

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



“ESTUDIO DE LA EROSIÓN LOCAL EN LOS PILARES DEL PUENTE PUNTA MORENO EMPLAZADO EN EL CAUCE DEL RÍO CHICAMA, LA LIBERTAD 2019”

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN: HIDRÁULICA

AUTORES:

BR. BENITES LIÑAN EDWIN ALEXANDER

BR. BELTRÁN SÁENZ CHRISTIAN ALEJANDRO

ASESOR:

ING. DR. CABANILLAS QUIROZ GUILLERMO JUAN

TRUJILLO - PERÚ

2020

PRESENTACIÓN

Señores miembros del jurado:

De conformidad y en cumplimiento con los requisitos estipulados en el reglamento de Grados y Títulos de la Universidad Privada Antenor Orrego, ponemos a vuestra disposición la presente Tesis titulada: “ESTUDIO DE LA EROSIÓN LOCAL EN LOS PILARES DEL PUENTE PUNTA MORENO EMPLAZADO EN EL CAUCE DEL RÍO CHICAMA, LA LIBERTAD 2019”, para obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil.

Atentamente,

Br. Beltrán Sáenz, Christian Alejandro

Br. Benites Liñan, Edwin Alexander

Trujillo, 9 de julio de 2020

DEDICATORIA

La presente investigación se la dedicamos principalmente a Dios, quien es el ser principal y proveedor de todo en cuanto hemos necesitado durante este largo y hermoso camino a la realización de una de las más grandes metas.

A nuestros padres, por su más sincero e incondicional apoyo durante todos estos años de formación de lo que hoy en día somos. Es un privilegio contar siempre con ustedes.

Bach. Beltrán Sáenz, Christian Alejandro

Esta tesis se la dedico en primer lugar a mi familia en general, de la cual siempre recibí su apoyo y confianza para lograr todos los objetivos trazados, sin su apoyo este camino hubiese sido más difícil. En segundo lugar, a todos los que contribuyeron en la realización de esta investigación; amigos y docentes que nos brindaron su ayuda desinteresada.

Bach. Benites Liñan, Edwin Alexander

AGRADECIMIENTOS

Agradecemos a Dios por habernos guardado y guiado por el camino correcto ya que gracias a su infinita misericordia llegamos a cumplir una de nuestras más deseadas metas.

Agradecemos a nuestros padres por la confianza y apoyo hacia nuestro diario caminar rumbo al éxito, y por siempre estar a nuestro lado con palabras de aliento y ánimo.

Los autores

RESUMEN

La presente investigación realiza una estimación de la socavación local en los pilares del puente Punta Moreno, ya que tanto la acumulación de sedimento y la socavación en los pilares representan una amenaza para la sub estructura, es en este punto donde logramos identificar acumulación de sedimento en uno de los pilares que está obligando al cauce a desplazarse hacia el norte ocasionando una muy probable erosión de la rívera en el lado derecho del cauce, es inevitable el hecho de que una máxima avenida deje en muy malas condiciones este sector del emplazamiento. Por lo que es necesario conocer cómo y de qué manera se puede presentar; mediante un escenario virtual empleando modelos numéricos bidimensionales para así conocer y verificar de manera visual dicho comportamiento y así tomar decisiones en función al planteamiento de numerosas soluciones para contrarrestar estos efectos negativos.

Se llevó a cabo el levantamiento topográfico del cauce del río Chicama en el sector del emplazamiento del puente "Punta Moreno" obteniendo cotas que están en un intervalo de 403 a 504 msnm; la estimación del caudal de máxima avenida para un periodo de retorno de 500 años nos dió como resultado 4394.44 m³/s. Con el apoyo de un modelo hidráulico bidimensional calculamos el tirante máximo, con unos valores que oscilan en un rango de entre 4.33 y 5.77 m; hemos obtenido velocidades máximas representativas que se encuentran aguas abajo del puente con valores que están entre 11.45 y 13.73 m/s, en el sector del puente está entre 9.16 m/s y 11.45 m/s. Gracias a la elaboración del modelo hidráulico, concluimos que de los tres el más afectado es el pilar central, con un intervalo de 3.25 a 3.51m de profundidad para la socavación y la socavación máxima en el pilar izquierdo es de 2.99m, y en el pilar derecho alcanza un valor máximo de 1.68 m. De acuerdo a lo observado en el modelo, con respecto al transporte de sedimentos, en el sector de los pilares es mediamente fuerte, el intervalo está entre 0.06 m²/s y 0.08 m²/s.

ABSTRACT

The present investigation makes an estimate of the local undermining in the pillars of the Punta Moreno bridge, since both the accumulation of sediment and the undermining in the pillars represent a threat to the sub-structure, it is at this point that we can identify sediment accumulation in one of the pillars that is forcing the riverbed to move north causing a very probable erosion of the riverbed on the right side of the riverbed, it is inevitable that a maximum flood will leave this sector of the site in very bad conditions. So, it is necessary to know how and how it can be presented; by means of a virtual scenario using two-dimensional numerical models in order to know and visually verify said behavior and thus make decisions based on the approach of numerous solutions to counteract these negative effects. The topographic survey of the Chicama river bed was carried out in the sector of the "Punta Moreno" bridge site, obtaining heights in the range of 403 to 504 MASL; the estimation of the maximum flood flow for a return period of 500 years resulted in 4394.44 m³/s. With the support of a two-dimensional hydraulic model we calculated the maximum tensioner ,with values ranging from 4.33 to 5.77 m; we obtained representative maximum speeds that are located downstream of the bridge with values between 11.45 and 13.73 m/s, in the bridge sector is between 9.16 m/s and 11.45 m/s. Thanks to the elaboration of the hydraulic model, we conclude that of the three most affected is the central pillar, with an interval of 3.25 to 3.51m depth for undermining and maximum undermining in the left pillar is 2.99m, and in the right pillar reaches a maximum value of 1.68 m. According to the observed in the model, with respect to sediment transport, in the sector of the pillars is medium strong, the interval is between 0.06 m²/s and 0.08 m²/s.

ÍNDICE

I. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Problema de investigación	1
• Estimación del caudal.....	16
• Estimación de la socavación.....	20
1.2. Formulación del problema	22
• Problema general.....	22
• Problemas específicos	23
1.3. Objetivos	23
• Objetivo general	23
• Objetivos específicos.....	23
1.4. Justificación del estudio	24
II. MARCO DE REFERENCIA	24
2.1. Antecedentes del estudio	24
2.2. Marco Teórico	26
• Socavación:.....	26
• Socavación local:	26
• Método de Larras (1963).....	27
2.3. Marco Conceptual	27
2.4. Hipótesis	28
2.4.1. Hipótesis general.....	28
2.4.2. Hipótesis específicas	28
2.5. Variables: Operacionalización de la variable	29
2.5.1 Variables Dependiente:	29
2.5.2. Variable Independiente:.....	29
III. METODOLOGÍA	30
3.1. Tipo y nivel de investigación	30
3.2. Población y muestra.	30
3.3. Técnicas e instrumentos de investigación.	30
3.4. Diseño de Investigación.	31
3.5. Procesamiento y análisis de datos.	31
IV. RESULTADOS	32
4.1. Análisis e interpretación de resultados.	32
4.2. Prueba de hipótesis	73
V. DISCUSIÓN DE RESULTADOS	73

CONCLUSIONES	76
RECOMENDACIONES	77
REFERENCIAS	78
ANEXOS	80

ÍNDICE DE TABLAS Y GRÁFICOS

Imagen 1: Primer puente del que se tiene registro.....	1
Imagen 2: Comportamiento de la estructura de un arco.....	2
Imagen 3: Puente Romano de Mérida – Alcántara.....	3
Imagen 4: Socavación en un pilar del puente de Alcántara.....	4
Imagen 5: Puente incaico Huarautambo – Prov. Yanahuanca, Pasco.....	5
Imagen 6: Puente Trujillo, Lima (1608 – 1610).....	6
Imagen 7: Vista Satelital – Punta Moreno.	8
Imagen 8: Vista Satelital – Puente Punta Moreno.....	9
Imagen 9: Vista Satelital – Puente Punta Moreno.....	10
Imagen 10: Perspectiva del puente Punta Moreno.....	10
Imagen 11: Perspectiva del puente Punta Moreno.....	11
Imagen 12: Perspectiva del puente Punta Moreno.....	11
Imagen 13: Perspectiva del puente Punta Moreno.....	12
Imagen 14: Resumen de las mediciones de los pilares.....	12
Imagen 15: Perspectiva del pilar izquierdo del puente Punta Moreno.....	13
Imagen 16: Morfología de un foso – Erosión local.	13
Imagen 17: Morfología de un foso – Erosión Local.	14
Imagen 18: Perspectiva del pilar derecho – Conexión puente nuevo.....	15
Imagen 19: Perspectiva del puente – Nueva extensión.....	15
Imagen 20: Extracción de muestras del cauce.....	16
Imagen 21: Data contenida en la estación Salinar	16
Imagen 22 Caudales Instantáneos – Estación Salinar	18
Imagen 23: Características hidráulicas del río.....	19
Imagen 24: Características hidráulicas del río.....	19
Imagen 25: Medidas del pilar.	21
Imagen 26: Ángulo de ataque.	21
Imagen 27: Vista ortogonal del sector del cauce levantado	33
Imagen 28: Modelo digital de elevaciones.....	33
Imagen 29: Área de intervención.....	34
Imagen 30: Curva granulométrica del material que compone el cauce del río Chicama - Sector puente Moreno.....	36
Imagen 31: Procesamiento de la información topográfica en ArcGIS.	37
Imagen 32: Conversión de ráster a ASCII.	37
Imagen 33: Esquema de uso de suelos – Rugosidades de Manning.....	38
Imagen 34: Importación de la geometría para la creación del modelo computacional IBER.....	39
Imagen 35: Sectorización del área de ubicación de los pilares.....	39

Imagen 36: Sectorización del área de ubicación de los pilares.....	40
Imagen 37: Creación de las superficies NURBS.....	41
Imagen 38: Asignación de tamaños de mallado en función a los requerimientos	41
Imagen 39: La Malla de modelo ha sido creada.....	42
Imagen 40: Rugosidades para ríos de más de 100 pies de Ancho Fuente: (Chow, 1983, pág. 111)	42
Imagen 41: Asignación de la rugosidad al cauce del río.	43
Imagen 42: Rugosidades para planicies de inundación Fuente: (Chow, 1983, pág. 111)	43
Imagen 43: Asignación de la rugosidad para las zonas de cultivos.	44
Imagen 44: Asignación de la rugosidad para las zonas de ríos y cultivos.....	44
Imagen 45: Estimación del caudal para T=500 años.....	63
Imagen 46: Ingreso de caudal de máxima avenida para un T=500 años.	64
Imagen 47: Superficie enmallada.	64
Imagen 48: Asignación de las elevaciones en la superficie enmallada.	65
Imagen 49: Vista isométrica de la superficie topográfica.	65
Imagen 50: Asignación de los parámetros de tiempo.....	66
Imagen 51: Asignación de los parámetros generales.....	66
Imagen 52: Asignación de los parámetros sedimentológicos.....	67
Imagen 53: Finalización del proceso de cálculo.	67
Imagen 54: Tirante máximo en el instante $t= 3010$ s.....	68
Imagen 55: Tirante máximo en el instante $t= 3010$ s – Sector del puente.....	68
Imagen 56: Velocidad máxima en el instante $t= 3010$ s.	69
Imagen 57: Velocidad máxima en el instante $t= 3010$ s – Sector del puente.	69
Imagen 58: Erosión y sedimentación en el instante $t= 3010$ s.	70
Imagen 59: Socavación local en los pilares del puente.....	70
Imagen 60: Socavación local en el pilar central.	71
Imagen 61: Socavación local en el pilar izquierdo.....	71
Imagen 62: Socavación local en el pilar derecho.	72
Imagen 63: Transporte de sedimentos.....	72
Tabla 1: Caudales Instantáneos – Estación Salinar.....	17
Tabla 2: Rugosidad Manning.....	18
Tabla 3: Parámetro de ajuste K_f	20
Tabla 4: Parámetro de ajuste K_o	22
Tabla 5: Tamizado del material por tamaño.	35
Figura 1: Esquema de ubicación de La Libertad	7
Figura 2: Esquema de ubicación – Provincia de Ascope.....	7
Figura 3: Esquema de ubicación – Distrito de Ascope.....	8

I. INTRODUCCIÓN

1.1. Problema de investigación

En el mundo, uno de los principales problemas que aquejan a la humanidad es el manejo e implementación de los recursos hídricos, y el entendimiento del comportamiento de los fluidos, incluso el hecho de emplazar estructuras en los cauces para aprovechamiento de las mismas representa un problema que amerita análisis, estas pequeñas estructuras las cuales emplearán como medios para cruzar a través de ellos serán objeto de investigación hasta nuestros días y más allá a lo largo de la historia de la humanidad.

Sin embargo, no es sólo el hecho de colocar un tablero sobre piedras de soporte que sirvan de pilares lo que nos dé una idea de un puente, si no que el empotramiento de esta estructura en el lecho del cauce debe ser lo más adecuado posible. La primera idea sobre la construcción de un puente probablemente se dio hace cientos de miles de años, cuando el ser humano que ya caminaba erguido pudo entender que, si caminaba a través de piedras o peñascos que se encuentran generalmente en cauces rocosos, podría cruzar éste sin tener problema alguno.

Esta idea se ha ido madurando con el pasar de los años, teniendo cada vez un concepto más y más sólido sobre lo que respecta a un puente, siendo los primeros los puentes de arco, ya que generalmente servían para cruzar de un lado a otro los pequeños cauces de quebradas o riachuelos.

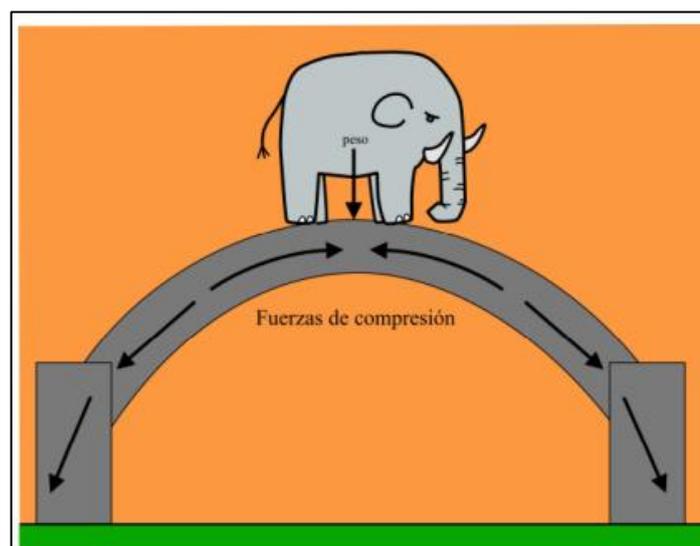


*Imagen 1: Primer puente del que se tiene registro.
Fuente: (Martinez Cutillas, 2011, pág. 4)*

A lo largo de la historia probablemente se han construido muchas variedades de puentes, tal vez resultados de muchos intentos fallidos o como llamamos hoy “iteraciones” que tienen como escenario a la realidad en toda su magnitud, puesto que creemos que la naturaleza y sus leyes físicas que la rigen se ha encargado de demostrar su superioridad arrastrando cualquier obstáculo que el agua encuentre a su paso a través de un cauce. En la imagen superior tenemos al que probablemente sea el primer puente de la historia y el más duradero hasta la actualidad, éste es el puente de Arkadiko en Grecia que de acuerdo a los expertos está datado aproximadamente en el 1300 a.c.

Estos restos arqueológicos demuestran el ingenio del ser humano y su agudeza frente a la necesidad de cruzar un lecho de río, por otro lado, está el criterio de que su estructura planteada no demuestre ser un obstáculo para la circulación del caudal natural de esta quebrada, si no que armonice con ella, dejando un espacio lo suficientemente grande para que éste caudal fluya con total libertad sin arrastrar la estructura a su paso.

Como se puede apreciar los puentes inicialmente han sido elaborados a base de piedras encalladas y apiladas unas tras otra de tal manera que encajen lo más exactamente posible para asegurar su resistencia al deslizamiento entre las piezas y posterior colapso de la estructura.



*Imagen 2: Comportamiento de la estructura de un arco.
Fuente: Del Rosario Cedrés, 2014, pág. 6*

Cabe resaltar que la forma de arco que tiene la estructura le da toda la estabilidad que necesita, puesto que hoy en día, ya con conocimientos avanzados en ingeniería se conoce que el efecto de presión que ejercen las piezas de un arco colocado en posición vertical hace una sumatoria de cero "0" eliminando las fuerzas de tracción al colocarse de manera armónica y en serie para así formar un sistema estructural simétrico como el de la imagen superior. Además, es importante tener en cuenta que los griegos aplicaron esta metodología de construcción basado en arcos a lo largo de todo su desarrollo como cultura y civilización, esta premisa se puede observar en sus diferentes estructuras pertenecientes a templos sagrados y palacios que perduran hasta nuestros días.



*Imagen 3: Puente Romano de Mérida – Alcántara.
Fuente: Del Rosario Cedrés, 2014, pág.6*

Los puentes se fueron perfeccionando poco a poco y siendo influenciados por los griegos, los romanos idealizaron y construyendo estructuras mucho más ambiciosas, tal como se puede apreciar en la imagen superior, una de ellas es el puente romano de Mérida, este es de estructura semicircular, es decir forma de arco de medio punto, la ventaja de esta técnica es que permite el paso de un volumen muy grande de agua a través de él sin arrastrarlo, esto también aportó muchos conocimientos a los romanos de la época sobre el transporte de caudal de un lado a otro lo que posteriormente permitió desarrollar sus famosos hoy en día sistemas de acueductos.

Sin embargo, no es de la estructura de un puente de lo que hablaremos, sino de cómo hicieron para que a pesar de existir los fenómenos naturales que traían consigo máximas avenidas, durasen dichas estructuras hasta nuestros días, teniendo pocos estragos producto de la erosión de sus pilares o estribos que sirvieron para emplazarlos alguna vez, y de cómo hicieron para adaptarse al lecho del río, contemplando todas las características hidrodinámicas que hoy en día se conocen y que en aquel entonces no se tenía idea.



*Imagen 4: Socavación en un pilar del puente de Alcántara.
Fuente: Bardales Salazar, 2013, pág. 62*

Después de aproximadamente 500 años, se pueden apreciar recién con suficiente contraste los efectos de la socavación y erosión en uno de los pilares del puente alcántara en Roma, y como se puede distinguir en la imagen, se están realizando labores de restauración por ser un patrimonio de la humanidad, sin embargo, teniendo en cuenta este detalle, nosotros podemos resaltar que es evidente que el diseño planteado al inicio no ha funcionado y que muchas veces se ha visto derribado por la crecida, entonces debido a esto podemos suponer que su diseño final ha sido resultado de muchas pruebas fallidas, algo así como un planteamiento iterativo, y al final se ha quedado el puente más estable y resistente que ha llegado hasta nuestros días con pocos estragos producto de la erosión por el paso del agua.

Por otro lado, a esto le sumamos la degradación de los materiales de construcción de la estructura del puente, que está demás decir que no son

eternos, más aún la junta que une los bloques de piedra, cuyo diseño de mortero no debe ser para una duración muy prolongada, puesto que su elaboración dependía de los conocimientos adquiridos a través de la experiencia de los arquitectos y constructores de la época.



*Imagen 5: Puente incaico Huarautambo – Prov. Yanahuanca, Pasco.
Fuente: Bardales Salazar, 2013, pág. 72*

El puente ubicado en Yanahuanca, considerado uno de los primeros puentes del Perú, denominado “puente inca”, es una de las estructuras más emblemáticas de la representación de las técnicas constructivas europeas en el país, técnica introducida en la región peruana con la llegada de los españoles, ya que los puentes de la época incaica, aproximadamente por el siglo X a la XIII eran solamente puentes colgantes hechos a base de cuerdas elaboradas con material vegetal extraído del mismo lecho del río.

Este puente de la imagen superior está constituido de 15 pilares de mampostería de piedra colocados de manera consecutiva a lo largo de la sección del cauce, además cuenta con la proyección de una losa o tablero también de piedra, la forma de las concavidades formadas por los pilares y el tablero permiten el paso libre del caudal del río a través de ellos, sin ocasionar problemas que involucren el colapso del puente o el arrastre de los pilares por completo, además de reducir evidentemente los efectos de erosión de la rivera o socavación del cauce del río en el sector en donde se encuentran emplazados dichos pilares.

Sin embargo, con el paso de los años, las técnicas y criterios para emplazar un puente en la sección de un cauce se han ido mejorando, inclusive el material

con el que se construyen los puentes es muy diferente al día de hoy, pues poco a poco se ha ido prescindiendo del uso de rocas apiñadas y se ha ido innovando con nuevas tecnologías que emplean al concreto como materia prima, y lo refuerzan con acero contenido en su interior formando una especie de armazón que servirá de soporte.



*Imagen 6: Puente Trujillo, Lima (1608 – 1610).
Fuente: Bardales Salazar, 2013, pág. 72*

En la imagen superior tenemos a unos de los primeros puentes de concreto armado y piedra (Mixto) que se emplazaron en la costa del Perú, en la ciudad de Lima para ser exactos, el cual dio inicio a una numerosa cantidad de puentes que se han construido al día de hoy, entre puentes de acero, concreto, acero/concreto, concreto y piedra, sin embargo, la deposición y arrastre de sedimentos ha sido su mayor desventaja, además de la erosión y socavación de la rivera y pilares respectivamente.

Cabe resaltar que ya a nuestros días y nuestra realidad, uno de los principales problemas presentados en los ríos costeros es el arrastre y transporte de material aluvial a lo largo de toda la cuenca y cómo se puede ir depositando en las estructuras que sean emplazadas en cualquier punto del cauce, provocando así que el curso del río tome otro rumbo y en algunas ocasiones se desplace de manera lateral erosionando la rivera del lado contrario a la acumulación del sedimento.

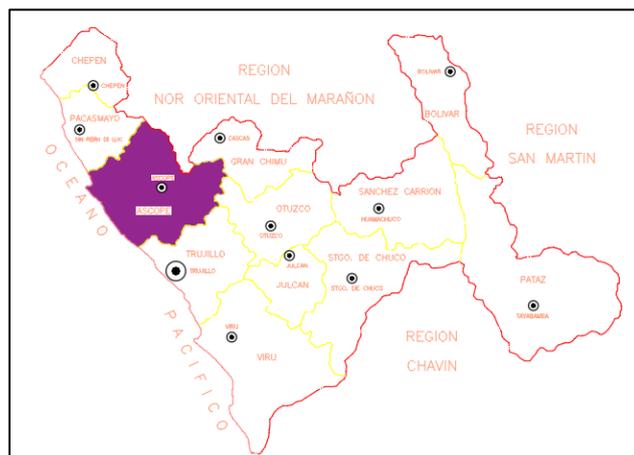
En nuestro departamento de la Libertad, hemos identificado a través de imágenes satelitales y visitas de campo a la zona, en la localidad de Punta Moreno, sector perteneciente al distrito de Ascope, un puente emplazado en el cauce del río Chicama, que muestra justamente los problemas mencionados

con anterioridad, para ello a continuación adjuntaremos líneas más abajo luego de describir con más detalle la georreferenciación, localización y ubicación del escenario en donde se desarrolla nuestro proyecto.



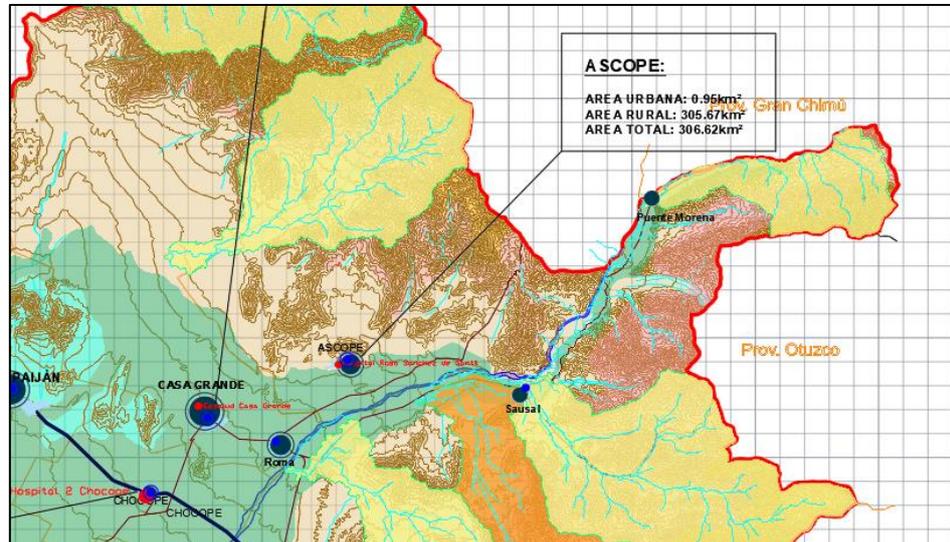
*Figura 1: Esquema de ubicación de La Libertad
Fuente: Maps – Geo GPS.*

El departamento de La Libertad se encuentra ubicado en la parte Nor Occidental del Perú, colindando por el norte con San Martín y Lambayeque, por el este con Cajamarca, por el Sur con Ancash y por el Este con el Océano pacífico.



*Figura 2: Esquema de ubicación – Provincia de Ascope.
Fuente: Maps – Geo GPS.*

La provincia de Ascope se encuentra ubicada en la parte Nor Occidental del departamento de la Libertad, colindando por el sur con la provincia de Trujillo, por el norte con la provincia de Pacasmayo, por el Este con el departamento de Cajamarca, y por el Oeste con el océano pacífico.



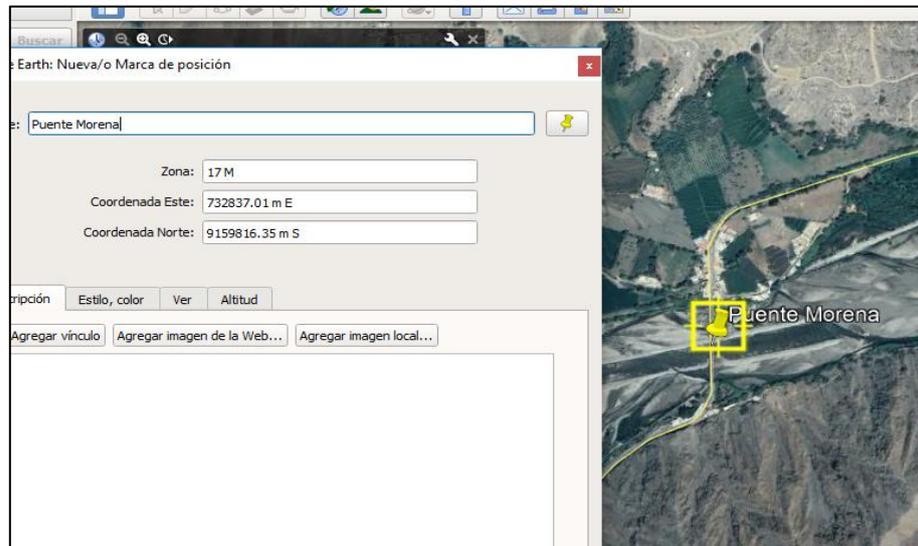
*Figura 3: Esquema de ubicación – Distrito de Ascope.
Fuente: Región La Libertad – Portal.*

El distrito de Ascope se encuentra Ubicado en la Parte nororiental de la provincia que lleva el mismo nombre, colinda por el Sur con el distrito de Chicama, por el Este con el departamento de Cajamarca finalmente por el norte y Oeste con el Distrito de Casa Grande.



*Imagen 7: Vista Satelital – Punta Moreno.
Fuente: Google Earth*

La localidad de Punta Moreno se encuentra ubicada al este del distrito de Ascope y es uno de 09 caseríos, en la imagen superior podemos observar que esta localidad se ha desarrollado al pie del río Chicama, en este escenario se encuentra ubicado nuestro proyecto.



Nuestro punto de interés está ubicado en las coordenadas 9159816.35 m S y 732837.01 m E en el Huso 17S, Sur – Datum: WGS84 con una elevación media de 440 msnm (Fuente: Google Earth Pro), aquí se encuentra emplazado el puente Punta Moreno, que cruza de un lado a otro al cauce del río Chicama.



*Imagen 8: Vista Satelital – Puente Punta Moreno.
Fuente: Google Earth.*

Es en este punto en donde logramos identificar acumulación de sedimento en uno de los pilares que está obligando al cauce a desplazarse hacia el norte ocasionando una muy probable erosión de la rivera en el lado derecho del

cauce, es inevitable el hecho de que una máxima avenida deje en muy malas condiciones este sector del emplazamiento.



*Imagen 9: Vista Satelital – Puente Punta Moreno.
Fuente: Google Earth*

Hemos sombreado de color rojo el margen del cauce para resaltar el problema de sedimentos expuesto anteriormente, además es probable que las velocidades en este sector sean muy bajas debido a la poca pendiente lo cual evita que la carga sedimentaria siga su curso a través del cauce, distribuyéndose aguas abajo.



*Imagen 10: Perspectiva del puente Punta Moreno.
Fuente: Autoría Propia.*

Realizamos la toma de medidas del puente Moreno, con la finalidad de recrear posteriormente la estructura a través de un software de procesamiento de imágenes digitales, como el AutoCAD CIVIL 3D, el ancho del puente fue de 3.70 m.



*Imagen 11: Perspectiva del puente Punta Moreno.
Fuente: Autoría Propia.*

Decidimos hacer una visita técnica al lugar para observar más cerca el problema de carga sedimentaria en el río, y pues hemos como podemos apreciar, tenemos caudal circundante en el cauce, además se puede ver a simple vista que se han formado islotes en medio del cauce, inclusive uno de nosotros aprovechó la oportunidad para recolectar muestras del sedimento acumulado.



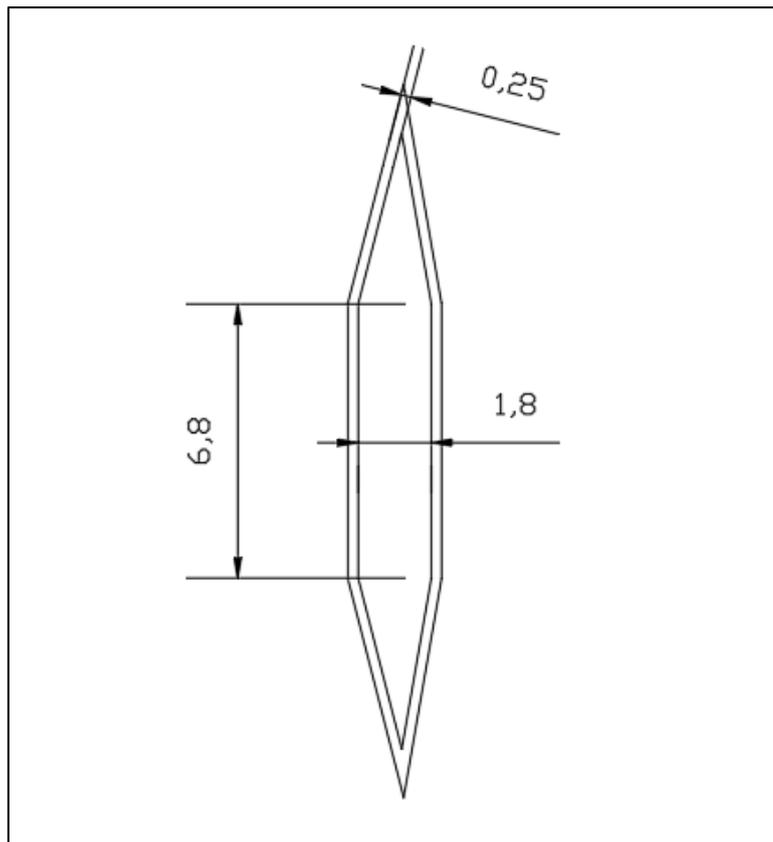
*Imagen 12: Perspectiva del puente Punta Moreno.
Fuente: Autoría Propia.*

Inmediatamente realizamos una visita del cauce aguas arriba del puente, en donde debido al bajo nivel del tirante se nos permitió recolectar información sobre las dimensiones de los pilares que forman parte de la sub estructura, la altura de los pilares registrada fue de 5.30m.



*Imagen 13: Perspectiva del puente Punta Moreno.
Fuente: Autoría Propia.*

Además de eso, se puede apreciar del otro lado la cantidad de sedimento acumulado, está representando un problema en el pilar izquierdo, por lo que creemos necesaria la simulación de una avenida extraordinaria bajo estas condiciones, empleando un modelo numérico tridimensional.



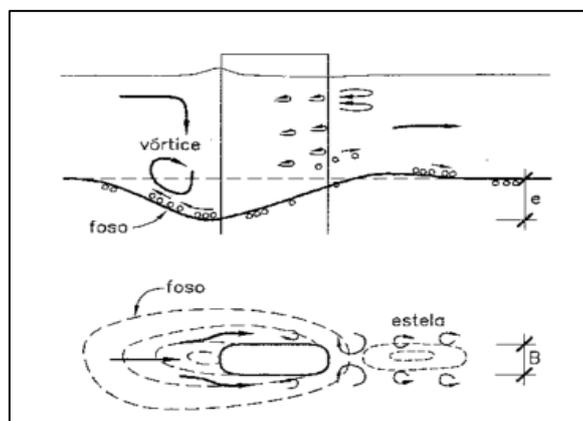
*Imagen 14: Resumen de las mediciones de los pilares.
Fuente: Autoría Propia.*

Los pilares que forman parte de la subestructura del puente Punta Moreno resultan ser estructuras típicas, las cuales están separadas de la losa del puente mediante juntas de neopreno, las cuales garantizan un adecuado desempeño de la estructura proyectada debido a que no involucran directamente los esfuerzos producidos en la base del puente con la losa idealizada en la parte superior.



*Imagen 15: Perspectiva del pilar izquierdo del puente Punta Moreno.
Fuente: Autoría Propia.*

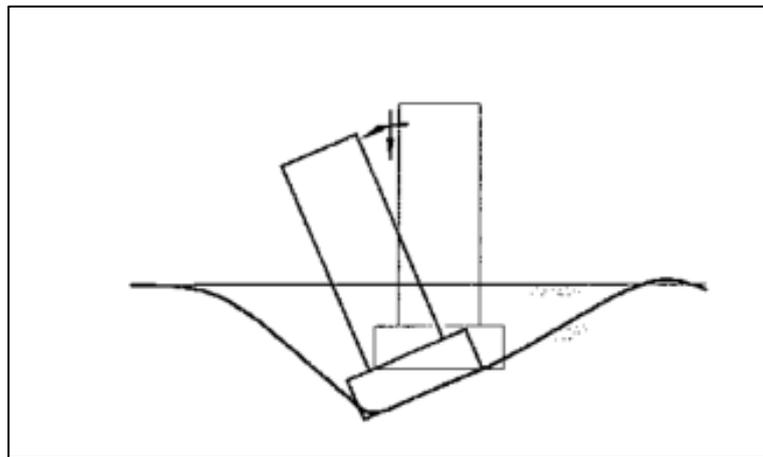
En este pilar observamos y comprobamos la acumulación de sedimento mostrada en la imagen satelital que está haciendo al río desplazarse hacia la derecha, lo cual ya ha presentado problemas anteriormente, puesto que el puente tiene una extensión debido a la erosión en la margen derecha con una avenida extraordinaria anterior.



*Imagen 16: Morfología de un foso – Erosión local.
Fuente: Vide Martín, 1997, pág. 253*

La erosión que se origina alrededor de cualquier obstáculo en el lecho de un río, como por ejemplo los pilares de un puente se define como erosión, sin embargo, el fenómeno físicamente consiste en que alrededor del pilar acaecen velocidades mayores a las medias en el resto del cauce, las cuales vienen acompañadas de vórtices tanto frontales como laterales, estos vórtices o pequeños remolinos son los responsables de la socavación, ya que los granos del material que rodea el pilar es aspirado por dichos vórtices y el fondo asemeja una sensación de parecer hervir debido al movimiento de los granos de material.

Este tipo de fenómeno es realmente preocupante si se da en sectores específicos localizados precisamente en lugares donde más daño puede ocasionar a un puente.



*Imagen 17: Morfología de un foso – Erosión Local.
Fuente: Vide Martín, 1997, pág. 254*

Según Martín Vide se describen 2 modalidades diferentes para el caso de la erosión local, una es cuando el caudal y la velocidad no son capaces de poner en movimiento el material del lecho del río, pero los vórtices generados si son capaces de socavar el pilar a la cual se le llama “erosión de aguas claras” (Vide Martín, 1997) y en la segunda que en la cual existe un transporte general del material de fondo del río al mismo tiempo que sucede la erosión local a este se le conoce como “erosión de lecho vivo”. La naturaleza del equilibrio de las fosas formadas no es la misma en ambos casos, difiere debido a que en el primero no existe erosión en la fosa una vez alcanzado el equilibrio, mientras que para el segundo caso la cantidad de material transportado por la corriente se compensa con la cantidad de material que sale de la fosa. Este tipo de

fenómenos es inherente e inevitable para lo cual creemos que no existe una fórmula de la hidráulica que pueda explicar totalmente su comportamiento, entonces debido a esta característica confiamos en las enormes ventajas de un modelo hidráulico en el cual el flujo sea tridimensional, aquí podremos estudiar con detenimiento un sinnúmero de posibilidades y escenarios mediante los cuales se pueda describir el comportamiento de este fenómeno tan característico.



*Imagen 18: Perspectiva del pilar derecho – Conexión puente nuevo.
Fuente: Autoría Propia.*

Tal como se ha mencionado anteriormente, ya se ha tenido un antecedente de erosión de la rivera en la margen derecha por lo que se ha colocado una extensión de puente en estructura Bailey que ha servido de soporte, sin embargo, estas estructuras solo son provisionales.



*Imagen 19: Perspectiva del puente – Nueva extensión
Fuente: Autoría Propia.*

De este lado se puede apreciar mejor la erosión sufrida en la rivera y cómo esto afectó el emplazamiento del puente obligando a extender un tramo de aproximadamente 40m de longitud.



Imagen 20: Extracción de muestras del cauce.
Fuente: Autoría Propia.

Mediante auscultación hemos determinado la ubicación de la zona para la extracción de muestras de material con respecto al cauce en estudio, para lo cual nosotros hemos retirado 8 kg de muestra en dos sectores diferentes, dichas muestras las llevaremos a laboratorio en donde les haremos un ensayo de mecánica de suelos, para lo cual determinaremos la granulometría del material, su peso específico, entre otras propiedades físicas y mecánicas requeridas para el análisis.

- Estimación del caudal

Estación: SALINAR										
Tipo 1	CONVENCIONAL									
Tipo 2	HIDROMÉTRICA									
Variable	Fuente	Fecha Inicio	Fecha	Hora	Valor	Cantidad	Datos	%	Descargar Estación	Descargar Datos
CAUDAL PRO 1DIA	PECHAVIMOCHIC	01/01/1950	01/05/2019	00:00	26.08	24325	25323	96		
CAUDAL PRO 1DIA	SENAMHI	07/12/2016	16/09/2019	00:00	3.18	848	1014	84		
CAUDAL INS	SENAMHI	01/03/2017	17/09/2019	06:00	3.06	561	-	-		
CAUDAL INS	PECHAVIMOCHIC	01/01/2013	02/05/2019	06:00	25.94	4046	-	-		

Imagen 21: Data contenida en la estación Salinar
Fuente: ANA

Para tener una idea del caudal de máxima avenida que necesitaremos y que a su vez se nos exige en el manual de Hidrología del MTC, por ello hemos consultado la disponibilidad de la data hidrológica en la web site de la Autoridad Nacional de Agua, que nos muestra información no muy densa respecto al caudal instantáneo, esto último es lo se requiere para la estimación de la socavación.

Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Setiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Q Ins Max
2013	41.45	131.82	226.39	160	23.87	16.97	7.7			13.43	10.35	35.6	226.39
2014	32.87	62.9	141.42	53.24	80.91	16.32	5.63	1.4	1.7	1.95	2.8	15.2	141.42
2015	72.64	99.6	307.1	158.08	62.23	24.61	4.29	2.5	1.3	3.12	10.33	11.52	307.1
2016	107.72	166.07	130.54	154.47	21.54	5.48	2.81	1.74	0.73	0.73	0.55	0.18	166.07
2017			274.76	219.53		40.73	18.47	8.94	5.89	8.29	5.59	15.12	274.76
2018	31.71	88.29	87.49	108.53	54.28	17.87	6.37	1.64	1		7.64	14.32	108.53
2019	8.74	111.98	123.95	87.76	26.45	11.91	7.53	4.67	3.43				123.95

*Tabla 1: Caudales Instantáneos – Estación Salinar.
Fuente: ANA*

De la estación, teniendo en cuenta que dicha estación contiene data del proyecto Chavimochic y Senamhi, hemos recaudado toda la información posible y la hemos resumido en la tabla adjunta en la parte superior, podemos hacer hincapié de que el caudal más grande registrado de estas dos fuentes en el año 2017 con un valor de 274.76 m³/s, sin embargo se nos solicita que los registros mínimos para realizar un estudio hidrológico sean 25 en total, lo cual será objeto de investigación en el desarrollo posterior de nuestro proyecto.

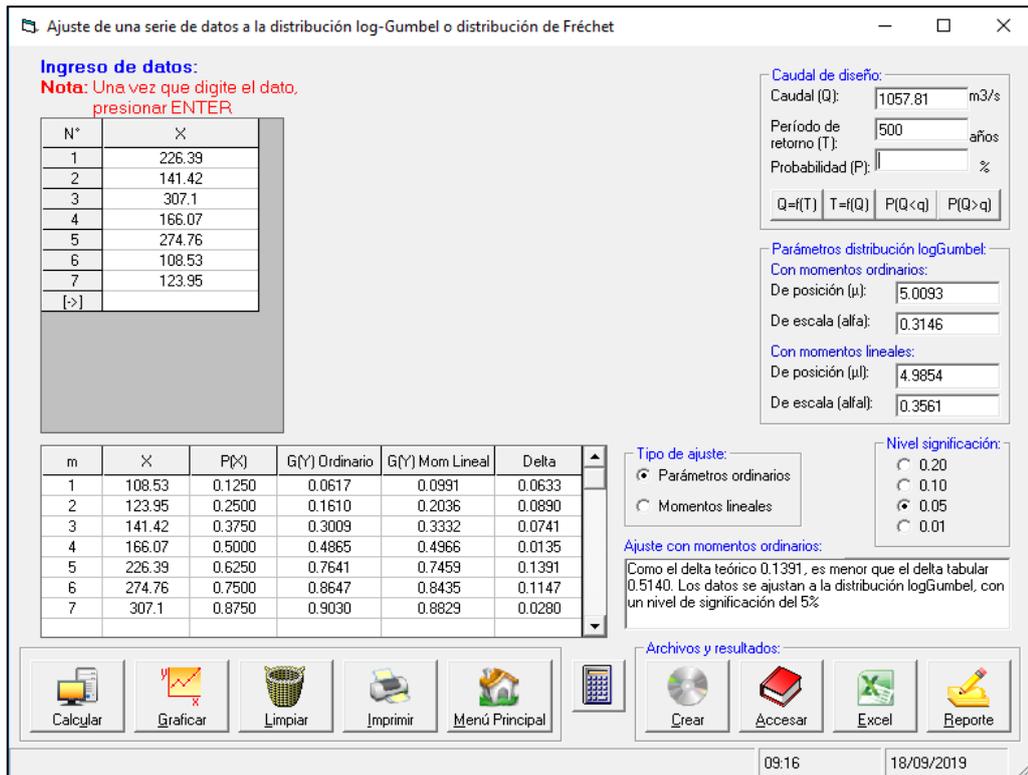


Imagen 22 Caudales Instantáneos – Estación Salinar
Fuente: ANA

Como la información no es suficiente, tampoco podemos hacer una regresión ni distribución estadística adecuada, sin embargo, debido a que no existe otra alternativa, nosotros emplearemos una distribución Log Gumbel y la data encontrada para estimar la máxima avenida bajo las condiciones de un periodo de retorno de 500 años, como se muestra en la imagen 23, como resultado obtuvimos un caudal de 1057.81 m³/s.

C. EXCAVADO		a. Tierra, recto y uniforme nuevo	0.016	0.018	0.020
		grava	0.022	0.025	0.030
		con algo de vegetación	0.022	0.027	0.033
		b. Tierra, sinuoso sin vegetación	0.023	0.025	0.030
		con malezas y pasto	0.025	0.030	0.033
		maleza tupida, plantas fondo pedregoso - malezas.	0.030	0.035	0.040
		c. Roca suave y uniforme	0.025	0.035	0.040
		irregular	0.035	0.040	0.050
		d. Canales sin mantención maleza tupida	0.050	0.080	0.120
		Fondo limpio, bordes con vegetación	0.040	0.050	0.080
D. CORRIENTES NATURALES	D.1. CORRIENTES MENORES (ANCHO SUPERF. < 30 m)	a. Ríos en planicies rectos, sin zonas muertas	0.025	0.030	0.033
		rectos sin zonas muertas con piedras y malezas	0.030	0.036	0.040
		Sinuoso, vegetación y piedras	0.035	0.045	0.050
		Sinuoso, vegetación y bastante pedregoso	0.045	0.050	0.060
		Abundante vegetación, sinuoso.	0.075	0.100	0.150
		b. Torrentes de montaña, sin vegetación, bordes abruptos.			
		Árboles y arbustos sumergidos			
		Parcialmente en crecidas con piedras y	0.030	0.040	0.050
		Pocas rocas grandes rocas y piedras en el fondo.	0.040	0.050	0.070

Tabla 2: Rugosidad Manning.
Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2012, pág. 66

En cuanto a la rugosidad de nuestro cauce, creemos conveniente emplear una ya establecida, para tener una idea o dato estimatorio, identificando el río Chicama, sabemos que es un río Trenzado con abundante material fino en el fondo, no es un río sinuoso, por lo que se trataría de un río recto, al menos en el tramo de estudio, sin pendiente pronunciada, entonces podríamos decir que su rugosidad sería de 0.030, de acuerdo al cuadro adjunto N° 01.

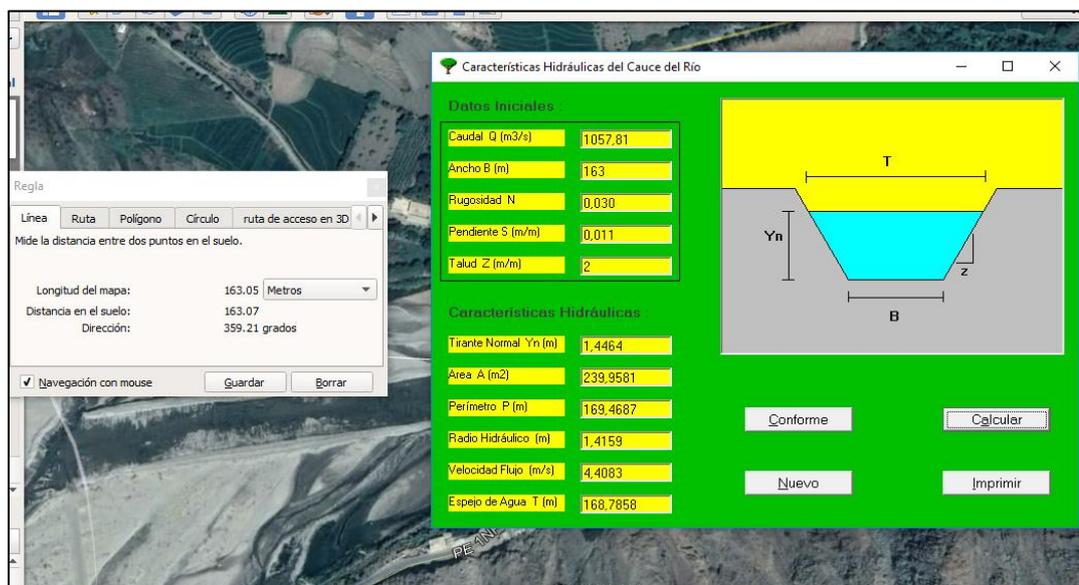


Imagen 23: Características hidráulicas del río.
Fuente: Autoría Propia.

En el lado izquierdo hemos medido de manera referencial la longitud del cauce en el puente moreno, con un total de 163 m, y en la imagen derecha hemos estimado las características hidráulicas del río, asumiendo una sección relativamente regular, es decir, encausada, obteniendo como resultado un tirante de 1.447 m, una velocidad de 4.40 m/s.

Resultados:					
Tirante normal (y):	1.4465	m	Perímetro (p):	169.4688	m
Área hidráulica (A):	239.9581	m ²	Radio hidráulico (R):	1.4159	m
Espejo de agua (T):	168.7859	m	Velocidad (v):	4.4083	m/s
Número de Froude (F):	1.1804		Energía específica (E):	2.4369	m-Kg/Kg
Tipo de flujo:	Supercrítico		Cuidado velocidad erosiva		

Imagen 24: Características hidráulicas del río.
Fuente: Autoría propia.

El régimen de flujo en el cauce es Supercrítico, con un valor de 1.18 para el número de froude, además el software indica que la velocidad es erosiva.

- Estimación de la socavación

$$d_s = 1.05Ka^{0.75} .$$

Método de Larras: (Campa Rodríguez & Astorga Bustillos, 2015)

Para la estimación de la socavación emplearemos el método de Larras, ya que es una metodología que se adapta bastante a las disposiciones del diseño y geometría de los pilares del puente Moreno.

Siendo:

$K = Ff \cdot K_0$

$a =$ Ancho del pilar

Luego:

en planta	Largo/ancho de la pila	K_f				
		Chatou	Iowa	Tison	Escande	Venkatadri
Circular	1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	
Lenticular	2.0		0.97			
	3.0		0.76			
	4.0	0.73		0.67		
	7.0			0.41		
Perfil hidrodinámico o Joukowski	4.0	0.86				
	4.1			0.76		
	4.5				0.76	
Elíptica	2.0		0.91			
	3.0		0.83			
Ojival	4.0	0.92		0.86		
Circular doble	4.0	0.95				
Oblonga	1.0		1.00			
	1.5		1.00			
	2.0		1.00			
	3.0		1.00			
	4.0	1.03		1.00		
Rectangular chaflanada	4.0			1.01		
Rectangular	0.25		1.30			
	4.0			1.40		
	4.5				1.25	
	5.3			1.40		
	9.3			1.40		
Nariz triangular a 60°						0.75

Tabla 3: Parámetro de ajuste K_f .

Fuente: Campa Rodríguez & Astorga Bustillos, 2015.

De esta tabla determinamos que el valor correspondiente a emplear es de 0.75.

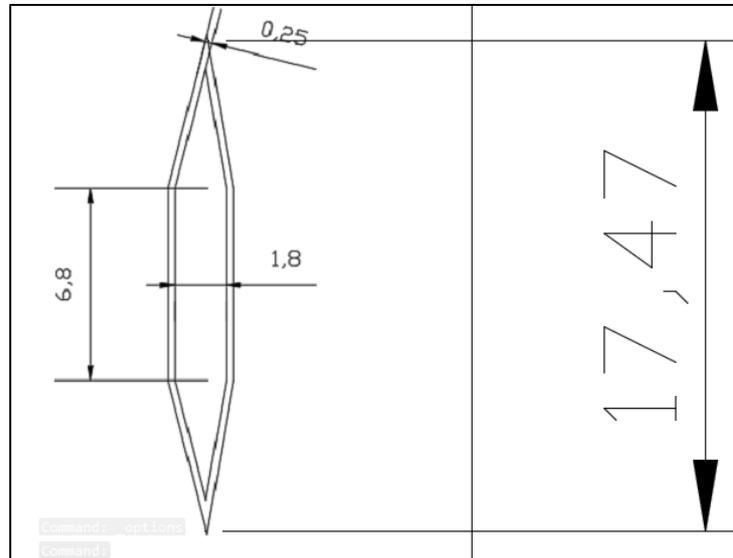


Imagen 25: Medidas del pilar.
Fuente: Autoría propia

La relación entre el largo y ancho del pilar es de: $17.47/1.80 = 9.70$.



Imagen 26: Ángulo de ataque.
Fuente: Autoría propia

El ángulo formado por el cauce y el pilar del puente morena es aproximadamente 9°.

Forma de la pila en planta	Largo/ancho de la pila	K_s					
		0°	10°	15°	20°	30°	45°
	1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Lenticular	2.0	0.91				1.13	
	3.0	0.76	0.98	1.02	1.24		
	4.0	0.76		1.12		1.50	2.02
Perfil hidrodinámico	4.0	0.86		1.09		1.40	1.97
	4.5					1.36	
Elíptica	2.0	0.91				1.13	
	3.0	0.83	0.98	1.06	1.24		
Ojival	4.0	0.92		1.18		1.51	
Oblonga	2.0	1.00				1.17	
	3.0	1.00	1.02	1.13	1.24		
	4.0	1.00		1.15		1.52	
	4.5					1.60	
Rectangular	2.0	1.11		1.38		1.56	1.65
	4.0	1.11		1.72		2.17	2.43
	4.0(x)	1.11		1.99		2.94	3.28
	4.5					2.09	
	6.0	1.11		2.20		2.69	3.05
	8.0	1.11		2.23		3.03	3.64
	10.0	1.11		2.48		3.43	4.16

Tabla 4: Parámetro de ajuste K_o .

Fuente: Campa Rodríguez & Astorga Bustillos, 2015.

Finalmente, en función a los valores determinados anteriormente procedemos a elegir del cuadro 03, el valor 1, ya que, según lo expuesto, no sufre modificaciones o reducción.

$$d_s = 1.05Ka^{0.75}.$$

Por último, siendo $K = 0.75 \cdot 1$; y $a = 1.80$, tenemos que la profundidad de socavación podrá ser de 1.22 m.

1.2. Formulación del problema

- Problema general

¿De cuánto es la socavación local en los pilares del puente Punta Moreno?

- Problemas específicos
 - ¿Cuál es el Caudal de máxima avenida en el río Chicama?
 - ¿Cuál es el tirante en el cauce del río Chicama, sector del puente Punta Moreno?
 - ¿Cuál es la velocidad de flujo en el río Chicama, en la sección del puente?
 - ¿Cuál es el Ancho de los pilares del puente Punta Moreno?
 - ¿Cuál es la forma de los pilares del Puente?
 - ¿Cuál es el ángulo de posición del pilar respecto al cauce?

1.3. Objetivos

- Objetivo general
 - Estimar la socavación local en los pilares del puente Punta Moreno.
- Objetivos específicos
 - Realizar el levantamiento topográfico de la zona que involucra el proyecto, 1000 metros aguas arriba y 1000 metros aguas abajo del puente Punta Moreno.
 - Estimar el caudal de máxima avenida en el río Chicama, para un periodo de retorno de 500 años
 - Calcular el tirante en el cauce del río Chicama, sector del puente Punta Moreno.
 - Estimar la velocidad de flujo en el río Chicama, en la sección del puente.
 - Determinar las características hidráulicas necesarias para estimar la erosión local de los pilares del puente.
 - Elaborar un modelo numérico bidimensional para evaluar la socavación local de los estribos del puente.
 - Estimar el transporte de sedimentos de fondo mediante un modelo hidráulico bidimensional.

1.4. Justificación del estudio

Planteamos el análisis de socavación de los pilares del puente y erosión de las riveras del río puesto que consideramos esencial conocer la interacción de la estructura del puente con las características hidrodinámicas del río, así como también estudiar cómo estas influyen en la estabilidad y conservación adecuada del empotramiento de los pilares en el cauce para poder proyectar estructuras mucho más seguras en cuanto al emplazamiento se trate, ya que tanto la acumulación de sedimento y la socavación en los pilares son entes que representan peligrosidad para la sub estructura por lo que es necesario conocer cómo y de qué manera se puede presentar mediante la recreación del contexto en el que se desarrolla el problema, mediante un escenario virtual empleando modelos numéricos tridimensionales para así conocer y verificar de manera visual dicho comportamiento y así tomar decisiones en función al planteamiento de numerosas soluciones para contrarrestar estos efectos negativos.

II. MARCO DE REFERENCIA

2.1. Antecedentes del estudio

- Tesis: (Becerra Pintado & Espinoza Requejo, 2017): "Estudio comparativo de las ecuaciones de transporte de sedimentos por arrastre y suspensión en las inmediaciones de los puentes Pucalá y Monsefú – Eten." – El objetivo de esta investigación fue Comparar las ecuaciones de transporte de sedimentos por arrastre y suspensión en las inmediaciones de los puentes Pucalá y Monsefú – Éten; La velocidad de la caída de la partícula determinó que para las inmediaciones del puente Pucalá se tuvo una variación entre 0.040 – 0.045 cm/s para el transporte por arrastre y 0.032 – 0.044 cm/s para el transporte en suspensión. Por otro lado, en inmediaciones del puente Monsefú – Eten se obtuvieron resultados de 0.034 – 0.045 cm/s para el transporte por arrastre y 0.030 – 0.044 cm/s para el transporte en suspensión.
- Tesis: (Barragán Barragán & Carranza Perdomo, 2010): "Evaluación del transporte de sedimentos en el puente del río negro tramo Tobía –

Nimaíma” El objetivo de esta investigación fue determinar el transporte de sedimentos y socavación en el río Negro tramo Tobía – Nimaíma. En la primera fase los cálculos de socavación como tendencia general son el resultado de mediciones de laboratorio de un modelo para un caso específico, básicamente al construirse el puente en este sitio se presenta una contracción del flujo representando una variación en el ancho de la corriente, dicha contracción genera una socavación local sobre la pila del puente afectando su estabilidad.

- Tesis: (Cotrina Cano & Henrandez Genovez, 2017) “Estudio de la socavación del proyecto del puente el inca ubicado en el rio Chorobal del distrito de chao mediante simulación numérica unidimensional” Esta tesis tuvo como objetivo realizar el estudio de la socavación del proyecto del puente el Inca ubicado en el rio Chorobal del distrito de chao mediante simulación numérica unidimensional para lo cual se determinaron las profundidades de socavación de 1.88 m como general y local 7.41 y 7.93 para cada estribo y en los pilares de 5.32 y 5.89 respectivamente.
- Tesis: (Chirinos Sota, 2017): “Estudio de socavación de la subestructura de puente y análisis de estabilidad – caso puente Nicolás Dueñas de la ciudad de Lima en el 2017” El objetivo de esta investigación fue Determinar la influencia de la socavación de la subestructura de puentes en el análisis de estabilidad -Caso puente Nicolás Dueñas de la ciudad de Lima y se concluye que para para determinar la socavación general producido en el puente Nicolás Dueñas se determinó un caudal de 359.77m³/s, el cual determino bajo los caudales máximos históricos en base al método de Gambel, teniendo como resultado una socavación general de 2.84 m para un periodo de retorno de 500 años.

2.2. Marco Teórico

- Socavación:

La socavación es un tipo de erosión hídrica que hace referencia a la pérdida del material del lecho y márgenes de un cauce, debido a la capacidad de transporte asociada a un de máximas avenidas. La profundidad de socavación alcanzada depende del tipo y tamaño de las partículas que conforman el lecho y la magnitud y duración del evento hidrológico. (Bedoya Cristancho, 2015).

Factores que influyen en la socavación son:

- Factores geomorfológicos:

Los factores geomorfológicos hacen referencia a las características de la cuenca y el río analizado. Dentro de las características de la cuenca se incluyen los factores climáticos y los usos y tipos de suelos, elementos de primera importancia para determinar las tasas de erosión y transporte en el sitio de interés. (Bedoya Cristancho, 2015).

- Factores de transporte:

Los factores de transporte se relacionan con el transporte tanto de agua como de sedimentos. Las características del flujo, como la velocidad, duración, caudal y frecuencia, así como las tasas de transporte y tipo de sedimento transportado durante tales eventos, son necesarias para estimar la profundidad de socavación. (Bedoya Cristancho, 2015).

- Socavación local:

Contrario a la socavación general, la socavación local es el descenso abrupto en el lecho fluvial, generado por la remoción del material de fondo debido a algún elemento físico componente de alguna obra dentro del cauce o alguna singularidad natural que se encuentre interpuesta dentro de la corriente. Dada la complejidad del movimiento del fluido causante de la socavación localizada, su análisis se deriva en teorías diferentes y en

ocasiones contradictorias, dependiendo de las condiciones que se hayan tenido en cuenta para su definición. (Bedoya Cristancho, 2015).

- Método de Larras (1963).

El método propone una ecuación teórico práctica deducida de mediciones de socavación tomadas en varios puentes franceses después de haberse producido la creciente. Larras se concentró en la máxima profundidad de socavación para condiciones próximas a velocidad crítica del movimiento de sedimentos. (Campa Rodríguez & Astorga Bustillos, 2015).

$$d_s = 1.05K_f K_\phi a^{0.75}$$

La fórmula de Larras permite un cálculo rápido, sencillo y con resultados conservadores, es de uso práctico al considerar solo las características geométricas de la pila, no considera ningún parámetro geotécnico del material del fondo. El máximo absoluto de la profundidad de socavación es distinto al del equilibrio. Es uno de los pocos autores que realiza estudios con variadas formas de las pilas. Aplicable solo en el caso general de alturas de agua superiores a 30 o 40 veces del diámetro del sedimento y de secciones con menos del 10% de contracción (Campa Rodríguez & Astorga Bustillos, 2015).

2.3. Marco Conceptual

- Sedimentos: Material de fondo o suspensión acarreado por el caudal circundante en una determinada sección del cauce.
- Área hidráulica, A, se refiere siempre a la de la sección transversal ocupada por el flujo en un canal natural o artificial, m². (Estrada Gutiérrez, 2014).
- Perímetro mojado, P, es la longitud de la línea de contacto entre el agua y la superficie mojada del canal, m.
- Presión: El agua ejerce un empuje o presión sobre la pared del tubo o depósito que la contiene, y se expresa en kilogramos por centímetro cuadrado - atmósferas - metros por columna de agua. (Usal, 2012).

- Profundidad del flujo o Tirante hidráulico, es la distancia vertical a la plantilla, medida desde la superficie libre del agua al punto más bajo de la sección transversal. (Estrada Gutiérrez, 2014).
- Profundidad hidráulica o Tirante medio, D , es la relación entre el área hidráulica y el ancho de la superficie libre, m. (Estrada Gutiérrez, 2014).
- Ancho de la superficie libre o Espejo, T , es el ancho de la sección del canal, medido al nivel de la superficie libre, m. (Estrada Gutiérrez, 2014).

2.4. Hipótesis

2.4.1. Hipótesis general

La socavación local en los pilares del puente Punta Moreno es de 1.22m

2.4.2. Hipótesis específicas

- El caudal de máxima avenida en el río Chicama, para un periodo de retorno de 500 años es de 1057.81 m³/s
- El tirante en el cauce del río Chicama, sector del puente Punta Moreno es de 1.44m
- La velocidad de flujo en el río Chicama, en la sección del puente es de 4.40 m/s
- El ancho de los pilares del puente Punta Moreno es de 1.80 m.
- La forma de los pilares del puente es rectangular con punta triangular.
- El ángulo de posición del pilar respecto al cauce es de 9° grados.

2.5. Variables: Operacionalización de la variable

VARIABLE	DEFINICION CONCEPTUAL	DIMENSIONES	INDICADORES	UNIDAD DE MEDIDA
Caudal de máxima avenida	Es el de volumen de agua que pasa por una determinada sección del cauce debido a precipitaciones máximas en la cuenca del afluente	Caudal de máxima avenida en el río Chicama	Caudal	m ³ /s
Erosión local	Desgaste de la capa superior del lecho del río debido a la elevada carga de sedimentos transportados en el fondo	Erosión local en los pilares del puente moreno	Tirante	m
			Velocidad	m/s
			Ancho del pilar	m
			Forma del pilar	-
			Ángulo de posición del pilar respecto al cauce	°
			Erosión	m

2.5.1. Variables Dependiente:

X= Erosión Local

2.5.2. Variable Independiente:

Y= Caudal de máxima avenida

III. METODOLOGÍA

3.1. Tipo y nivel de investigación.

- Por su Propósito es una Investigación Aplicada, ya que emplea teorías existentes dentro de las ciencias de la ingeniería para generar nuevos conocimientos o resolver problemáticas existentes dentro de un determinado lugar usando como medio las ramas de la ingeniería que sean necesarias.
- Por la clase de medios utilizados para obtener los datos es investigación de Campo puesto que requiere recaudar información directamente de lugar en donde se desarrolla el problema, datos como para nuestro caso lo serían: La topografía, mecánica de suelos, entre otros.
- Por el nivel de conocimientos que se adquieren es una Investigación Descriptiva y correlacional debido a que pone énfasis en las características más importantes que definen cada una de las variables y establece una relación estrecha entre ambas.

3.2. Población y muestra.

- Población:
La población tomada para la presente investigación son todos los puentes del departamento de la Libertad.
- Muestra:
La muestra de estudio es el puente Punta Moreno ubicada en la localidad de Punta Moreno, distrito de Ascope, provincia de Ascope, departamento de La libertad.

3.3. Técnicas e instrumentos de investigación.

Para el desarrollo de la investigación se necesitará de las siguientes técnicas:

- a) Relieve topográfico del área de intervención que consiste en la toma de datos de las condiciones del terreno incluyendo elevaciones y depresiones que posteriormente serán representados a través de Puntos con una ubicación en coordenadas UTM y una elevación sobre el nivel del mar, todo ello para construir una superficie digital la cual será configurada mediante el empleo de AutoCAD CIVIL 3D 2019.
- b) Levantamiento con Distanciómetro, lo cual consiste en la toma de medidas a precisión de la sub estructura del puente con la finalidad de recrearla de manera digital para su posterior procesamiento como superficie sólida, todo ello mediante el empleo de AutoCAD 2019.

Instrumentos:

- Estación Total R500xSeries.
- Prisma de 4m de altura
- Distanciómetro Digital

3.4. Diseño de Investigación.

El diseño de la investigación es cuasi experimental, puesto que se hará empleo de un modelo de dinámica de fluidos computacional para el análisis de las estructuras hidráulicas.

3.5. Procesamiento y análisis de datos.

- Para el procesamiento de la data topográfica emplearemos el Software Microsoft Excel, el cual mediante tablas dinámicas y su comando “concatenar”, compilaremos la información correspondiente al relieve topográfico descrito mediante puntos georreferenciados con el formato de coordenadas globales UTM para el plano X e Y, y una determinada elevación o DATUM dado en metros sobre el nivel del mar para el eje de coordenadas Z, toda esta carga de datos será exportada a AutoCAD CIVIL 3D, software de dibujo asistido por computadora mediante el cual crearemos una nube de puntos que triangularemos manualmente o de manera automática (Mediante TIN), esta triangulación o red de triángulos

irregulares representará la superficie topográfica de manera digital, finalmente podremos interpolar las curvas de nivel en función a la red TIN creada.

- Para la obtención del caudal de máxima avenida, primero plantearemos la posibilidad y disponibilidad de la data correspondiente a los aforos del río Chicama y aplicaremos metodologías de análisis según el manual de hidrología, hidráulica y drenaje del ministerio de transportes y comunicaciones.

IV. RESULTADOS

4.1. Análisis e interpretación de resultados.

En vista del problema y teniendo en consideración las posibilidades de una excedencia de caudales en el río Chicama debido al último evento registrado recientemente en febrero del 2017, nosotros procederemos a realizar una evaluación del comportamiento de los pilares del puente respecto a la socavación, teniendo en cuenta el uso de modelos hidráulicos computacionales, y finalmente así determinar la magnitud de la socavación en cada uno de los pilares del puente, es decir la socavación local.

Antes de empezar, se ha tenido en cuenta la realización de los estudios básicos de ingeniería, tales como estudio topográfico y estudio de mecánica de suelos.

ESTUDIO DE TOPOGRAFÍA

La topografía del lugar a primera vista se puede hacer un reconocimiento del terreno y denotarse como una topografía plana, una extensa llanura característico de un valle, además la formación de dunas y bancos de arena a lo largo y ancho del cauce que le ayudan a demarcar el paso del agua formando trenzas que confluyen y separan de manera aleatoria. El valle a su vez se encuentra rodeado de cerros como cualquier otro siendo estos los desniveles más característicos de la zona, no hemos encontrado depresiones de consideración dentro o fuera del cauce.



Imagen 27: Vista ortogonal del sector del cauce levantado

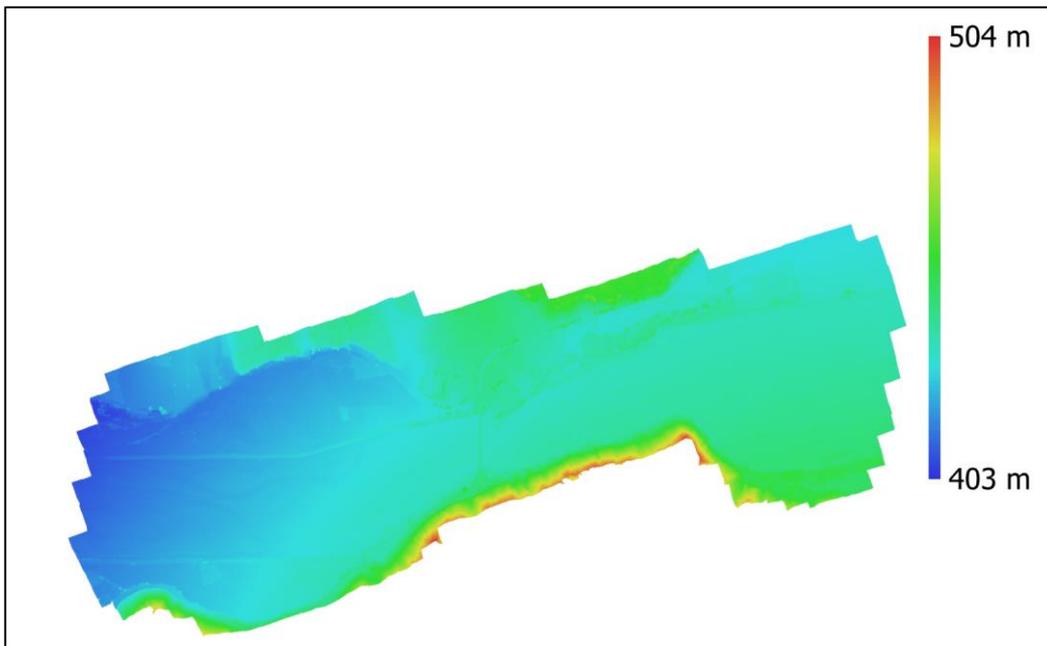


Imagen 28: Modelo digital de elevaciones

La topografía ha sido realizada con el apoyo de un dron de mapeo topográfico, con el cual se ha levantado una extensión de 161.20 Hectáreas.

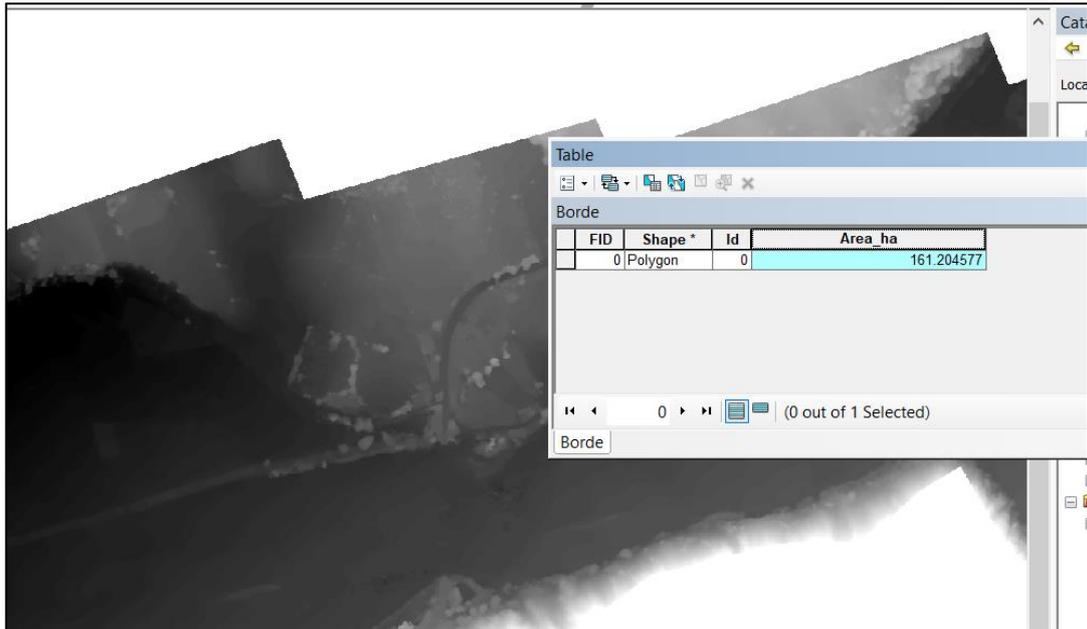


Imagen 29: Área de intervención

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Se realizó un estudio de mecánica de suelos teniendo en cuenta la naturaleza del material, que al tacto se puede verificar que se trata de bancos de arena medianamente fina, con una capacidad de absorción de humedad muy buena, podría comparársele con la arena de mar, sin embargo su distintivo principal es que no contiene sales que podrían representar un peligro potencial para el concreto, esta información la obtuvimos de los pobladores locales, ya que dicen haber construido con este material sin presentar problemas de algún tipo en sus estructuras, decimos todo esto ya que al ser un material adecuado para la construcción, esta condición lo convierte en un blanco fácil para la explotación como cantera de agregado informal, lo cual siempre garantiza daños a la morfología del cauce que posteriormente podrían ser causales de desbordamientos (cuando se extrae material de la ribera), o flujos turbulentos (cuando se extrae material del centro del cauce), sin embargo no extendemos más esta información ya que no es objeto de investigación.

MALLAS SERIE AMERICANA	GRANULOMETRÍA			
	ABERTURA (mm)	PESO RET (gr)	RET (%)	PASA (%)
				100
3"	76.200		-	100
2 1/2"	63.500		-	100
2"	50.800	22.38	2.17	98
1 1/2"	38.100	28.45	2.76	95
1"	25.400	30.41	2.95	92
3/4"	19.050	30.00	2.91	89
1/2"	12.700	18.00	1.75	87
3/8"	9.525	16.00	1.55	86
1/4"	6.350	15.00	1.45	84
N° 4	4.760	12.00	1.16	83
N° 6	3.360	60.81	5.90	77
N° 8	2.380	76.02	7.37	70
N° 10	2.000	45.61	4.42	66
N°16	1.190	91.22	8.84	57
N° 20	0.840	29.00	2.81	54
N° 30	0.590	76.02	7.37	47
N° 40	0.426	70.00	6.79	40
N° 50	0.297	60.81	5.90	34
N° 80	0.177	106.42	10.32	24
N° 100	0.149	90.00	8.73	15
N° 200	0.074	128.00	12.41	2
-200		10.31	1.00	1

Tabla 5: Tamizado del material por tamaño.

De los 5 Kg de material extraído para la muestra, hemos realizado la técnica del cuarteo, extrayendo el 25% del material para realizar la granulometría, 1200 gramos aproximadamente, del cual se ha obtenido el resultado adjunto en la tabla superior.

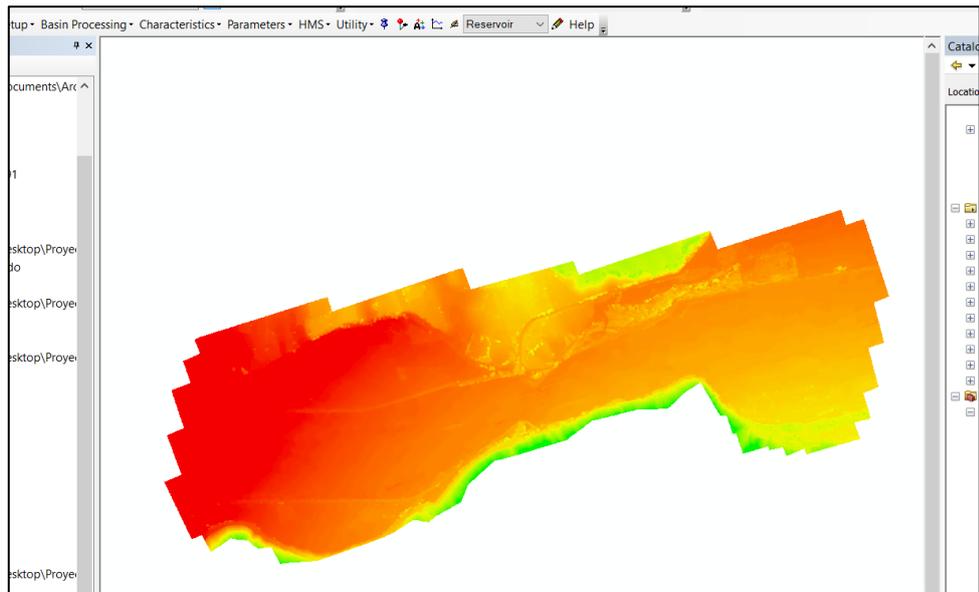


Imagen 31: Procesamiento de la información topográfica en ArcGIS.

En esta etapa del proyecto, ingresamos el modelo digital de elevaciones para poder transformarlo en un formato que pueda ser interpretado por IBER 2.5, el cual requiere un archivo en formato ASCII.

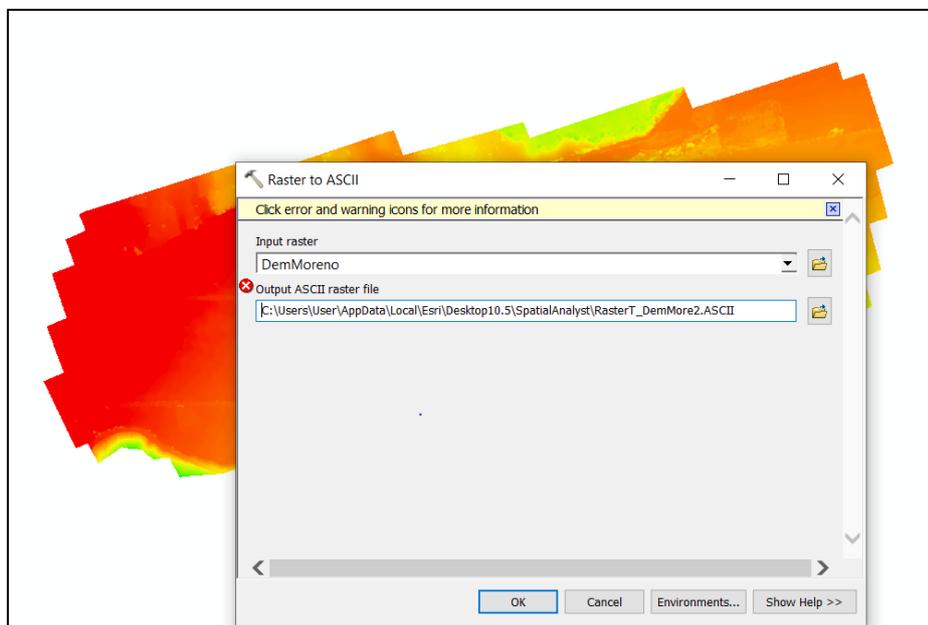


Imagen 32: Conversión de ráster a ASCII.

CREACIÓN DE LOS FORMATOS PARA USO DE SUELOS (MANNING)

Una vez creados los formatos para la interpretación de la data topográfica, procedemos a establecer los parámetros de rugosidad, los cuales son indicadores de la contraposición de esfuerzos al flujo, o resistencia de la superficie al escurrimiento de agua, estos parámetros son diferentes para cada tipo de superficie, para el vidrio por ejemplo la rugosidad podría ser considerada cero o nula ($n=0$).

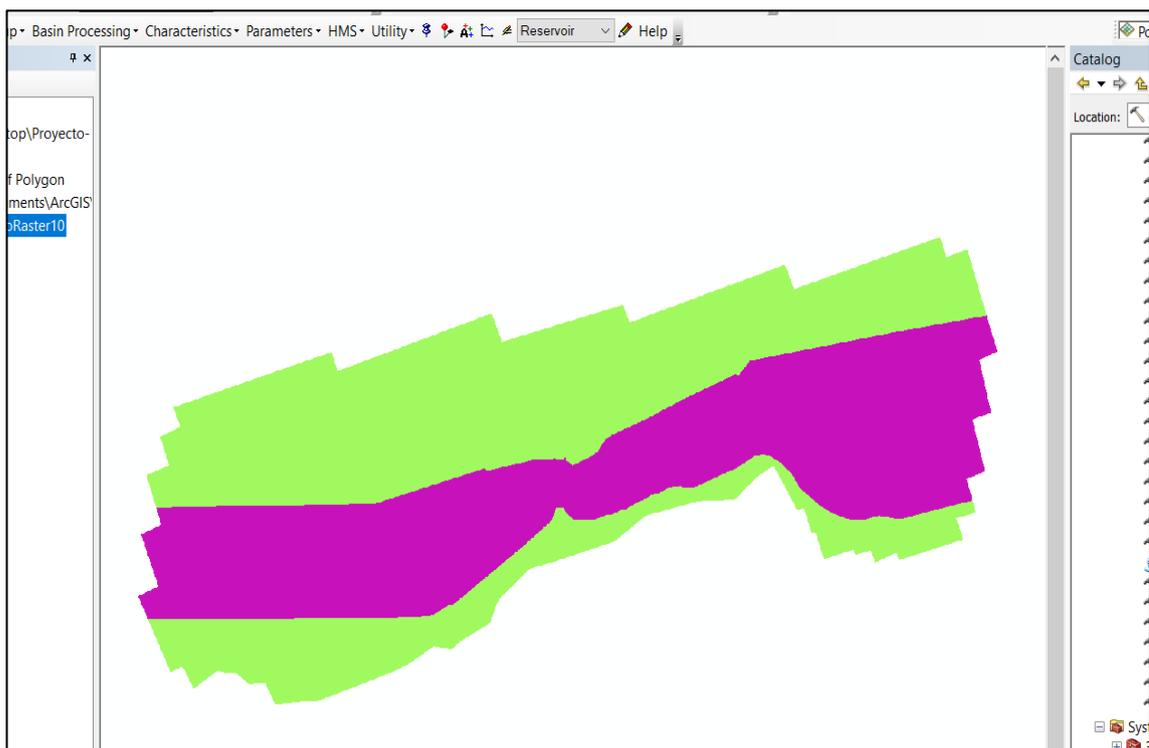


Imagen 33: Esquema de uso de suelos – Rugosidades de Manning.

Establecemos en función al área levantada mediante topografía la rugosidad de Manning para cada uno de los sectores, en nuestro caso, como es irrelevante la planicie de inundación, nos hemos centrado en el sector correspondiente al cauce del río, por ser de nuestro interés la evaluación de la socavación tras el tránsito de una máxima avenida extraordinaria de 500 años.

CREACIÓN DEL MODELO HIDRÁULICO COMPUTACIONAL 2D

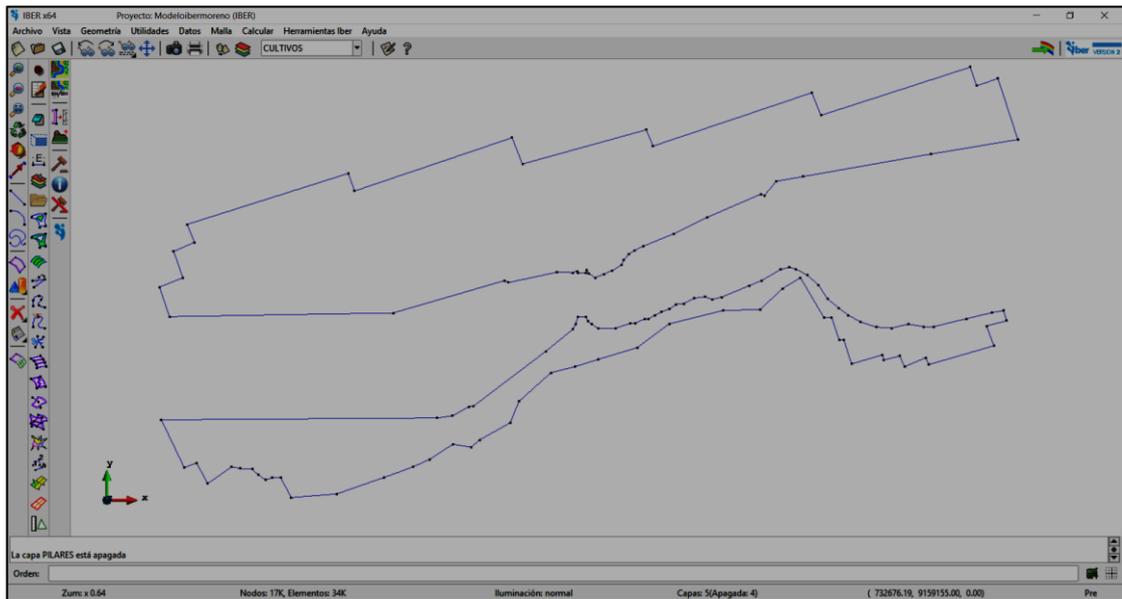


Imagen 34: Importación de la geometría para la creación del modelo computacional IBER.

Una vez establecidos los sectores para el uso de suelos en función a la rugosidad o coeficiente de Manning, realizamos la creación de la geometría plana dentro de la interfaz del software, como se puede apreciar en la imagen superior, tenemos el sector correspondiente a las áreas de cultivos.

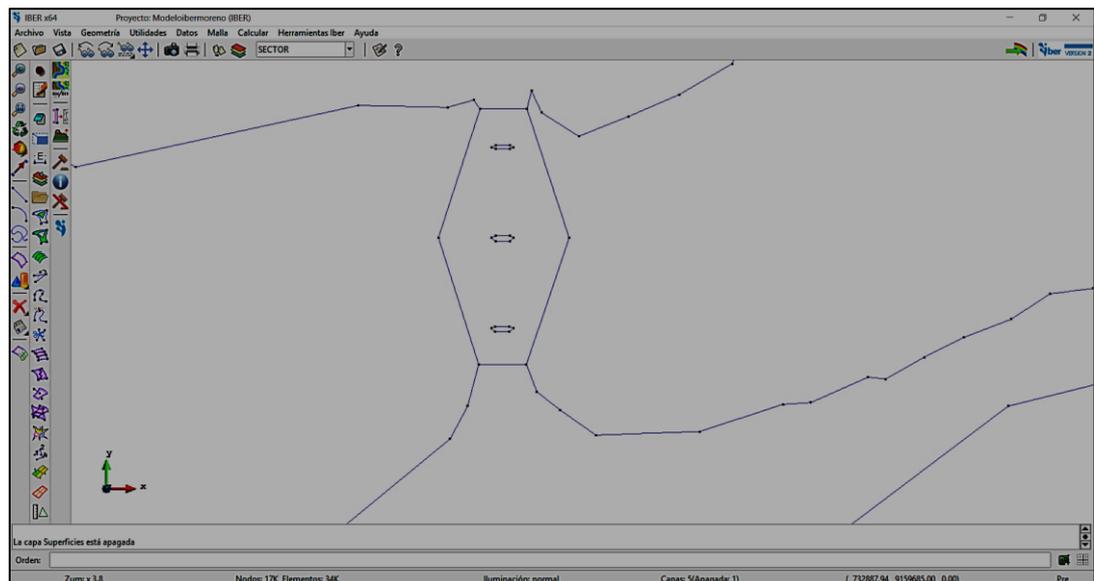


Imagen 35: Sectorización del área de ubicación de los pilares.

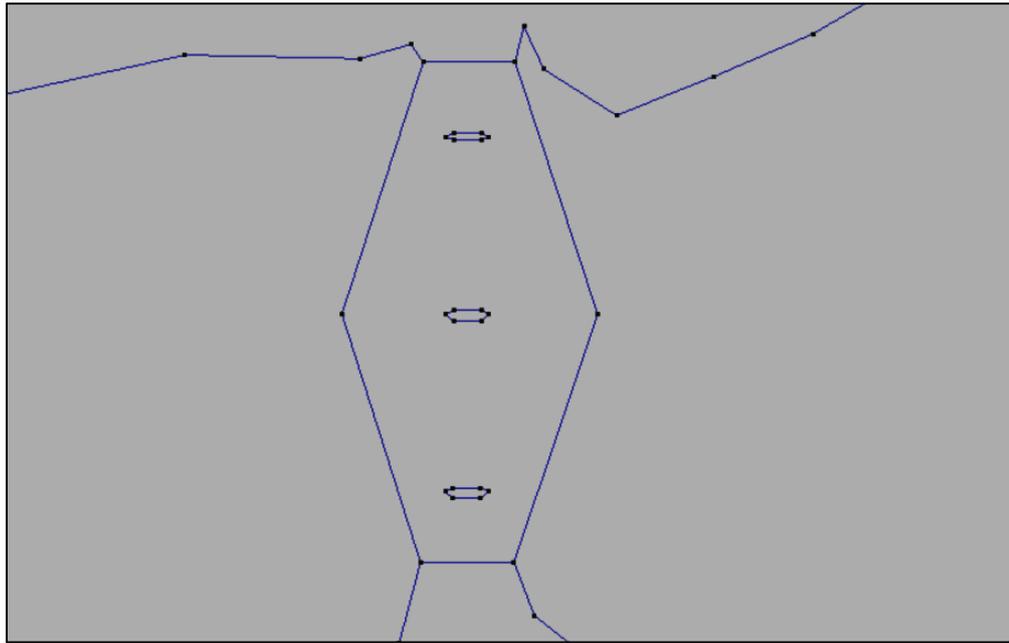


Imagen 36: Sectorización del área de ubicación de los pilares.

Es necesario aclarar que por fines precisión en los cálculos y reducir la incidencia de errores producto del análisis del modelo hidráulico se ha procedido a evaluar 2 km de río en total, ya que al establecer las condiciones de contorno de entrada de caudal siempre se genera incongruencias en los primeros cientos de metros del modelo a calcular.

Por otro lado, hemos propuesto una geometría que encierra los pilares con el fin de poder discretizarlos más adelante con un mallado mucho más fino que el resto del modelo, la intención de esta medida tomada es debido a que a más pequeña sea la malla, mejores resultados se obtendrán, o en su equivalente, mayor precisión en los cálculos realizados por el software.

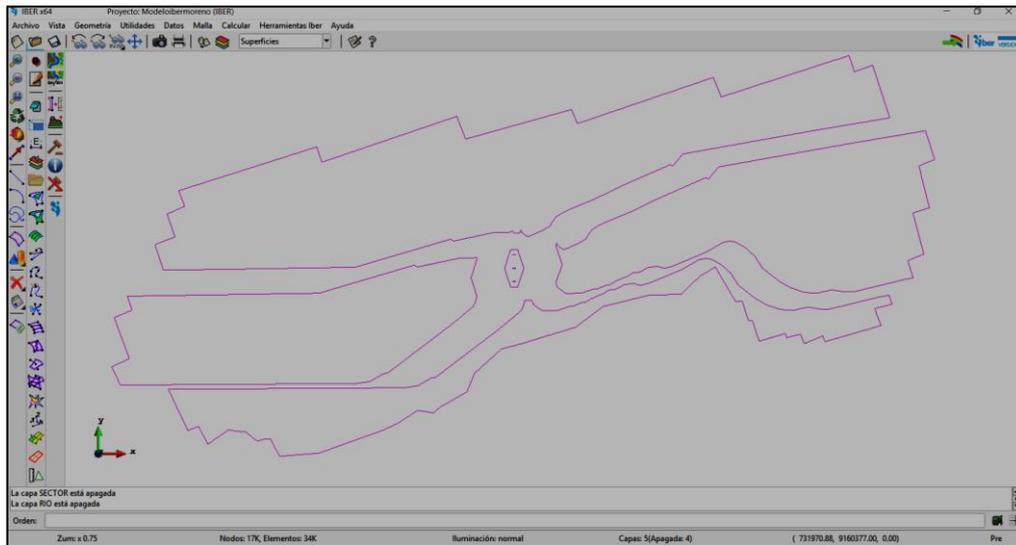


Imagen 37: Creación de las superficies NURBS.

Ya creada la geometría, procedemos a generar las superficies NURBS, que son la base para el establecimiento de las mallas que más adelante formarán parte del modelo hidráulico computacional, de hecho, estas mallas permitirán al software realizar los cálculos e interpretar los desniveles topográficos con precisión.

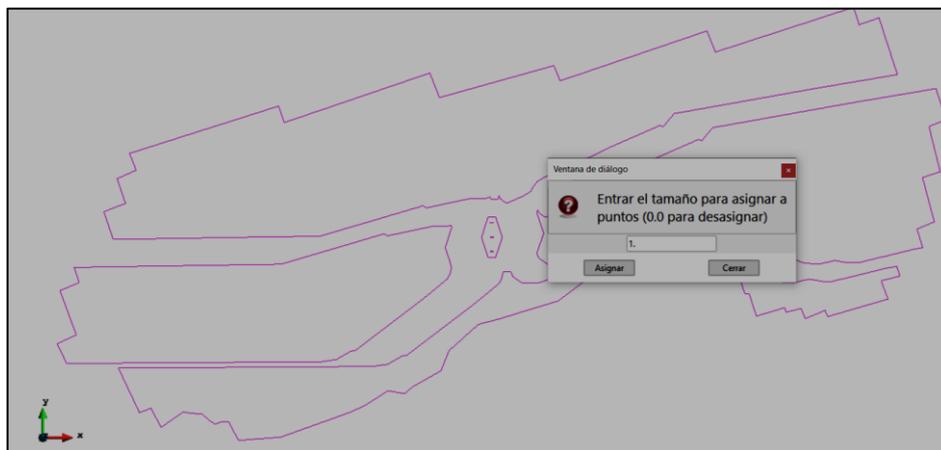


Imagen 38: Asignación de tamaños de mado en función a los requerimientos

Como se mencionó anteriormente, el software nos permite asignar el tamaño del mado en función a los requerimientos de nuestro proyecto, en nuestro caso hemos asignado al sector del cauce un tamaño de malla de 3x3m y al sector del puente un tamaño de malla de 1x1m, finalmente al sector de los terrenos de cultivo se le asignó un tamaño de 9x9m.

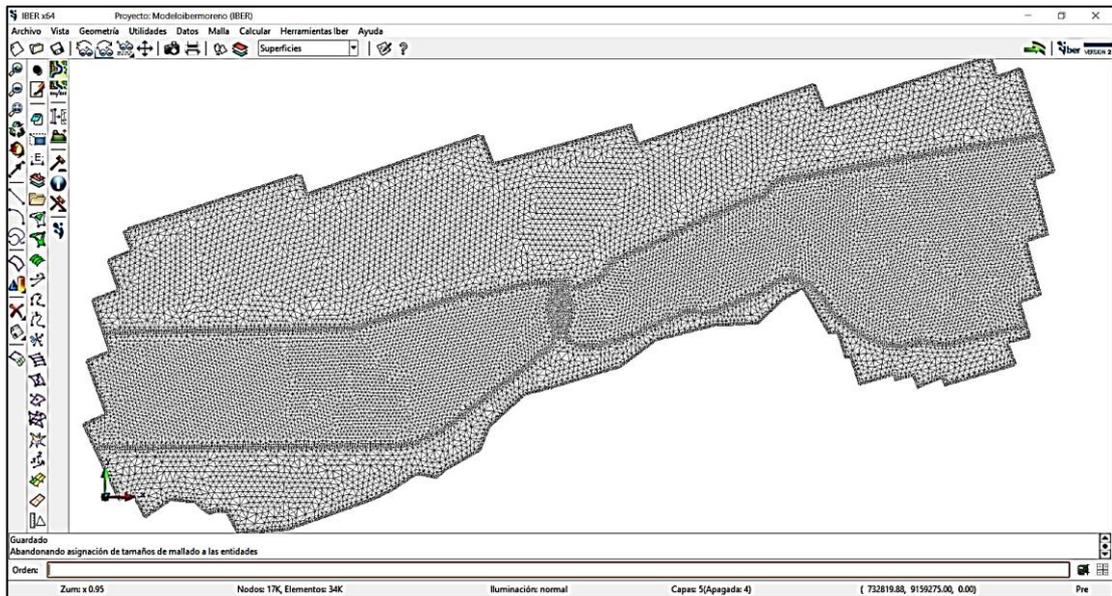


Imagen 39: La Malla de modelo ha sido creada.

cantidad de retoños	0.050	0.060	0.080
4. Gran cantidad de árboles, algunos troncos caídos, con poco crecimiento de matorrales, nivel del agua por debajo de las ramas	0.080	0.100	0.120
5. Igual al anterior, pero con nivel de creciente por encima de las ramas	0.100	0.120	0.160
D-3. Corrientes mayores (ancho superficial en nivel de creciente > 100 pies). El valor de n es menor que el correspondiente a corrientes menores con descripción similar, debido a que las bancas ofrecen resistencia menos efectiva.			
a. Sección regular, sin cantos rodados ni matorrales	0.025	0.060
b. Sección irregular y rugosa	0.035	0.100

Imagen 40: Rugosidades para ríos de más de 100 pies de Ancho
Fuente: (Chow, 1983, pág. 111)

De aquí extraemos la rugosidad para el cauce, considerando un valor de 0.035.

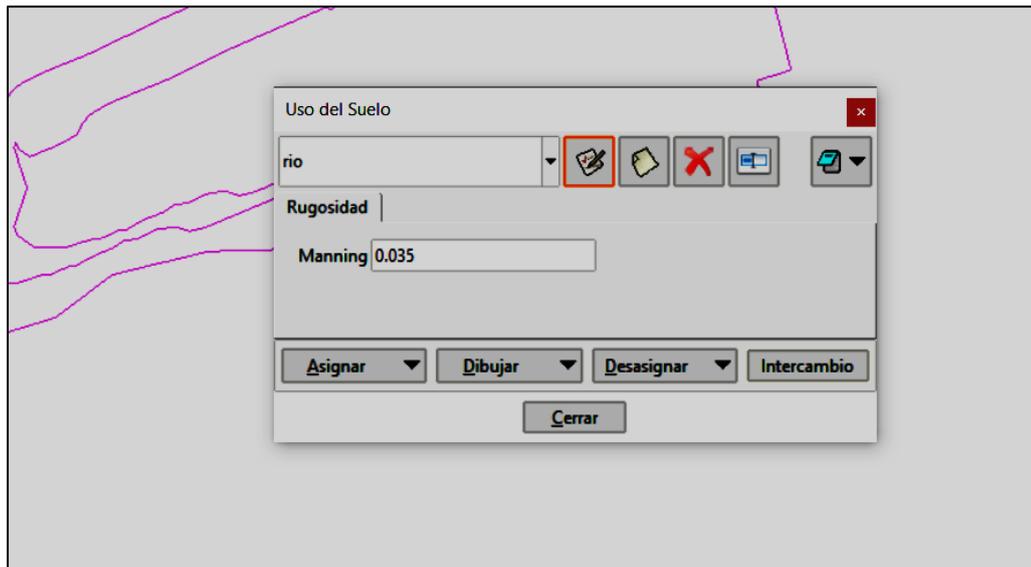


Imagen 41: Asignación de la rugosidad al cauce del río.

D-2. Planicies de inundación			
a. Pastizales, sin matorrales			
1. Pasto corto	0.025	0.030	0.035
2. Pasto alto	0.030	0.035	0.050
b. Áreas cultivadas			
1. Sin cultivo	0.020	0.030	0.040
2. Cultivos en línea maduros	0.025	0.035	0.045
3. Campos de cultivo maduros	0.030	0.040	0.050
c. Matorrales			
1. Matorrales dispersos, mucha maleza	0.035	0.050	0.070
2. Pocos matorrales y árboles, en invierno	0.035	0.050	0.060
3. Pocos matorrales y árboles, en verano	0.040	0.060	0.080
4. Matorrales medios a densos, en invierno	0.045	0.070	0.110
5. Matorrales medios a densos, en verano	0.070	0.100	0.160

Imagen 42: Rugosidades para planicies de inundación
Fuente: (Chow, 1983, pág. 111)

De esta información, extraemos la rugosidad para las áreas cultivadas, y basándonos en las visitas de campo realizadas reiteradas veces, y fuentes de información local damos por sentado que se trata de cultivos en línea maduros bajo condiciones normales, al cual le corresponde una rugosidad de 0.025.



Imagen 43: Asignación de la rugosidad para las zonas de cultivos.

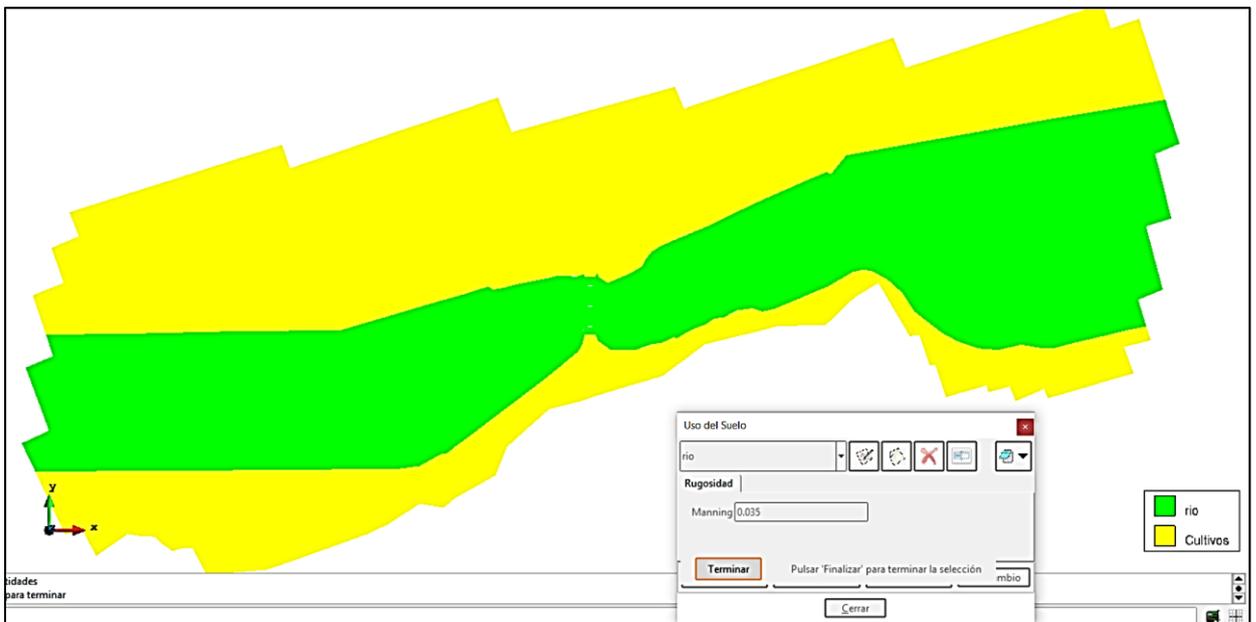


Imagen 44: Asignación de la rugosidad para las zonas de ríos y cultivos.

Finalmente, el modelo estaría listo para poder asignarle condiciones de contorno, entre ellas la condición de entrada de caudal.

ESTIMACIÓN DEL CAUDAL PARA T = 500 AÑOS

Tal como lo indica el manual de hidrología, hidráulica y drenaje del ministerio de transportes y comunicaciones, para el criterio de cálculo en la socavación de puentes, se debe considerar una máxima avenida bajo un periodo de retorno de 500 años, para esto usaremos los caudales más representativos archivados en los registros de aforos de la estación Salinar, la cual es la estación más cercana a la ubicación de nuestro proyecto.

Sin embargo, con tener la información de los caudales no es materia suficiente, se requiere del análisis estadístico de la información mediante la representación de modelos matemáticos, como por ejemplo la distribución Gumbel, Log Normal, entre otros. Este procedimiento es necesario y está estipulado también como un paso inherente en el análisis de datos hidrológicos según el manual de hidrología.

ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE DATOS HIDROLÓGICOS

El análisis estadístico tiene la finalidad de estimar precipitaciones, intensidades o caudales máximos, según sea el caso, para diferentes períodos de retorno, mediante la aplicación de modelos probabilísticos.

ESTACION SALINAR - Prueba de bondad Smirnov Kolmogorov					
DISTRIBUCION NORMAL - Momentos lineales					
m	X	P(X)	F(Z) Ordinario	F(Z) Mom Lineal	Delta
1	22.29	0.0141	0.1595	0.1045	0.1454
2	35	0.0282	0.1758	0.1201	0.1476
3	43.76	0.0423	0.1876	0.1318	0.1453
4	44.45	0.0563	0.1885	0.1327	0.1322
5	49.4	0.0704	0.1954	0.1397	0.125
6	58.2	0.0845	0.208	0.1527	0.1235
7	61.52	0.0986	0.2129	0.1578	0.1143

8	63.81	0.1127	0.2163	0.1613	0.1037
9	71	0.1268	0.2273	0.1729	0.1005
10	72.76	0.1408	0.23	0.1758	0.0891
11	77.27	0.1549	0.237	0.1834	0.0821
12	77.86	0.169	0.238	0.1845	0.069
13	79.52	0.1831	0.2406	0.1873	0.0575
14	82.94	0.1972	0.2461	0.1933	0.0489
15	84.62	0.2113	0.2488	0.1963	0.0375
16	86.57	0.2254	0.2519	0.1998	0.0266
17	101.72	0.2394	0.2772	0.2281	0.0378
18	103.46	0.2535	0.2802	0.2315	0.0267
19	106.8	0.2676	0.286	0.2381	0.0184
20	112.42	0.2817	0.2958	0.2495	0.0141
21	119.2	0.2958	0.3080	0.2636	0.0122
22	120.9	0.3099	0.3110	0.2672	0.0012
23	123.7	0.3239	0.3160	0.2731	0.0079
24	127.4	0.3380	0.3228	0.2811	0.0152
25	138.0	0.3521	0.3424	0.3045	0.0097
26	149.0	0.3662	0.3632	0.3296	0.0030
27	149.2	0.3803	0.3636	0.3301	0.0167
28	153.8	0.3944	0.3725	0.3409	0.0219
29	157.8	0.4085	0.3802	0.3504	0.0282
30	158.8	0.4225	0.3823	0.3529	0.0403
31	163.1	0.4366	0.3906	0.3631	0.0460
32	163.1	0.4507	0.3906	0.3631	0.0601
33	163.7	0.4648	0.3918	0.3646	0.0730
34	167.6	0.4789	0.3994	0.3740	0.0795
35	168.1	0.4930	0.4005	0.3753	0.0925
36	176.8	0.5070	0.4177	0.3967	0.0893
37	178.2	0.5211	0.4205	0.4002	0.1006
38	180.8	0.5352	0.4256	0.4066	0.1096
39	181.5	0.5493	0.4271	0.4085	0.1221
40	182.3	0.5634	0.4288	0.4105	0.1346

41	186.2	0.5775	0.4366	0.4202	0.1409
42	192.4	0.5915	0.4490	0.4359	0.1425
43	196.5	0.6056	0.4573	0.4463	0.1483
44	203.5	0.6197	0.4716	0.4642	0.1481
45	203.5	0.6338	0.4716	0.4642	0.1622
46	203.5	0.6479	0.4716	0.4642	0.1763
47	207.5	0.6620	0.4797	0.4744	0.1823
48	209.4	0.6761	0.4835	0.4792	0.1926
49	217.5	0.6901	0.5000	0.5000	0.1901
50	226.5	0.7042	0.5183	0.5230	0.1860
51	248.8	0.7183	0.5635	0.5799	0.1548
52	256.0	0.7324	0.5780	0.5979	0.1544
53	256.4	0.7465	0.5788	0.5990	0.1677
54	260.9	0.7606	0.5878	0.6101	0.1728
55	278.5	0.7746	0.6222	0.6526	0.1525
56	297.9	0.7887	0.6594	0.6977	0.1294
57	305.0	0.8028	0.6724	0.7132	0.1304
58	310.0	0.8169	0.6816	0.7241	0.1353
59	313.2	0.8310	0.6874	0.7309	0.1436
60	326.5	0.8451	0.7111	0.7585	0.1340
61	328.9	0.8592	0.7153	0.7634	0.1438
62	382.0	0.8732	0.7995	0.8551	0.0737
63	406.9	0.8873	0.8332	0.8886	0.0541
64	427.1	0.9014	0.8577	0.9113	0.0437
65	466.7	0.9155	0.8984	0.9456	0.0171
66	501.4	0.9296	0.9264	0.9662	0.0032
67	510.0	0.9437	0.9323	0.9701	0.0113
68	556.7	0.9577	0.9584	0.9855	0.0006
69	900.0	0.9718	0.9998	1.0000	0.0279
70	1286.5	0.9859	1.0000	1.0000	0.0141
				DELTA TEORICO =	0.1926

DISTRIBUCION LOG NORMAL III- Momentos lineales					
m	X	P(X)	F(Z) Ordinario	F(Z) Mom Lineal	Delta
1	22.29	0.0141	-2.6664	0.0038	0.0103
2	35	0.0282	-2.0762	0.0189	0.0092
3	43.76	0.0423	-1.7807	0.0375	0.0048
4	44.45	0.0563	-1.76	0.0392	0.0171
5	49.4	0.0704	-1.6197	0.0527	0.0178
6	58.2	0.0845	-1.4012	0.0806	0.0039
7	61.52	0.0986	-1.3271	0.0922	0.0064
8	63.81	0.1127	-1.2783	0.1006	0.0121
9	71	0.1268	-1.1354	0.1281	0.0013
10	72.76	0.1408	-1.1026	0.1351	0.0057
11	77.27	0.1549	-1.022	0.1534	0.0015
12	77.86	0.169	-1.0118	0.1558	0.0132
13	79.52	0.1831	-0.9835	0.1627	0.0204
14	82.94	0.1972	-0.927	0.177	0.0202
15	84.62	0.2113	-0.9001	0.184	0.0272
16	86.57	0.2254	-0.8695	0.1923	0.0331
17	101.72	0.2394	-0.6527	0.257	0.0175
18	103.46	0.2535	-0.6298	0.2644	0.0109
19	106.8	0.2676	-0.5871	0.2786	0.011
20	112.42	0.2817	-0.518	0.3022	0.0205
21	119.2	0.2958	-0.4387	0.3304	0.0347
22	120.9	0.3099	-0.4196	0.3374	0.0275
23	123.7	0.3239	-0.3892	0.3486	0.0246
24	127.4	0.3380	-0.3493	0.3634	0.0254
25	138.0	0.3521	-0.2416	0.4045	0.0524
26	149.0	0.3662	-0.1386	0.4449	0.0787
27	149.2	0.3803	-0.1368	0.4456	0.0653
28	153.8	0.3944	-0.0955	0.4620	0.0676
29	157.8	0.4085	-0.0610	0.4757	0.0672

30	158.8	0.4225	-0.0519	0.4793	0.0568
31	163.1	0.4366	-0.0163	0.4935	0.0569
32	163.1	0.4507	-0.0163	0.4935	0.0428
33	163.7	0.4648	-0.0111	0.4956	0.0308
34	167.6	0.4789	0.0205	0.5082	0.0293
35	168.1	0.4930	0.0248	0.5099	0.0169
36	176.8	0.5070	0.0930	0.5370	0.0300
37	178.2	0.5211	0.1037	0.5413	0.0202
38	180.8	0.5352	0.1229	0.5489	0.0137
39	181.5	0.5493	0.1286	0.5512	0.0019
40	182.3	0.5634	0.1345	0.5535	0.0099
41	186.2	0.5775	0.1631	0.5648	0.0127
42	192.4	0.5915	0.2073	0.5821	0.0094
43	196.5	0.6056	0.2358	0.5932	0.0124
44	203.5	0.6197	0.2833	0.6115	0.0082
45	203.5	0.6338	0.2833	0.6115	0.0223
46	203.5	0.6479	0.2833	0.6115	0.0363
47	207.5	0.6620	0.3095	0.6215	0.0404
48	209.4	0.6761	0.3216	0.6261	0.0499
49	217.5	0.6901	0.3732	0.6455	0.0447
50	226.5	0.7042	0.4278	0.6656	0.0386
51	248.8	0.7183	0.5552	0.7106	0.0077
52	256.0	0.7324	0.5939	0.7237	0.0087
53	256.4	0.7465	0.5961	0.7245	0.0220
54	260.9	0.7606	0.6196	0.7322	0.0283
55	278.5	0.7746	0.7077	0.7604	0.0142
56	297.9	0.7887	0.7993	0.7879	0.0008
57	305.0	0.8028	0.8309	0.7970	0.0058
58	310.0	0.8169	0.8530	0.8032	0.0137
59	313.2	0.8310	0.8668	0.8070	0.0240
60	326.5	0.8451	0.9234	0.8221	0.0230
61	328.9	0.8592	0.9335	0.8247	0.0344
62	382.0	0.8732	1.1362	0.8721	0.0012

63	406.9	0.8873	1.2219	0.8891	0.0018
64	427.1	0.9014	1.2876	0.9011	0.0004
65	466.7	0.9155	1.4079	0.9204	0.0049
66	501.4	0.9296	1.5053	0.9339	0.0043
67	510.0	0.9437	1.5283	0.9368	0.0069
68	556.7	0.9577	1.6473	0.9502	0.0075
69	900.0	0.9718	2.2995	0.9893	0.0174
70	1286.5	0.9859	2.7850	0.9973	0.0114
DELTA TEORICO					0.0787

DISTRIBUCION LOG NORMAL 2 PARAMETROS - Momentos lineales					
m	X	P(X)	F(Z) Ordinario	F(Z) Mom Lineal	Delta
1	22.290	0.014	0.004	0.004	0.010
2	35.000	0.028	0.019	0.018	0.009
3	43.760	0.042	0.038	0.037	0.004
4	44.450	0.056	0.040	0.039	0.017
5	49.400	0.070	0.054	0.052	0.017
6	58.200	0.085	0.082	0.080	0.003
7	61.520	0.099	0.094	0.092	0.005
8	63.810	0.113	0.102	0.100	0.010
9	71.000	0.127	0.130	0.128	0.003
10	72.760	0.141	0.137	0.135	0.004
11	77.270	0.155	0.156	0.153	0.001
12	77.860	0.169	0.158	0.156	0.011
13	79.520	0.183	0.165	0.163	0.018
14	82.940	0.197	0.179	0.177	0.018
15	84.620	0.211	0.186	0.184	0.025
16	86.570	0.225	0.195	0.193	0.031
17	101.720	0.239	0.260	0.258	0.020
18	103.460	0.254	0.267	0.265	0.013
19	106.800	0.268	0.281	0.279	0.014
20	112.420	0.282	0.305	0.303	0.023

21	119.240	0.296	0.333	0.331	0.037
22	120.940	0.310	0.340	0.338	0.030
23	123.700	0.324	0.351	0.350	0.027
24	127.410	0.338	0.366	0.365	0.028
25	138.000	0.352	0.407	0.406	0.054
26	148.950	0.366	0.447	0.446	0.080
27	149.150	0.380	0.447	0.447	0.067
28	153.780	0.394	0.463	0.463	0.069
29	157.760	0.409	0.477	0.477	0.069
30	158.820	0.423	0.481	0.480	0.058
31	163.070	0.437	0.495	0.495	0.058
32	163.070	0.451	0.495	0.495	0.044
33	163.700	0.465	0.497	0.497	0.032
34	167.570	0.479	0.509	0.509	0.030
35	168.100	0.493	0.511	0.511	0.018
36	176.800	0.507	0.538	0.538	0.031
37	178.210	0.521	0.542	0.542	0.021
38	180.760	0.535	0.550	0.550	0.014
39	181.520	0.549	0.552	0.552	0.003
40	182.320	0.563	0.554	0.555	0.009
41	186.210	0.578	0.565	0.566	0.012
42	192.400	0.592	0.582	0.583	0.009
43	196.500	0.606	0.593	0.594	0.012
44	203.530	0.620	0.612	0.613	0.008
45	203.530	0.634	0.612	0.613	0.022
46	203.530	0.648	0.612	0.613	0.036
47	207.500	0.662	0.621	0.623	0.041
48	209.370	0.676	0.626	0.627	0.050
49	217.500	0.690	0.645	0.646	0.045
50	226.460	0.704	0.665	0.666	0.039
51	248.810	0.718	0.710	0.711	0.009
52	256.020	0.732	0.723	0.724	0.010
53	256.440	0.747	0.723	0.725	0.023

54	260.930	0.761	0.731	0.733	0.030
55	278.450	0.775	0.759	0.761	0.016
56	297.940	0.789	0.786	0.788	0.003
57	304.960	0.803	0.795	0.797	0.008
58	309.980	0.817	0.801	0.803	0.016
59	313.150	0.831	0.805	0.807	0.026
60	326.500	0.845	0.820	0.822	0.025
61	328.940	0.859	0.823	0.825	0.036
62	382.000	0.873	0.870	0.872	0.003
63	406.900	0.887	0.887	0.889	0.000
64	427.090	0.901	0.899	0.901	0.003
65	466.690	0.916	0.918	0.920	0.003
66	501.440	0.930	0.932	0.934	0.002
67	510.000	0.944	0.935	0.937	0.009
68	556.720	0.958	0.948	0.950	0.009
69	900.000	0.972	0.989	0.989	0.017
70	1286.530	0.986	0.997	0.997	0.011
DELTA TEORICO					0.0803

ESTACION PUENTE SALINAR - Prueba de bondad Smirnov Kolmogorov					
E.2.1.3 DISTRIBUCION GAMMA 2 PARAMETROS - Momentos lineales					
m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	22.29	0.0141	0.0199	0.1545	0.0058
2	35.0000	0.0282	0.0446	0.2125	0.0164
3	43.7600	0.0423	0.0655	0.2480	0.0233
4	44.4500	0.0563	0.0673	0.2507	0.0110
5	49.4000	0.0704	0.0804	0.2694	0.0100
6	58.2000	0.0845	0.1052	0.3007	0.0207
7	61.5200	0.0986	0.1151	0.3120	0.0165
8	63.8100	0.1127	0.1220	0.3196	0.0093
9	71.0000	0.1268	0.1443	0.3427	0.0175
10	72.7600	0.1408	0.1498	0.3481	0.0090

11	77.2700	0.1549	0.1643	0.3619	0.0094
12	77.8600	0.1690	0.1662	0.3636	0.0028
13	79.5200	0.1831	0.1716	0.3686	0.0115
14	82.9400	0.1972	0.1828	0.3785	0.0144
15	84.6200	0.2113	0.1883	0.3834	0.0230
16	86.5700	0.2254	0.1947	0.3889	0.0306
17	101.7200	0.2394	0.2454	0.4297	0.0060
18	103.4600	0.2535	0.2513	0.4341	0.0022
19	106.8000	0.2676	0.2625	0.4426	0.0051
20	112.4200	0.2817	0.2815	0.4564	0.0002
21	119.2400	0.2958	0.3043	0.4725	0.0086
22	120.9400	0.3099	0.3100	0.4765	0.0002
23	123.7000	0.3239	0.3192	0.4828	0.0047
24	127.4100	0.3380	0.3316	0.4911	0.0065
25	138.0000	0.3521	0.3663	0.5140	0.0142
26	148.9500	0.3662	0.4015	0.5364	0.0353
27	149.1500	0.3803	0.4021	0.5368	0.0218
28	153.7800	0.3944	0.4167	0.5458	0.0223
29	157.7600	0.4085	0.4290	0.5535	0.0206
30	158.8200	0.4225	0.4323	0.5555	0.0098
31	163.0700	0.4366	0.4453	0.5634	0.0087
32	163.0700	0.4507	0.4453	0.5634	0.0054
33	163.7000	0.4648	0.4472	0.5646	0.0176
34	167.5700	0.4789	0.4589	0.5716	0.0200
35	168.1000	0.4930	0.4605	0.5726	0.0325
36	176.8000	0.5070	0.4861	0.5879	0.0209
37	178.2100	0.5211	0.4902	0.5904	0.0309
38	180.7600	0.5352	0.4975	0.5947	0.0377
39	181.5200	0.5493	0.4997	0.5960	0.0496
40	182.3200	0.5634	0.5020	0.5974	0.0614
41	186.2100	0.5775	0.5130	0.6038	0.0645
42	192.4000	0.5915	0.5301	0.6139	0.0614
43	196.5000	0.6056	0.5412	0.6204	0.0644

44	203.5300	0.6197	0.5599	0.6313	0.0598
45	203.5300	0.6338	0.5599	0.6313	0.0739
46	203.5300	0.6479	0.5599	0.6313	0.0880
47	207.5000	0.6620	0.5701	0.6373	0.0918
48	209.3700	0.6761	0.5749	0.6400	0.1011
49	217.5000	0.6901	0.5953	0.6519	0.0949
50	226.4600	0.7042	0.6168	0.6644	0.0874
51	248.8100	0.7183	0.6666	0.6935	0.0517
52	256.0200	0.7324	0.6815	0.7022	0.0509
53	256.4400	0.7465	0.6824	0.7027	0.0641
54	260.9300	0.7606	0.6913	0.7081	0.0692
55	278.4500	0.7746	0.7244	0.7278	0.0503
56	297.9400	0.7887	0.7575	0.7481	0.0312
57	304.9600	0.8028	0.7686	0.7550	0.0342
58	309.9800	0.8169	0.7762	0.7598	0.0407
59	313.1500	0.8310	0.7809	0.7628	0.0500
60	326.5000	0.8451	0.7998	0.7750	0.0452
61	328.9400	0.8592	0.8031	0.7771	0.0560
62	382.0000	0.8732	0.8636	0.8188	0.0096
63	406.9000	0.8873	0.8857	0.8354	0.0017
64	427.0900	0.9014	0.9011	0.8477	0.0003
65	466.6900	0.9155	0.9258	0.8692	0.0103
66	501.4400	0.9296	0.9425	0.8854	0.0130
67	510.0000	0.9437	0.9461	0.8890	0.0024
68	556.7200	0.9577	0.9620	0.9070	0.0042
69	900.0000	0.9718	0.9974	0.9739	0.0256
70	1286.5300	0.9859	0.9999	0.9936	0.0140
DELTA TEORICO					0.1011

DISTRIBUCION GUMBEL - Momentos lineales					
m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	22.290	0.014	0.133	0.072	0.119
2	35.000	0.028	0.157	0.093	0.128
3	43.760	0.042	0.174	0.109	0.131
4	44.450	0.056	0.175	0.110	0.119
5	49.400	0.070	0.185	0.120	0.115
6	58.200	0.085	0.203	0.138	0.119
7	61.520	0.099	0.210	0.146	0.112
8	63.810	0.113	0.215	0.151	0.103
9	71.000	0.127	0.231	0.167	0.104
10	72.760	0.141	0.235	0.172	0.094
11	77.270	0.155	0.245	0.183	0.090
12	77.860	0.169	0.246	0.184	0.077
13	79.520	0.183	0.250	0.188	0.067
14	82.940	0.197	0.258	0.197	0.061
15	84.620	0.211	0.262	0.201	0.051
16	86.570	0.225	0.266	0.206	0.041
17	101.720	0.239	0.302	0.246	0.062
18	103.460	0.254	0.306	0.251	0.052
19	106.800	0.268	0.314	0.260	0.046
20	112.420	0.282	0.327	0.276	0.046
21	119.240	0.296	0.344	0.295	0.048
22	120.940	0.310	0.348	0.300	0.038
23	123.700	0.324	0.354	0.308	0.030
24	127.410	0.338	0.363	0.318	0.025
25	138.000	0.352	0.389	0.349	0.037
26	148.950	0.366	0.415	0.381	0.049
27	149.150	0.380	0.416	0.382	0.035
28	153.780	0.394	0.427	0.395	0.032
29	157.760	0.409	0.436	0.406	0.028

30	158.820	0.423	0.439	0.410	0.016
31	163.070	0.437	0.449	0.422	0.012
32	163.070	0.451	0.449	0.422	0.002
33	163.700	0.465	0.450	0.424	0.015
34	167.570	0.479	0.459	0.435	0.020
35	168.100	0.493	0.460	0.436	0.033
36	176.800	0.507	0.481	0.461	0.027
37	178.210	0.521	0.484	0.465	0.037
38	180.760	0.535	0.490	0.472	0.046
39	181.520	0.549	0.491	0.474	0.058
40	182.320	0.563	0.493	0.476	0.070
41	186.210	0.578	0.502	0.487	0.075
42	192.400	0.592	0.516	0.504	0.076
43	196.500	0.606	0.525	0.515	0.081
44	203.530	0.620	0.541	0.534	0.079
45	203.530	0.634	0.541	0.534	0.093
46	203.530	0.648	0.541	0.534	0.107
47	207.500	0.662	0.549	0.545	0.113
48	209.370	0.676	0.553	0.550	0.123
49	217.500	0.690	0.570	0.570	0.120
50	226.460	0.704	0.589	0.593	0.115
51	248.810	0.718	0.633	0.645	0.085
52	256.020	0.732	0.646	0.661	0.086
53	256.440	0.747	0.647	0.662	0.099
54	260.930	0.761	0.655	0.672	0.105
55	278.450	0.775	0.686	0.707	0.089
56	297.940	0.789	0.718	0.743	0.071
57	304.960	0.803	0.729	0.755	0.074
58	309.980	0.817	0.736	0.763	0.081
59	313.150	0.831	0.741	0.768	0.090
60	326.500	0.845	0.760	0.789	0.086
61	328.940	0.859	0.763	0.793	0.096
62	382.000	0.873	0.826	0.858	0.047

63	406.900	0.887	0.850	0.882	0.037
64	427.090	0.901	0.867	0.899	0.034
65	466.690	0.916	0.896	0.925	0.020
66	501.440	0.930	0.916	0.942	0.013
67	510.000	0.944	0.921	0.946	0.023
68	556.720	0.958	0.941	0.962	0.017
69	900.000	0.972	0.994	0.998	0.022
70	1286.530	0.986	1.000	1.000	0.014
DELTA TEORICO					0.1313

DISTRIBUCION GAMMA III- Momentos lineales					
m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	22.290	0.014	0.000	0.000	0.014
2	35.000	0.028	0.000	0.000	0.028
3	43.760	0.042	0.000	0.000	0.042
4	44.450	0.056	0.000	0.000	0.056
5	49.400	0.070	0.000	0.000	0.070
6	58.200	0.085	0.000	0.000	0.085
7	61.520	0.099	0.000	0.000	0.099
8	63.810	0.113	0.000	0.000	0.113
9	71.000	0.127	0.000	0.000	0.127
10	72.760	0.141	0.000	0.000	0.141
11	77.270	0.155	0.000	0.000	0.155
12	77.860	0.169	0.000	0.000	0.169
13	79.520	0.183	0.000	0.000	0.183
14	82.940	0.197	0.000	0.000	0.197
15	84.620	0.211	0.000	0.000	0.211
16	86.570	0.225	0.000	0.000	0.225
17	101.720	0.239	0.000	0.000	0.239
18	103.460	0.254	0.000	0.000	0.254
19	106.800	0.268	0.000	0.000	0.268

20	112.420	0.282	0.000	0.000	0.282
21	119.240	0.296	0.000	0.000	0.296
22	120.940	0.310	0.000	0.000	0.310
23	123.700	0.324	0.000	0.000	0.324
24	127.410	0.338	0.000	0.000	0.338
25	138.000	0.352	0.000	0.000	0.352
26	148.950	0.366	0.000	0.000	0.366
27	149.150	0.380	0.000	0.000	0.380
28	153.780	0.394	0.000	0.000	0.394
29	157.760	0.409	0.000	0.000	0.409
30	158.820	0.423	0.000	0.000	0.423
31	163.070	0.437	0.000	0.000	0.437
32	163.070	0.451	0.000	0.000	0.451
33	163.700	0.465	0.000	0.000	0.465
34	167.570	0.479	0.000	0.000	0.479
35	168.100	0.493	0.000	0.000	0.493
36	176.800	0.507	0.000	0.000	0.507
37	178.210	0.521	0.000	0.000	0.521
38	180.760	0.535	0.000	0.000	0.535
39	181.520	0.549	0.000	0.000	0.549
40	182.320	0.563	0.000	0.000	0.563
41	186.210	0.578	0.000	0.000	0.578
42	192.400	0.592	0.000	0.000	0.592
43	196.500	0.606	0.000	0.000	0.606
44	203.530	0.620	0.000	0.000	0.620
45	203.530	0.634	0.000	0.000	0.634
46	203.530	0.648	0.000	0.000	0.648
47	207.500	0.662	0.000	0.000	0.662
48	209.370	0.676	0.000	0.000	0.676
49	217.500	0.690	0.000	0.000	0.690
50	226.460	0.704	0.000	0.000	0.704
51	248.810	0.718	0.000	0.000	0.718
52	256.020	0.732	0.000	0.000	0.732

53	256.440	0.747	0.000	0.000	0.747
54	260.930	0.761	0.000	0.000	0.761
55	278.450	0.775	0.000	0.000	0.775
56	297.940	0.789	0.000	0.000	0.789
57	304.960	0.803	0.000	0.000	0.803
58	309.980	0.817	0.000	0.000	0.817
59	313.150	0.831	0.000	0.000	0.831
60	326.500	0.845	0.000	0.000	0.845
61	328.940	0.859	0.000	0.000	0.859
62	382.000	0.873	0.000	0.000	0.873
63	406.900	0.887	0.000	0.000	0.887
64	427.090	0.901	0.000	0.000	0.901
65	466.690	0.916	0.000	0.000	0.916
66	501.440	0.930	0.000	0.000	0.930
67	510.000	0.944	0.000	0.000	0.944
68	556.720	0.958	0.000	0.000	0.958
69	900.000	0.972	0.000	0.000	0.972
70	1286.530	0.986	0.000	0.000	0.986
DELTA TEORICO					0.9859

DISTRIBUCION LOG GUMBEL - Momentos lineales					
m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	22.290	0.014	0.000	0.000	0.014
2	35.000	0.028	0.000	0.001	0.028
3	43.760	0.042	0.004	0.006	0.038
4	44.450	0.056	0.005	0.007	0.051
5	49.400	0.070	0.012	0.016	0.059
6	58.200	0.085	0.035	0.043	0.049
7	61.520	0.099	0.048	0.056	0.051
8	63.810	0.113	0.057	0.067	0.055
9	71.000	0.127	0.093	0.104	0.034

10	72.760	0.141	0.102	0.113	0.039
11	77.270	0.155	0.128	0.139	0.027
12	77.860	0.169	0.131	0.143	0.038
13	79.520	0.183	0.141	0.153	0.042
14	82.940	0.197	0.162	0.174	0.036
15	84.620	0.211	0.172	0.184	0.039
16	86.570	0.225	0.184	0.196	0.041
17	101.720	0.239	0.277	0.287	0.038
18	103.460	0.254	0.287	0.297	0.034
19	106.800	0.268	0.307	0.316	0.039
20	112.420	0.282	0.339	0.347	0.058
21	119.240	0.296	0.376	0.383	0.081
22	120.940	0.310	0.385	0.392	0.075
23	123.700	0.324	0.400	0.406	0.076
24	127.410	0.338	0.418	0.423	0.080
25	138.000	0.352	0.467	0.471	0.115
26	148.950	0.366	0.513	0.515	0.147
27	149.150	0.380	0.514	0.516	0.134
28	153.780	0.394	0.532	0.533	0.137
29	157.760	0.409	0.546	0.547	0.138
30	158.820	0.423	0.550	0.551	0.128
31	163.070	0.437	0.565	0.565	0.128
32	163.070	0.451	0.565	0.565	0.114
33	163.700	0.465	0.567	0.567	0.102
34	167.570	0.479	0.580	0.580	0.101
35	168.100	0.493	0.582	0.581	0.089
36	176.800	0.507	0.608	0.607	0.101
37	178.210	0.521	0.612	0.611	0.091
38	180.760	0.535	0.620	0.618	0.085
39	181.520	0.549	0.622	0.620	0.073
40	182.320	0.563	0.624	0.622	0.061
41	186.210	0.578	0.635	0.633	0.057
42	192.400	0.592	0.651	0.648	0.059

43	196.500	0.606	0.661	0.658	0.055
44	203.530	0.620	0.677	0.674	0.057
45	203.530	0.634	0.677	0.674	0.043
46	203.530	0.648	0.677	0.674	0.029
47	207.500	0.662	0.686	0.682	0.024
48	209.370	0.676	0.689	0.686	0.013
49	217.500	0.690	0.706	0.702	0.016
50	226.460	0.704	0.723	0.718	0.018
51	248.810	0.718	0.758	0.753	0.040
52	256.020	0.732	0.769	0.763	0.036
53	256.440	0.747	0.769	0.764	0.023
54	260.930	0.761	0.775	0.770	0.015
55	278.450	0.775	0.796	0.791	0.022
56	297.940	0.789	0.816	0.811	0.028
57	304.960	0.803	0.823	0.817	0.020
58	309.980	0.817	0.827	0.822	0.010
59	313.150	0.831	0.830	0.824	0.001
60	326.500	0.845	0.841	0.835	0.004
61	328.940	0.859	0.843	0.837	0.017
62	382.000	0.873	0.876	0.870	0.003
63	406.900	0.887	0.888	0.882	0.001
64	427.090	0.901	0.896	0.891	0.005
65	466.690	0.916	0.910	0.905	0.005
66	501.440	0.930	0.920	0.915	0.009
67	510.000	0.944	0.923	0.918	0.021
68	556.720	0.958	0.933	0.928	0.025
69	900.000	0.972	0.970	0.967	0.002
70	1286.530	0.986	0.984	0.982	0.002
DELTA TEORICO					0.1470

Una vez aplicados los modelos estadísticos, procedemos a evaluar sus parámetros “delta” mediante la prueba de bondad de Smirnov Kolmogorov.

RESUMEN

- **Delta tabular:** 0.1626

EVALUACIÓN MEDIANTE SMINORV KOLMOGOROV

- **Delta teórico - delta tabular:**

NORMAL:	0.0300
GUMBEL:	0.0313
LOG NORMAL DE 2 P:	0.0823
LOG GUMBEL:	0.0156
GAMMA 2 P:	0.1370
LOG NORMAL DE 3 P:	0.0839
LOG GAMMA 3P	0.8233

- **Mínimo:** 0.0156

- **LA DISTRIBUCION A EMPLEAR SERA LOG GUMBEL**

Como se puede apreciar, la distribución más adecuada para el análisis estadístico de caudales es la distribución LOG GUMBEL, y con la ayuda del aplicativo HIDROESTA, hallaremos el estimado para un caudal máximo bajo la condición de 500 años, en periodo de retorno.

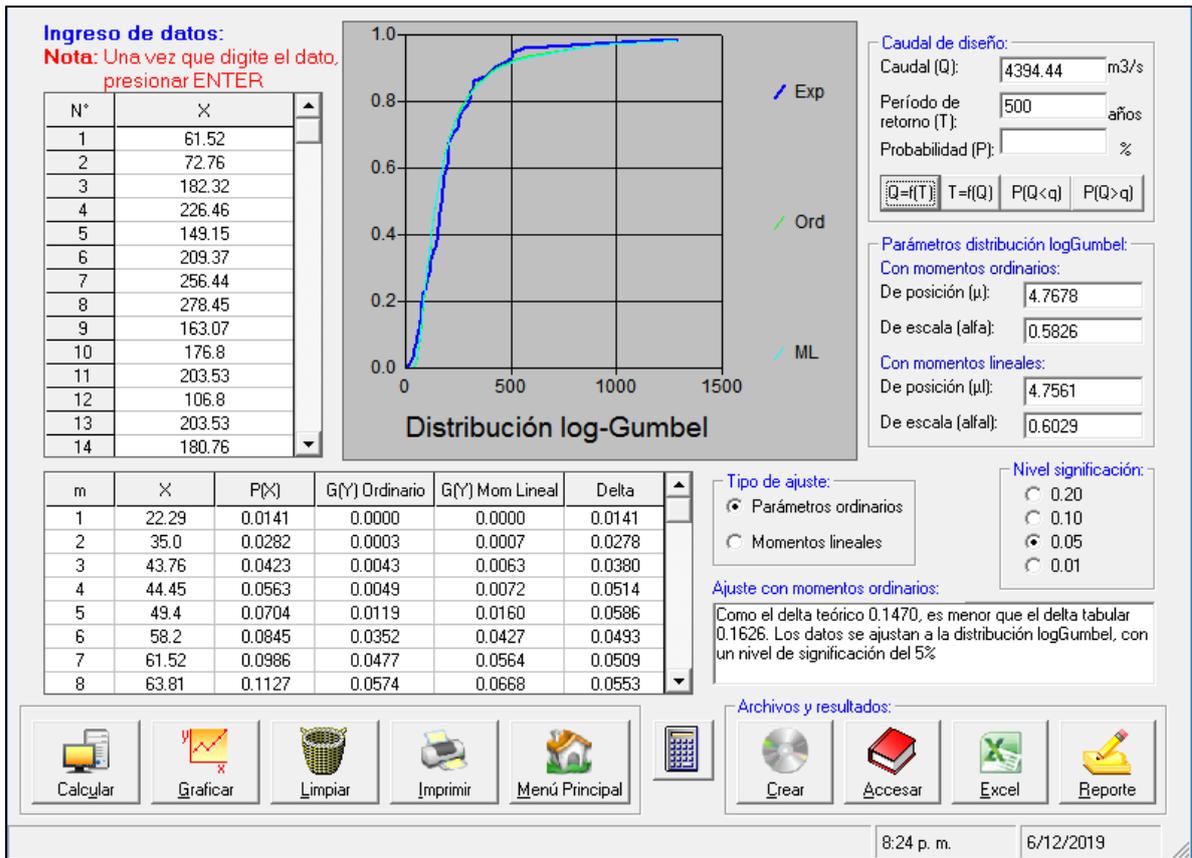


Imagen 45: Estimación del caudal para T=500 años.

Después de realizado el análisis estadístico hemos obtenido un caudal de 4394.44 m³/s para un periodo de retorno de 500 años.

INGRESO DE CAUDAL AL MODELO HIDRÁULICO 2D

Como ya ha sido calculado el caudal para el modelamiento, procedemos a ingresar la información a través de la geometría con la cual hemos definido la forma del cauce del río en estudio.

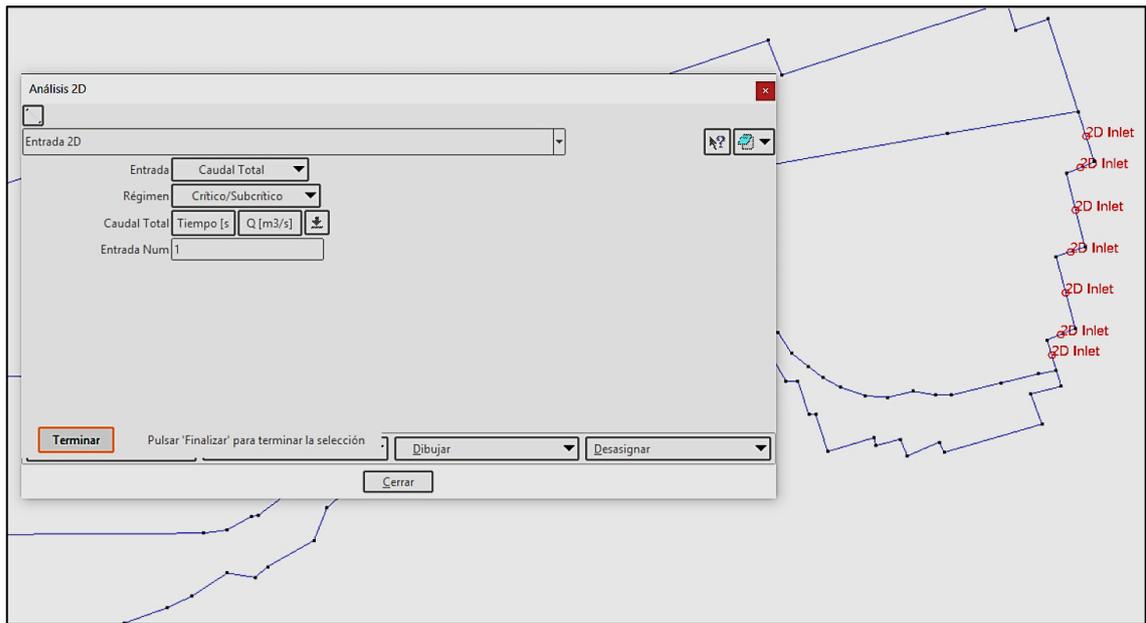


Imagen 46: Ingreso de caudal de máxima avenida para un $T=500$ años.

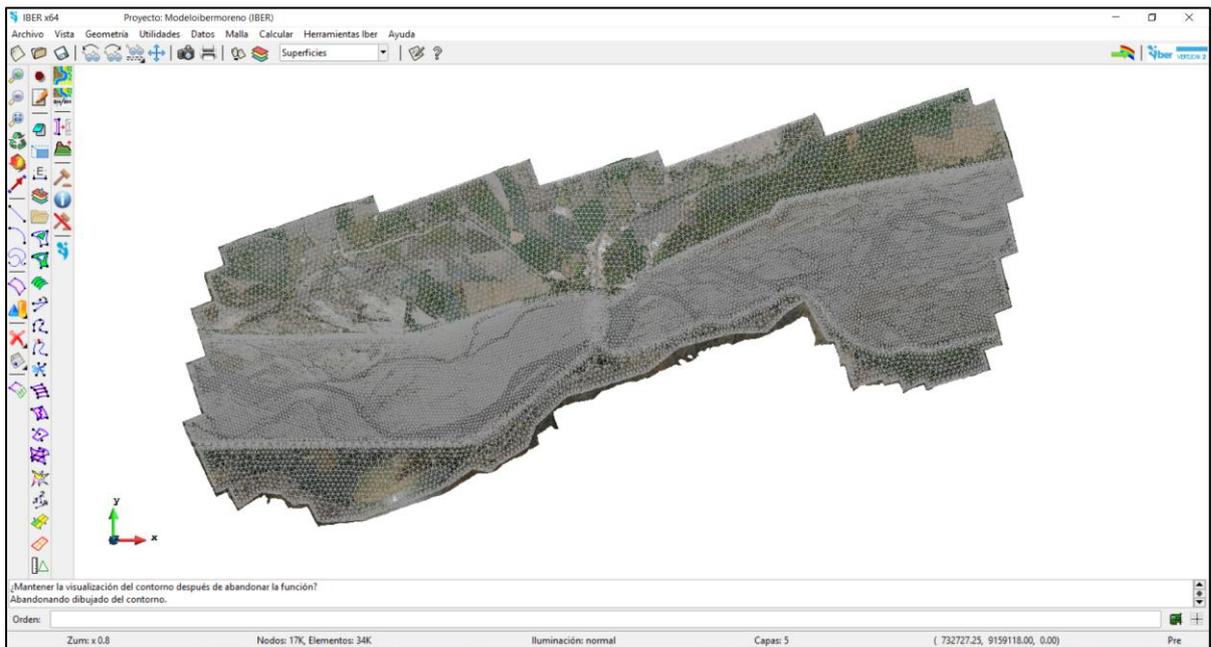


Imagen 47: Superficie enmallada.



Imagen 48: Asignación de las elevaciones en la superficie enmallada.

Mediante la herramienta “Fijar cota” importamos el archivo ráster creado con anterioridad que contiene la información de las elevaciones de todo el terreno que se ha levantado, y se asignará en función a la calidad de malla designada en el modelo.

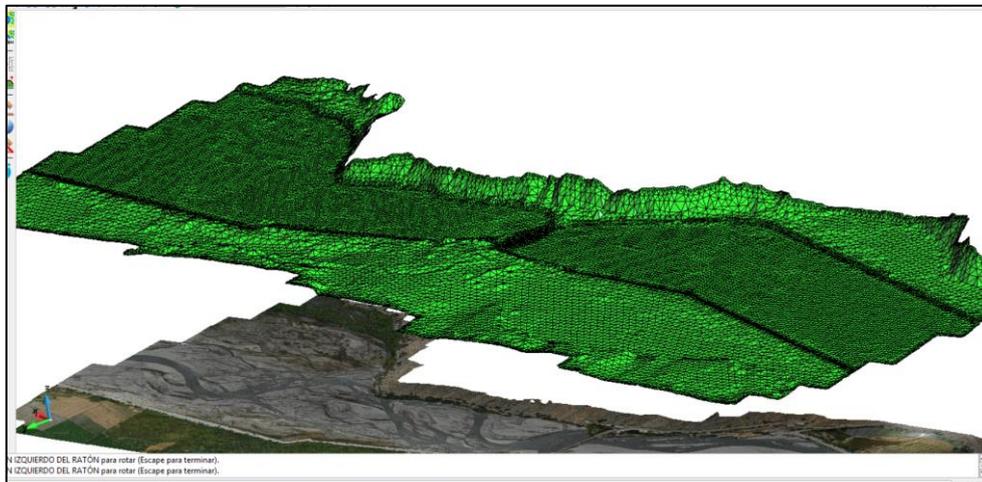


Imagen 49: Vista isométrica de la superficie topográfica.

Como se puede apreciar, se divisa el paisaje que describe el relieve topográfico, lo cual ha sido designado desde el enmallado hasta la asignación de elevación conforme está la topografía.

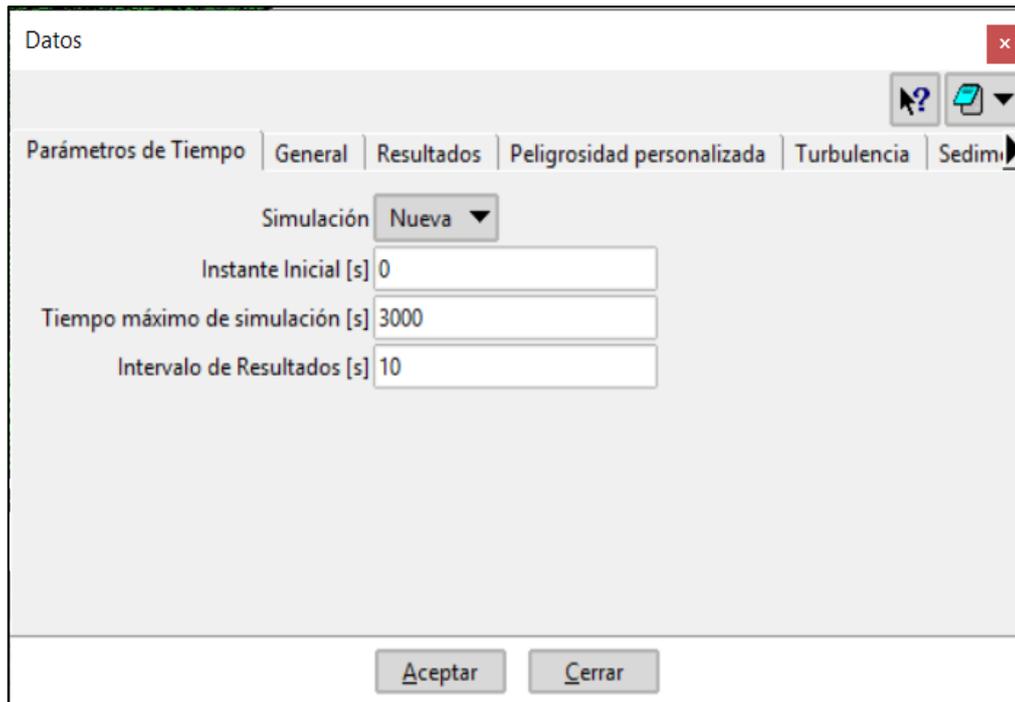


Imagen 50: Asignación de los parámetros de tiempo.

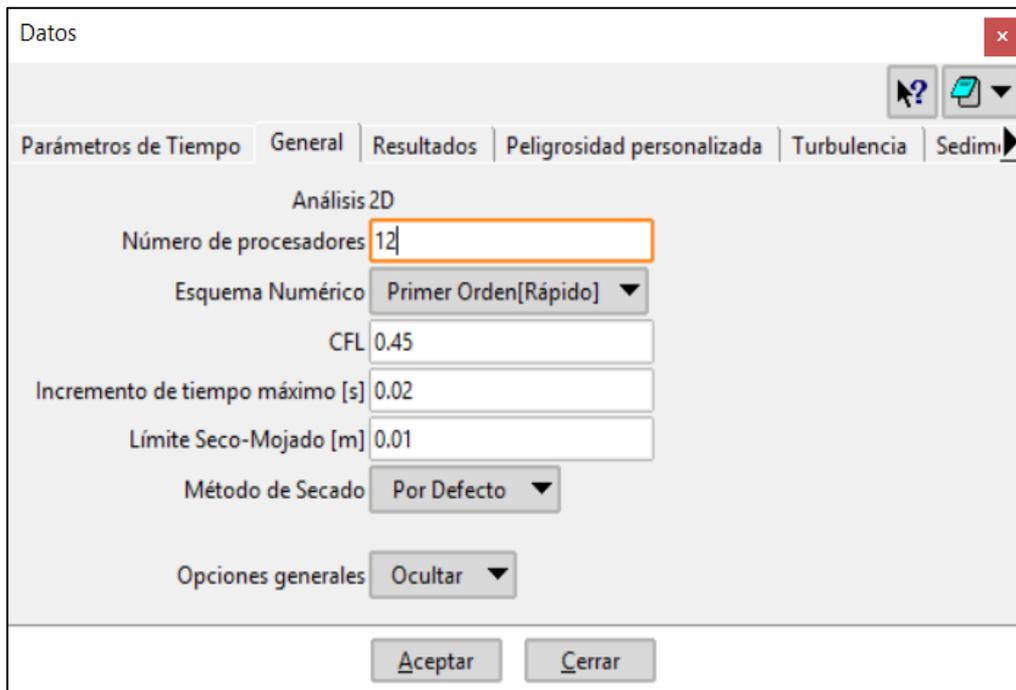


Imagen 51: Asignación de los parámetros generales.

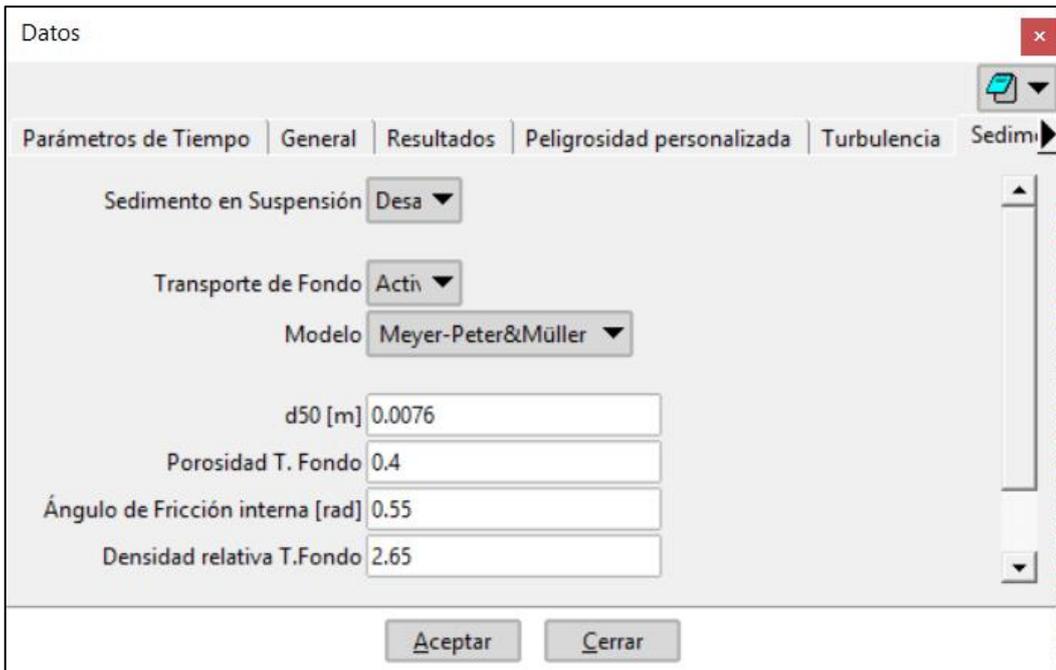


Imagen 52: Asignación de los parámetros sedimentológicos.

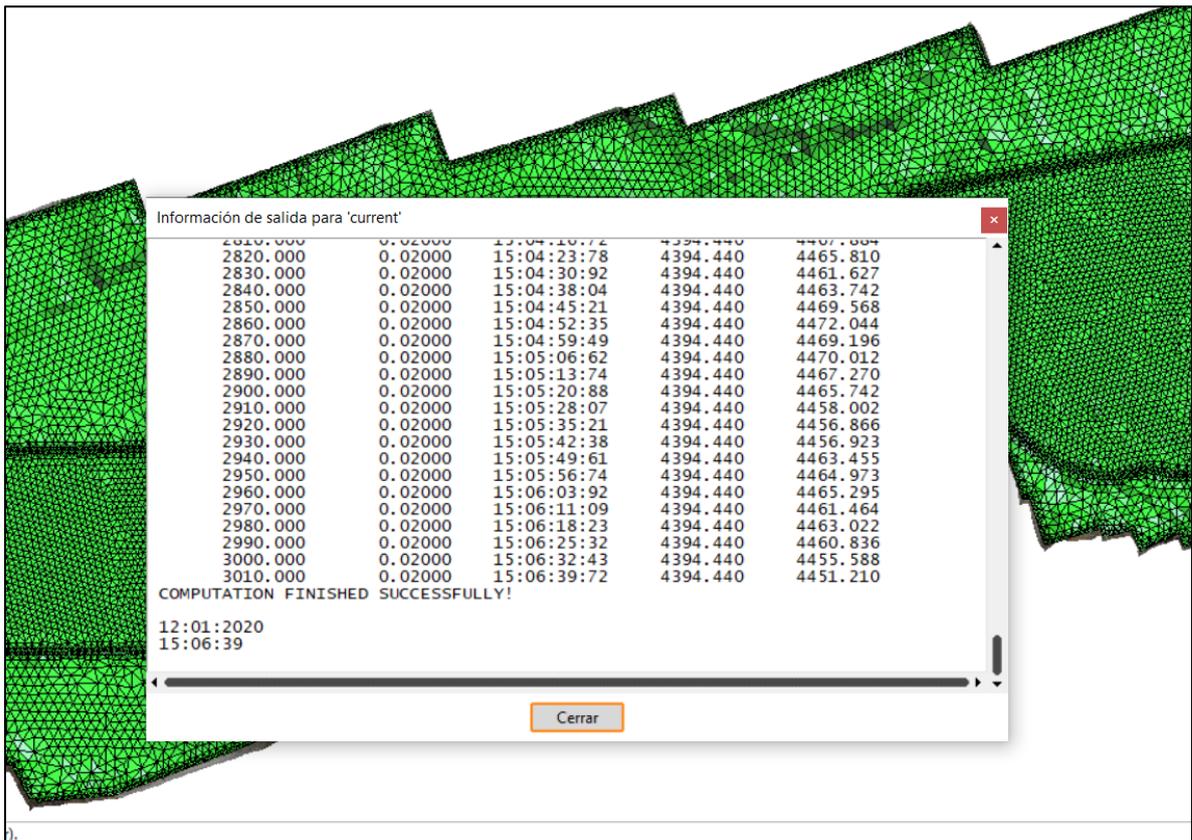


Imagen 53: Finalización del proceso de cálculo.

RESULTADOS DE LA SIMULACIÓN:

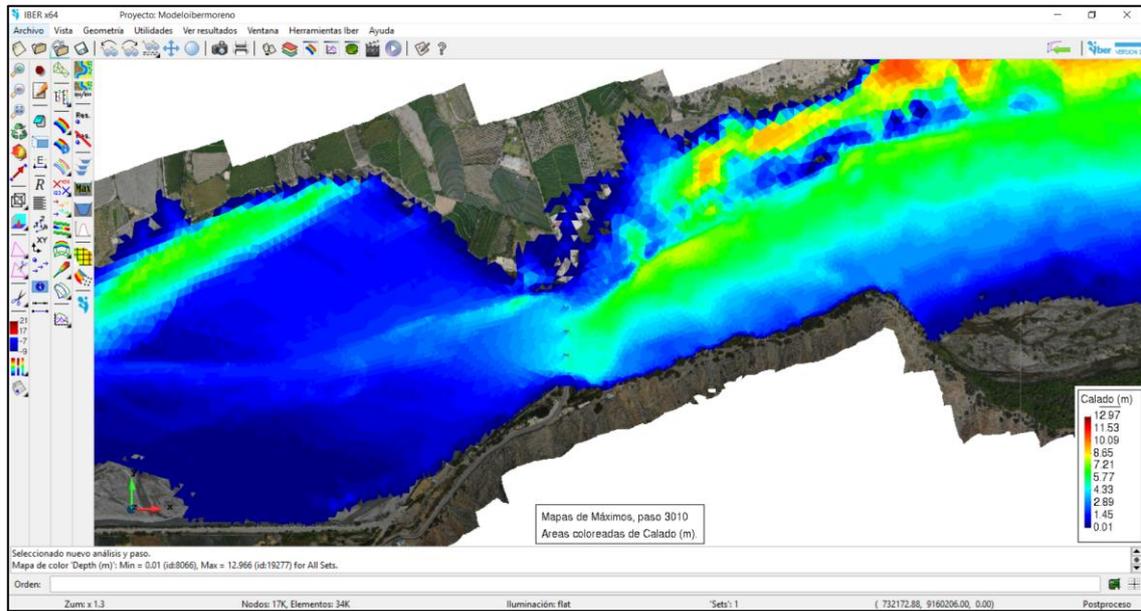


Imagen 54: Tirante máximo en el instante $t= 3010$ s.

En el sector del puente los tirantes oscilan en un rango de entre 4.33 y 5.77 m, siendo este último es más alto probable.

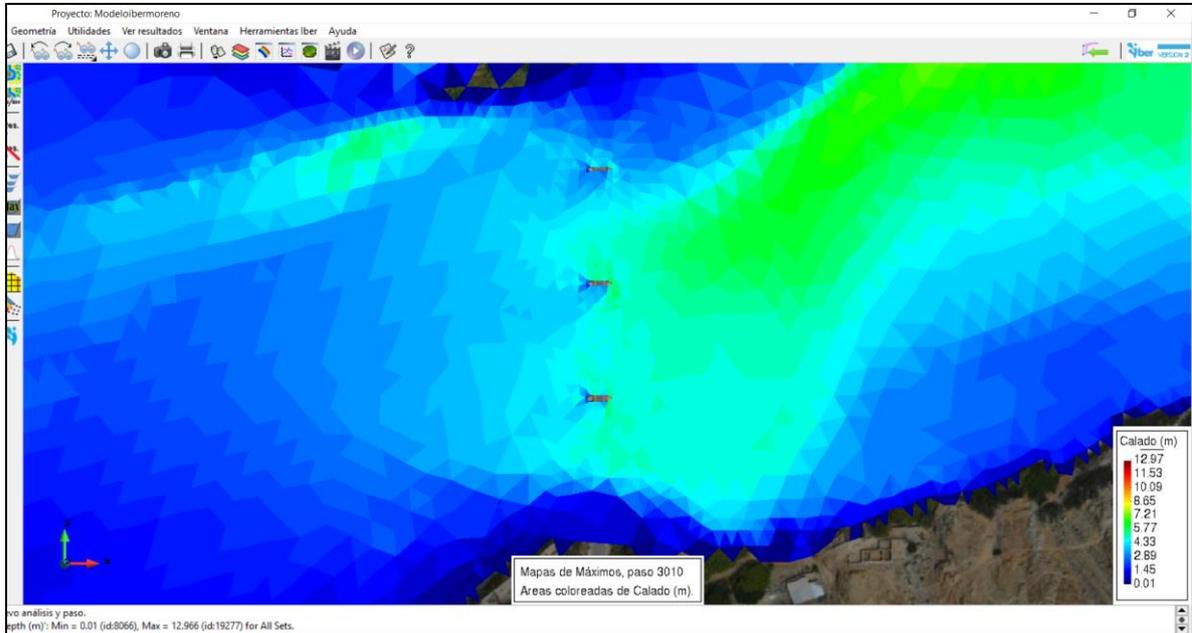


Imagen 55: Tirante máximo en el instante $t= 3010$ s – Sector del puente.

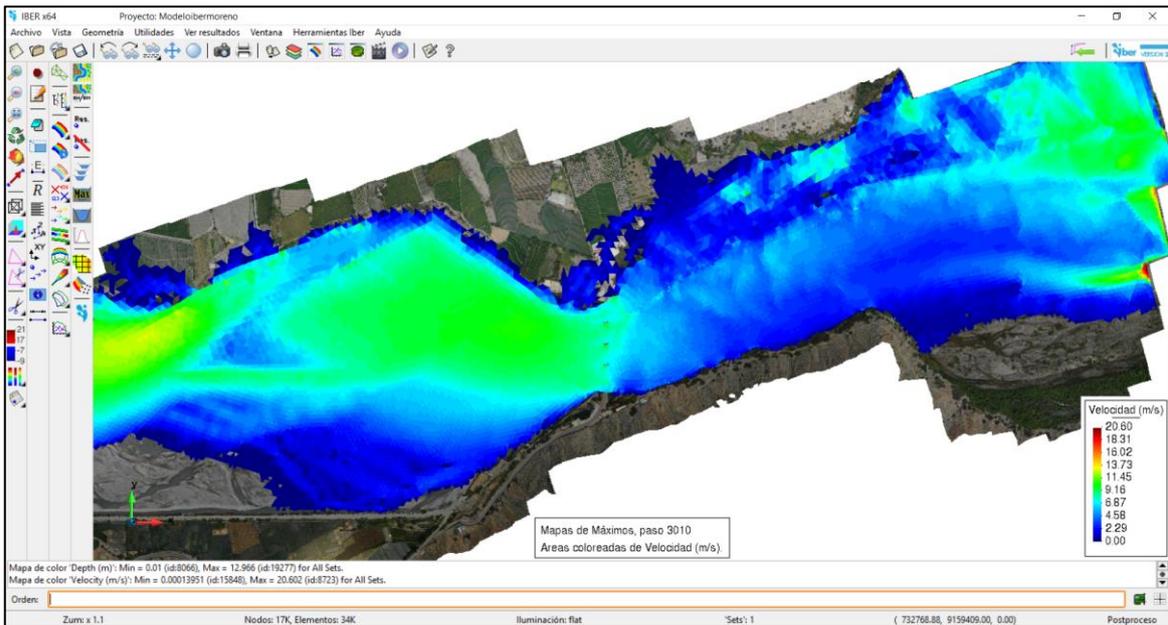


Imagen 56: Velocidad máxima en el instante $t= 3010$ s.

En el modelo se ha registrado que las velocidades máximas en todo el sector se encuentran en un rango desde 0 hasta 20.60 m/s, siendo esta última un desfase por el ingreso de caudal al modelo, sin embargo, más adelante se puede apreciar que las velocidades máximas representativas se encuentran aguas abajo del puente con valores que están entre 11.45 y 13.73 m/s, en el sector del puente está entre 9.16 m/s y 11.45 m/s.

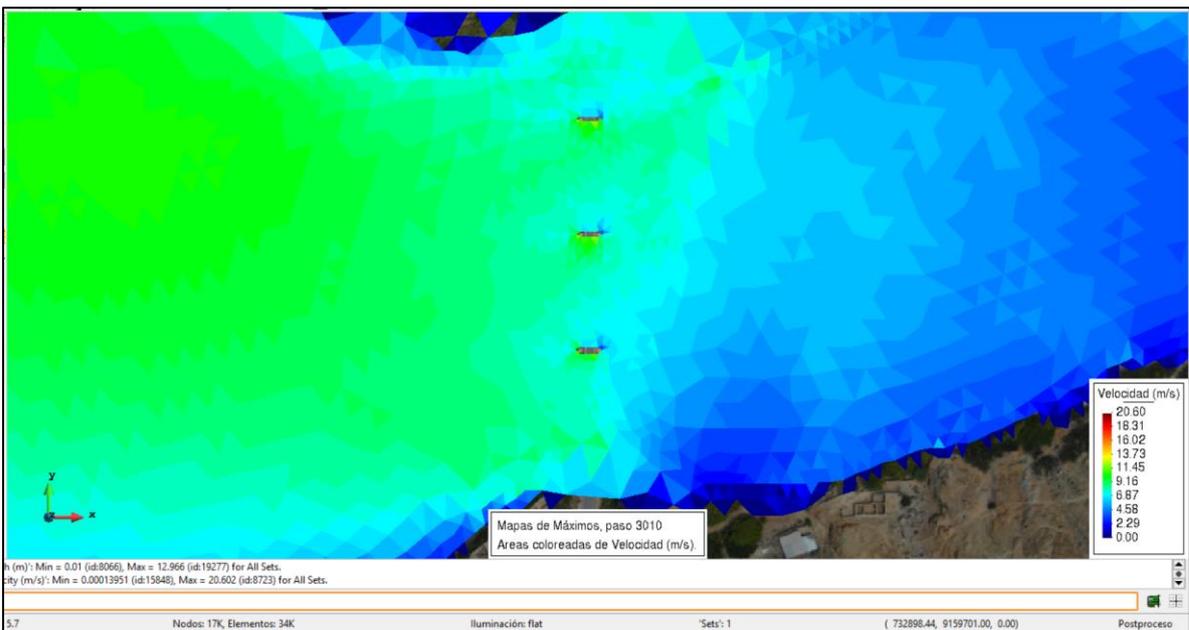


Imagen 57: Velocidad máxima en el instante $t= 3010$ s – Sector del puente.

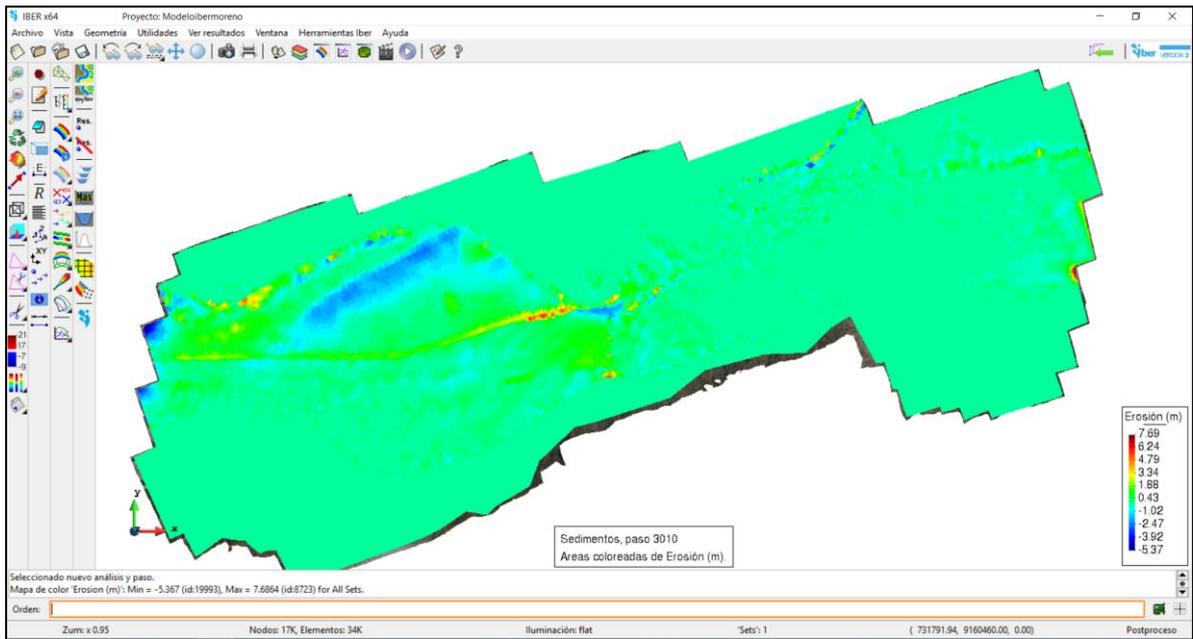


Imagen 58: Erosión y sedimentación en el instante $t= 3010$ s.

Como es evidente en la imagen superior, la degradación / agravación dentro del cauce y en sus alrededores no es uniforme, existen lugares en los que el modelo ha registrado acumulación de gruesas capas de sedimento, así como también se puede ver que hay zonas, en las que se ha desgastado la superficie de una manera importante.

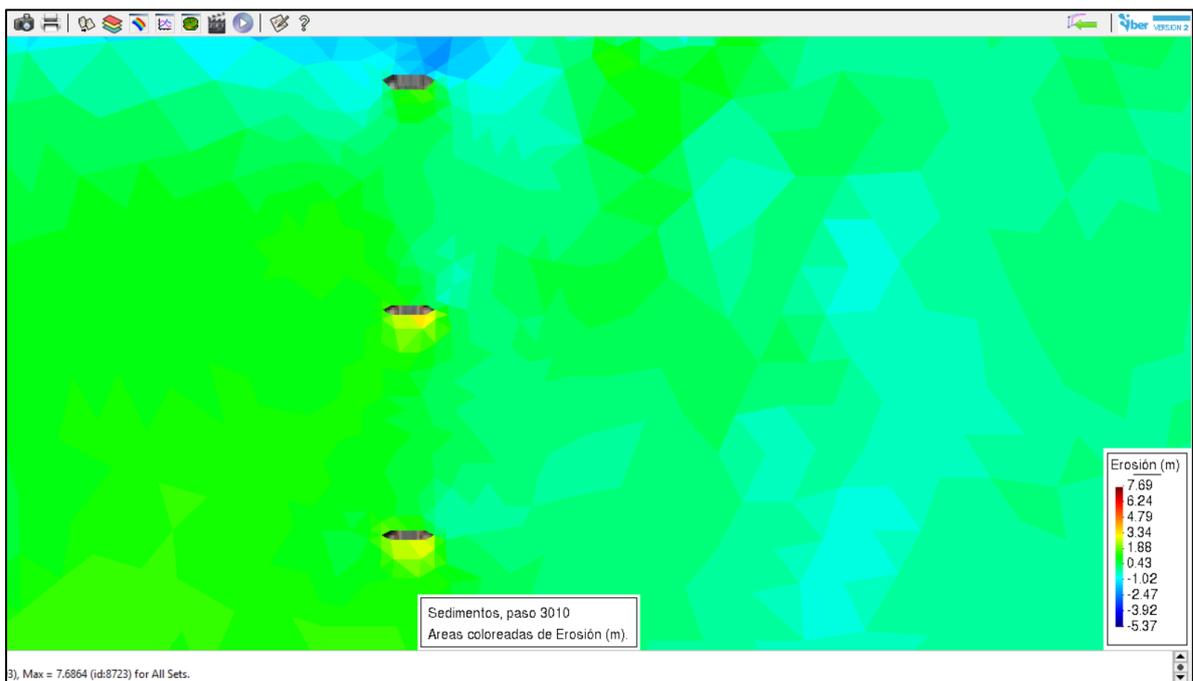


Imagen 59: Socavación local en los pilares del puente.

Ahora centrándonos en los pilares del puente, se puede apreciar que de los tres el más afectado es el pilar central, veamos por qué.

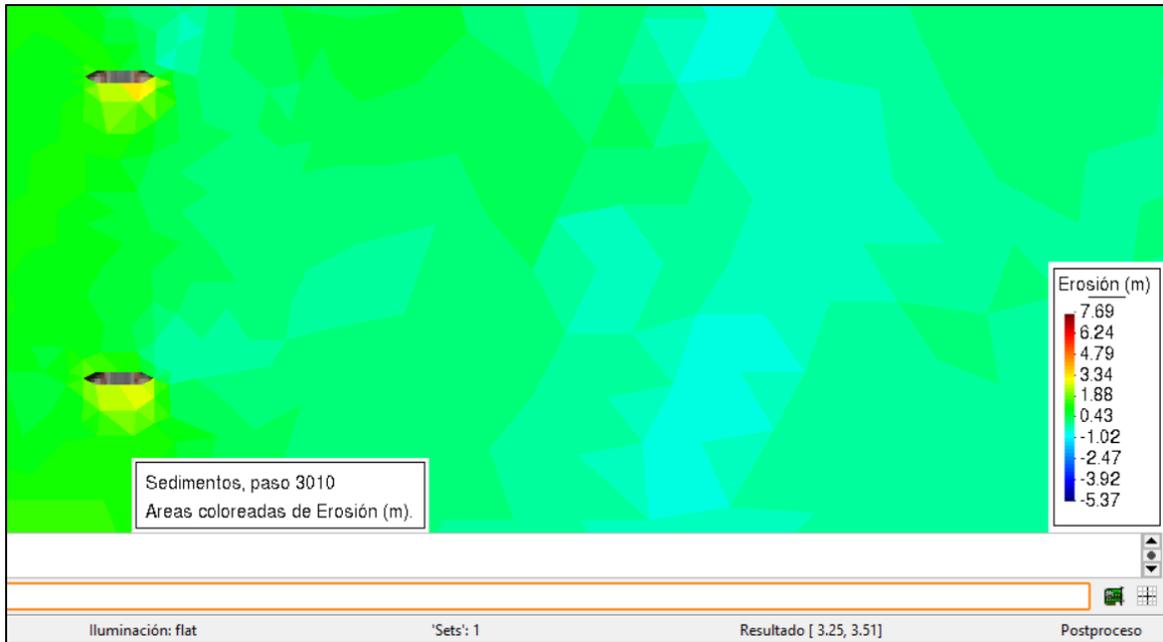


Imagen 60: Socavación local en el pilar central.

Como se puede verificar en la parte inferior, en las líneas de texto que dicen “resultado” se anota un intervalo que pertenece al pilar central, los cuales indican el intervalo de 3.25 a 3.51m de profundidad para la socavación.

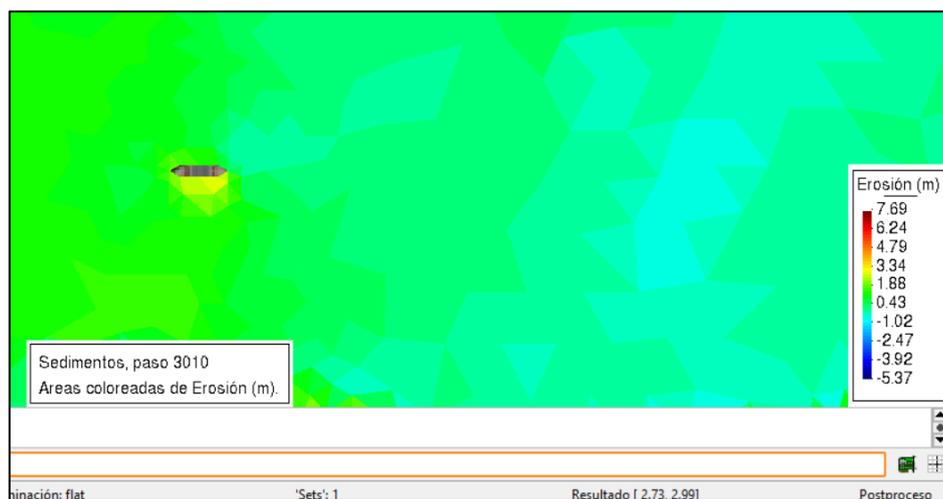


Imagen 61: Socavación local en el pilar izquierdo.

La socavación máxima en el pilar izquierdo es de 2.99m.

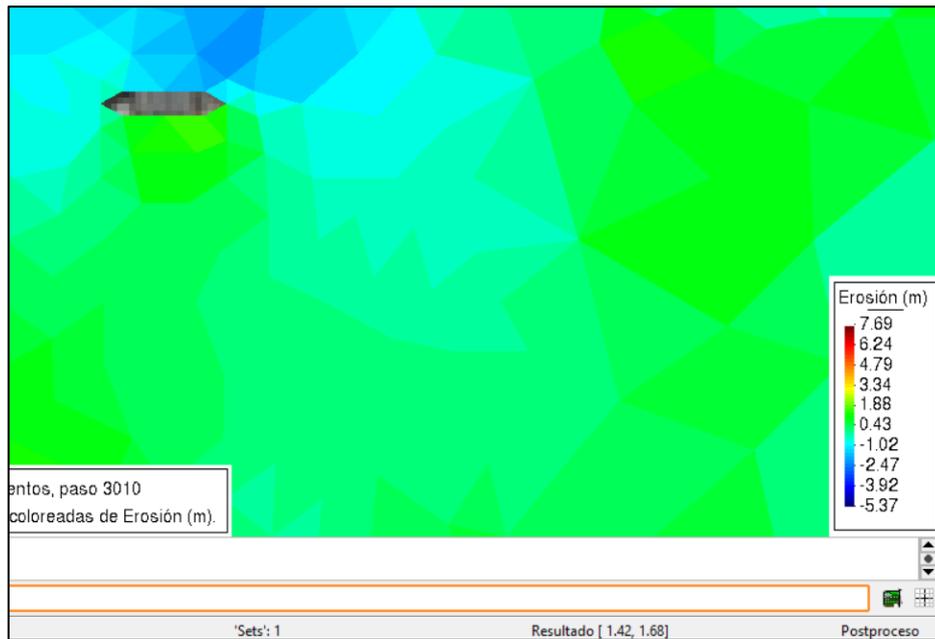


Imagen 62: Socavación local en el pilar derecho.

La socavación máxima en el pilar derecho es de 1.68 m.

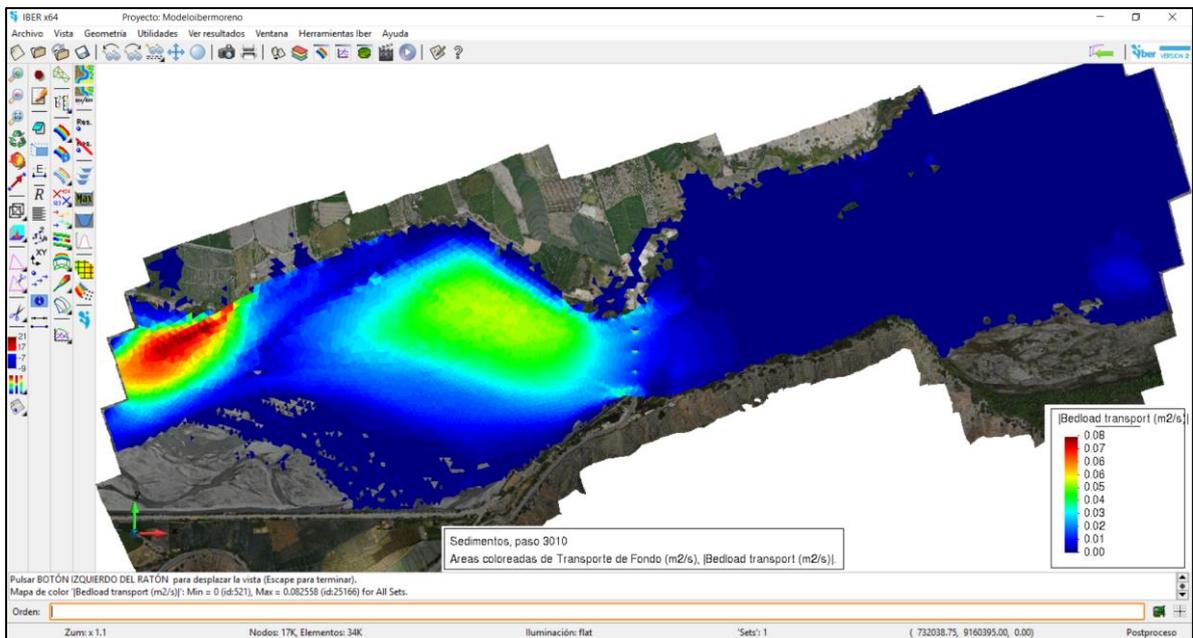


Imagen 63: Transporte de sedimentos.

Finalmente se puede ver que la zona con mayor actividad de acarreo de sedimentos es la que está ubicada aguas abajo del puente Moreno, como se puede verificar el transporte de sedimentos máximo alcanzado es de 0.08 m²/s, en la margen derecha, y de 0.04 m²/s en la zona central.

4.2. Prueba de hipótesis

De acuerdo a lo planteado en la hipótesis se dice que la socavación local en los pilares del puente Punta Moreno podría llegar a ser de hasta 1.22m, todo esto es según lo calculado con las fórmulas empíricas, sin embargo, en el modelo hidráulico, cada uno de los pilares se socava de manera individual con valores diferentes, siendo el mayor con una profundidad de hasta 3.51m, el cual es mucho mayor al propuesto en la hipótesis, para lo cual establecemos que la hipótesis no se cumple en su totalidad, si no que el valor calculado era conservador hasta cierto punto.

V. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

- La socavación local del puente Punta moreno se da de manera diferente para cada uno de los pilares, incluso se puede ver que de todos ellos el pilar más afectado es el central, con una socavación de hasta 3.51 m, la cual forma una cavidad importante ya que los puentes regularmente se encuentran cimentados a una profundidad de entre 4 a 6 metros, no obstante cabe resaltar que la profundidad de esta socavación podría dejar expuesta la cimentación del puente o en el peor de los casos arrastrarla a favor de la corriente, ocasionando una catástrofe.
- El levantamiento topográfico se realizó teniendo en cuenta lo poco accidentado del terreno correspondiente al valle, lo cual facilitó el trabajo del dron y sus resultados han sido muy satisfactorios, dándonos una resolución de en terreno: 7.34 cm/pix lo cual se encuentra indicado en el informe topográfico adjunto, esta resolución nos ha permitido realizar la generación de mapas en formatos ráster de manera óptima, teniendo en cuenta todos y cada uno de los detalles que forma parte del terreno correspondiente al cauce, por otro lado, también se nos ha facilitado la refinación de las mallas para la evaluación de los pilares del puente.

- Durante el cálculo del caudal máximo, se ha tenido en cuenta el empleo de los registros de aforos de la estación Salinar, la cual es la estación más cercana a nuestra área de estudio y que nos ofrece una visión más certera de los caudales que han transitado por el cauce durante los últimos años y así nosotros con esta información poder realizar una proyección más precisa, que al hacerlo con caudales sintéticos producto de estudios de concentración de caudales en cuencas, ya que en este último hay muchas variables que no se pueden establecer con precisión, y aunque los caudales resultantes son conservadores, existe todavía un margen error amplio, finalmente se realizó un análisis estadístico dando por sentado que los caudales evaluados se ajustan a una distribución LOG GUMBEL, por tener un rango de evaluación de su delta tabular muy similar al modelo estadístico mencionado, por lo que se decidió emplearlo para proyectar un caudal para un $T= 500$ años, dando como resultado 4394.44 m³/s.
- El tirante máximo alcanzado en el cauce del río Chicama, sector del puente punta moreno se ha estimado en un rango de 5.77 y 7.21 m el cual claramente se puede denotar un desbordamiento del cauce hacia la margen derecha, desapareciendo por completo el gálibo del puente.
- Las velocidades en el tramo que involucra al puente se encuentran entre 9.16 m/s y 11.45 m/s, por ser un lecho arenoso podrían considerarse velocidades erosivas, además son indicadores de un flujo supercrítico, esto ha sido determinado mediante el software Iber, y las velocidades corresponden a un rango evaluado al pie de los pilares con indicadores graduales en colores desde el azul al rojo, siendo las tonalidades más fuertes asignadas a los valores más elevados.
- De acuerdo a lo estipulado en los objetivos de nuestra investigación, una de las estimaciones realizadas para la propuesta del anteproyecto ha sido la erosión local en los pilares del puente, sin embargo esto ha sido determinado mediante fórmulas empíricas y los valores obtenidos son referenciales y probablemente conservadores, sin embargo el software Iber ofrece un tratamiento diferente a la información ingresada, entre las cuales

se encuentra la superficie y los parámetros del suelo que de acuerdo a los autores del aplicativo, revelarían resultados mucho más cercanos a la realidad, los cuales nos permitirían evitar el sobredimensionamiento de las estructuras que componen la cimentación en un puente y tomar decisiones mucho más acertadas para colocar una protección que mitigue cualquier forma de erosión presentada en la intersección de los pilares y el puente, finalmente después de aplicado el análisis bidimensional y siguiendo el protocolo del software Iber, se ha determinado la magnitud de la erosión, siendo 3.25 a 3.51m la mayor, localizada en el pilar central del puente y 1.68m la menos, localizada en derecho.

- No solamente para evaluar la socavación es que se ha planteado un modelo hidráulico computacional, sino también para encontrar los diferentes valores de las características hidráulicas que pueden haber tanto en el cauce como en el sector donde están ubicados los pilares del puente Moreno, no obstante, uno de los pasos primordiales para conseguir buenos resultados en el modelo final es la adecuada elección de la malla en que la se dividirá la superficie en análisis, sin embargo, también es importante distribuir bien los usos de suelo asignados y acto consecuente la rugosidad según Manning, el modelo además ha permitido visualizar la heterogeneidad y variedad de los resultados a lo largo y ancho del cauce respecto a los valores de velocidad, tirante, régimen de flujo y sobre todo el transporte de sedimentos que una de las causales de la socavación en los pilares.
- Para la estimación de los valores correspondientes al transporte de sedimentos, también nos hemos apoyado en los resultados obtenidos del análisis Bidimensional, teniendo en cuenta la morfología del río, ya que se trata de un cauce con poca pendiente y podemos visualizar que suele acumular material en ambas márgenes del río.

CONCLUSIONES

- Se llevó a cabo el levantamiento topográfico del cauce del río Chicama en el sector del emplazamiento del puente "Punta Moreno teniendo en cuenta 1 kilómetro aguas arriba y 1km aguas abajo desde el eje del puente, del cual se puede concluir que se trata de un río con poca pendiente, su morfología lo clasifica como un río trezado, de manera visual hemos podido observar que contienen gran cantidad de bancos de arena lo cual indica que se trata de un cauce con alta capacidad de transporte de sedimentos. Las cotas del levantamiento topográfico están en un intervalo de 403 a 504 msnm.
- Se realizó la estimación del caudal de máxima avenida para un periodo de retorno de 500 años, esto de acuerdo a lo exigido en los lineamientos del Manual de hidrología, hidráulica y drenaje del MTC, mediante un estudio estadístico de los caudales de aforo se pudo determinar también que la distribución Log Gumbel es la que más se ajusta a la base de datos correspondiente a los caudales máximos por mes y año extraídos de la web del ANA, en el apartado del sistema de adquisición de datos hidrológicos online (SADHO), dando como resultado 4394.44 m³/s.
- Con el apoyo de un modelo hidráulico bidimensional hemos calculado el tirante máximo en el sector del puente, siendo los valores que oscilan en un rango de entre 4.33 y 5.77 m.
- Mediante el modelo hidráulico bidimensional hemos obtenido velocidades en un rango desde 0 hasta 20.60 m/s, siendo esta última un desfase por el ingreso de caudal al modelo, sin embargo, más adelante se puede apreciar que las velocidades máximas representativas se encuentran aguas abajo del puente con valores que están entre 11.45 y 13.73 m/s, en el sector del puente está entre 9.16 m/s y 11.45 m/s.
- Las características hidráulicas necesarias para la estimación de la socavación de los pilares del puente se determinaron siendo requeridas para las fórmulas: La geometría del pilar, posición del pilar con respecto al cauce y la granulometría del fondo del cauce y la longitud de la sección transversal del pilar.

- Se elaboró un modelo hidráulico contemplando la naturaleza del material con el que está conformado el fondo del cauce del río Chicama, siendo los resultados que de los tres el más afectado es el pilar central, anotándose como resultado un intervalo de 3.25 a 3.51m de profundidad para la socavación y la socavación máxima en el pilar izquierdo es de 2.99m, finalmente en el pilar derecho alcanza un valor máximo de 1.68 m.
- De acuerdo a lo observado en el modelo, podemos concluir que el transporte de sedimentos en el sector de los pilares también es mediamente fuerte, por ende, la socavación local se ha obtenido con los valores bastante conservadores, para el transporte de sedimentos el intervalo está entre 0.06 m²/s y 0.08 m²/s.

RECOMENDACIONES

- Para obtener resultados más acertados y cercanos a la realidad se recomienda realizar un modelo físico y funcional a escala de por lo menos 1/10 así mismo comparar los resultados del modelo bidimensional con el modelo físico.
- Recomendamos se tenga en cuenta la instalación de aforadores al pie del puente o cercanos para la obtención de los valores de caudales más precisos que puedan representar adecuadamente el tránsito de avenidas a través de dicha estructura.
- Se puede contemplar además del transporte de sedimentos de fondo el arrastre de sólidos y evaluar cómo estos interactúan la estructura del puente al ser arrastrados por la corriente, en la actualidad se nos limita esta tecnología al ser aplicada mediante simulaciones con computadores mucho más potentes que las que se maneja a nivel de usuario.

REFERENCIAS

- Bardales Salazar, H. A. (2013). *Conservación de Puentes de Piedra en el Perú*. Lima: PUCP.
- Barragán Barragán, H., & Carranza Perdomo, V. M. (2010). *Evaluación del transporte de sedimentos en el puente del río negro tramo Tobía – Nimaíma*. Bogota: Universidad de la Salle.
- Becerra Pintado, R. A., & Espinoza Requejo, N. G. (2017). *Estudio comparativo de las ecuaciones de transporte de sedimentos por arrastre y suspensión en las inmediaciones de los puentes Pucalá y Monsefú – Eten*. Pimentel: USP.
- Bedoya Cristancho, J. S. (2015). *Modelación numérica de la socavación local en los estribos del puente sobre el Río Sunuba según las características hidrodinámicas de la zona*. Bogotá: Pontifica Universidad Javeriana.
- Campa Rodríguez, A., & Astorga Bustillos, R. (2015). *Métodos para el cálculo de la socavación local en pilas de puentes*. Chihuahua: Tecnociencia.
- Chirinos Sota, F. (2017). *Estudio de socavación de la subestructura de puente y análisis de estabilidad – caso puente Nicolás Dueñas de la ciudad de Lima en el 2017*. Lima: UCV.
- Cotrino Cano, J. W., & Henrander Genovez, I. W. (2017). *Estudio de la socavación del proyecto del puente el inca ubicado en el rio chorobal del distrito de chao mediante simulación numérica unidimensional*. Trujillo: UPAO.
- del Rosario Cedrés, A. (2014). *LOS ARCOS (arquitectónicos)*. Madrid: Maquinando.
- Estrada Gutierrez, G. (2014). *Propiedades físico hidráulicas de los canales abiertos*. Mexico: UACH.
- Martinez Cutillas, A. (2011). *Sistemas de construcción de puentes Arcos*. Madrid: Universidad Politecnica de Madrid.

Ministerio de Transportes y comunicaciones, M. (2012). *Manual de hidrología, hidráulica y drenaje*. Lima: Ministerio de Transportes y comunicaciones.

Usal. (2012). *Conceptos básicos de hidráulica*. Madrid: OCEANO.

Vide Martín, J. P. (1997). *Ingeniería Fluvial*. Catalunya: Universidad Politecnica de catalunya.

ANEXOS