para proteger los estribos.
- Como alternativa a la protección de los estribos, se ha considerado el diseño de diques de encauzamiento. Sin embargo, estos proporcionan valores por debajo de los nomogramas de diseño. Según la norma HEC-23, si los valores son inferiores a los contemplados, se pueden omitir estas medidas de protección.
- Una alternativa viable es trabajar con medidas de bioingeniería que permitan encauzar el flujo de manera gradual. En este estudio, se ha mantenido la longitud mínima de los diques de encauzamiento (15 metros) para que futuras investigaciones puedan utilizar esta información y proponer diferentes alternativas más amigables con el entorno, como varias propuestas existentes

6. BIBLIOGRAFÍA:

- [1] «IPCC_AR6_WGII_FullReport.pdf». Accedido: 23 de enero de 2023. [En línea]. Disponible en: https://report.ipcc.ch/ar6/wg2/IPCC_AR6_WGII_FullReport.pdf
- [2] M. Gutiérrez Elorza, *Geomorfología*. Madrid [etc: Pearson-Prentice Hall, 2009.
- [3] V. T. Chow, *Hidráulica de los canales abiertos*. Santafé de Bogotá: McGraw-Hill, 1998.
- [4] A. Rocha, *Hidráulica de tuberías y canales*. Universidad Nacional de Ingeniería, 2010.
- [5] J. P. Martín Vide, *Ingeniería de ríos*. Barcelona: Edicions UPC, 2002.
- [6] H. H. Chang, «River morphology and river channel changes», *Trans. Tianjin Univ.*, vol. 14, n.º 4, pp. 254-262, ago. 2008, doi: 10.1007/s12209-008-0045-3.
- [7] P. A. Basile, *Transporte de sedimentos y morfodinámica de ríos aluviales*, Primera Edición. UNR Editora, 2018.
- [8] A. Arrienta, «Iniciación del movimiento». Universidad de Cartagena, 2013. [En línea]. Disponible en: https://d1wqtxts1xzle7.cloudfront.net/61222040/hidraulica_fluvial20191114-125342-105hbd0-with-cover-page-v2.pdf?Expires=1659114548&Signature=AYw6oPOO2p4kF94KBJIBxNgzSOZmYAwf318f2rsun3DMSKj6A94lnYG3aHtv8LmIee9D0-GYtf-XZXR~2snU6bt1dCPNNrKN2pz8t8zsRAUxGE~rIZJL5QORIRsZbLh6NB5qL1cYy3LRsmvYCHj33oda31XL~U--w2WLILRdNCKJGkKPdML9h7-UbvBdzhdRug6VtDvSxWDyTMcZ2cRyTPXtU6kXXUy3LvvyjUrS-DIKIRxidyC-DVncjlLASy5SNvNckzfXNrJXPZCBE0VKQtIO3e~J-NYsmmIHsoE9ojMoLCJWZoIot3f8uh6HfJ-u~~AGrEILKrSyQmibntkTXiw__&Key-Pair-Id=APKAJLOHF5GGSLRBV4ZA
- [9] L. Jones, L. W. Zevenbergen, y A. Associates, «River Engineering for Highway Encroachments», p. 648, 2001.
- [10] R. Ramírez, *Transporte de sedimentos con Python*, Primera., vol. Volumen 1. Perú, 2021.
- [11] J. Toapaxi, «Análisis de la Socavación en Cauces Naturales», *Rev. Politécnica*, vol. 35, n.º 3, p. 11, 2019.

- [12] M. E. Álvarez Guevara, *Socavación en puentes: Evaluación, instrumentación y cálculo*. Editorial Universidad del Cauca, 2021.
- [13] M. E. Guevara, «Socavación en Puentes», en *Socavación en puentes*, p. 542.
- [14] L. Arneson, L. Zevenbergen, P. Lagasse, y P. Clopper, «Evaluating Scour at Bridges», p. 340, abr. 2012.
- [15] P. Lagasse *et al.*, «Bridge Scour and Stream Instability Countermeasures: Experience, Selection, and Design Guidance». septiembre de 2009.
- [16] H. A. Aguinaga Ramírez, «ESTUDIO DE LA SOCAVACIÓN EN LOS ESTRIBOS DEL PUENTE CASCAJAL - OLMOS ANTE MÁXIMAS AVENIDAS», *Repos. Inst. - USS*, 2019, Accedido: 6 de septiembre de 2022. [En línea]. Disponible en: <http://repositorio.uss.edu.pe/handle/20.500.12802/6042>
- [17] MTOP, «Estudios para la cicloruta Cuenca- Azogues - Biblián y sendas peatonales sobre la antigua línea férrea», Azogues, Diseño geotécnico, 2019.
- [18] J. Romo, «Modelo Hidráulico del Río Burgay», GAD Municipal de Azogues, Azogues, 2022.
- [19] L. Timbe y R. Celleri, «Análisis de vulnerabilidad del río Burgay», CG Paute, Azogues, Consultoría, 2009.
- [20] Federal Highway Administration, «Publications - Hydraulics - Bridges & Structures», 2012. https://www.fhwa.dot.gov/engineering/hydraulics/library_arc.cfm?pub_number=17&id=151 (accedido 7 de septiembre de 2022).
- [21] «Geomorphic Characteristics of Streams in the Mississippi Embayment Physiographic Region of Kentucky.pdf». Accedido: 23 de enero de 2023. [En línea]. Disponible en: <https://eec.ky.gov/Environmental-Protection/Water/PermitCert/WQ401Cert/Documents/Geomorphic%20Characteristics%20of%20Streams%20in%20the%20Mississippi%20Embayment%20Physiographic%20Region%20of%20Kentucky.pdf>
- [22] «20_SOCAVACION_PUENTES_7_MEDIDAS_PROTECCION.pdf». Accedido: 24 de enero de 2023. [En línea]. Disponible en: https://www.hidrojing.com/wp-content/uploads/Bibliografia/20_SOCAVACION_PUENTES_7_MEDIDAS_PROTECCION.pdf
- [23] A. Pizarro, S. Manfreda, y E. Tubaldi, «The Science behind Scour at Bridge Foundations: A Review», *Water*, vol. 12, n.º 2, Art. n.º 2, feb. 2020, doi: 10.3390/w12020374.



Andrés Felipe Andrade Ortega, portador de la cédula de ciudadanía N° **0301760609**, en calidad de autor y titular de los derechos patrimoniales del trabajo de titulación “**Evaluación de la socavación en el puente de la calle 10 de agosto - Azogues**” de conformidad a lo establecido en el artículo 114 Código Orgánico de la Economía Social de los Conocimientos, Creatividad e Innovación, reconozco a favor de la Universidad Católica de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos y no comerciales. Autorizo además a la Universidad Católica de Cuenca, para que realice la publicación de éste trabajo de titulación en el Repositorio Institucional de conformidad a lo dispuesto en el artículo 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Azogues, **24 de julio de 2023**

F:

Andrés Felipe Andrade Ortega

C.I. 0301760609