

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA

FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



Nivel de vulnerabilidad y factores que inciden en la socavación local y general del
puente Chontabamba, Chota, 2025.

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Presentado por:

FERNÁNDEZ BUSTAMANTE, ALEXANDER

ASESOR(A): MCs. KARINA SILVA TARRILLO

COASESOR(A): Dr. Ing. CARMEN ROSA CÁRDENAS ROSALES

CHOTA – PERÚ

2026



Colpa Matara, 03 de agosto del 2026.

C.O. N° 17-2026-UI-EPIC

CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD Y USO DE IA

El que suscribe, Director de la Unidad de Investigación de la Facultad de Ciencias de la Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de Chota, hace constar que el Informe Final de Tesis titulado: **“NIVEL DE VULNERABILIDAD Y FACTORES QUE INCIDEN EN LA SOCAVACIÓN LOCAL Y GENERAL DEL PUENTE CHONTABAMBA, CHOTA, 2025”**, elaborado por el bachiller en ingeniería civil: **FERNÁNDEZ BUSTAMANTE, ALEXANDER**, para optar el Título Profesional de ingeniero civil, presenta un índice de similitud de 16% excluyendo texto citado, bibliografía y fuentes que tengan coincidencias de menos de 10 palabras, no teniendo un porcentaje de escritura con inteligencia artificial; por lo tanto, cumple con los criterios de evaluación de originalidad establecidos en el acápite g) del artículo 20 del Reglamento de Grados y Títulos UNACH, aprobado mediante la Resolución C.O. N° 120-2022-UNACH con fecha de 03 de marzo de 2022.

Se expide la presente, en conformidad a la directiva antes mencionada, para los fines que estime pertinentes.

Miguel Ángel SILVA TARRILLO
INGENIERO CIVIL

Ing. Miguel Ángel Silva Tarrillo
Director de la unidad de
investigación FCI-UNACH

ALEXANDER FERNÁNDEZ BUSTAMANTE

Nivel de vulnerabilidad y factores que inciden en la socavación local y general del puente Chontabamba, Chota, 2025

 Informe Final de Tesis
 UNIDAD DE INVESTIGACION FIC 2026
 Universidad Nacional Autónoma de Chota

Detalles del documento

Identificador de la entrega

trn:oid:::1:3615812030

Fecha de entrega

22 jul 2026, 9:21 p.m. GMT-5

Fecha de descarga

3 ago 2026, 1:43 p.m. GMT-5

Nombre del archivo

INFORME_FINAL_DE_TESIS_FINAL_AFB_.docx

Tamaño del archivo

12.5 MB

196 páginas

34.939 palabras

192.562 caracteres



Mg. Karina del Rocio Silva Tarrillo
ASESOR

16% Similitud general

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para ca...

Filtrado desde el informe

- Bibliografía
- Texto mencionado
- Coincidencias menores (menos de 10 palabras)

Fuentes principales

- 16%  Fuentes de Internet
- 2%  Publicaciones
- 7%  Trabajos entregados (trabajos del estudiante)

Marcas de integridad

N.º de alerta de integridad para revisión

-  **Caracteres reemplazados**
56 caracteres sospechosos en N.º de páginas
Las letras son intercambiadas por caracteres similares de otro alfabeto.

Los algoritmos de nuestro sistema analizan un documento en profundidad para buscar inconsistencias que permitirían distinguirlo de una entrega normal. Si advertimos algo extraño, lo marcamos como una alerta para que pueda revisarlo.

Una marca de alerta no es necesariamente un indicador de problemas. Sin embargo, recomendamos que preste atención y la revise.

Fuentes principales

- 16% Fuentes de Internet
- 2% Publicaciones
- 7% Trabajos entregados (trabajos del estudiante)

Fuentes principales

Las fuentes con el mayor número de coincidencias dentro de la entrega. Las fuentes superpuestas no se mostrarán.

1	Internet	repositorio.unach.edu.pe	6%
2	Internet	hdl.handle.net	1%
3	Internet	repositorio.unc.edu.pe	<1%
4	Internet	repositorio.unsch.edu.pe	<1%
5	Internet	repositorio.udh.edu.pe	<1%
6	Internet	tesis.unsm.edu.pe	<1%
7	Internet	repositorio.lamolina.edu.pe	<1%
8	Internet	fdocuments.ec	<1%
9	Internet	repositorio.ucss.edu.pe	<1%
10	Internet	www.repositorio.unach.edu.pe	<1%
11	Trabajos del estudiante	Universidad Nacional Hermilio Valdizan	<1%

12	Internet	alicia.concytec.gob.pe	<1%
13	Internet	repositorio.upla.edu.pe	<1%
14	Internet	es.slideshare.net	<1%
15	Trabajos del estudiante	Universidad Andina Nestor Caceres Velasquez	<1%
16	Trabajos del estudiante	Universidad Andina del Cusco	<1%
17	Internet	repositorio.uchile.cl	<1%
18	Internet	repositorio.unap.edu.pe	<1%
19	Internet	repository.ucatolica.edu.co	<1%
20	Internet	upc.aws.openrepository.com	<1%
21	Internet	repositorio.unasam.edu.pe	<1%
22	Trabajos del estudiante	Quality Leadership Universidad	<1%
23	Trabajos del estudiante	Universidad Tecnica De Ambato- Direccion de Investigacion y Desarrollo , DIDE	<1%
24	Trabajos del estudiante	Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga	<1%
25	Internet	idoc.pub	<1%

26	Internet	www.roses.cat	<1%
27	Internet	repositorioacademico.upc.edu.pe	<1%
28	Internet	repositorio.unal.edu.co	<1%
29	Internet	repositorio.upn.edu.pe	<1%
30	Internet	www.sasamon.es	<1%
31	Trabajos del estudiante	Universidad Nacional Agraria La Molina	<1%
32	Trabajos del estudiante	Pontificia Universidad Catolica del Ecuador - PUCE	<1%
33	Trabajos del estudiante	Universidad Católica de Colombia	<1%
34	Internet	qdoc.tips	<1%
35	Internet	www.upct.es	<1%
36	Internet	tesis.pucp.edu.pe	<1%
37	Trabajos del estudiante	Universidad Católica de Santa María	<1%
38	Internet	spotidoc.com	<1%
39	Internet	apirepositorio.unh.edu.pe	<1%

40	Trabajos del estudiante	Universidad Politecnica Salesiana del Ecuador	<1%
41	Trabajos del estudiante	Universidad Nacional Santiago Antunez de Mayolo	<1%
42	Internet	cybertesis.unmsm.edu.pe	<1%
43	Trabajos del estudiante	Universidad Cesar Vallejo	<1%
44	Trabajos del estudiante	Universidad Estatal Amazonica-	<1%
45	Internet	revistapolitecnica.epn.edu.ec	<1%
46	Trabajos del estudiante	Universidad San Marcos	<1%
47	Internet	repositorio.unj.edu.pe	<1%
48	Internet	livrosdeamor.com.br	<1%
49	Internet	repositoriodspace.unipamplona.edu.co	<1%
50	Internet	repositorio.urp.edu.pe	<1%
51	Trabajos del estudiante	ITESO: Universidad Jesuita de Guadalajara	<1%
52	Trabajos del estudiante	Universidad de Málaga	<1%
53	Internet	abelranni.github.io	<1%

54	Internet	fr.slideshare.net	<1%
55	Internet	repositorio.uasb.edu.bo	<1%
56	Internet	ribuni.uni.edu.ni	<1%
57	Internet	www.dspace.espol.edu.ec	<1%
58	Trabajos del estudiante	Universidad Nacional Autonoma de Chota	<1%
59	Internet	hidrologiaurbana.wikispaces.com	<1%
60	Internet	repositorio.uancv.edu.pe	<1%
61	Publicación	ECOLOGIA Y TECNOLOGIA AMBIENTAL S.A.C. "Modificación del EIA del Proyecto e...	<1%
62	Internet	repositorio.unesum.edu.ec	<1%
63	Internet	tesis.ucsm.edu.pe	<1%
64	Trabajos del estudiante	ufidelitas	<1%
65	Internet	repositorio.esпам.edu.ec	<1%
66	Internet	sede.madrid.es	<1%
67	Trabajos del estudiante		<1%

68	Trabajos del estudiante	Pontificia Universidad Catolica del Peru	<1%
69	Trabajos del estudiante	UNIVERSIDAD POPULAR DEL CESAR_MOODLE	<1%
70	Internet	dspace.uazuay.edu.ec	<1%
71	Internet	pt.scribd.com	<1%
72	Publicación	CONSULCONT SAC. "Plan de Cierre de Minas de la Unidad Minera Agrupamiento ...	<1%
73	Trabajos del estudiante	Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo	<1%
74	Trabajos del estudiante	Universidad Privada del Norte	<1%
75	Trabajos del estudiante	Universidad San Ignacio de Loyola	<1%
76	Trabajos del estudiante	Universidad de Guayaquil	<1%
77	Trabajos del estudiante	University of Exeter	<1%
78	Internet	dspace.unitru.edu.pe	<1%
79	Internet	repositorio.unfv.edu.pe	<1%
80	Internet	repositoriotec.tec.ac.cr	<1%
81	Trabajos del estudiante	uncedu	<1%

82	Internet	www.slideshare.net	<1%
83	Publicación	Rangel, Carolina Castellanos. "Evaluación del impacto de las alteraciones climáticas..."	<1%
84	Publicación	Raúl González Herrera. "Estimación de las pérdidas económicas en las estructuras..."	<1%
85	Trabajos del estudiante	Universidad de Salamanca	<1%
86	Internet	datosabiertos.santaana.go.cr	<1%
87	Internet	dspace.ups.edu.ec	<1%
88	Internet	repositorio.chapingo.edu.mx	<1%
89	Internet	repositorio.continental.edu.pe	<1%
90	Internet	repositorio.unp.edu.pe	<1%
91	Internet	repositorio.untumbes.edu.pe	<1%
92	Internet	ru.dgb.unam.mx	<1%
93	Internet	uvadoc.uva.es	<1%
94	Internet	www.scribd.com	<1%
95	Trabajos del estudiante	Escuela Politécnica Nacional	<1%

96	Publicación	Gabriel Borelli Martins. "Projeto de dispositivo para realização de ensaios aeroelá...	<1%
97	Internet	dokumen.pub	<1%
98	Internet	fdocuments.es	<1%
99	Internet	gemini.udistrital.edu.co	<1%
100	Internet	remot-technologies.com	<1%
101	Internet	repositorio.uncp.edu.pe	<1%
102	Internet	repositorio.utn.edu.ec	<1%
103	Internet	revistas.unat.edu.pe	<1%
104	Internet	ri-ng.uaq.mx	<1%
105	Internet	www.gov.br	<1%
106	Internet	www.scipedia.com	<1%
107	Internet	www.tesisenred.net	<1%



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA

Ley de Creación N° 29531

LICENCIADA CON RESOLUCIÓN DE CONSEJO DIRECTIVO N° 160-2018-SUNEDU/CD

FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS

Siendo las 11:00 a.m. del día jueves 10 de setiembre, reunidos en los ambientes de la sala de docentes de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, los miembros del jurado de tesis que suscriben, para escuchar y evaluar la sustentación de tesis presentado por el bachiller: **Alexander Fernández Bustamante**, denominada: **"Nivel de vulnerabilidad y factores que inciden en la socavación local y general del puente Chontabamba, Chota, 2025"**; escuchada la sustentación, y absueltas las preguntas a las observaciones formuladas, la declaramos:

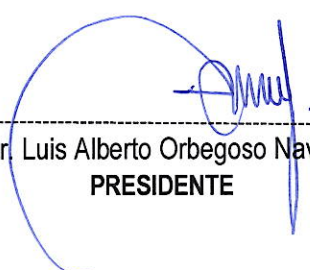
APROBADO

CON EL CALIFICATIVO (*)

14 (CATORCE)

En consecuencia, se le declara **EXPEDITO** para conferirle el Título de Ingeniero civil, elevando la presente acta al decano de la Facultad de Ciencias de la Ingeniería a fin de que se emita el acto resolutivo, en conformidad con la ley universitaria y el estatuto de la Universidad.

Chota, 10 de setiembre del 2026.


Dr. Luis Alberto Orbegoso Navarro
PRESIDENTE


Mg. Donald Gorki Collantes Delgado
SECRETARIO


Dr. Edwar Cieza Sánchez
VOCAL


Mg. Karina del Rocio Silva Tarrillo
ASESOR


Dra. Carmen Rosa Cárdenas Rosales
CO ASESOR

(*) De acuerdo al reglamento específico del proyecto y tesis de investigación de la EPIC, aprobada con Resolución de coordinación N° 141-2020, Artículo 21, cuya calificación es: (20 Summa Cum Laude); (18-19: Aprobado con excelencia); (15-17: Aprobado con mención honrosa); (12-14: Aprobado); (0-11: Desaprobado).



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA

Ley de Creación N° 29531

LICENCIADA CON RESOLUCIÓN DE CONSEJO DIRECTIVO N° 160-2018-SUNEDU/CD

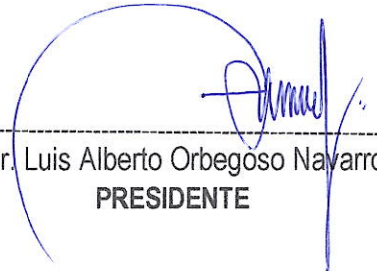
FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



ACTA DE CONFORMIDAD DE TESIS

Los miembros del jurado, luego de evaluar la Tesis denominada: **“Nivel de vulnerabilidad y factores que inciden en la socavación local y general del puente Chontabamba, Chota, 2025”** presentado por el bachiller **Alexander Fernández Bustamante**, sustentada el día 09 de setiembre, según Resolución de Decanato N°051-2026-FCI/UNACH, la declaramos **CONFORME**.

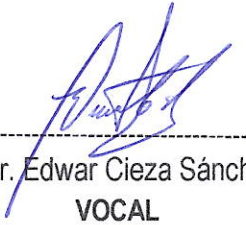
Chota, 30 de setiembre de 2026.



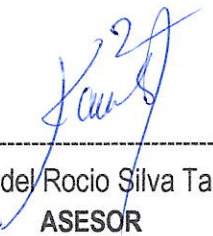
Dr. Luis Alberto Orbegoso Navarro
PRESIDENTE



Mg. Donald Gorki Collantes Delgado
SECRETARIO



Dr. Edwar Cieza Sánchez
VOCAL



Mg. Karina del Rocio Silva Tarrillo
ASESOR



Dra. Carmen Rosa Cardenas Rosales
CO ASESOR

**ANÁLISIS HIDRÁULICO DE LA SOCAVACIÓN DEL PUENTE
CHONTABAMBA APLICANDO LOS MODELOS NUMÉRICOS HEC-RAS E
IBER, CHOTA 2025**

POR:

ALEXANDER FERNÁNDEZ BUSTAMANTE

**Presentada a la Facultad de Ciencias de la Ingeniería de la Universidad Nacional
Autónoma de Chota para optar el título de**

INGENIERO CIVIL

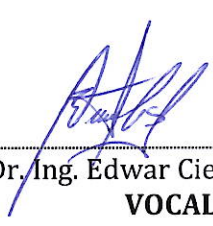
APROBADA POR EL JURADO INTEGRADO POR



Dr. Ing. Luis Alberto Orbegoso Navarro
PRESIDENTE



Mg. Ing. Donald Gorki Collantes Delgado
SECRETARIO



Dr. Ing. Edwar Cieza Sánchez
VOCAL

DEDICATORIA

Con el más alto respeto y consideración, deseo dedicar estas palabras a mi familia, por su apoyo mutuo e incondicional y paciencia durante todo este proceso, quienes siempre creyeron en mí y me motivaron a seguir adelante. Este mensaje pretende dejar constancia del profundo aprecio hacia su persona, así como del valor de su trayectoria, su integridad y el ejemplo que ha sabido transmitir a lo largo del tiempo. Asimismo, extendiendo mi mayor gratitud a quienes me han acompañado en este proceso, especialmente a mis amigos y compañeros de estudio. Testigos de esfuerzo constante, ejemplo de compromiso y solidaridad, apoyo invaluable en cada escalón, y motivación constante para seguir adelante. Orientados siempre al crecimiento conjunto, nobles en su compañerismo, enérgicos ante cada desafío, reforzaron la perseverancia compartida y alentaron, día a día, el deseo de ser mejores. Este logro es también de ellos, pues sin su apoyo constante y confianza no habría sido posible culminar esta etapa de la vida.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco infinitamente a Dios, por darnos la fortaleza, sabiduría y perseverancia para superar los retos durante este proceso, y por ser nuestra guía en cada paso de este camino.

Quiero expresar mi más sincero agradecimiento a mis asesoras: MCs. Ing. Karina Silva Tarrillo y a la Dr. Ing. Carmen Rosa Cárdenas Rosales, por sus valiosas orientaciones, paciencia y apoyo constante durante el desarrollo de esta tesis. Su experiencia y dedicación fueron fundamentales para alcanzar los objetivos planteados.

Asimismo, agradezco a todos los docentes de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, quienes, con su sabiduría, a través de sus enseñanzas y compromiso contribuyeron significativamente a mi formación académica y profesional.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

RESUMEN.....	15
ABSTRACT	16
CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN	17
1.1. Planteamiento del problema	17
1.2. Formulación del problema.....	20
1.2.1. Problema general.....	20
1.2.2. Problemas específicos	20
1.3. Justificación	21
1.4. Objetivos.....	23
1.4.1. Objetivo general	23
1.4.2. Objetivos específicos.....	23
CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO	24
2.1. Antecedentes.....	24
2.1.1. A nivel internacional	24
2.1.2. A nivel nacional	33
2.1.3. A nivel regional.....	38
2.2. Bases teóricas – científicas	41
2.2.1. Método de Muskingum para tránsito de avenidas.....	41
2.2.2. Socavación en puentes.	42
2.2.3. Factores hidrológicos, topográficos y geotécnicos en la dinámica fluvial...	47
2.3. Marco conceptual	49

2.3.1.	Modelos empíricos de estimación de la socavación.....	49
2.3.2.	Modelos numéricos de estimación de la socavación.....	62
2.3.3.	Parámetros geomorfológicos de la cuenca hidrográfica	67
2.3.4.	Análisis estadístico de tormentas	74
2.3.5.	Análisis de Máxima avenida	78
2.3.6.	Hidráulica fluvial.....	83
2.3.7.	Puentes	96
2.3.8.	Vulnerabilidad hidráulica frente a socavación en puentes	102
2.4.	Hipótesis	103
2.4.1.	Hipótesis general	103
2.4.2.	Hipótesis específicas	103
2.5.	Operacionalización de variables	104
2.5.1.	Variable independiente: Factores que inciden en la socavación local y general	104
2.5.2.	Variable dependiente: Nivel de vulnerabilidad por socavación local y general en el puente	104
CAPÍTULO III. MARCO METODOLÓGICO.....		107
3.1.	Tipo y nivel de investigación.....	107
3.2.	Diseño de investigación.....	108
3.3.	Métodos de investigación	110
3.4.	Población, muestra y muestreo	110

3.4.1.	Población.....	110
3.4.2.	Muestra.....	110
3.4.3.	Muestreo.....	111
3.5.	Técnicas e instrumentos de recolección de datos	113
3.5.1.	Técnicas de recolección de los datos.....	113
3.5.2.	Instrumentos para la recolección de los datos	114
3.6.	Técnicas de procesamiento y análisis de datos.....	115
3.6.1.	Procesamiento y análisis de cuencas hidrográficas.....	115
3.6.2.	Procesamiento y análisis de datos hidrológicos	121
3.6.3.	Modelamiento hidrológico	140
3.6.4.	Modelamiento hidráulico	151
3.7.	Aspectos éticos	157
3.8.	Matriz de consistencia	158
CAPÍTULO IV. RESULTADOS Y DISCUSIÓN		159
4.1.	Descripción de resultados.....	159
4.1.1.	Parámetros Morfométricos de la Cuenca de Aporte al punto de referencia (puente Chontabamba)	159
4.1.2.	Datos meteorológicos de la estación utilizada.	160
4.1.3.	Caudales y niveles de avenida máximos extraordinarios.....	160
4.1.4.	Simulaciones hidráulicas para T= 100 años y T= 500 años en el Puente Chontabamba.....	162

4.2.	Contrastación de hipótesis	190
4.3.	Discusión de resultados	193
CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		199
5.1.	Conclusiones.....	199
5.2.	Recomendaciones	200
CAPÍTULO VI. REFERENCIAS.....		203
CAPÍTULO VII. ANEXOS		221
	Anexo A. Matriz de consistência.	221
	Anexo B. Panel fotográfico	222
	Anexo C. Certificados de calibración de los equipos topográficos.....	231
	Anexo D. Resultados de ensayos de laboratorio	235
	Anexo E. Muestreo superficial de piedras mayores a 3” del puente Chontabamba en río Llaucano.....	250
	Anexo F. Carta de autorización de laboratorio de suelos de la Universidad Nacional Autónoma De Chota	252
	Anexo G. Relación de Planos del puente Chontabamba en condiciones actuales.	254

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 <i>Factor de Corrección por Contracción del Cauce u</i>	52
Tabla 2 <i>La tabla representa los valores del coeficiente k_l método de Laursen</i>	54
Tabla 3 <i>La tabla representa valores de k_l metodo de Michigan Tech</i>	57
Tabla 4 <i>La tabla representa el coeficiente de corrección K_Θ en función del ángulo de ataque</i>	60
Tabla 5 <i>La tabla representa el coeficiente de corrección K_Q en relación de los caudales</i>	60
Tabla 6 <i>La tabla representa el coeficiente de corrección K_Q en funcion de la pared vertical del estribo</i>	60
Tabla 7 <i>Formas de cuenca según el Coeficiente de Compacidad (K_c)</i>	69
Tabla 8 <i>La pendiente refleja los diferentes tipos de relieve de la Cuenca Hidrográfica</i>	71
Tabla 9 <i>Coeficientes n de Manning para cauces naturales</i>	93
Tabla 10 <i>Coeficientes de contracción y expansión</i>	95
Tabla 11 <i>Matriz de operacionalización de variables en estudio</i>	105
Tabla 12 <i>Tipo de investigación según los principales criterios</i>	108
Tabla 13 <i>Coordenadas UTM WGS84 del Puente Chontabamba en el distrito de Paccha</i>	112
Tabla 14 <i>Parámetros morfométricos de la cuenca del rio Llaucano</i>	120
Tabla 15 <i>Ubicación de la estación meteorológica Quebrada Shugar dentro de la cuenca del rio Llaucano</i>	121
Tabla 16 <i>Precipitaciones máximas de 24 h de la estación Quebrada Shugar</i>	122
Tabla 17 <i>Parámetros estadísticos de precipitaciones pluviales</i>	124
Tabla 18 <i>Precipitaciones máximas históricas para la cuenca del rio Llaucano</i>	126
Tabla 19 <i>Ajuste de distribución de precipitaciones máximas</i>	128

Tabla 20 <i>Distribuciones probables de precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno.....</i>	130
Tabla 21 <i>Precipitaciones históricas máximas de 24 h corregidas para diferentes periodos de retorno.....</i>	131
Tabla 22 <i>Intensidades máximas de lluvia (mm/h) para un periodo de 24 horas</i>	132
Tabla 23 <i>Datos para las curvas de Intensidad – Duración – Frecuencia (IDF).....</i>	133
Tabla 24 <i>Tabulación del hietograma por el método de bloques alternos, T=100 años</i>	135
Tabla 25 <i>Tabulación del hietograma por el método de bloques alternos, T=500 años</i>	137
Tabla 26 <i>Propiedades de las subcuencas para los modelos básicos</i>	141
Tabla 27 <i>Valores de Manning para los diferentes tramos de río de la cuenca del Puente Chontabamba</i>	142
Tabla 28	159
Tabla 29 <i>Caudales máximos y NAMEs para el puente Chontabamba</i>	161
Tabla 30 <i>Valores de parámetros hidráulicos, T=100 años</i>	164
Tabla 31 <i>Socavación general por contracción (Método de Lischtván Lebediev), para un T=100 años</i>	166
Tabla 32 <i>Socavación local en estribos (Método de Artamonov), para un T=100 años</i>	167
Tabla 33 <i>Socavación total, T = 100 años</i>	168
Tabla 34 <i>Valores de parámetros hidráulicos, T=500 años</i>	170
Tabla 35 <i>Socavación general por contracción (Método de Lischtván Lebediev), para T=500 años</i>	171
Tabla 36 <i>Socavación local en estribos (Método de Artamonov), para un T=500 años</i>	172
Tabla 37 <i>Socavación total, T = 500 años</i>	173

Tabla 38 <i>Socavación general por contracción (Método de Lischtván Lebediev), para un $T=100$ años</i>	176
Tabla 39 <i>Socavación local en estribos (Método de Artamonov), para un $T=100$ años.....</i>	178
Tabla 40 <i>Socavación total, $T = 100$ años</i>	178
Tabla 41 <i>Socavación general por contracción (Método de Lischtván Lebediev), para un $T=500$ años</i>	182
Tabla 42 <i>Socavación local en estribos (Método de Artamonov), para un $T=500$ años</i>	183
Tabla 43 <i>Socavación total, $T = 500$ años</i>	184
Tabla 44 <i>Resumen de socavación total en el puente Chontabamba, $T = 100$ años y $T = 500$ años</i>	185
Tabla 45	186
Tabla 46	187
Tabla 47 <i>Clasificación de nivel de vulnerabilidad según nivel de socavación total</i>	189
Tabla 48 <i>Análisis del nivel de vulnerabilidad de las zapatas del puente Chontabamba, $T=100$ años</i>	189
Tabla 49 <i>Análisis del nivel de vulnerabilidad de las zapatas del puente Chontabamba, $T=500$ años</i>	190

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 <i>Condición Actual de la sección del puente Chontabamba.....</i>	20
Figura 2 <i>Esquema gráfico representa socavación en el cauce de un puente</i>	43
Figura 3 <i>Esquema gráfico representa el desarrollo longitudinal de un cauce natural.....</i>	45
Figura 4 <i>Esquema gráfico representa la socavación local en pilas</i>	46
Figura 5 <i>Esquema gráfico representa la Socavación local en estribos.....</i>	46
Figura 6 <i>Esquema gráfico representa velocidad de caída (w) para partículas de arena</i>	54
Figura 7 <i>Los estribos que se prolongan hasta el cauce principal y no existe flujo en la zona de inundación.....</i>	58
Figura 8 <i>Intersección del flujo por los estribos, método de Artamonov.....</i>	59
Figura 9 <i>Esquema gráfico de una Cuenca Hidrográfica.....</i>	67
Figura 10 <i>Orden de los ríos en una cuenca hidrográfica.....</i>	73
Figura 11 <i>Esquema gráfico representa la determinación del período de retorno y el costo en la protección de una estructura contra inundaciones</i>	79
Figura 12 <i>Hidrograma unitario sintético de Snayder.....</i>	81
Figura 13 <i>Modo de transporte de sedimentos.....</i>	86
Figura 14 <i>Diagrama de SHIELDS para la Iniciación del Movimiento</i>	90
Figura 15 <i>Fases del Transporte Sólido.....</i>	92
Figura 16 <i>Puentes y pontones</i>	97
Figura 17 <i>Tipos de Puentes de Acuerdo a su Utilidad, Geometría, y Material de la Estructura</i>	97
Figura 18 <i>Tipos de puentes según su Sistema Estructural.....</i>	98
Figura 19 <i>Componentes del Puente viga Losa.....</i>	99
Figura 20 <i>Partes estructurales de un puente viga losa isostático 1 vano.....</i>	100

Figura 21 <i>Diseño de investigación descriptiva.....</i>	109
Figura 22 <i>Mapa de Ubicación del Puente Chontabamba.....</i>	111
Figura 23 <i>Vista del puente Chontabamba ubicado sobre el río Llaucano en km 20+200.070.</i>	113
Figura 24 <i>Vista satelital de la cuenca delimitada, en el punto de aforo se ubica el puente Chontabamba.....</i>	116
Figura 25 <i>Modelo de elevación digital (DEM) de la cuenca Puente Chontabamba</i>	117
Figura 26 <i>Delimitación de la cuenca y red hídrica</i>	117
Figura 27 <i>Mapa de pendiente de la cuenca del río Llaucano</i>	118
Figura 28 <i>Rectángulo equivalente</i>	119
Figura 29 <i>Rectángulo equivalente de la cuenca</i>	119
Figura 30 <i>Mapa de uso de suelos de la cuenca</i>	121
Figura 31 <i>Vista gráfica de precipitaciones máximas históricas de 24 h</i>	126
Figura 32 <i>Vista gráfica curvas de intensidad – duración – frecuencia de la cuenca Puente Chontabamba.....</i>	134
Figura 33 <i>Vista gráfica del hietograma para $T = 100$ años.....</i>	137
Figura 34 <i>Vista gráfica del hietograma para $T = 500$ años.....</i>	139
Figura 35 <i>Esquema gráfico de las subcuencas y ríos.....</i>	140
Figura 36 <i>Tramo de río para definir rugosidades en la cuenca Puente Chontabamba</i>	142
Figura 37 <i>Hidrograma para la subcuenca W80, $T = 100$ años.....</i>	143
Figura 38 <i>Hidrograma para la subcuenca W90, $T = 100$ años.....</i>	143
Figura 39 <i>Hidrograma para la subcuenca W110, $T = 100$ años.....</i>	144
Figura 40 <i>Hidrograma para la subcuenca W120, $T = 100$ años.....</i>	145
Figura 41 <i>Hidrograma para la subcuenca W130, $T = 100$ años.....</i>	145

Figura 42 <i>Hidrograma para la subcuenca W140, $T = 100$ años</i>	146
Figura 43 <i>Hidrograma para la cuenca, $T=100$ años</i>	146
Figura 44 <i>Caudal máximo de avenida de la cuenca, $T = 100$ años</i>	147
Figura 45 <i>Hidrograma para la subcuenca W80, $T = 500$ años</i>	147
Figura 46 <i>Hidrograma para la subcuenca W90, $T = 500$ años</i>	148
Figura 47 <i>Hidrograma para la subcuenca W110, $T = 500$ años</i>	148
Figura 48 <i>Hidrograma para la subcuenca W120, $T = 500$ años</i>	149
Figura 49 <i>Hidrograma para la subcuenca W130, $T = 500$ años</i>	149
Figura 50 <i>Hidrograma para la subcuenca W140, $T = 500$ años</i>	150
Figura 51 <i>Hidrograma para la cuenca, $T=500$ años</i>	150
Figura 52 <i>Caudal máximo de avenida de la cuenca, $T=500$ años</i>	151
Figura 53 <i>Geometría del cauce del tramo estudiado del río Llaucano</i>	152
Figura 54 <i>Vista de la geometría del puente Chontabamba, aguas arriba</i>	152
Figura 55 <i>Vista de la geometría del puente Chontabamba, aguas abajo</i>	153
Figura 56 <i>Definición de flujo estable para el modelamiento</i>	153
Figura 57 <i>Definición de las condiciones de contorno</i>	154
Figura 58 <i>Definición del plan considerando flujo mixto</i>	154
Figura 59 <i>Triangulación de la superficie en Civil 3D para el Puente Chontabamba</i>	155
Figura 60 <i>Malla creada en software Iber v.3.3.1 para el Puente Chontabamba</i>	156
Figura 61 <i>Asignación de la rugosidad del uso de suelo a la malla para el puente Chontabamba</i>	156
Figura 62	160
Figura 63 <i>Perfil de flujo para $T=100$ años</i>	162

Figura 64 <i>Vista del nivel y velocidades de flujo aguas arriba del puente, T=100 años.....</i>	163
Figura 65 <i>Vista del nivel y velocidades de flujo aguas abajo del puente, T=100 años.....</i>	164
Figura 66 <i>Perfil de flujo para T=500 años.....</i>	169
Figura 67 <i>Vista del nivel y velocidades de flujo aguas arriba del puente, T=500 años.....</i>	169
Figura 68 <i>Vista del nivel y velocidades de flujo aguas abajo del puente, T=500 años.....</i>	170
Figura 69 <i>Condiciones de contorno de entrada para el Puente Oscar Burga, T=100 años.....</i>	174
Figura 70 <i>Condiciones de contorno de salida 2D para el puente Chontabamba, T=100 años</i>	174
Figura 71 <i>Tramo del río Llaucano simulado en software Iber para el puente Chontabamba, T=100 años</i>	175
Figura 72 <i>Tramo del río Llaucano simulado en software Iber para el puente Chontabamba, T=100 años</i>	175
Figura 73 <i>Sección 0 +584.12 inmediatamente aguas arriba del puente Chontabamba, T=100 años</i>	176
Figura 74 <i>Condiciones de contorno de entrada 2D para el Puente Chontabamba, T=500 años</i>	179
Figura 75 <i>Condiciones de contorno de salida 2D para el puente Chontabamba, T=500.....</i>	180
Figura 76 <i>Tramo del río Llaucano simulado en software Iber para el puente Chontabamba, T=500 años</i>	180
Figura 77 <i>Tramo del río Llaucano simulado en software Iber para el puente Chontabamba, T=500 años</i>	181
Figura 78 <i>Sección 0 +584.12 inmediatamente aguas arriba del puente Chontabamba, T=500 años</i>	181

RESUMEN

La presente investigación tuvo como objetivo determinar el nivel de vulnerabilidad frente a la socavación local y general del puente Chontabamba, identificando los factores hidráulicos, geotécnicos y topográficos que inciden en el desarrollo del proceso erosivo de socavación. El estudio adoptó un enfoque cuantitativo, cuasiexperimental dado que se manipularon variables hidráulicas mediante simulaciones numéricas sin intervenir físicamente la estructura, de nivel descriptivo y tipo aplicada. Mediante ArcGIS 10.8 se delimitó la cuenca del río Llaucano, obteniendo un área de 1,121.41 km². Con los registros pluviométricos de 35 años (1989 – 2024) de la estación Quebrada Shugar (SENAMHI), se realizó el análisis de frecuencia de precipitaciones máximas, procesados en HEC-HMS v.4.11 para obtener caudales de diseño de 1,483.90 m³/s (T = 100 años) y 2,400.80 m³/s (T = 500 años). Mediante el modelamiento hidráulico en HEC-RAS v.6.3.0 e Iber v.3.3.1, complementado con fórmulas empíricas, se estimaron profundidades de socavación local de 3.78 m y 4.29 m para T = 100 años, y de 4.32 m y 4.60 m para T = 500 años, en los estribos izquierdo y derecho respectivamente, valores que superan ampliamente la condición actual (1.98 m y 1.06 m). Evaluando la relación D_s/H_z profundidad de socavación sobre altura de zapata ($H_z = 1.00$ m), se obtuvieron cocientes superiores a 3.78 en todos los escenarios, rebasando el umbral crítico de 0.67, lo que clasifica la vulnerabilidad como alta en ambos estribos y evidencia un riesgo real de inestabilidad estructural y colapso del puente.

Palabras clave: socavación de estribos, modelamiento hidráulico e inestabilidad estructural.

ABSTRACT

This research aimed to determine the vulnerability level of the Chontabamba bridge to local and general scour, identifying the hydraulic, geotechnical, and topographic factors that drive the scour erosion process. The study adopted a quantitative, quasi-experimental approach since hydraulic variables were manipulated through numerical simulations without physically intervening the structure at a descriptive and applied level. Using ArcGIS 10.8, the Llaucano River watershed was delineated, yielding a drainage area of 1,121.41 km². Based on 35 years of rainfall records (1989 – 2024) from the Quebrada Shugar station (SENAMHI), a maximum precipitation frequency analysis was performed and processed in HEC-HMS v.4.11, producing design discharges of 1,483.90 m³/s (T = 100 years) and 2,400.80 m³/s (T = 500 years). Through hydraulic modeling in HEC-RAS v.6.3.0 and Iber v.3.3.1, supplemented by empirical formulas, local scour depths of 3.78 m and 4.29 m were estimated for T = 100 years, and 4.32 m and 4.60 m for T = 500 years, at the left and right abutments respectively, far exceeding current conditions (1.98 m and 1.06 m). Evaluating the D_s/H_z ratio scour depth to footing height ($H_z = 1.00$ m) values above 3.78 were obtained across all scenarios, surpassing the critical threshold of 0.67, classifying vulnerability as high at both abutments and confirming a real risk of structural instability and bridge collapse.

Keywords: abutment scour, hydraulic modeling, and structural instability.

CAPÍTULO I.

INTRODUCCIÓN

1.1. Planteamiento del problema

La socavación de puentes constituye uno de los principales mecanismos de falla estructural de infraestructura vial, reflejando aproximadamente el 60% de los colapsos de puentes reportados en el mundo (Bharadwaj et al., 2025). Este fenómeno se ve agravado por el impacto del cambio climático, que incrementa la frecuencia e intensidad de eventos hidrometeorológicos extremos, especialmente en regiones montañosas con cuencas de respuesta rápida (Rafiqii et al., 2024). Sharafati et al. (2021) señalan que la evaluación precisa de la socavación requiere la integración de modelos numéricos y métodos empíricos validados, dada la compleja interacción entre caudales extremos, características hidráulicas, transporte de sedimentos y condiciones geomorfológicas del cauce.

En el contexto nacional, el Perú enfrenta una alta exposición a fenómenos como El Niño y La Niña, los cuales generan crecidas repentinas y prolongadas que afectan seriamente las estructuras hidráulicas y viales, especialmente en la sierra (SENAMHI, 2023). Estos fenómenos han ocasionado, en las últimas décadas, fallas estructurales y pérdidas significativas en infraestructura de transporte en diversas regiones del país (MTC, 2023). Esto debido a que, a pesar de contar con normativa técnica para el diseño hidráulico de puentes, como la establecida por el MTC, existe aún una carencia de estudios detallados que evalúen el nivel de vulnerabilidad frente a socavación local y general, particularmente en puentes que superan las tres décadas de antigüedad y que se encuentran operando bajo condiciones de riesgo creciente (Huarca, 2023).

El departamento de Cajamarca presenta alta vulnerabilidad en su red vial debido a la complejidad geomorfológica de sus cuencas hidrográficas, el régimen irregular de lluvias intensas, y los frecuentes desbordes de ríos durante las épocas de crecida (ANA, 2023). Investigaciones recientes en Cajamarca han reportado socavaciones críticas en estribos y pilas de puentes como los de los ríos Chonta, Porcón y Ramis, alcanzando profundidades de hasta 3.5 m, lo que ha forzado la restricción o clausura temporal de estos viaductos (Yupanqui, 2023). Estos casos evidencian la necesidad de aplicar estudios hidráulicos integrales que combinen análisis topográfico, simulación numérica y datos geotécnicos locales, para anticipar escenarios de socavación y evaluar la capacidad hidráulica real de las infraestructuras existentes.

La provincia de Chota, ubicada en el norte de los Andes peruanos, presenta régimen climático de alta variabilidad, caracterizado por estaciones de lluvias intensas que afectan directamente los caudales del río Llaucano, principal afluente que atraviesa varios distritos de la zona (Saucedo & Regalado, 2024). El puente Chontabamba, localizado en el km 20+200.070 de la ruta PE-3N, fue construido en 1989 como un puente tipo losa de un solo carril, con longitud de 13 m y ancho de 6 m, apoyado sobre estribos simples (Informe Técnico Municipalidad de Paccha, 2024). Durante las recientes inspecciones de campo, se ha identificado procesos activos de socavación local en los estribos del puente, con profundidades de erosión de 1.98 m en el estribo derecho la más crítica y 1.06 m en el izquierdo. Estas condiciones, agravadas por la falta de obras de protección y mantenimiento preventivo, exponen directamente las cimentaciones al flujo principal del río, incrementando el riesgo de colapso estructural ante crecidas extraordinarias. Considerando que la vida útil proyectada del puente (50 años) aún no ha sido superada, pero se acerca a la misma, la probabilidad de falla estructural por efectos de socavación bajo eventos de

periodos de retorno de 100 y 500 años es alta, especialmente durante los picos de avenida del río Llaucano.

Para ello, se utilizó los softwares como HEC-RAS 6.3.0 (modelo numérico unidimensional) e Iber 3.3.1 (modelo bidimensional), las cuales resuelven las ecuaciones de Saint-Venant y de Navier-Stokes respectivamente, permitiendo simular el comportamiento del flujo, la interacción con las estructuras del cauce, los patrones de velocidad y energía, y la localización de zonas críticas de erosión. Estos modelos procesarán insumos topográficos, hidrológicos y geotécnicos del sitio, y permitirán evaluar la capacidad hidráulica del puente frente a condiciones de sinuosidad del río, eventos extremos de precipitación y caudales máximos (Chegne R. D., 2023). Complementariamente, se aplicaron métodos empíricos validados, como los de Lischtván Lebediev y Artamonov, determinado la profundidad de socavación local y general, considerando parámetros como velocidad, profundidad de flujo, diámetro medio del sedimento y ancho del pilar.

La integración de estos enfoques permitirá establecer, con mayor nivel de detalle, el nivel de vulnerabilidad hidráulica actual del puente Chontabamba, identificando los principales factores que inciden en el proceso de socavación. Los resultados obtenidos serán puestos a disposición de las autoridades locales competentes como insumo técnico que les permita tomar decisiones fundamentadas sobre posibles medidas de prevención, intervención o reemplazo de la infraestructura. Por tanto, la investigación tiene como objetivo: Determinar el nivel de vulnerabilidad frente a socavación local y general en el puente Chontabamba identificando los factores hidráulicos, geotécnicos y topográficos que inciden en la socavación del puente Chontabamba.

Condición Actual de la sección del puente Chontabamba



1.2.1. Problema general

1.2.2. Problemas específicos

¿Cuáles son los factores hidráulicos, topográficos y geotécnicos que influyen en la socavación del puente Chontabamba?

¿Qué niveles de socavación local y general se presentan bajo caudales máximos con periodos de retorno de 100 y 500 años?

¿Qué nivel de vulnerabilidad hidráulica presenta la infraestructura del puente Chontabamba ante eventos extremos simulados con HEC-RAS e Iber?

1.3. Justificación

Durante las inspecciones técnicas realizadas al puente Chontabamba, se observaron signos evidentes de socavación activa en los estribos, con profundidades de erosión de hasta 1.06 m, lo que expone directamente las cimentaciones al flujo del río Llaucano. Esta situación representa vulnerabilidad para la estabilidad estructural del puente, el cual constituye nodo fundamental de conectividad vial en Chota, ya que permite la interconexión entre distritos como Bambamarca, Paccha, Chadín, Choropampa, Cortegana, Pion y Chimban. Su funcionamiento adecuado es esencial para el acceso de la población a servicios de salud, educación, comercio y actividades productivas como la agricultura y ganadería. La relevancia de este estudio radica en que no existe, a la fecha, un diagnóstico técnico que permita conocer con precisión el nivel de vulnerabilidad del puente frente a la socavación local, ni los factores físicos que la desencadenan, lo cual limita las acciones preventivas o correctivas de las autoridades locales.

Esta investigación busca generar información confiable y especializada mediante la identificación y análisis de los factores hidráulicos, geotécnicos y topográficos que inciden directamente en la socavación local y general. Considerando que el puente fue construido en 1989 y que, según las disposiciones del MTC, su vida útil proyectada es de 50 años, actualmente se

encuentra en etapa intermedia de servicio (Informe Técnico Municipalidad de Paccha, 2024). No obstante, la falta de obras de protección, mantenimiento rutinario y monitoreo del cauce ha incrementado su exposición a procesos de erosión acelerada. Aunque no se cuenta con el expediente técnico original del proyecto, el análisis hidráulico se basará en las condiciones actuales de la infraestructura y el comportamiento real del cauce del río Llaucano.

El estudio se justifica además por su enfoque metodológico riguroso, que incluye la simulación numérica del flujo mediante los modelos HEC-RAS 6.3.0 (unidimensional, que resuelve las ecuaciones de Saint-Venant) e Iber 3.3.1 (bidimensional, basado en las ecuaciones de Navier-Stokes simplificadas), lo que permitirá representar con mayor detalle la interacción del agua con las estructuras del puente, las secciones del cauce y los patrones de erosión. A su vez, se emplearán métodos empíricos reconocidos, como las ecuaciones de Lischtván Lebediev y Artamonov, para estimar la profundidad de socavación local y general, bajo escenarios de crecidas con periodos de retorno de 100 y 500 años.

El aporte científico de este trabajo se enfoca en caracterizar y cuantificar el nivel de vulnerabilidad hidráulica del puente Chontabamba, además, los resultados servirán como insumo técnico para que las autoridades responsables puedan tomar decisiones informadas sobre la necesidad de ejecutar intervenciones preventivas, reforzamientos o medidas de monitoreo y mantenimiento estructural. De esta manera, la investigación no solo enriquecerá el conocimiento en el campo de la ingeniería hidráulica aplicada, sino que también tendrá impacto directo en la gestión de la vulnerabilidad y la conservación de la infraestructura vial en una zona vulnerable como la provincia de Chota.

1.4. Objetivos

1.4.1. *Objetivo general*

Determinar el nivel de vulnerabilidad del puente Chontabamba identificando factores hidráulicos, geotécnicos y topográficos que inciden en su socavación local y general.

1.4.2. *Objetivos específicos*

Identificar factores hidráulicos, topográficos y geotécnicos que influyen en la socavación local y general del puente Chontabamba.

Determinar la socavación local y general para caudales máximos de diseño asociados a periodos de retorno de 100 y 500 años en la infraestructura del puente Chontabamba.

Determinar el nivel de vulnerabilidad hidráulica que presenta la infraestructura del puente Chontabamba ante escenarios de eventos extremos deducidos mediante la utilización de los softwares HEC-RAS e Iber.

CAPÍTULO II.

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes

2.1.1. *A nivel internacional*

Araos (2024) en su tesis “Evaluación de la vulnerabilidad de obras hidráulicas frente a caudales de crecida considerando cambio climático: Caso de estudio: puentes Guaiquillo y Lontué” tuvo como objetivo evaluar la vulnerabilidad de las obras hidráulicas: puentes Guaiquillo y Lontué frente a caudales de crecida bajo condiciones actuales y proyectadas de cambio climático. El estudio surge en respuesta a los eventos extremos ocurridos en junio y agosto de 2023 y al creciente interés por comprender los impactos del cambio climático en la infraestructura de la región del Maule. La metodología consistió en realizar un análisis hidrológico e hidráulico, utilizando datos observados y proyecciones de precipitación bajo los escenarios climáticos SSP2-4.5 y SSP5-8.5 para horizontes de futuro cercano y lejano. Posteriormente, mediante modelación HEC-RAS, se analizaron las condiciones hidráulicas de los puentes y se estimaron las socavaciones general y local. Entre los principales resultados, se observó que, en la cuenca del puente Guaiquillo, de carácter pluvial, los caudales máximos instantáneos podrían aumentar entre un 30 % y 61 % en la mayoría de los escenarios climáticos, aunque también se proyecta una posible disminución de hasta un 10 % en ciertos periodos, evidenciando una alta variabilidad. En cambio, en la cuenca del puente Lontué, los caudales y volúmenes proyectados muestran incrementos de hasta un 90 %, principalmente por el ascenso de la línea de nieve, lo que amplía las áreas aportantes y el volumen total de agua. La socavación total se incrementa en más del 50 % en los dos puentes, lo cual compromete su estabilidad. Aunque algunas defensas fluviales actuales aún cumplen con

los criterios de diseño, se concluye que es necesario implementar medidas adicionales como el reforzamiento de enrocados y la construcción de muros guardarradier.

Abdel-Mooty et al. (2024) en su artículo científico “Evaluación estratégica de la vulnerabilidad de puentes a la erosión y socavación” utilizando conjuntos de datos de Sistemas de Información Geográfica (SIG) y aplicando el Proceso de Jerarquía Analítica (PAJ) para evaluar diversos factores ponderados que afectan al riesgo de socavación, han mapeado sistemáticamente las capas de información que abarcan el riesgo estructural, fluvial, geológico y de inundación para realizar una evaluación estratégica de la susceptibilidad a la socavación. El enfoque propuesto se aplica a la red ferroviaria del sureste de Inglaterra, identificando los puentes susceptibles a la socavación que pueden priorizarse para inspecciones detalladas. En comparación con las puntuaciones existentes, se ajustaron las puntuaciones de riesgo de socavación propuestas para aproximadamente 30 puentes ferroviarios de la región, y 22 pasaron de prioridad media a alta. Nuestra metodología propuesta, ejemplificada por este estudio de caso, ofrece a los administradores de activos conocimientos más profundos sobre los determinantes de la susceptibilidad de los puentes a la erosión y facilita la toma de decisiones informada para priorizar las medidas de mitigación de la erosión en toda la red.

Arora & Banerjee (2024) en su artículo científico “Vulnerabilidad a inundaciones de puentes interiores con socavación de cimientos” desarrolla un marco numérico para la evaluación sistemática de las fuerzas sobre los componentes vulnerables de los puentes durante las inundaciones y para comprender la respuesta global de los puentes que cruzan ríos interiores ante riesgos de inundación. Se realizan simulaciones de dinámica de fluidos computacional (CFD) para calcular las fuerzas hidrodinámicas sobre la superestructura de un puente representativo para

diferentes niveles de inundación y velocidades de inundación resultantes de eventos de inundación de diversa intensidad. Se estiman las fuerzas hidrodinámicas sobre los pilares y la profundidad de socavación alrededor de las cimentaciones para los casos de inundación considerados aquí. Conociendo las fuerzas y la profundidad de socavación, se desarrollan y analizan modelos de elementos finitos de puentes con y sin socavación para comprender su respuesta global y el fallo progresivo bajo diversas combinaciones de altura y velocidad del agua. Además, se proponen relaciones de regresión para proyectar respuestas a nivel de componente, con base en las cuales se podría predecir el estado de daño del puente ante futuras inundaciones intensas y sus características de fragilidad. Por lo tanto, los resultados permiten identificar factores clave para reducir la vulnerabilidad a inundaciones de los puentes terrestres.

Khan et al. (2024) en su artículo científico “Modelos avanzados de predicción de erosión alrededor de estribos de puentes: Un estudio comparativo de técnicas empíricas y de IA” tuvieron como objetivo comparar la precisión de modelos de predicción de socavación alrededor de estribos de puentes, aplicando tanto métodos empíricos como técnicas avanzadas de inteligencia artificial (IA). La metodología se basó en experimentos de laboratorio realizados en un canal de 20 m de longitud, 1 m de ancho y 0.75 m de altura, donde se reprodujo a escala reducida (1:10) un modelo de estribo de puente del río Kabul. Las variables hidráulicas controladas incluyeron caudales entre 0.0091 m³/s y 0.0252 m³/s, profundidades de agua entre 0.04 m y 0.1 m, velocidades entre 0.1059 m/s y 0.2918 m/s, y diámetros de partícula de sedimento (d₅₀) de 0.234 mm a 0.324 mm. Posteriormente, el conjunto de datos fue procesado utilizando múltiples modelos ANN (redes neuronales), modelos ANFIS, algoritmos de bosques aleatorios (RF) y técnicas de optimización GRG para derivar nuevas ecuaciones empíricas. Los resultados indicaron que el modelo ANFIS

presentó el mejor desempeño predictivo, alcanzando coeficiente de correlación $R=0.996$, superando a RF ($R=0.974$), ANN ($R=0.961$) y al modelo empírico GRG ($R=0.914$). Las ecuaciones empíricas clásicas de Ettema, Shen y Yanmaz obtuvieron valores de R menores (0.90, 0.85 y 0.87, respectivamente). Concluyeron que los modelos basados en inteligencia artificial, especialmente ANFIS, ofrecen capacidad superior para capturar la complejidad no lineal de los procesos de socavación en estribos de puentes, comparado con fórmulas empíricas.

Ghumman et al. (2024) en su artículo científico “Profundidad de socavación local alrededor de pilares de puentes: Evaluación del rendimiento de ecuaciones empíricas basadas en análisis dimensional y técnicas de IA” tuvieron como objetivo comparar modelos de inteligencia artificial (IA) y ecuaciones empíricas basadas en análisis dimensional (DAEE) para la estimación de la profundidad de socavación en pilares de puentes. Emplearon técnicas de velocimetría de imágenes de partículas de alta precisión (PIV) para capturar la estructura del flujo alrededor de los pilares, que variaron en ancho entre 1.5 cm y 91.5 cm. Las ANN fueron entrenadas con arquitecturas de 5, 10 y 15 neuronas en configuraciones de doble capa (DL) y triple capa (TL), mientras que los modelos ANFIS utilizaron diferentes configuraciones de funciones de membresía. Los resultados mostraron que el modelo DL ANN-3 con 10 neuronas alcanzó el mejor desempeño predictivo con un NSE de 0.986, superando tanto a los modelos ANFIS como a otras arquitecturas ANN (cuyos NSE oscilaron entre 0.76 y 0.983). Las ecuaciones empíricas presentaron menor capacidad predictiva frente a los modelos de IA. Además, el análisis de sensibilidad indicó que el ancho del pilar fue el parámetro más influyente en la predicción de la socavación. Concluyeron que los modelos de redes neuronales artificiales, las configuraciones de doble capa con 10 neuronas,

ofrecen mayor precisión en la estimación de la socavación en pilares de puentes respecto a los métodos empíricos tradicionales

Karriqi et al. (2024) en su artículo científico “Evaluación de puentes bajo erosión provocada por terremotos e inundaciones” tuvieron como objetivo evaluar puentes bajo erosión inducida por terremotos e inundaciones. En la investigación cuantitativa tuvieron como objetivo de estudio el puente de Durres en Albania. Determinaron que, la profundidad de socavación en el emplazamiento del puente para caudales de 661, 595, 528, 463 y 397 m³/s era 3.48, 2.94, 2.59, 2.32 y 2.12 m. Concluyeron que, el puente con apoyos presenta bajo riesgo sísmico al considerar la erosión local inducida por eventos de inundación en el análisis sísmico debido a su flexibilidad para adaptarse a cambios en la geometría de la estructura y una rigidez significativa de la cimentación.

El Transportation Department County of Riverside (2024) en su informe “Informe de análisis hidráulico y de erosión del cruce de Bridge Street, con fecha de febrero de 2024” tuvieron como objetivo analizar hidráulicamente la erosión del puente Bridge Street Canyon. Determinaron que, los caudales máximos para tiempos de retorno de 50, 100 y 500 años es de 211 m³/s, 247 m³/s y 368 m³/s. Con estos datos formularon el modelo hidráulico en HEC-RAS v. 5.0.7, con un valor Manning compuesto de 0.06, determinando que, el puente cajón de 72.4 pies se vería seriamente afectado por máximas avenidas con profundidad de 3.3 pies y una velocidad de 13.4 fps, afectando un área de 75.5 pies cuadrados, por lo que se concluyeron con la propuesta de la construcción de un muro de contención de concreto armado para protegerlo de la erosión lateral.

Sahu et al. (2024) en su investigación “Estimación de la profundidad de la socavación local alrededor del muelle del puente” analizaron el mecanismo y los diversos factores que afectan a la

socavación local alrededor de los pilares de los puentes. Para ello, utilizaron el software HEC-RAS para evaluar la socavación local alrededor de los pilares del puente aliviadero con compuertas radiales del Proyecto de Irrigación Telengiri situado en el distrito de Koraput de Odisha, India. Los datos geométricos y las especificaciones de diseño de la estructura del puente radial junto con las propiedades del suelo se utilizaron para construir el modelo HEC-RAS y, a continuación, se proporcionaron perfiles de flujo en estado estacionario para calcular la profundidad de socavación local. Se utilizaron métodos analíticos como las ecuaciones de Kothyari, Richardson e IRC para corroborar los valores de profundidad de socavación local con el modelo. En el modelo se variaron parámetros como el caudal, la anchura y la geometría de los pilares, el ángulo de inclinación del puente y de los pilares, el ángulo de ataque y diferentes configuraciones del lecho para simular su efecto sobre la profundidad de socavación local. El modelo predijo una socavación de 8.29 m que se aproxima bastante a los valores predichos por la ecuación de Richardson (8.95 m).

Maroni et al. (2023) en su artículo científico “Umbral de nivel de agua adaptativos basados en la monitorización para la gestión del riesgo de socavación de puentes” tuvieron como objetivo monitorear la erosión en puentes a través de umbrales de nivel de agua adaptativos en Escocia. Aplicaron el análisis a tres puentes en riesgo de erosión administrados por Transport Scotland: El puente 1, puente A76 200 Nith sobre el río Nith, el puente 2, puente A76 120 Guildhall en Krikconnel, y el puente 3, A75 300 Dalscone en Dumgries. Determinaron que, el umbral del nivel de agua en el puente 1, 2 y 3 es de 2.53 m, 2.35 m y 4.40 m, para Tr de 140 años, y 4.24 m, 3.26 m y 6.33 m para Tr de 500 años, lo que representa aumento relativo de 68%, 36% y 44%, respectivamente. Así mismo, el umbral relativo de socavación asciende a 3.32 m, 3.53 m y 1.40

m, correspondientemente. Concluyeron que, el umbral de nivel de agua y erosión disminuye con la aplicación de medidas de contingencia.

Pamugkas et al. (2023) en su investigación “Modelo hidrodinámico de flujo de inundación alrededor del puente en el río Ciujung, Serang Regency, Banten” analizaron el flujo de crecidas y el patrón de flujo fiable en torno al puente Ciujung a partir de observaciones sobre el terreno, datos secundarios y resultados de modelos matemáticos. El patrón de flujo fue modelado utilizando Hecras 6.2 para flujo 2d no permanente. El hidrograma de entrada se determinó sobre la base de SNI 2415:2016 para un período de retorno de 50 años para la condición de inundación y Q90% para la condición de flujo confiable, siendo los caudales para Tr de 2, 50 y 100 años fueron 86.54 m³/s, 117.85 m³/s y 122.78 m³/s. Los resultados de la simulación del patrón de flujo del río Ciujung obtuvieron el valor de la velocidad del flujo en condiciones normales y en condiciones de crecida. La velocidad media en condiciones normales cuando la descarga es del 80% y del 90% es de 0.53 m/s y 0.65 m/s. Mientras que la velocidad del caudal en condiciones de crecida durante el periodo de retorno de 2 años es de 2.18 m/s, la del periodo de retorno de 50 años es de 2.63 m/s y la del periodo de retorno de 100 años es de 0.65 m/s. A partir de los resultados de este modelo, concluyeron que, se debe actualizar los pilares del puente para reducir el riesgo de fallo del puente o de la ribera del río.

Zicle (2023) en su tesis de grado titulada “Estudio de la socavación en las pilas de un puente y medidas de protección, caso del puente Coatán, Chiapas”. El objetivo de este trabajo es la investigación, recopilación, aplicación y comparación de diferentes métodos para la estimación de la profundidad de socavación local en pilas de un puente, empleando software especializado y conocimientos adquiridos durante la formación académica, usando software especializado para

obtener las variables que requiere cada método en un puente existente. Los resultados mostraron que, para garantizar la seguridad ante la avenida de 100 años, el puente Coatán debe elevarse 2 metros sobre el nivel actual, considerando el borde libre requerido. La autora concluyo que la probabilidad de recurrencia de la avenida de 30 años es mayor que la de 100 años. Los análisis revelaron que las velocidades más críticas se presentan en la avenida de 30 años, por lo que se debe adoptar medidas de protección acordes a estas condiciones.

Fragoso et al. (2023). en su artículo científico: “Reducción de la socavación local en estribos cortos y verticales de puentes”. Se describe un proyecto de investigación, cuyo objetivo fue reducir la profundidad de socavación al pie de estribos cortos y verticales de puentes, mediante un modelo físico reducido se analizó la profundidad de socavación que genera un flujo de agua, en sistema formado por un estribo de puente corto y vertical y el fondo de arena de un canal del laboratorio de ingeniería hidráulica de la esia unidad zacatenco; al estribo se le cambiaba su geometría en los ensayos (con alerones laterales a 45, 30 y 20°), los ensayos demostraron que la incorporación de alerones en los estribos reduce significativamente la profundidad máxima de socavación: Con alerón a 45°, la socavación se redujo en un 28%, con alerón a 30°, la reducción fue del 85% y con alerón a 20° (aguas arriba), la reducción alcanzó el 98%, para determinar su influencia en la erosión local que generó, bajo ciertas condiciones de flujo; y así en base a ensayo-error, reducir la erosión local. Se logró reducir la profundidad de socavación generada por el estribo original en un 98 %.

Chura (2022) en su tesis de grado: “Diseño hidrológico inicial de verificación para la altura del emplazamiento de la superestructura del puente Sewencani sobre el río Huallatiri” tuvo como objetivo determinar que la altura del emplazamiento de la superestructura del puente Sewencani

en actual construcción no presente ningún riesgo para su estabilidad por efecto de las crecidas extraordinarias del río. Mediante la caracterización de la cuenca hidrográfica y la aplicación de hidrograma unitarios para el diseño hidrológico. Los resultados mostraron que, para un caudal de diseño en un periodo de retorno de 100 años que se obtuvo en el diseño hidráulico con un valor de 292.43 m³ – para un ancho considerado de 55 metros tomando en cuenta la pila central del puente la altura del NAME es de 0.94 metros. El autor concluyo que la altura de emplazamiento de la superestructura en especial las vigas del puente no presentan ningún riesgo.

Fajardo-Becerra & Sierra-Salinas (2021) en su tesis de grado: “Análisis del efecto que tiene las formas de las pilas en el comportamiento hidrodinámico y en el transporte de sedimentos de fondo para un tramo del río Magdalena en el departamento de Bolívar - Colombia, mediante la modelación en Iber”. El presente estudio tiene como propósito analizar el efecto que tiene las formas de las pilas en el comportamiento hidrodinámico y en el transporte de sedimentos de fondo para un tramo de un río, mediante la modelación en Iber, por medio de una modelación bidimensional que cuenta con dos métodos para simular las pilas de los puentes, el método de sustracción o elevación de la malla, asimismo, en el comportamiento hidrodinámico y en el transporte de sedimentos de fondo. Después de la realización de cada uno de los escenarios, en el tramo de 8 km del río Magdalena, se observó en el caso base los resultados para hidrodinámica, donde su velocidad máxima estaba aproximadamente en 1.54 m/s al costado derecho del cauce y su velocidad mínima en 0.39 m/s al costado izquierdo del cauce, en comparación con el pilar circular por el método de sustracción, el cual mostró velocidades máximas de 3m/s en sus zonas laterales, en el pilar de la derecha y asimismo el pilar del centro. En conclusión, la metodología más adecuada para representar la forma de un pilar es por el método de elevación de la malla,

debido a que se puede asignar los diferentes parámetros como la rugosidad del material que está compuesto el pilar, estos se verán reflejados en las condiciones hidrodinámicas y en el transporte de sedimentos.

2.1.2. *A nivel nacional*

Quinte (2024) en su tesis “Evaluación de la vulnerabilidad del puente Puerto Ocopa por eventos extraordinarios del Río Perené – Junín” tuvo como objetivo determinar la escala de vulnerabilidad hidrológica del puente Puerto Ocopa ante eventos de avenidas máximas extraordinarias del río Perené – Junín, que han demostrado que la subestructura con desempeño deficiente asociados a eventos de máximas crecidas con condiciones de socavación de gran magnitud consecuentemente alcanza su colapso. El método desarrollado en la investigación es de tipo científico, aplicada, nivel explicativo y diseño no experimental, se realizaron estimaciones del estudio hidráulico de caudales de diseño para diferentes tipos de periodos de retorno, asimismo se realizó el análisis de perfil de flujo en una longitud de 1 km considerándose una longitud 0.48 km aguas abajo y 0.52 km aguas arriba del eje del puente. Se determinaron profundidades de socavación para caudales aforados en los meses febrero 2022 y julio del 2023 también para caudales con un periodo de retorno de $t_r = 100, 500$ y 1000 años presentando una profundidad de socavación total de 7.36 m, 4.83 m, 16.50 m, 17.56 m y 19.53 m respectivamente, por las condiciones presentadas, se prevé la protección de la margen derecha ocasionada por los niveles de máximas avenidas del río que generan una vulnerabilidad Muy Alta en el estribo del puente Puerto Ocopa. Para la protección de la margen derecha, se considera la alternativa como enrocado. De los resultados que obtuvimos se encontró que la Vulnerabilidad del puente Puerto Ocopa es Alta debido a eventos de avenidas máximas extraordinarias, así mismos factores predominantes

que según estadísticas están asociados con el incremento de caudal de los ríos en un porcentaje de 51.19 % de vulnerabilidad hidráulica.

Sáenz (2024) en su tesis de grado: “Influencia de la socavación en la estabilidad de los estribos en el puente la esperanza del rio Huallaga, Huánuco”. El objetivo principal consistió en comprender los fenómenos de socavación tanto a nivel general como local que afectaron a los componentes estructurales del puente, en particular a los estribos, durante eventos puntuales como las máximas crecidas del río. La metodología de investigación adoptada se basó en un enfoque cuantitativo no experimental que permitió calcular la dimensión real de la profundidad de socavación. Como resultado de la evaluación, se determinó los caudales correspondientes a distintos periodos de retorno, teniendo los siguientes valores de caudales máximos para periodos de retorno, PR= 50 años, el caudal máximo es de 162.68 m³/s; PR = 100 años, el caudal máximo es de 176.77 m³/s; y PR= 500 años, el caudal máximo es de 209.35 m³/s. Utilizando el tirante hidráulico como base, se aplicó la fórmula para estimar la socavación local que mejor se ajustó al caso, que resultó ser el método de Artamonov. Con este método se pudo estimar que la profundidad de socavación es igual a 2.94 metros en el estribo izquierdo y 3.62 metros en el estribo derecho, considerando un PR = 500 años. En conclusión, esta investigación proporcionó información importante sobre la socavación en puentes durante eventos de máximas avenidas se han demostrado que el puente La Esperanza - Huánuco se encuentra expuesto a un riesgo medio de socavación durante eventos de máximas avenidas. Se han identificado puntos críticos donde la erosión del lecho del río es más pronunciada, lo que podría comprometer la estabilidad y seguridad de la estructura

Vásquez (2024) en su tesis de grado “Estudio de socavación general en riberas y socavación

local en el pilar del puente Conache, distrito de Laredo – Trujillo”. La presente investigación tiene por finalidad estudiar los efectos de socavación (general y local) que pudiese ocasionar un caudal extraordinario de máxima avenida en el pilar del puente Conache en el distrito de Laredo, como también en las riberas del Río Moche en un tramo de 1 kilómetro de longitud, comprendiendo 500 metros aguas arriba y 500 metros aguas abajo desde el eje del puente. Para la obtención de datos hidrológicos referentes al río en estudio, se optó por utilizar las bases de datos de la Autoridad Nacional del Agua (ANA) mediante el SNIRH (Sistema Nacional de Información de Recursos Hídricos). Para el desarrollo de la investigación se utilizó el método de la investigación aplicada, el diseño de la investigación es descriptivo. Concluyendo que, el cálculo de socavación general determinó que la profundidad de socavación crítica fue de 2.00 metros y el cálculo de socavación local determinó que la profundidad de socavación local fue de 3.30 metros.

Delgado (2024) en su tesis de grado “Redes neuronales artificiales para la estimación de la socavación en pilares de puentes en el Perú”. El objetivo de la presente investigación fue proponer una Red Neuronal Artificial (RNA) que permita estimar de manera eficaz y eficiente la socavación en pilares de puentes ubicados en la costa del Perú. Para alcanzar dicho objetivo se utilizó una RNA de tipo Perceptrón Multicapa, la cual fue entrenada y validada utilizando la base datos A Pier Scour Database del United States Geological Survey. Se construyó una RNA Base, de la cual se generaron tres versiones que se diferenciaron en el tratamiento que tuvieron las variables. Las estimaciones de la RNA Optimizada se compararon con las mediciones de socavación hechas en los pilares de los puentes Aramayo y Pisco durante el periodo diciembre 2021 – mayo 2022. Se concluyó que la RNA Optimizada no pudo estimar de manera eficaz y eficiente la socavación en los pilares de los puentes antes mencionados. Aunque la RNA Optimizada produjo mejores

estimaciones de socavación en los pilares de los puentes Aramayo y Pisco que la ecuación del HEC – 18, estas estimaciones de la RNA Optimizada distaron considerablemente de las mediciones de socavación hechas en dichos pilares. Concluyendo que, la RNA Optimizada no es eficaz ni eficiente estimando la socavación en los pilares de los puentes de la zona de estudio (puentes Aramayo y Pisco); su uso en la costa del Perú no es posible. Así como, evidentemente, no es posible utilizarla en otras zonas geográficas de nuestro país.

Luliquis & Vences (2022) llevaron a cabo un estudio en la región de Piura utilizando datos geológicos e hidrológicos, titulado “Evaluación conceptual y numérica de la socavación local de pilares con collares para el puente Andrés Avelino Cáceres utilizando HEC-RAS e Iber - Piura – Perú” con el objetivo de analizar la socavación local mediante la modelización numérica en los softwares HEC-RAS (1D) e Iber (2D), comparando escenarios sin la instalación de collares en los pilares y con su instalación. Utilizando los registros de caudales máximos instantáneos de la estación hidrométrica en el puente Sánchez Cerro en Piura, se determinó un caudal de diseño de 6239.14 m³ /s, con un tiempo de retorno de 500 años, que se utilizó en todas las simulaciones del estudio. Los resultados mostraron que el modelo bidimensional representaba mejor el proceso de erosión del cauce, ya que a través de la simulación de transporte de sedimentos se obtuvieron diferentes valores de socavación local para cada pilar, lo que permitió identificar los pilares en los que se deben instalar los collares. Los pilares P1, P2, P3, P4, P7, P8 y P9 mostraron reducciones en las profundidades socavadas del 15.84%, 38.79%, 43.73%, 33.91%, 31.52%, 24.92% y 17.89%, respectivamente. Por otro lado, se observó que, en las zonas laterales del tramo estudiado, donde se encuentran los pilares P5, P6 y P10, hubo un proceso de agradación, con un aumento en el nivel del fondo de 9, 3 y 48 cm, respectivamente.

Palma (2022) en su tesis de grado “Estimación de la profundidad de socavación local en el puente Jangas mediante ecuaciones empíricas, Huaraz, Ancash”. El objetivo de este trabajo de investigación fue estimar la profundidad de socavación local en el puente Jangas, el puente de estudio tiene como ubicación el distrito de Jangas, provincia de Huaraz, departamento de Ancash. Se estableció un periodo de retorno de 500 años para la determinación de los caudales máximos de diseño, estos se validaron mediante el rastro de paleocrecida aguas arriba; se aplicaron los métodos empíricos de estimación de socavación local de Liu, Chang y Skinner, Artamonov, Froehlich, Laursen y Hire. Los resultados de las socavaciones estimadas para el estribo izquierdo con el caudal máximo de diseño de Reyes (2009) correspondiente a 734.00 m³/s, fueron de 2.00 m., 1.95 m., 3.31 m., 4.08 m. y 12.05 m. mediante los métodos empíricos de Liu, Chang y Skinner, Artamonov, Froehlich, Laursen y Hire, respectivamente; y para el caudal máximo de diseño del Gobierno Regional de Ancash (2017), fueron de 2.01 m., 1.88 m., 3.33 m., 4.06 m. y 11.82 m. respectivamente; asimismo, en el método de observación directa se obtuvo una socavación de 3.10 m. Se concluye que el método de Froehlich es el que mejor se adecua para estimación y predicción de socavación local en el estribo izquierdo del puente Jangas, para el material de lecho clasificado como grava bien graduada.

Encalada (2022) en su tesis de grado “Evaluación de la socavación local en los pilares de concreto del puente Ramis Puno 2020”. El objetivo general de este trabajo de tesis es evaluar el estado de socavación local que pondría en riesgo los pilares del puente Ramis. Para el desarrollo de la investigación se utilizó el método de la investigación aplicada y no experimental, el diseño de la investigación es descriptivo – explicativo, para la recolección de datos, se aplicaron las siguientes técnicas: Análisis, recolección de datos, interpretación de datos y formulación de

gráficos. Los resultados mostraron que, socavación local encontrados con la aplicación de las diferentes metodologías se encontró que con la ecuación de Froelich se llegaba a 0.92m de socavación, con la ecuación de Universidad estatal de California se calculó 0.97m de socavación, con la ecuación de Neill se calculó 0.43m de socavación, con la ecuación de Arunachalam se calculó 1.09m de socavación y con la ecuación de Yarotzlaziev se calculó 0.49m. El autor concluyo que la socavación local podría alcanzar valores de hasta 1 m en los pilares del puente.

Velarde (2021) en su tesis de Maestría “Simulación del proceso de socavación del cauce del Río Rímac - caso Puente Morón”. Cuyo objetivo principal estimar la magnitud de la socavación que el flujo de agua puede provocar en la sección transversal del cauce del río donde se emplaza un puente. La aplicación de la presente investigación se realizó para un tramo de río de la Costa Peruana. El tramo corresponde al río Rímac en las cercanías del Puente Morón entre los distritos de Chaclacayo-Chosica con una longitud de 1.5 Km. Para conocer la magnitud de socavación se determinaron los caudales máximos para los periodos de retorno de 10 y 500 años respectiva y adicionalmente se ha evaluado para un caudal ocurrente del año 2013. Adicional a ello, se empleó la modelación numérica unidimensional y bidimensional para evaluar el comportamiento hidráulico del cauce con la finalidad de obtener los valores de tirante y velocidad. Los resultados fueron que la socavación general en el sector del puente resultó en 2.1 m para el periodo de retorno de 500 años, mientras que la socavación local 2.6 m para 500 años con el método seleccionado (Yaroslavtziev). Llegando a concluir obteniéndose finalmente una socavación máxima de 4.7 m.

2.1.3. *A nivel regional*

Delgado (2024) en su tesis “Influencia de los parámetros hidrológicos y geomorfológicos de la quebrada La Potrera en la socavación local del Puente Colpamayo, Chota, 2021” tuvo como

objetivo evaluar la socavación del puente Colpamayo sobre la quebrada La Potrera en Chota. La cuenca, con área de 30.90 km², tiene longitud de cauce principal de 10 km, pendiente promedio de 0.23 m/m, coeficiente de Gravelius de 1.56 y tiempo de concentración de 2.67 h. Aplicando el hidrograma unitario, estimó un caudal máximo de 104.10 m³/s para Tr de 50 años. Para Tr de 100 años, el tirante máximo en el puente fue de 2.40 m, superando su gálibo de 1.80 m, lo que plantea un riesgo de desbordamiento. Así mismo para Tr de 500 años presenta agradación de 1.05 m y erosión significativa, especialmente en el estribo derecho debido a la curvatura del lecho. Concluyó que es necesario implementar traviesas como medida de control.

Chegne (2024) en su tesis “Predicción de la socavación local en el puente Yaminchad para máximas avenidas, utilizando un modelo numérico, San Pablo-Cajamarca, 2022” tuvo por objetivo realizar la predicción de la socavación local en el puente Yaminchad para máximas avenidas a partir del modelamiento hidráulico. La microcuenca del río Yaminchad tiene un área de 85.58 km. Parte de las actividades de campo se realizó con la finalidad de caracterizar al río, medición de la geometría de la estructura, medición de la socavación y estimar la profundidad de la cimentación en los estribos; la topografía fue considerada de un tramo 167 m. Del muestreo granulométrico subsuperficial de las calicatas y del análisis superficial, aplicando la combinación de curvas (método flexible), se obtuvo por diámetros característicos un Dmedio=50.74 mm y un D50=21.32 mm. A partir de la caracterización del Índice Estandarizado de Precipitación (SPI) la investigación se ve limitada a condiciones normales de acuerdo al régimen de precipitaciones del año 2022. A partir de la modelización hidrológica se determinó los caudales de máximas avenidas, donde el caudal máximo producido es de 32.16 m²/s referente a un evento de 131 años de retorno. Para la modelización hidráulica se empleó el software Hec Ras 5.0.7., obteniendo como resultados los

parámetros hidráulicos de las secciones transversales. A consecuencia de la socavación local actual en el puente Yaminchad, el estribo derecho presenta una profundidad de 2.56 m., y en el estribo izquierdo una profundidad de 1.96 m. Para la predicción de la socavación general se determinó con el método de Lischtvan – Lebediev para suelos gravosos, la socavación por contracción por el método de Laursen y la socavación Local en los estribos por el método de Froehlich. Con el modelamiento hidráulico se predice que, para caudal de máxima avenida de retorno de 380 años de retorno, la socavación local puede hacer colapsar a la cimentación del puente Yaminchad, generando profundidades de socavación de 3.01 m en el estribo derecho y 2.26 en estribo izquierdo.

Yupanqui (2023) en su tesis de grado “Socavación local en los puentes Plan Manzanillas y San Antonio que cruza el río Porcón – Cajamarca”. La presente investigación tuvo por objetivo estimar el caudal que genera un riesgo posible de colapso de los puentes Plan Manzanillas y San Antonio de Cajamarca. En esta investigación se consideró el estudio de dos puentes, cada uno con su propio caso de socavación local, para lo cual se trabajó con ciertos periodos de retorno dependiendo del puente, teniendo para el puente Plan Manzanillas los periodos de retorno de TR-149, TR-251 y TR-315 con caudales para los periodos de retorno de 42.50 m³/s, 49.13 m³/s y 52.32 m³/s el cual es un caudal que podría generar el colapso del puente y el puente San Antonio para los periodos de retorno de TR-25, TR-140 y TR-313 con caudales de 34.80 m³/s, 60.70 m³/s y 76.80 m³/s considerado como un caudal de huella que fue medido en campo. Teniendo como resultados de profundidad de socavación local en la descarga de protección del Puente Plan Manzanillas es; 2.44 m, 2.82 y 3.00 m. y para el puente San Antonio en el estribo derecho la profundidad de socavación local es: 2.86 m, 4.05 m y 4.58 m. Llegando a concluir que el puente

Plan Manzanas tiene una socavación avanzada con respecto a la cota de cimentación de los estribos con el periodo de retorno de TR-251 y en el caso del puente San Antonio, los resultados exceden a la cota de cimentación por lo cual este puente debe quedar en desuso.

Tenorio & Valdera (2020) en su tesis de grado “Niveles de socavación mediante modelamiento hidráulico en estribos de los puentes: El Callejón, La Rinconada Y Chonta, ubicados en el río Chonta - Cajamarca”. El objetivo principal estimar los niveles de socavación mediante modelamiento hidráulico en estribos de los puentes El Callejón, La Rinconada y Chonta, ubicados en el río Chonta – Cajamarca. Para el desarrollo de la investigación se utilizó el método cuasiexperimental, a través del modelamiento físico, con una muestra de 3 puentes, se aplicaron las siguientes técnicas: Documentación de datos hidrológicos, Observación in situ Realización del muestreo in situ, Modelamiento hidrológico, Estudio de Mecánica de Suelos y Modelamiento Hidráulico. Los resultados mostraron que, los caudales máximos mediante el software HEC-HMS para tiempos de retorno de 10, 25, 50, 100 y 150 años obteniendo caudales máximos entre 151.8 m³ /s hasta 290.7 m³ /s para el Puente La Rinconada, 160.3 m³ /s hasta 303.3 m³ /s para el Puente El Callejón y 170 m³ /s hasta 313.8 m³/s el Puente Chonta. Concluyo que la socavación fue 0.82 m para el Puente Chonta, 1.50m para el Puente Callejón y 0.44m para el Puente La Rinconada.

2.2. Bases teóricas – científicas

2.2.1. *Método de Muskingum para tránsito de avenidas*

Técnica utilizada para calcular el hidrograma de una avenida durante su tránsito por un cauce, considerando el efecto de laminación. Desarrollado inicialmente en 1930 en el río Muskingum, este método emplea dos parámetros clave: X, un coeficiente adimensional que representa la capacidad de almacenamiento del tramo, y K, el tiempo que tarda la onda de avenida

en desplazarse. Se basa en la relación proporcional entre el agua almacenada en un tramo (S), el flujo entrante (I) y el flujo saliente (O) (Enríquez & Enríquez, 2011):

$$\frac{dS}{dt} = I - O \quad (1)$$

$$S = K[XI + (1 - X) O] \quad (2)$$

Donde, ds/dt representa la conservación de la masa, S almacenamiento en el tramo del cauce, I el caudal de entrada en dicho tramo, O caudal de salida, K tiempo de retardo, X el factor de peso, que varía entre 0 a 0.5 y refleja el grado de traslación del flujo. En términos prácticos, los valores típicos de X oscilan entre 0.20 y 0.35, siendo 0.20 comúnmente aplicado en tramos ubicados en la parte baja de la cuenca y 0.35 en cuencas altas.

$$K = 0.18 \times \left(\frac{\Delta x}{S^{0.25}} \right)^{0.76} \quad (3)$$

$$K = 0.6 t_c \quad (4)$$

Donde, x distancia máxima en km, S pendiente máxima, O caudal de salida en el tramo, t_c tiempo de concentración en horas.

$$\Delta t > \frac{2Kx}{n} \quad (5)$$

Donde, t es el incremento de tiempo que se utiliza para representar los resultados, n número de tramos a utilizar en el método de Muskingum.

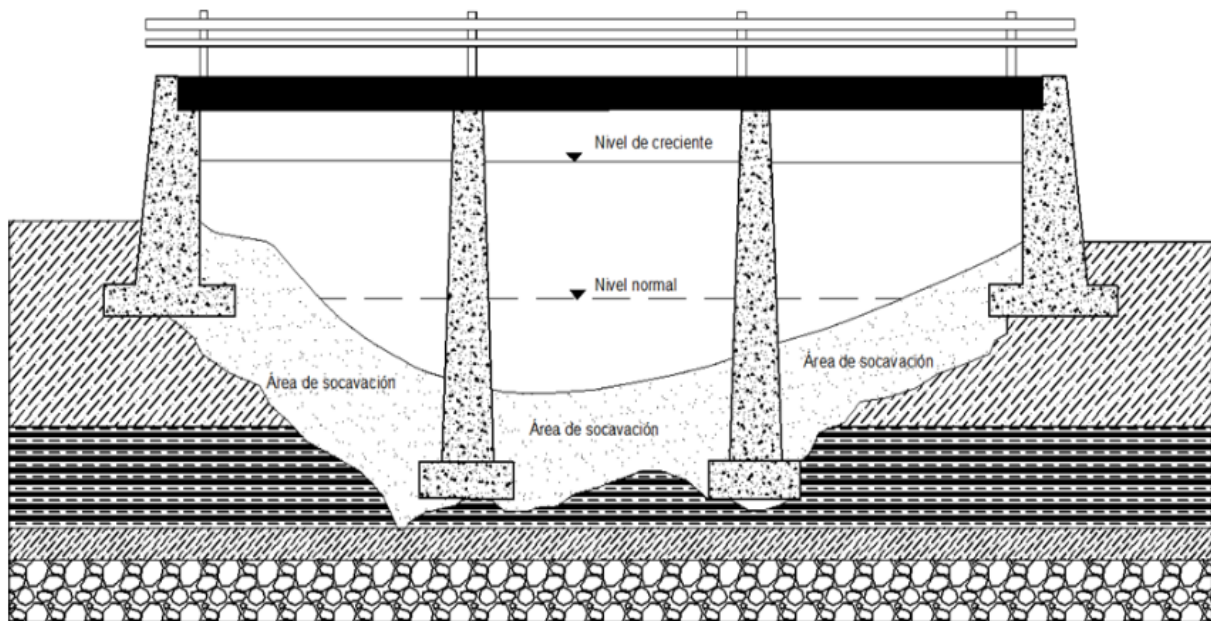
2.2.2. Socavación en puentes.

La socavación es un fenómeno hidrodinámico que es la causa más frecuente de falla que afecta las cimentaciones de los puentes. Dicho fenómeno es una combinación de distintos procesos, unos que se producen a largo plazo y otros transitorios por el paso de avenidas. El proceso de socavación en un puente se analiza como erosión potencial total y es de carácter

estimativo, la cual combina la socavación producida en la sección del puente y sus inmediaciones, causada por el estrechamiento del cauce debido a su construcción y la socavación local que se produce en las inmediaciones de los pilares y estribos rodeados por la corriente del río. Sin embargo, cabe indicar que estos procesos de socavación son inherentes a la presencia del puente sobre el curso natural, porque existen otros procesos de socavación que ocurren de manera independiente a la presencia del puente y son la socavación general y la socavación en curvas que también deberán ser tomados en cuenta al momento de la estimación de la socavación potencial total (MTC, 2014).

Figura 2

Esquema gráfico representa socavación en el cauce de un puente



Nota. La describe los tipos de socavación en puentes y las características que influyen en un cruce de puente, mostrando especial atención en la socavación local en pilas objetivo de este trabajo.

Fuente: Adecuado de Zicle (2023)

2.2.2.1. Tipos de socavación

La socavación en un cruce de puente es un fenómeno complejo que involucra varios tipos: la degradación a largo plazo del cauce, la socavación general que afecta la totalidad del cauce y la socavación local que se produce en áreas específicas, como alrededor de los pilares y estribos del puente, especialmente durante el paso de avenidas extraordinarias. Los principales tipos de socavación asociados a un puente son:

a) Agradación y degradación a largo plazo.

La agradación se refiere al depósito de sedimentos en el área del cruce de un puente, lo que reduce el flujo del río. Por el contrario, la degradación implica la erosión del sedimento, disminuyendo la elevación del lecho y aumentando la capacidad hidráulica. Estos cambios en la elevación ocurren a lo largo de grandes distancias y períodos prolongados, generalmente regulados por estructuras como presas o cauces revestidos con roca. En el cálculo de la socavación total, este proceso no se considera, ya que su naturaleza a largo plazo puede provocar variaciones o incluso detenerse Zicle (2023).

b) Socavación general.

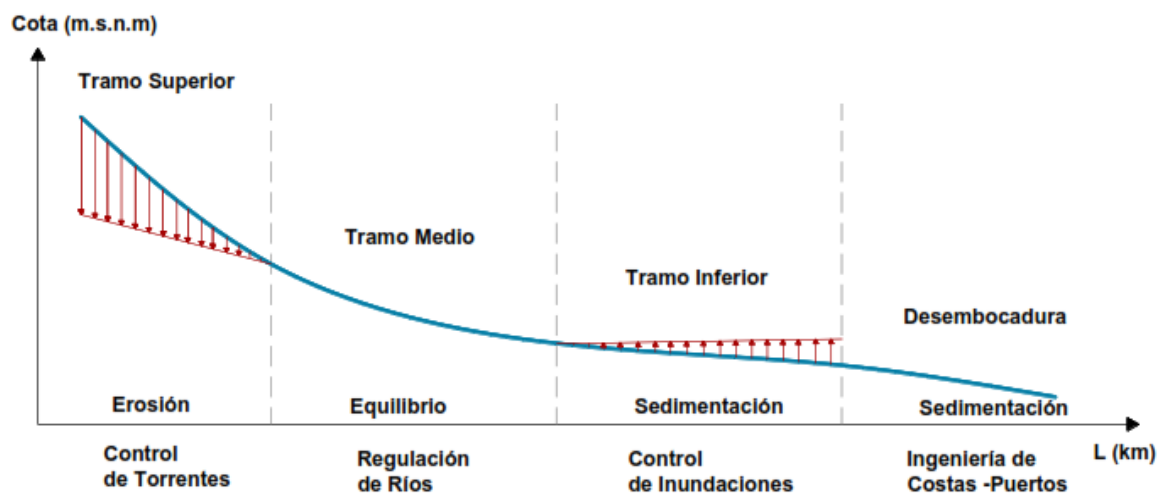
La socavación general, también conocida como socavación normal, consiste en una disminución generalizada del fondo por el aumento del arrastre de sedimentos debido al incremento de la capacidad de flujo (crecidas). La socavación del fondo se produce debido a un desequilibrio entre el aporte sólido que transporta el agua a una sección y el material removido (Toapaxi et al., 2015).

c) Socavación por Contracción

En la socavación por contracción intervienen principalmente tres elementos: el ancho de la sección, los estribos y las pilas de un puente. Estos últimos influyen directamente en el área de flujo al reducirla, lo que genera un aumento en la velocidad y en el transporte de material. Para calcular este tipo de socavación, se describen dos fórmulas: en la primera, el autor considera el ancho efectivo de la sección (incluyendo el ancho de las pilas y los estribos), mientras que, en la segunda, se relaciona el ancho efectivo con el ancho total (Aguado, 2012).

Figura 3

Esquema gráfico representa el desarrollo longitudinal de un cauce natural



Nota.

Nota. La figura describe la socavación es consecuencia del régimen del Flujo y puede ocurrir con o sin la presencia de una obra en el cauce. Fuente: Adecuado de Toapaxi et al., (2015).

d) Socavación Local

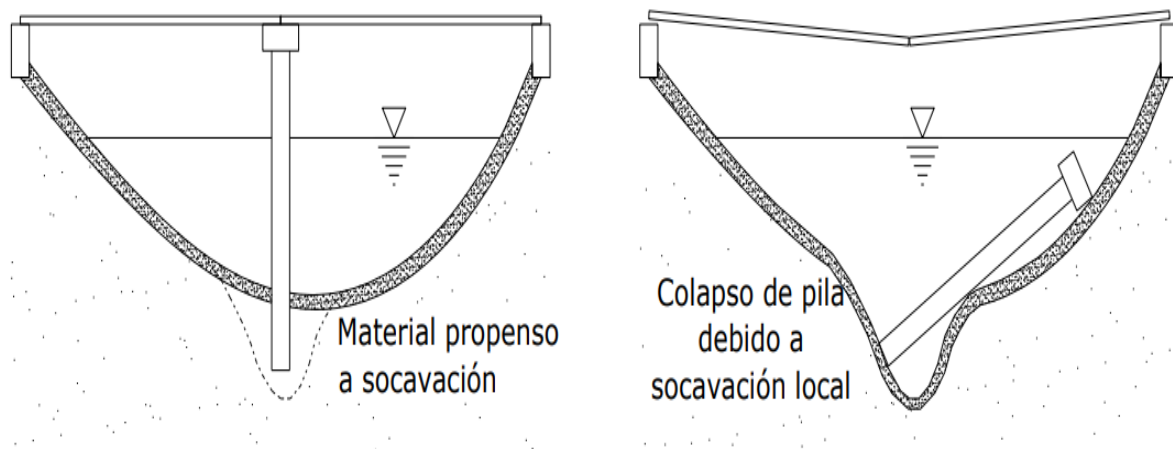
La socavación local se da cuando el material circundante de pilas y estribos es desplazado, lo cual sucede cuando la dirección y la velocidad del flujo se modifican, generando vórtices debido

a la presencia de estas estructuras, ya que las pilas y estribos alteran las condiciones hidráulicas (Aguado, 2012).

Conocer la socavación en las pilas y/o estribos es esencial para el diseño de la cimentación, ya que la falla de este elemento es crucial para toda la estructura.

Figura 4

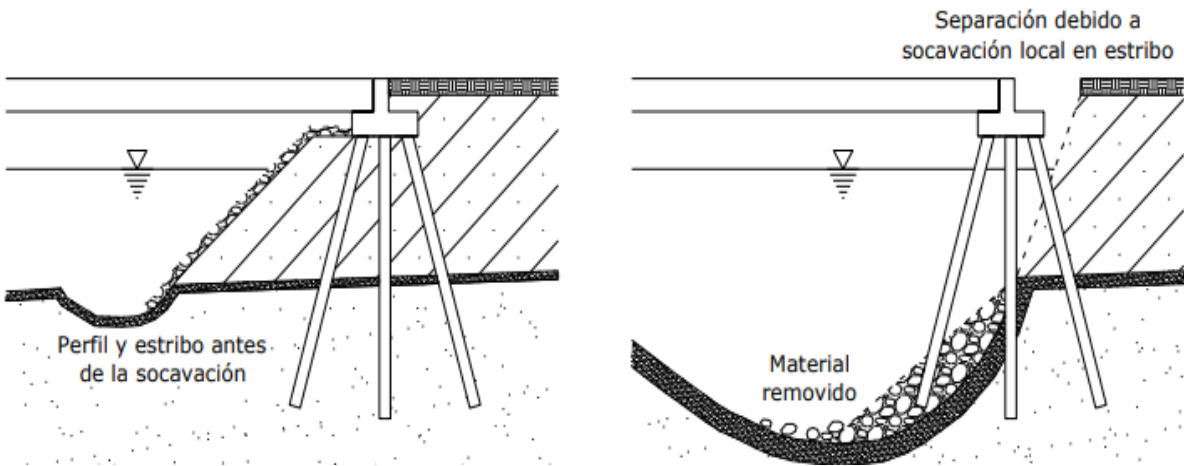
Esquema gráfico representa la socavación local en pilas



Nota. La figura describe la socavación en las pilas es esencial para el diseño de la cimentación, ya que la falla de este elemento es crucial para toda la estructura (Melville & Coleman, 2015)

Figura 5

Esquema gráfico representa la Socavación local en estribos



Nota. En la figura se muestra la socavación local en los estribos; aunque el estribo no colapsó, la socavación causó una separación entre el terraplén y la superficie de rodadura del puente. (Melville & Coleman, 2015).

2.2.3. Factores hidrológicos, topográficos y geotécnicos en la dinámica fluvial.

2.2.3.1. Factores Hidrológicos

a) Precipitación.

La precipitación es el agua que se origina en la atmósfera y cae sobre la superficie terrestre, ya sea en forma líquida (llovizna, lluvia, chubascos) o sólida (nieve, granizo). Se mide en milímetros, representando la altura que alcanzaría el agua acumulada sobre una superficie plana y horizontal, sin considerar pérdidas por evaporación o filtración. Además de las precipitaciones convencionales, existen las llamadas "precipitaciones ocultas", que ocurren cuando el vapor de agua atmosférico se condensa o sublima directamente sobre el suelo, formando rocío y/o escarcha (Gutiérrez, 2014).

b) Caudal del río.

Cantidad de líquido que circular a través de una sección mojada de un conducto en la unidad de tiempo (Campos et al., 2016).

2.2.3.2. Factores Topográficos

Los factores topográficos de la dinámica fluvial incluyen la pendiente del terreno, la altitud, el relieve circundante, la forma de la cuenca hidrográfica, la rugosidad del cauce, la altura de los márgenes y el gradiente longitudinal. Estos elementos determinan la velocidad, el caudal y los procesos de erosión y sedimentación en los ríos, influyendo directamente en la morfología y comportamiento del flujo (Leopold et al.)

El levantamiento topográfico para analizar la socavación de un puente debe realizarse con cuidado, considerando aspectos técnicos y logísticos para garantizar datos precisos y útiles. Aquí están las principales consideraciones: Selección del área de estudio, selección de equipos y herramientas, ubicación de estaciones de control, medición del terreno, procesamiento de datos, realización de planos de los perfiles transversales y longitudinales del río y el puente.

2.2.3.3. Factores Geotécnicos

Los factores geotécnicos de la dinámica fluvial se refieren a las propiedades del suelo y los materiales geológicos que influyen en los procesos de erosión, sedimentación y estabilidad de las márgenes fluviales, como la composición del suelo, la permeabilidad, la cohesión del material, la resistencia al corte y la geología de la cuenca hidrográfica. Estos factores determinan cómo el río interactúa con su entorno, afectando su capacidad para erosionar o depositar sedimentos a lo largo del tiempo (Matisoff & Wang, 2012).

Algunos de los principales factores geotécnicos incluyen:

- a) **Exploración del suelo.** Consiste en identificar los puntos donde se extraerán

muestras del terreno con el propósito de determinar su perfil estratigráfico y llevar a cabo ensayos que permitan conocer sus propiedades. Para exploraciones poco profundas, se utilizan técnicas como las calicatas.

b) **Muestreo de suelo.** Es una fase del estudio de campo en la que se recolectan muestras directamente del terreno, las cuales se someten posteriormente a análisis en laboratorio para interpretar y evaluar sus características.

c) **Granulometría del lecho.** La granulometría del lecho se refiere al análisis del tamaño, forma y distribución de las partículas que componen el lecho de un río o corriente de agua. Este análisis se realiza mediante técnicas como el tamizado y la sedimentación, y los resultados se representan comúnmente en gráficos o curvas granulométricas. El tamaño de las partículas influye en procesos como el transporte de sedimentos y la formación de estructuras geomorfológicas fluviales (Knighton, 2014).

2.3. Marco conceptual

2.3.1. Modelos empíricos de estimación de la socavación

Para calcular la profundidad de socavación, es esencial determinar si se trata de un lecho móvil (vivo) o de agua clara, lo cual depende de si el flujo en el cauce principal o en las márgenes aguas arriba del puente transporta sedimentos. En lechos móviles, la socavación puede estar limitada por la presencia de partículas grandes en el fondo, por lo que es recomendable comparar resultados con ecuaciones de agua clara y elegir la menor profundidad. Para determinar si el flujo aguas arriba transporta sedimentos del lecho, es necesario calcular la velocidad crítica v_c y de las partículas D_{50} compararlas con la velocidad media del cauce principal es lo que determina si hay movimiento de sedimentos (Guevara, 2016).

$$\text{Agua clara } V < v_c \quad (6)$$

$$\text{Lecho móvil } V > v_c \quad (7)$$

La velocidad media se determina según la ecuación de Manning y para calcular la velocidad crítica HEC-18 recomienda la siguiente ecuación.

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2} \quad (8)$$

$$V = 6.19 h^{1/6} D_{50}^{1/3} \quad (9)$$

Donde: V_c velocidad crítica por encima de la cual el material de lecho con tamaño D_{50} o más pequeño es transportado m/s, h Profundidad del flujo m, D_{50} diámetro de la partícula de lecho en una mezcla cuyo 50% es menor m.

2.3.1.1. Cálculo de la socavación general

La máxima profundización del cauce ocurre cuando se alcanza la condición de transporte crítico, donde la velocidad de flujo se reduce a tal punto en que la corriente no puede movilizar y arrastrar más material del lecho y a su vez no existe transporte de material desde aguas arriba.

Por lo tanto, cuando se produce la avenida, la sección geométrica del cauce se modifica dando lugar a una nueva sección, la cual obviamente está socavada, donde el lecho queda en condiciones de arrastre crítico o de transporte incipiente.

a) Método de Lischvan - Lebediev

La socavación ocurre por la acción del flujo de agua sobre el lecho del río, generando erosión local y general. Es particularmente relevante en suelos cohesivos debido a las propiedades específicas de este tipo de material. El método de Lischvan & Lebediev (1959) es una técnica empírica desarrollada para estimar la profundidad de socavación considerando factores clave como

el tipo de suelo, las características del flujo, y las dimensiones del elemento hidráulico afectado (Julien, 2010).

El método de Lischtván – Lebediev establece que la profundidad máxima de socavación depende de la interacción entre la velocidad del flujo, las características del suelo cohesivo, y las dimensiones del obstáculo o estructura que provoca la socavación. A diferencia de los suelos no cohesivos, donde la erosión ocurre de forma más uniforme, los suelos cohesivos presentan un comportamiento más complejo debido a las fuerzas inter particulares que resisten la acción del flujo (Hoffmans & Verheij, 2021).

- Velocidad erosiva

$$V_e = 0.68\beta \cdot D_m^{0.28} H_s^z \quad (6)$$

$$\beta = 0.7929 + 0.097 \cdot \text{Log} T_{(2)} \quad (7)$$

$$z = 0.394557 - 0.041360 \cdot \text{Log} D_m - 0.0089 \cdot \text{Log} D_m^2 \quad (8)$$

Donde, V_e velocidad erosiva, β coeficiente de frecuencia, D_m Diámetro medio de las partículas del material granular, z exponente variable en función del diámetro medio de la partícula y T tiempo de retorno.

- Profundidad de socavación

Ecuación 1: Método de Lischtván – Levedievz

$$H_s = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0.68\beta\mu\varphi D_m^{0.28}} \right]^{\frac{1}{1+x}}$$

$$\varphi = 1.0, \text{ si } \gamma_m = 1.0 \text{ t/m}^3 \text{ (agua clara)} \quad (9)$$

$$\varphi = -0.54 + 1.5143 \gamma_m, \text{ si } \gamma_m > 1.0 \text{ t/m}^3 \text{ (lecho movil)} \quad (10)$$

$$z = 0.394557 - 0.041360 \cdot \text{Log} D_m - 0.0089 \cdot \text{Log} D_m^2 \quad (11)$$

$$\alpha = \frac{Q_d}{AR^{2/3}} = \frac{S^{1/2}}{n} \quad (12)$$

Donde: H_s profundidad de socavación, h profundidad de la fua antes de la socavación medida en una línea vertical desde el NAME hasta el fondo del cauce original (m), D_m Diámetro característico del lecho, m, β coeficiente de frecuencia, u factor de contracción del cauce, φ factor de corrección por forma de transporte de sedimentos, γ_m peso específico del sedimento del lecho, S pendiente media del río (m/m), n coeficiente de rugosidad de Manning, α coeficiente de rugosidad de sección dependiente de las características hidráulicas

Tabla 1

Factor de Corrección por Contracción del Cauce u

V	Luz libre (m)												
(m/s)	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
< 1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
> 4.0	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

Nota. (MTC, 2018).

2.3.1.2. Cálculo de la socavación por contracción

La socavación por contracción se ve influenciada por tres factores clave: el ancho de la sección, los estribos y las pilas del puente. Estos últimos reducen el área de flujo, lo que aumenta la velocidad y el transporte de material.

a) Método de Laursen

Se presentaron varios casos de contracción en puentes que son comúnmente encontrados en la práctica y que pueden implicar diferentes formas de socavación en algunos de los sectores de la sección transversal. Considera los casos de socavación en lecho móvil o en agua clara (Guevara, 2016)

➤ **Cálculo de la socavación por contracción en lecho móvil**

La ecuación asume que el material del lecho es transportado en la sección aguas arriba del puente.

$$\frac{H_s}{h_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1}\right)^{\frac{6}{7}} \left(\frac{B_1}{B_2}\right)^{k_1} \quad (10)$$

$$D_s = H_s - h_2 \quad (11)$$

Donde: D_s profundidad media de socavación por contracción m, H_s profundidad media del flujo en el cauce en la sección contraída del puente después de la socavación m, h_1 profundidad media del flujo (profundidad hidráulica) en el cauce principal y laderas que transportan sedimentos aguas arriba del puente m, h_2 profundidad media del flujo (profundidad hidráulica) en la sección contraída del puente antes de la socavación puede usarse h_1 en cauces arenosos con lecho móvil, caso en el que el hueco de socavación es rellenado por sedimentos m, Q_1 caudal en la sección aguas arriba del cauce principal y laderas que transportan sedimentos, no incluye flujo sobre las laderas del río con agua clara

m^3/s , Q_2 caudal en la sección contraída del puente y laderas que transportan sedimentos. No incluye flujo sobre las laderas del río con agua clara m^3/s , B_1 ancho del cauce principal y laderas en la sección aguas arriba que transportan m , B_2 ancho neto del cauce principal y laderas que transportan sedimentos en la sección contraída sustrayendo el ancho de las pilas, k_1 exponente función del modo de transporte del sedimento, de la velocidad cortante aguas arriba del puente y de la velocidad de caída del material del lecho.

Tabla 2

La tabla representa los valores del coeficiente k_1 método de Laursen

V/W	k_1	Modo de transporte del sedimento de lecho
< 0.50	0.59	Mucho del material en contacto con el lecho
0.50 a 2.0	0.64	Algo de material de lecho suspendido
> 2.0	0.69	Mucho material del lecho suspendido

Nota. Datos tomados. HEC-18., (1993).

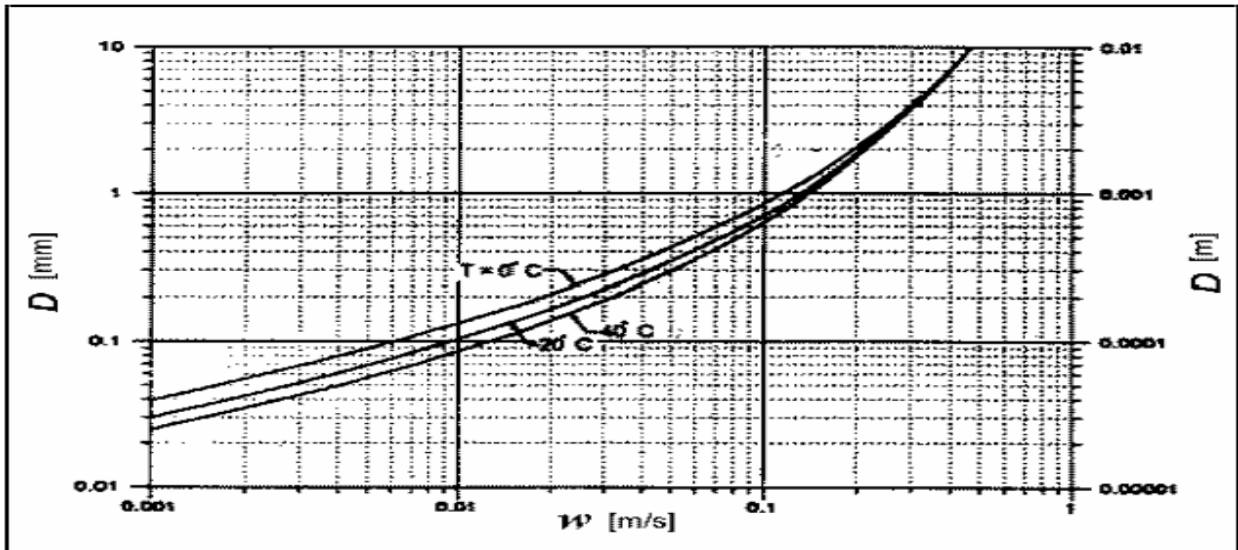
La velocidad de corte se expresa

$$v_* = \sqrt{g_1 h_1 S_1} \quad (12)$$

Donde: v_* velocidad de corte en el cauce principal o ladera en la sección aguas arriba (m/s), w velocidad de caída para D_{50} según la figura N° 06 (m/s), g aceleración de la gravedad (9.8 m/s^2), S_* gradiente hidráulico en la sección aguas arriba del puente (m/m), D_{50} diámetro de la partícula de lecho en una mezcla cuyo 50% es menor (m).

Figura 6

Esquema gráfico representa velocidad de caída (w) para partículas de arena



Nota. Fuente: HEC – 18., (1993).

➤ Cálculo de la socavación por contracción en agua clara

Para la socavación por contracción se utiliza la ecuación propuesta por Laursen (1963), la cual toma en cuenta el material, el ancho de la sección y el gasto.

$$H_s = \left(\frac{0.025 * Q_2^2}{D_m^{2/3} * B_2^2} \right)^{3/7} \quad (13)$$

$$D_s = H_s - h_2 \quad (14)$$

Donde: D_s profundidad media de socavación por contracción m, H_s profundidad media del flujo en el cauce en la sección contraída del puente después de la socavación m, h_2 profundidad existente en la ecuación contraída del puente antes de la socavación m, Q_2 caudal a través del puente o en las laderas sin transporte de sedimentos m^3/s , D_m diámetro medio efectivo del material más pequeño del lecho en el cauce o en la zona de inundación que no es transportado por el flujo. Si no se tienen datos precisos, D_m 1.25 D_{50} m, B_2 ancho efectivo del cauce en el puente descontando el ancho de las pilas m

b) Metodología del Michigan Tech

La metodología incluye cálculos detallados que consideran parámetros como el ancho efectivo del cauce, la velocidad media del flujo, la pendiente de la línea de energía y el tamaño de las partículas del lecho del río, para analizar la socavación por contracción se centra en los efectos que los cambios en el ancho de flujo tienen en la dinámica del río al pasar por un puente (Aguado, 2012).

$$y_2 = y_1 \left[\frac{Q_2}{Q_1} \right]^{\frac{6}{7}} \left[\frac{W_1}{W_2} \right]^{k_1} \quad (15)$$

$$y_2 = y_1 - y_0 \quad (16)$$

Donde: y_s profundidad promedio de socavación por contracción m, y_2 profundidad promedio después de la socavación en la sección de contracción m, y_1 profundidad promedio en la sección aguas arriba m, y_0 profundidad promedio en la sección contraída antes de la socavación m, Q_1 flujo antes de la sección de contracción m^3/s , Q_2 flujo en la sección de contracción m^3/s , W_1 ancho en la sección aguas arriba m, W_2 ancho en la sección de contracción, es decir, ancho efectivo m, k_1 exponente dependiendo del transporte del material del lecho m.

Si el gasto antes y en la sección contraída son el mismo, entonces la expresión sería la siguiente:

$$y_2 = y_1 \left[\frac{W_1}{W_2} \right]^{k_1} \quad (17)$$

El exponente k_1 puede asumir tres valores distintos que dependen de factores como la velocidad del flujo en la sección, la inclinación de la pendiente y el tamaño del material transportado por la corriente.

Tabla 3

La tabla representa valores de k1 metodo de Michigan Tech

V*/W	k1
Menos que 0.50	0.59
0.50 a 2.0	0.64
Mayor que 2.0	0.69

Nota. Fuente adoptado en estimación de la socavación en puentes para su uso en el cálculo del riesgo físicode, por (Aguado, 2012).

Para calcular el valor de V se emplea la siguiente fórmula.

$$v = (gy_1S_1)^{1/2} \quad (18)$$

Donde: V velocidad en la sección, W_1 velocidad de caída del material del cauce basado en el D50, D_{50} diámetro medio efectivo del material, S_1 pendiente de la línea de energía en la sección.

2.3.1.3. Cálculo de la socavación local en estribos.

Los métodos para calcular las profundidades de socavación en estribos están diseñados para aplicarse en cauces aluviales y toman en cuenta factores clave como la longitud del estribo que enfrenta el flujo de agua, su forma, el ángulo con el que el flujo impacta el estribo, así como la profundidad y la velocidad del agua (Guevara, 2016).

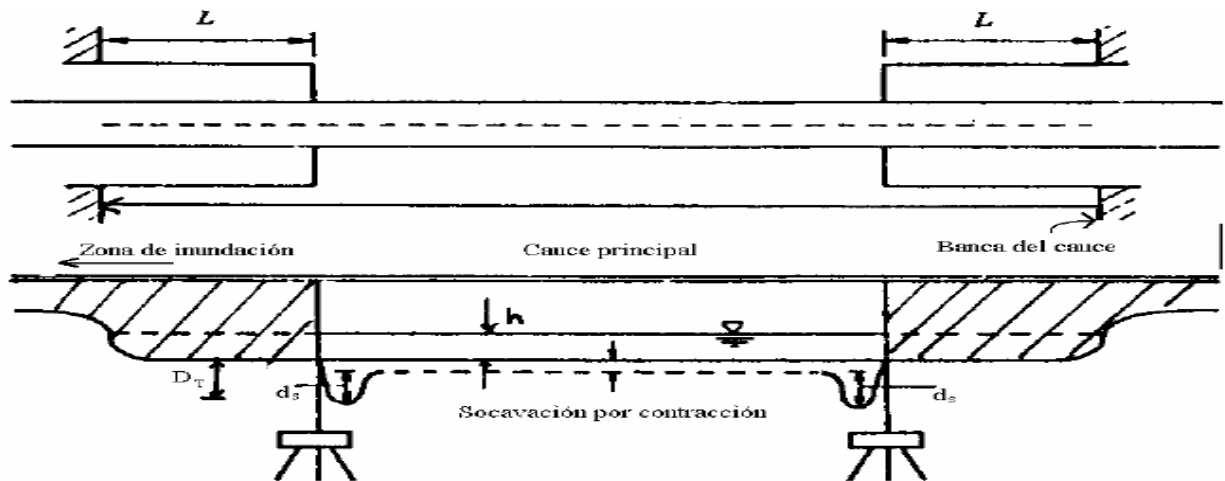
a) Método de Liu, Chang y Skinner

Este método se basa en estudios de laboratorio y análisis dimensional, realizada en 1961. A continuación, se describen los elementos principales de este método: Socavación en lecho móvil, estribos que se proyectan dentro del cauce principal, no existe flujo sobre la llanura de inundación,

el largo del estribo es menor que 25 veces la profundidad media del agua ($l/h < 25$), flujo subcrítico, lecho del cauce arenoso, los valores de las profundidades de socavación deben ser incrementados en un 30% cuando se presentan dunas en el cauce de aproximación al estribo, si existe lecho plano o lecho con antidunas, las ecuaciones deben aplicarse tal como se exponen a menos que las antidunas ocurran en el estribo, caso para el cual la profundidad de socavación debe incrementarse en un 20%.

Figura 7

Los estribos que se prolongan hasta el cauce principal y no existe flujo en la zona de inundación



Nota. Fuente adoptado del Manual de carreteras (MTC, 2014).

La ecuación para el cálculo de socavación es la siguiente:

$$\frac{y_s}{n} = k_f \left(\frac{L}{h} \right)^{0.4} \cdot F_r^{0.33} \quad (19)$$

$$F_r = \frac{v}{\sqrt{gh}} \quad (20)$$

Donde: Y_s profundidad de socavación de equilibrio medida desde el nivel medio del lecho hasta el fondo del hoyo de la socavación (m), h profundidad media del flujo aguas arriba en el cauce principal (m), L longitud

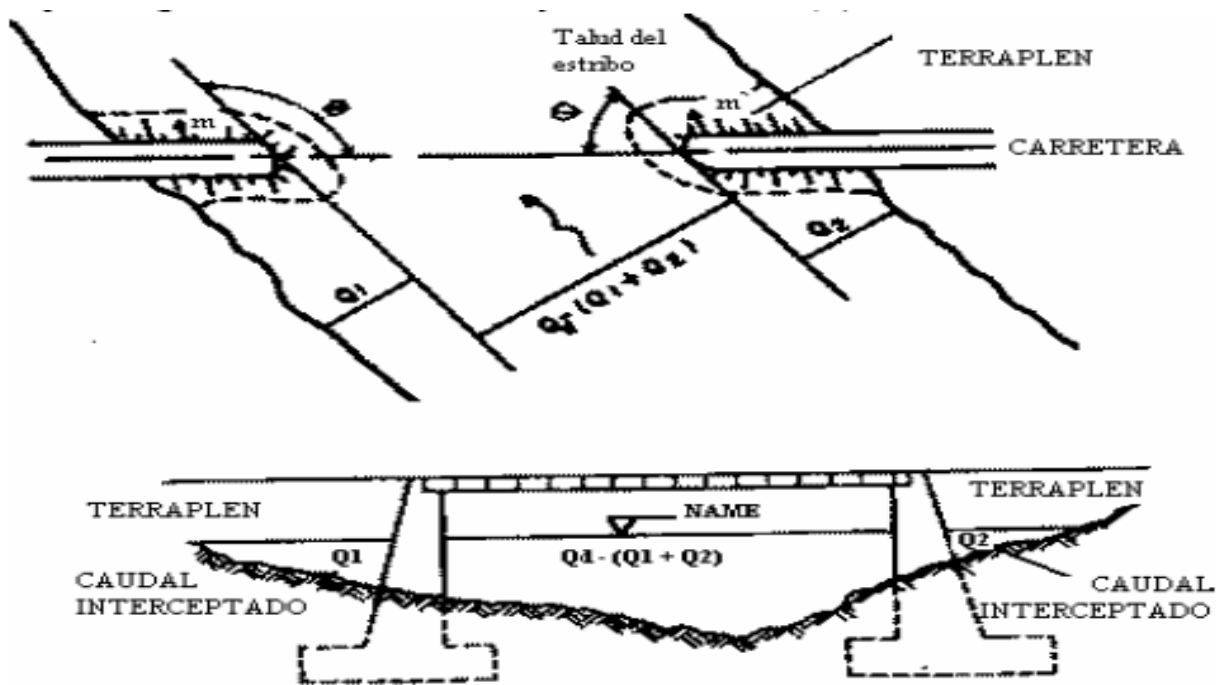
del estribo y accesos al puente que se opone al paso de agua (m), F_r número de Froude en la sección de aguas arriba, V velocidad media del flujo aguas arriba, K_f coeficiente de corrección por forma del estribo: Es igual a 1.10 para estribos con pared inclinada hacia el cauce y 2.15 para estribos con pared vertical.

b) Método de Vladimir Artamonov

Este método depende de los siguientes factores: Porción de caudal que es interceptado por la estructura al meterse dentro de la corriente Q_1 o Q_2 , Talud que tienen los lados del estribo, Ángulo entre el eje longitudinal del puente y la corriente (θ).

Figura 8

Intersección del flujo por los estribos, método de Artamonov



Nota. Fuente adoptado del Manual de carreteras (MTC, 2014).

La ecuación por el método de Artamanov para el cálculo de socavación es la siguiente:

$$H_T = K_\theta K_Q K_m h \quad (21)$$

Donde: H_T profundidad del agua al pie del estribo, K_θ coeficiente que depende del ángulo que forma el eje de la obra con la corriente (tabla 4), K_Q coeficiente que depende de la relación entre el gasto teórico interceptado por el estribo Q_1 o Q_2 y el caudal total Q_d que escurre por la sección transversal (Tabla 5), K_m coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo (Tabla 6), h tirante de agua en la zona cercana al estribo antes de la socavación.

Los coeficientes están representados en las tablas que se presentan a continuación.

Tabla 4

La tabla representa el coeficiente de corrección K_θ en función del ángulo de ataque

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

Nota. Adoptado del Manual de carreteras: Hidrología, Hidráulica y Drenaje (MTC, 2014).

Tabla 5

La tabla representa el coeficiente de corrección K_Q en relación de los caudales

Q_1/Q_2	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
K_Q	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

Nota. Adoptado del Manual de carreteras: Hidrología, Hidráulica y Drenaje, por MTC, 2014.

Tabla 6

La tabla representa el coeficiente de corrección K_Q en función de la pared vertical del estribo

Talud m	0.00	0.50	1.00	1.50	2.00	3.00
---------	------	------	------	------	------	------

K_Q	1.00	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50
-------	------	------	------	------	------	------

Nota. Adoptado del Manual de carreteras: Hidrología, Hidráulica y Drenaje, por MTC, 2014.

La ecuación se aplica cuando el puente no presenta un sesgo con respecto al flujo ($\theta = 90^\circ$) y las paredes de los estribos son verticales.

$$H_T = k_Q h \quad (22)$$

c) Método de Laursen

Laursen desarrolló dos ecuaciones fundamentadas en el análisis de cómo la aceleración del flujo provocada por el estribo afecta las relaciones de transporte. Una de ellas se aplica a la socavación en lecho móvil, mientras que la otra está diseñada para la socavación en agua clara (MTC, 2014).

Socavación en lecho móvil

$$\frac{L}{h} = 2.75 \frac{y_s}{h} \left[\left(\frac{y_s}{11.5h} + 1 \right)^{1.7} - 1 \right] \quad (23)$$

Socavación en agua clara

$$\frac{L}{h} = 2.75 \frac{y_s}{h} \left[\left(\frac{\left(\frac{y_s}{11.5h} + 1 \right)^{7/6}}{\left(\frac{\tau}{\tau_c} \right)^{0.5}} - 1 \right) \right] \quad (24)$$

Donde: h profundidad media del flujo aguas arriba en el cauce principal, L longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua, τ esfuerzo cortante en el lecho hacia aguas arriba del estribo, τ_c esfuerzo cortante crítico para D_{50} del material del lecho aguas arriba.

Las dos ecuaciones mencionadas anteriormente se aplican a estribos con paredes verticales, por lo que las profundidades de socavación obtenidas deben ajustarse mediante un factor

de corrección K_f para considerar el efecto de otras geometrías: $K_f = 0.9$ para estribos con aleros inclinados 45° , $K_f = 0.8$ para estribos con pared inclinada hacia el cauce.

2.3.2. Modelos numéricos de estimación de la socavación

Los modelos numéricos de estimación de la socavación son herramientas computacionales basadas en la resolución de ecuaciones matemáticas que representan el flujo hidráulico, el transporte de sedimentos y la interacción entre el agua, los sedimentos y las estructuras del cauce. Estos modelos permiten simular de forma detallada y dinámica el comportamiento del flujo alrededor de infraestructuras como los puentes, considerando las condiciones geométricas, hidráulicas y geotécnicas específicas del sitio, y estimar con mayor precisión la profundidad y extensión de la socavación bajo diversos escenarios hidrológicos (Khan et al., 2024).

2.3.2.1. Modelo numérico HEC-RAS

El modelo Hec-Ras, ha sido desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica (Hydrologic Engineering Center) del cuerpo de ingenieros de la armada de los EE.UU. (US Army Corps of Engineers) y tiene como predecesor al programa HEC-2. El modelo numérico incluido en el programa permite realizar análisis del flujo permanente y no permanente unidimensional gradualmente variado en lámina libre de cauces abiertos, ríos y canales artificiales (Khaled, 2008).

Entre sus principales características técnicas se tiene:

- Realiza el cálculo hidráulico de estructuras (puentes, aliviaderos, alcantarillas, etc.).
- Permite la visualización gráfica de datos y resultados.
- Permite la edición gráfica de secciones transversales.

Descripción. HEC-RAS Permite la simulación del flujo en régimen crítico y subcrítico en la misma simulación. Para ello utiliza el método LPI (Local Partial Inertia), que añade un término

a las ecuaciones para reducir los términos de inercia cuando el número de Froude se acerca a la unidad y por tanto habrá un cambio de régimen y una posible discontinuidad. Este método hace posible que el modelo no se vuelva inestable ante una discontinuidad del flujo a costa de una pérdida de precisión de resultados donde ésta se produzca (Khaled, 2008).

Formulación Matemática. En el caso del modelamiento hidráulico de ríos considerando el modelamiento de flujo constante es el resultado del principio de conservación de la masa y del principio de conservación del movimiento, ambos en la misma dirección.

Ecuación 9: Conservación de masa y de movimiento (HEC-RAS)

$$\frac{\delta A_t}{\delta t} + \frac{\delta Q}{\delta x} - q_1 = 0 \quad (25)$$

$$\frac{\delta Q}{\delta t} + \frac{\delta QV}{\delta x} + gA \left(\frac{\delta z}{\delta x} + S_f \right) = 0 \quad (26)$$

Donde: A_t área total de flujo (m^2), Q caudal total (m^3/s), q_1 caudal de entrada lateral por unidad de ancho ($m^3/s/m$), V velocidad promedio del flujo (m/s), g aceleración de la gravedad (m/s^2), δ_z / δ_x pendiente de la superficie del agua (m/m), S_f pendiente de fricción (m/m).

Metodología de cálculo. Se contempla bajo las siguientes hipótesis:

- Geometría fija (barimetría y puntos topográficos)
- Velocidad uniforme en la sección
- Presión hidrostática (Pendiente suave)

Flujos bajos. Para flujos bajos se contemplan las siguientes ecuaciones:

Ecuación de Energía para flujo gradualmente variado

$$Y_1 + z_1 + \frac{a_1 V_1^2}{2g} = Y_2 + z_2 + \frac{a_2 V_2^2}{2g} + h_e \quad (27)$$

$$a = \frac{1}{v^3_A} \int v^3 dA \quad (28)$$

$$v = \frac{Q}{A} \quad (29)$$

Dónde: Y_1, Y_2 , profundidad el agua en la Sección Transversal (m), $Z1, Z2$ elevación del lecho del tramo (m), Q_1, Q_2 , Q total (m^3/s), a_1, a_2 , coeficiente de distribución de velocidades de Coriolis que se estiman en cada sección a partir de la distribución de velocidades (adimensional), g aceleración de la gravedad (m^2/s), S_f pendiente de fricción (m/m), ΔH pérdida de energía (m).

2.3.2.2. Modelo numérico Iber

El software IBER es una herramienta de simulación numérica bidimensional diseñada para analizar el comportamiento de flujos de agua en ríos, canales y estuarios. Este modelo está basado en la resolución de las ecuaciones de aguas poco profundas (Shallow Water Equations, SWE), las cuales permiten representar de manera precisa fenómenos hidrodinámicos como el transporte de sedimentos, inundaciones y la propagación de contaminantes. IBER utiliza una malla no estructurada compuesta principalmente por elementos triangulares, lo que facilita su aplicación en terrenos con geometrías complejas (Bladé et al., 2014).

Descripción del software.

El modelo Iber emplea métodos numéricos avanzados, como los volúmenes finitos y soluciones de Riemann, para garantizar estabilidad y precisión en los resultados. Entre sus aplicaciones destacan el diseño de infraestructuras hidráulicas, la gestión de riesgos por inundaciones y la evaluación del impacto ambiental. Este software, desarrollado por la Universitat Politècnica de Catalunya y la Universidade de A Coruña, es gratuito y de código abierto, lo que lo

convierte en una herramienta accesible tanto para profesionales como para investigadores (Bladé y otros, 2014).

Formulación Matemática. La formulación matemática del modelo Iber se base en la solución de las ecuaciones diferenciales bidimensionales de Saint-Venant del principio de conservación de masa (continuidad) y en principio de conservación de la cantidad de movimiento utilizando el método de elementos finitos. La ecuación de conservación de la masa para aguas someras que alcanzan una profundidad de hasta 30 m se expresan de la siguiente manera:

Ecuación de la Conservación de masa

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h U_x}{\partial x} + \frac{\partial h U_y}{\partial y} = M_1 \quad (30)$$

$$\frac{\partial h U_x}{\partial t} + \frac{\partial h U_x^2}{\partial x} + \frac{\partial h U_x U_y}{\partial y} = gh \frac{\partial z_s}{\partial x} + \frac{\tau_{sx}}{p} - \frac{\tau_{bx}}{p} - \frac{gh^2 \partial \rho}{\rho 2 \partial x} + 2\Omega \sin \lambda V_y + \frac{\partial h \tau_{xx}^e}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{xy}^e}{\partial x} + Mx \quad (31)$$

$$\frac{\partial h U_y}{\partial t} + \frac{\partial h U_y^2}{\partial y} + \frac{\partial h U_x U_y}{\partial x} = gh \frac{\partial z_s}{\partial y} + \frac{\tau_{sy}}{p} - \frac{\tau_{by}}{p} - \frac{gh^2 \partial \rho}{\rho 2 \partial y} + 2\Omega \sin \lambda V_x + \frac{\partial h \tau_{xy}^e}{\partial x} + \frac{\partial h \tau_{yy}^e}{\partial y} + My \quad (32)$$

Donde: h calado (m), U_x y U_y velocidades promedias en profundidad (m/s), g aceleración de la gravedad (m^3/s), Z_s elevación de la lámina libre (m), T_s fricción en la superficie libre debido a la fricción producida por el viento (N), τ_b fricción debido al rozamiento en el fondo (N), ρ densidad del agua (kg/m^3), Ω velocidad angular de rotación de la tierra (rad), λ latitud del punto considerado (m), $\tau_{xx}^e, \tau_{xy}^e, \tau_{yy}^e$ = Tensiones efectivas horizontales (Pa), M_s, M_x, M_y términos de fuente/sumidero de masa y momento respectivamente.

Metodología de cálculo. Para el presente estudio se utiliza el módulo hidrodinámico y el módulo de turbulencia que conforma la base Iber, donde se resuelve las ecuaciones de aguas someras bidimensionales a profundidad media.

Ecuación de Continuidad y cantidad de movimiento (Iber)

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h V_x}{\partial x} + \frac{\partial h V_y}{\partial y} = i \quad (33)$$

$$S_{fx} = S_{ox} - \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{V_x \partial V_x}{g \partial x} + \frac{V_x \partial V_y}{g \partial y} - \frac{\partial V_x}{g \partial t} \quad (34)$$

$$S_{fy} = S_{oy} - \frac{\partial h}{\partial y} + \frac{V_y \partial V_y}{g \partial y} + \frac{V_y \partial V_x}{g \partial x} - \frac{\partial V_y}{g \partial t} \quad (35)$$

Donde: h profundidad del flujo, Vx y Vy componentes de la velocidad media (m/s²), t tiempo, g aceleración de la gravedad (m/s²), Sf pendiente de fricción (m/m), So pendiente del lecho (m/m), i intensidad de precipitación (mm).

a) Configuración del modelo. El programa Iber resuelve las ecuaciones bidimensionales del flujo en lámina libre para aguas someras en el módulo hidrodinámico, y resuelve las ecuaciones en forma integral en los tres módulos (de dinámico, de turbulencia, de sedimentos) mediante el método de volúmenes finitos en una malla no estructurada.

Ecuación de Método de volúmenes finitos

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = 0 \quad (36)$$

$$\frac{\partial q_x}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{q_x^2}{h} + g \frac{h^2}{2} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{q_x q_y}{h} \right) = -gh \frac{\partial z_b}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho} + \frac{\partial}{\partial x} \left(v_t h \frac{\partial u_x}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(v_t h \frac{\partial u_x}{\partial y} \right) \quad (37)$$

$$\frac{\partial q_y}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{q_y^2}{h} + g \frac{h^2}{2} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{q_x q_y}{h} \right) = -gh \frac{\partial z_b}{\partial y} - \frac{\tau_{by}}{\rho} + \frac{\partial}{\partial y} \left(v_t h \frac{\partial u_y}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(v_t h \frac{\partial u_y}{\partial x} \right)$$

(38)

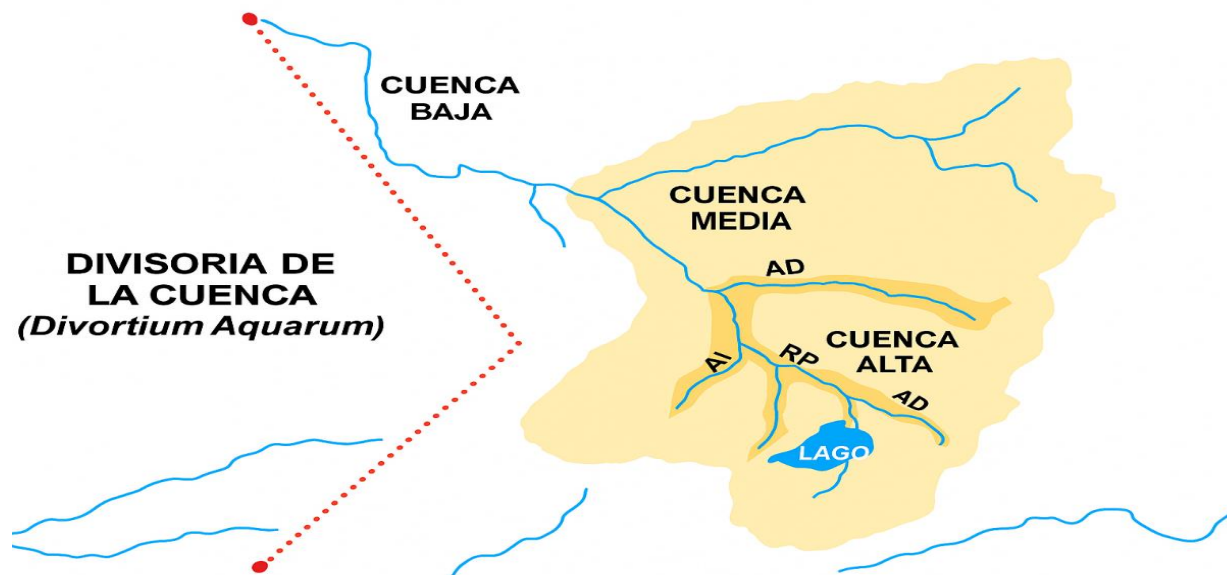
Donde: h profundidad del flujo (m), q_x y q_y caudales específicos en las direcciones x e y , respectivamente (m), t tiempo, g aceleración de la gravedad (m/s), τ_{bx} , τ_{by} esfuerzos cortantes en la base del cauce en x e y , respectivamente (Pa), v_t velocidad en el instante t (m/s), z_b tirante de agua referido desde la base del cauce (m).

2.3.3. Parámetros geomorfológicos de la cuenca hidrográfica

La cuenca hidrográfica se define como ¿área geográfica donde las precipitaciones se reúnen para formar un río principal. La cuenca hidrográfica se considera una unidad fisiográfica formada por los sistemas de drenaje delimitados por el relieve. Sus bordes, conocidos como "divisorias de aguas", son las zonas más elevadas que rodean un río (Ramakrishna et al., 1997).

Figura 9

Esquema gráfico de una Cuenca Hidrográfica



Nota. La figura representa las características geomorfológicas de una cuenca hidrográfica, destacando elementos como el relieve, la forma y las pendientes del terreno que influyen en el flujo del agua. Fuente: Adecuado de (Campos et al., 2016).

2.3.3.1. Área de la cuenca.

Es el área delimitada por una divisoria de aguas que converge hacia un punto específico de descarga o drenaje, como un río, lago o sitio de interés para proyectos o mediciones. A menudo, se le llama "cuenca cerrada" cuando se proyecta una obra de almacenamiento de agua, como una presa o embalse, que requiere un límite definido para el área de drenaje (Gaspari et al., 2013).

2.3.3.2. Longitud del río principal.

Es la distancia total que recorre el cauce principal de un río desde su nacimiento (o cabecera) hasta su desembocadura, generalmente en otro cuerpo de agua como un lago, un océano o un río mayor (Gaspari et al., 2013).

2.3.3.3. Perímetro de la cuenca.

Es la longitud sobre un plano horizontal, que sigue el trazado de la divisoria de aguas. Este parámetro se mide en unidades de longitud, usualmente se expresa normalmente en metros o kilómetros (Lux, 2016).

2.3.3.4. Coeficiente de compacidad de Gravelius (Kc)

El límite de una cuenca define su forma y la superficie que abarca, influyendo directamente en los escurrimientos y en el comportamiento del hidrograma resultante de una precipitación. El coeficiente k_c , es un parámetro adimensional, permite establecer una relación entre el perímetro de la cuenca y el perímetro de un círculo cuya área es equivalente a la de la cuenca (Gaspari et al., 2013).

$$Kc = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}} \quad (39)$$

Donde: Kc coeficiente de gravelius o compacidad (adimensional), P perímetro de la cuenca hidrográfica (km), A área de la cuenca hidrográfica (Km^2).

Según al coeficiente de Gravelius o Compacidad, la cuenca define su clasificación por su forma, como se aprecia en la tabla N° 7.

Tabla 7

Formas de cuenca según el Coeficiente de Compacidad (Kc)

Clase de Forma	Coeficiente de Compacidad (Kc)	Forma de la Cuenca
Clase I	1.0 a 1.25	Casi redonda a oval - redonda
Clase II	1.26 a 1.50	Oval redonda a oval - oblonga
Clase III	1.50 a 1.75	Oval - oblonga a rectangular - oblonga

Nota. Donde valores cercanos a 1 indican cuencas más compactas, y valores mayores reflejan formas alargadas o irregulares. Fuente: Adaptado de (Ortiz, 2004).

2.3.3.5. Factor de Forma

Es un parámetro adimensional que regula la concentración del escurrimiento superficial. Se calcula como la relación entre el ancho promedio de la cuenca (Ap) y la longitud axial (La), que corresponde a la distancia desde el punto más alto de la cuenca hasta su desembocadura. Este factor indica la tendencia de la cuenca a experimentar crecidas. Los valores de IF cercanos a 1 caracterizan cuencas redondeadas. Por otro lado, un IF bajo indica cuencas alargadas, donde la longitud del colector principal supera la de los tributarios, lo que resulta en crecidas de menor intensidad (Gaspari et al., 2013)

$$Fl = \frac{Am}{L} \quad (40)$$

Donde: Fl factor de forma de la cuenca hidrográfica, Am ancho medio de la cuenca hidrográfica (km), L longitud axial de la cuenca hidrográfica (Km).

2.3.3.6. Rectángulo equivalente

Fue desarrollado por hidrólogos franceses para establecer una comparación objetiva de cómo las características de una cuenca hidrográfica influyen en la escorrentía superficial. Este método se basa en un rectángulo idealizado, conocido como "Rectángulo Equivalente", que tiene la misma área que la cuenca original. Sus lados, denominados "L" (mayor) e "I" (menor), se definen de manera que las curvas de nivel queden paralelas al lado menor, manteniendo la hipsometría natural de la cuenca (Mejía, 2006).

$$L = \frac{Kc * \sqrt{A}}{1.12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{Kc} \right)^2} \right] \quad (41)$$

$$I = \frac{Kc * \sqrt{A}}{1.12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{Kc} \right)^2} \right] \quad (42)$$

2.3.3.7. Pendiente Media de la Cuenca (S)

La pendiente influye significativamente en el poder erosivo. La intensidad de la erosión varía según la pendiente, siendo mayor en áreas con pendientes más pronunciadas. Para evaluar la pendiente media de una cuenca, se emplean herramientas como los mapas topográficos y los modelos digitales de elevación (Gaspari et al., 2013)

$$PM = 100 \left[\frac{(H * L)}{A} \right] \quad (43)$$

Donde: PM pendiente media (%), H equidistancia entre curvas medidas (km), L longitud de las curvas de nivel (km), A superficie de la cuenca hidrográfica (km²).

Según los datos presentados en la tabla N° 8, la pendiente media de la cuenca hidrográfica puede clasificarse de la siguiente forma:

Tabla 8

La pendiente refleja los diferentes tipos de relieve de la Cuenca Hidrográfica

Pendiente (%)	Tipo de Relieve
0 - 3	Plano
3 - 7	Suave
7 - 12	Mediano
12 - 35	Accidentado
35 - 50	Fuerte
50 - 75	Muy Fuerte
>75	Escarpado

Nota. La tabla muestra Los tipos de relieve de una cuenca, según su pendiente. Fuente: Adaptado de (Ortiz, 2004).

2.3.3.8. Pendiente Media del Cauce Principal

La velocidad del escurrimiento superficial en los lechos fluviales está estrechamente relacionada con la declividad del terreno. A medida que aumenta la pendiente, la velocidad del agua también aumenta, lo que implica una mayor energía cinética y capacidad erosiva. La pendiente media del río es un parámetro clave para evaluar la declividad de un curso de agua entre dos puntos específicos, este valor permite caracterizar la topografía del río y predecir su comportamiento hidrodinámico (Autoridad Nacional del Agua, 2019).

$$I_c = \frac{HM-Hm}{1000*L} \quad (44)$$

Donde: I_c pendiente media del río, L longitud del río (Km), HM altitud máxima del lecho del río (m.s.n.m.), Hm altitud mínima del lecho del río (m.s.n.m.).

2.3.3.9. Curva Hipsométrica

La curva hipsométrica es una representación gráfica que muestra la distribución de elevaciones dentro de una cuenca hidrográfica, en relación con el nivel medio del mar. Esta herramienta analiza la variación de la topografía de la cuenca, proporcionando una visión detallada de la relación entre la elevación y el área de drenaje. La curva hipsométrica se puede construir mediante dos métodos (Mejía, 2006).

El resultado es un gráfico que muestra el porcentaje de área de drenaje en función de la elevación, proporcionando una visión clara (Gaspari et al., 2013).

2.3.3.10. Altitud Media de la Cuenca (H)

La altitud media se calcula dividiendo la suma de los productos de la altitud media entre cada par de curvas de nivel consecutivas y la superficie comprendida entre ambas curvas de nivel, por el área total de la cuenca (Gutiérrez, 2014).

$$H_{med} = \frac{\sum(A_i * h_i)}{A} \quad (45)$$

Donde: Hmed altitud media entre dos curvas de nivel consecutivas (msnm), A_i superficie de la cuenca entre curvas de nivel (km²), h_i altitud media entre curvas de nivel (m), A área total de la cuenca hidrográfica en (km²).

2.3.3.11. Densidad de Drenaje (Dd)

Es la relación entre la longitud total de las corrientes de una cuenca hidrográfica y su área total, medida en km/km², conocida también como densidad fluvial, permite evaluar la complejidad y desarrollo del sistema de drenaje de una cuenca hidrográfica. Una mayor densidad refleja una red hídrica más estructurada y con alto potencial erosivo. La densidad fluvial varía entre 0.5 y 3.5 km/km², cuanto menor sea el valor, menor será su capacidad de drenaje (Campos, et al.. 2016).

$$Dd = \frac{L_s}{A} \quad (46)$$

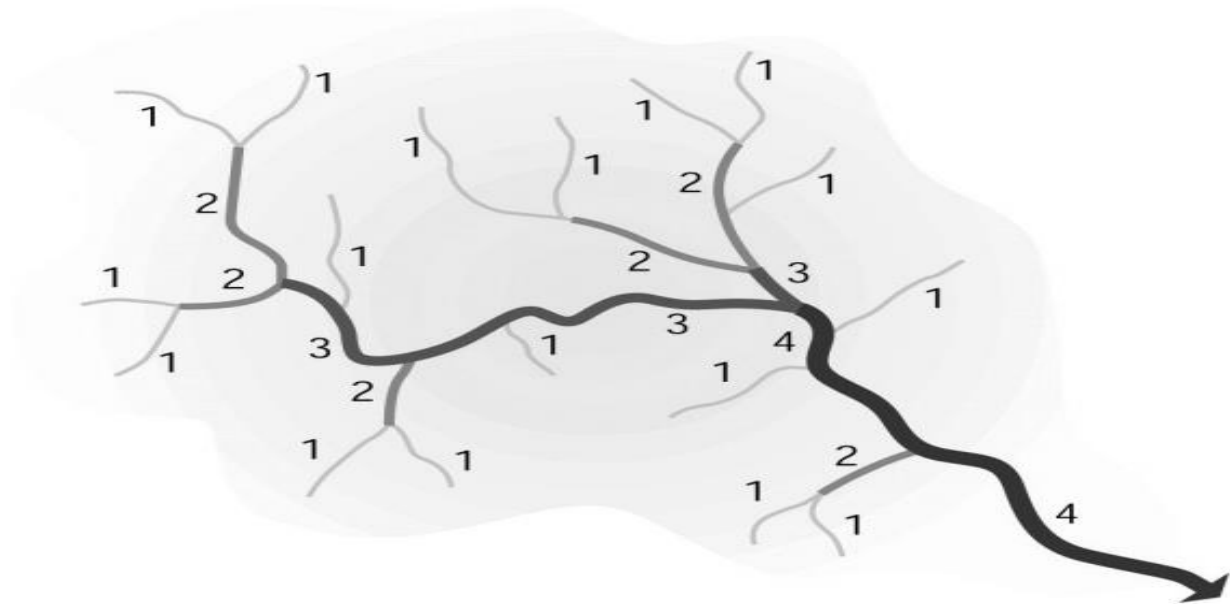
Donde: L_s longitud de los cauces de agua (km), A área de la cuenca hidrográfica (km²).

2.3.3.12. Orden de los Ríos

El orden de drenaje de Strahler-Schumm es un índice que refleja la complejidad de la red de drenaje de una cuenca hidrográfica, relacionado directamente con la cantidad de ramificaciones. Según el criterio de Schumm, se asigna un orden numérico a cada cauce según su jerarquía: cauces sin tributarios son de orden 1, la unión de dos cauces de igual orden origina un cauce de orden superior, y la unión de dos cauces de diferente orden mantiene el orden del cauce mayor. Los afluentes se ordenan y numeran desde las nacientes hacia la desembocadura, permitiendo evaluar la complejidad y estructura de la red de drenaje (Gaspari et al., 2013).

Figura 10

Orden de los ríos en una cuenca hidrográfica



Nota. Orden de los cursos de agua. Fuente: Adecuado de USDA (2013).

2.3.3.13. Tiempo de Concentración

El tiempo de concentración se define como el período necesario para que una gota de agua recorra la distancia desde el punto más alejado de la cuenca hasta su salida. Una vez transcurrido este tiempo, se asume que toda la cuenca está contribuyendo al flujo de salida (MTC, 2014).

El tiempo de concentración de una cuenca puede calcularse utilizando las siguientes metodologías:

Método de Ven Te Chow

Determina el tiempo de concentración, T_c , en horas según la ecuación

$$t_c = 0.0078 * L^{0.64} * S^{-0.32} \quad (47)$$

Donde: T_c tiempo de concentración (horas), L longitud del cauce principal (km),

S pendiente media del cauce principal (m/m).

2.3.4. Análisis estadístico de tormentas

Los modelos probabilísticos en el análisis estadístico de tormentas tienen como objetivo estimar valores máximos de precipitación, intensidad o caudal para diferentes períodos de retorno.

2.3.4.1. Modelos de distribución probabilística

Estos modelos permiten entender la distribución de los datos históricos y extrapolar las características de eventos de lluvia no observados, como tormentas de diseño o eventos de alta severidad. A continuación, se describen los aspectos principales relacionados con estos modelos (MTC, 2014).

a) Distribución probabilística Normal

La distribución normal se basa en el teorema del límite central, el cual indica que, si un conjunto de variables aleatorias independientes y con igual distribución posee una media μ y una

varianza σ^2 , la suma de estas variables se aproxima a una distribución normal (Chow et al., 1998).

$$f(x) = \frac{1}{S\sqrt{(2\pi)}} e^{\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{S}\right)^2} \quad (48)$$

Donde: $f(x)$ función densidad normal de la variable, x variable aleatoria,

μ = media de la variable aleatoria, S = desviación estándar.

b) Distribución probabilística Log Normal 2 parámetros

Esta distribución se aplica realizando el cambio de variable al valor aleatorio y tomando su logaritmo, por lo que para una gran cantidad de datos esta distribución tiende a ser como la distribución normal. Una de las ventajas de utilizar esta distribución es que garantiza que la variable aleatoria sea siempre positiva, debido a las propiedades del logaritmo (Chow et al., 1998)

$$P(x \leq x_i) = \frac{1}{S\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{x_i} e^{\left(\frac{-(x-\bar{X})^2}{2S^2}\right)} dx \quad (49)$$

Donde: x logaritmo de la variable aleatoria, $\bar{X}$ media de la variable aleatoria,

S desviación estándar.

c) Distribución probabilística Log Pearson tipo III

La distribución Log Pearson Tipo III es sesgada, lo que la hace adecuada para modelar fenómenos hidrológicos con colas largas, como caudales máximos o precipitaciones extremas. Establece límites superior e inferior según la asimetría de los datos. Su desarrollo se llevó a cabo como un método para ajustar series de datos a una determinada tendencia y se validó al confirmar que proporcionaba resultados precisos para los picos de crecidas (Chow et al., 1998).

$$f(X) = \frac{(\ln x - x_0)^{\gamma-1} e^{-\frac{(\ln x - x_0)}{\beta}}}{x\beta\gamma\Gamma\gamma} \quad (50)$$

d) Distribución probabilística Gumbel

La distribución probabilística de Gumbel es una distribución de probabilidad utilizada principalmente para modelar valores extremos, como los caudales máximos o las precipitaciones máximas que ocurren en un período de tiempo determinado. Es especialmente útil para la estimación de eventos hidrológicos extremos, que están fuera del rango normal de variabilidad (Chow et al., 1998).

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-B)}} \quad (51)$$

Donde: β parámetro de localización, α parámetro de concentración.

2.3.4.2. Pruebas de bondad y ajuste.

Son pruebas de hipótesis que se utilizan para evaluar si una muestra de datos es independiente de una distribución de probabilidad elegida.

a) Prueba de Chi-cuadrado. χ^2) Compara las frecuencias observadas con las esperadas bajo una distribución teórica. Desde un punto de vista matemático esta prueba es especialmente útil para evaluar la bondad de ajuste de distribuciones normales y log-normales

b) Prueba Kolmogorov-Smirnov. Compara la función de distribución acumulada empírica de los datos con la función de distribución acumulada de la distribución teórica. Es particularmente útil para distribuciones continuas y no requiere que los datos sean agrupados.

$$D = \max. |F_0(xm) - F(xm)| \quad (52)$$

$$D = \frac{1-m}{n+1} \quad (53)$$

Donde: $F_0(xm)$ distribución de probabilidad observada, $F(xm)$ distribución de probabilidad estimada, m = número de orden de datos de mayor a menor, n número total de datos.

2.3.4.3. Curvas intensidad – duración – frecuencia (IDF).

Las curvas intensidad-duración-frecuencia son herramientas de diseño que establecen la

relación entre la intensidad de la lluvia, su duración y la frecuencia con que puede ocurrir, es decir, su probabilidad de aparición o período de retorno. Estas curvas permiten estimar la cantidad de lluvia que puede caer en un lugar específico, durante un intervalo de tiempo definido, para un evento con una probabilidad determinada de ocurrir (MTC, 2014).

a) Intensidad. La intensidad de la precipitación se refiere a la cantidad de lluvia caída por unidad de tiempo, generalmente expresada en milímetros por hora (mm/h) o pulgadas por hora (pulg/h). Esta puede ser medida como una intensidad instantánea o como un promedio a lo largo de la duración del evento lluvioso. Por lo general, se utiliza la intensidad promedio, la cual puede describirse como (Chow et al., 1998).

$$i = \frac{P}{T_d} \quad (54)$$

Donde: i Intensidad máxima en mm/h, P es la profundidad de lluvia (mm o pulg), T_d es la duración (h).

b) Duración. Es el intervalo de tiempo durante el cual ocurre un evento de precipitación continuo, desde su inicio hasta su fin. Esta duración es clave para analizar cómo varía la intensidad de la lluvia según el tiempo y se mide en unidades de minutos, horas o días, dependiendo del enfoque del estudio (Chow et al., 1998).

c) Frecuencia. Se refiere a la probabilidad de que un evento de precipitación con una determinada intensidad y duración ocurra o sea superado en un período específico de tiempo. Esta probabilidad se expresa comúnmente como el período de retorno, que es el intervalo promedio de años en el cual se espera que ocurra un evento igual o más intenso que el analizado (Chow et al., 1998).

Las curvas de intensidad duración frecuencia se calculan indirectamente mediante la siguiente relación:

Las curvas de intensidad-duración-frecuencia se han calculado indirectamente mediante una fórmula que relaciona estas tres variables.

$$I = \frac{kT^m}{t^n} \quad (55)$$

Donde: I Intensidad máxima en mm/h; K , m , n factores características de la zona de estudio, T periodo de retorno en años, t duración de la precipitación igual al tiempo de concentración (min).

2.3.5. *Análisis de Máxima avenida*

En hidrología, la máxima avenida es el caudal más alto que puede presentarse en un río durante un evento extremo, como lluvias intensas, deshielo o el fallo de una presa. Este fenómeno se estudia para determinar el comportamiento del flujo de agua en condiciones extremas, incluyendo su magnitud, duración y frecuencia (Chow et al., 1998)

En la dinámica fluvial, la máxima avenida implica un aumento significativo en la energía del flujo, lo que resulta en:

Incremento de la erosión: El flujo de alta energía puede socavar el lecho y las riberas del río, desestabilizando la base de las estructuras.

Transporte de sedimentos: Los caudales extremos movilizan grandes cantidades de sedimentos, alterando la morfología del cauce.

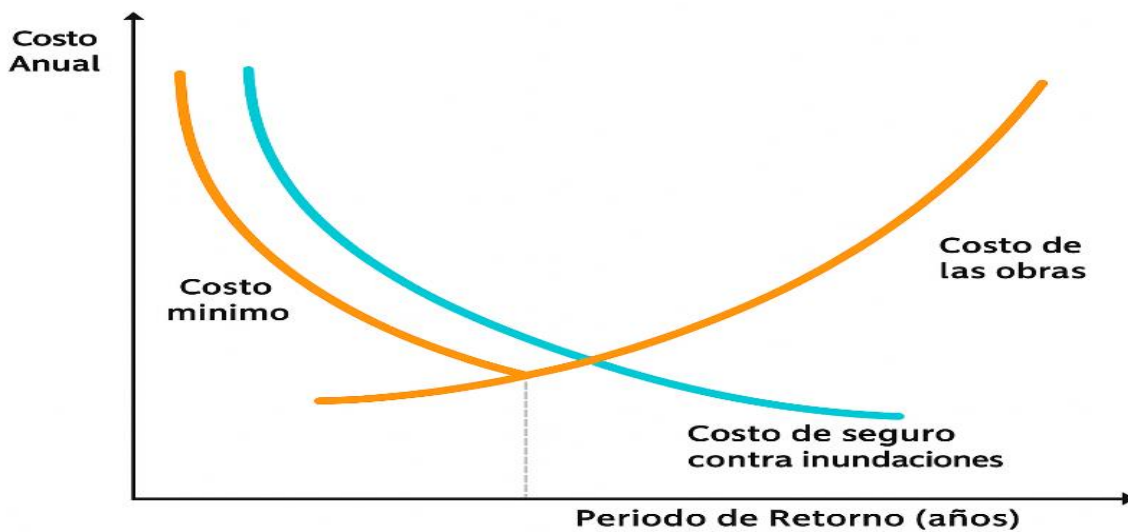
Riesgo de desbordamientos: Pone en peligro áreas circundantes al exceder la capacidad del cauce.

a) Periodo de retorno

El período de retorno (también llamado tiempo de recurrencia o intervalo de retorno) es un concepto utilizado en hidrología e ingeniería para describir la frecuencia con la que se espera que ocurra un evento hidrológico específico, como una avenida máxima (inundación), en promedio, durante un período de tiempo dado. Se expresa en años y está relacionado con la probabilidad de que dicho evento se presente en un año determinado, el problema se concentra en la fijación del periodo de retorno a ser usado en una obra, ese valor debería obedecer a criterios económicos, como se sugiere la figura N° 11 (Mejía, 2006).

Figura 11

Esquema gráfico representa la determinación del período de retorno y el costo en la protección de una estructura contra inundaciones



Nota. La figura representa los costos que debe enfrentara un usuario en la protección de una estructura contra inundaciones. Fuente: Adecuado de (Mejía, 2006).

2.3.5.1. Hietograma de Diseño

Un hietograma es una representación gráfica que muestra cómo se distribuye la precipitación a lo largo del tiempo, utilizada para simular procesos hidrológicos y entender el comportamiento del agua. Suele enfocarse en las 5 horas de lluvia más intensas de una zona con un período de retorno de 100 años. Comúnmente, se presenta mediante un gráfico de barras para mostrar la lluvia incremental y un gráfico lineal para la lluvia acumulada, donde en el eje vertical se indica la precipitación en milímetros (mm) o la intensidad en milímetros por hora (mm/h). Este tipo de gráfico es fundamental para evaluar eventos extremos y diseñar infraestructuras hidráulicas (Genovez, 2018)

Hietograma de Diseño: Método del Bloque alterno.

El método del bloque alterno es una forma simple para construir un hietograma de diseño a partir de una curva de intensidad-duración-frecuencia-IDF. Este enfoque define la distribución de la precipitación acumulada en n intervalos de tiempo consecutivos, cada uno con una duración Δt , dentro de un período total de $T_d = n * \Delta t$ (Chow et al., 1998)

2.3.5.2. Hidrogramas unitarios

El hidrograma unitario (HU) de una cuenca se define como la respuesta hidrológica característica de una cuenca ante una precipitación con una altura en exceso (hpe) unitaria, distribuida uniformemente y con intensidad constante durante un período específico. El hidrograma unitario, es un hidrograma representativo de la cuenca, ya que refleja las características fisiográficas relativamente constantes de la cuenca, como área, forma, pendiente, entre otras (Villón, 2002)

2.3.5.3. Obtención de hidrogramas unitarios

La obtención de estos diagramas parte a consecuencia de valores registrados, en donde los pasos a seguir son (Villón, 2002).

- Calcular el volumen de escurrimiento directo (v_e), a partir del hidrograma de la tormenta, convirtiendo los escurrimientos directos en valores de volumen acumulado.
- Determinar la altura de la precipitación efectiva (hp_e), dividiendo el volumen de escurrimiento directo entre el área de la cuenca (A).

$$hp_e = \frac{v_e}{A} \quad (56)$$

- Calcular las ordenadas del hidrograma unitario dividiendo las ordenadas del escurrimiento directo por la altura de la precipitación efectiva.

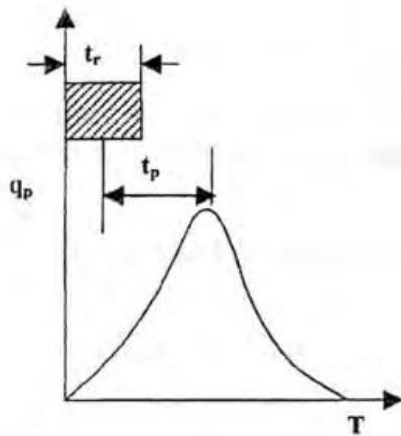
2.3.5.4. Los hidrogramas sintéticos: se clasifican en tres tipos: 1) los que vinculan las características del hidrograma, como el caudal pico o el caudal base, con las propiedades de la cuenca (Snyder, 1938; Gray, 1961), 2) los que se fundamentan en hidrogramas unitarios adimensionales (Soil Conservation Service, 1972), y 3) los que se basan en modelos de almacenamiento dentro de la cuenca (Mejía, 2006).

A) Hidrograma unitario sintético de Snayder. Snayder definió el hidrograma unitario estándar como aquel cuya duración de lluvia t_r esta relacionada con el retardo de la cuenca t_p .

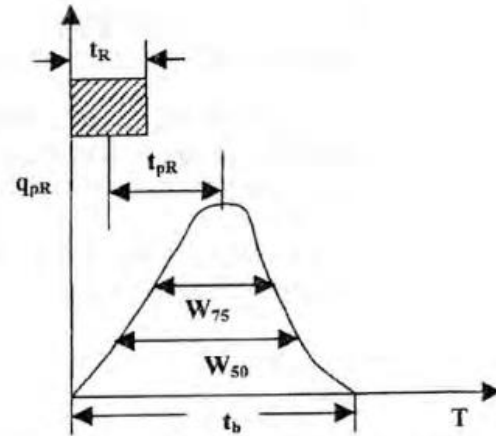
$$t_p = 5.5t_r \quad (57)$$

Figura 12

Hidrograma unitario sintético de Snayder



a) Hidrograma unitario estándar ($t_p = 5.5t_r$)



a) Hidrograma unitario requerido ($t_{pR} \neq 5.5t_R$)

Nota. Fuente: Extraído de (Mejía, 2006).

El tiempo de retardo se define:

$$t_p = 0.75Ct(L * L_c)^{0.3} \quad (58)$$

Donde: t_p tiempo de retardo (horas), L longitud del curso principal en km, L_c longitud del curso principal al centro de gravedad en km.

Caudal pico por unidad de área m^3/s

$$q_p = \frac{2.75C_p}{t_p} \quad (59)$$

Donde: t_p tiempo de retardo (horas), C_p coeficiente obtenido en base a cuencas instrumentadas en la misma región.

B) Hidrograma unitario adimensional de Soil Conservation Service (SCS). Se define el hidrograma unitario sintético en el cual se expresa por la relación del tiempo t con respecto al tiempo de ocurrencia del pico en el hidrograma unitario t_p (Mejía, 2006).

Características principales del hidrograma triangular del SCS:

- Caudal pico: Calculado como una función de la duración de la lluvia efectiva, el área

de la cuenca y el tiempo de concentración.

- Tiempo al pico: Corresponde al tiempo desde el inicio del hidrograma hasta el punto de caudal máximo.
- Pendientes simétricas: La pendiente ascendente es más pronunciada que la descendente, representando la acumulación y el drenaje del agua en la cuenca.

El Soil Conservation Service (SCS): propone que el tiempo de recesión del hidrograma puede aproximarse como 1.67 veces el tiempo al pico (t_p). Además, señala que el área bajo el hidrograma unitario debe ser equivalente a una escorrentía directa de 1 cm, lo que garantiza que el volumen total de agua escurrida esté correctamente representado.

$$q_p = \frac{2.08A}{t_p} \quad (60)$$

Donde: A área de drenaje en km^2 , t_p tiempo de ocurrencia en el pico de horas.

El tiempo de retardo de los hidrogramas unitarios de muchas cuencas rurales se puede expresar así:

$$T_p = 0.6t_c \quad (61)$$

Donde: T_p tiempo de retardo entre el centroide del hidrograma y el pico de caudal, t_c tiempo de concentración de la cuenca.

2.3.6. Hidráulica fluvial

La escorrentía superficial se genera a partir de la precipitación, la cual puede ocurrir en una parte específica de la cuenca o abarcar toda su extensión. Esta variabilidad depende de diversos factores, siendo el tamaño de la cuenca uno de los más importantes.

2.3.6.1. Tipo de ríos según su edad

a) **El estado inicial de los ríos.** se caracteriza por tener un curso con sección en forma de V y una gran irregularidad, compuestos de materiales fracturados y encontrándose comúnmente en torrentes de montaña (Rocha, 1998).

b) **Ríos Maduros.** A medida que un río madura, experimenta cambios significativos en su morfología y dinámica, ampliando su sección transversal, ensanchando su valle, disminuyendo su pendiente y alcanzando un estado de equilibrio (Rocha, 1998).

c) **Ríos viejos.** Los ríos viejos representan la etapa más avanzada de su ciclo de vida, caracterizada por una pendiente aún más suave y un ancho significativamente mayor. En este estado, el río está completamente encauzado y controlado, permitiendo un uso intensivo del valle para desarrollos urbanos, agrícolas e industriales de gran escala (Rocha, 1998).

2.3.6.2. Tipos de ríos según su geometría

a) **Ríos rectos.** Los ríos rectos se caracterizan por una geometría que incluye un curso rectilíneo o casi rectilíneo, un cauce estrecho y profundo, pendientes moderadas a altas y ausencia de meandros y curvas amplias, con bordes bien definidos y poco sinuosos, generalmente asociados con terrenos duros o rocosos, o con encauzamiento artificial.

b) **Ríos entrelazados.** Los ríos entrelazados se caracterizan por un curso con múltiples canales o brazos que se entrelazan y se separan, con un lecho ancho y poco profundo, cambia constantemente de dirección y velocidad, lo que genera un alto nivel de erosión y sedimentación, especialmente en áreas con pendientes suaves y altos niveles de sedimentación.

c) **Ríos meándricos.** Los ríos meándricos se caracterizan por un curso sinuoso y curvilíneo, con meandros que se forman por la erosión y sedimentación en las curvas del río, lo

que genera un patrón de flujo en forma de "S" o curvas amplias, con un lecho ancho y poco profundo, y un flujo de agua que varía en velocidad y dirección a lo largo del curso del río.

2.3.6.3. Tipos de ríos según su condición de transporte de sólidos

a) Ríos estables. Los ríos estables son aquellos que mantienen un caudal y un canal relativamente constantes a lo largo del tiempo, sin cambios significativos en su curso, pendiente o carga sedimentaria, y suelen estar asociados con valles maduros y sistemas fluviales en equilibrio.

b) Ríos depositantes. Los ríos depositantes son aquellos que transportan y depositan grandes cantidades de sedimentos, como arena, grava o limo, en su lecho o en la desembocadura, lo que puede generar la formación de deltas, llanuras aluviales o depósitos de sedimentos en el fondo del río.

c) Ríos erosionantes. Los ríos erosionantes son aquellos que tienen una capacidad de erosión alta, es decir, que remueven y transportan grandes cantidades de roca y sedimento desde su lecho y márgenes, lo que puede generar la formación de cañones, gargantas y cambios significativos en el curso del río.

2.3.6.4. Régimen de flujo.

El régimen de flujo de un río se refiere al patrón de variación del caudal de agua en el río a lo largo del tiempo, influenciado por factores como precipitaciones, fusión de la nieve, evaporación, infiltración en el suelo y actividad humana, y puede ser clasificado en diferentes tipos, como perenne, estacional, intermitente o ephemero.

a) Número de Reynolds (Re). El número Reynolds es un número adimensional que corresponde al cociente entre los términos convectivos y los términos viscosos que gobiernan el movimiento de los fluidos (Cely et al., 2022).

$$R_e = \frac{U \cdot L}{\nu} \quad (62)$$

Donde: U velocidad de flujo, L es la longitud característica o radio hidráulico de la sección (R), ν viscosidad cinemática del fluido.

Reynolds estableció unos rangos de valores para describir el comportamiento de flujo si: $R < 2100$ el flujo es laminar, $2100 < R < 4000$ el flujo es transicional, $R > 4000$ el flujo es turbulento.

b) Número de Froude (F). El número de Froude surge cuando la gravedad actúa exclusivamente en flujos de alta velocidad, como en el caso de flujos turbulentos en superficies libres (Cely et al., 2022)

$$F = \frac{v}{\sqrt{g \cdot L}} \quad (63)$$

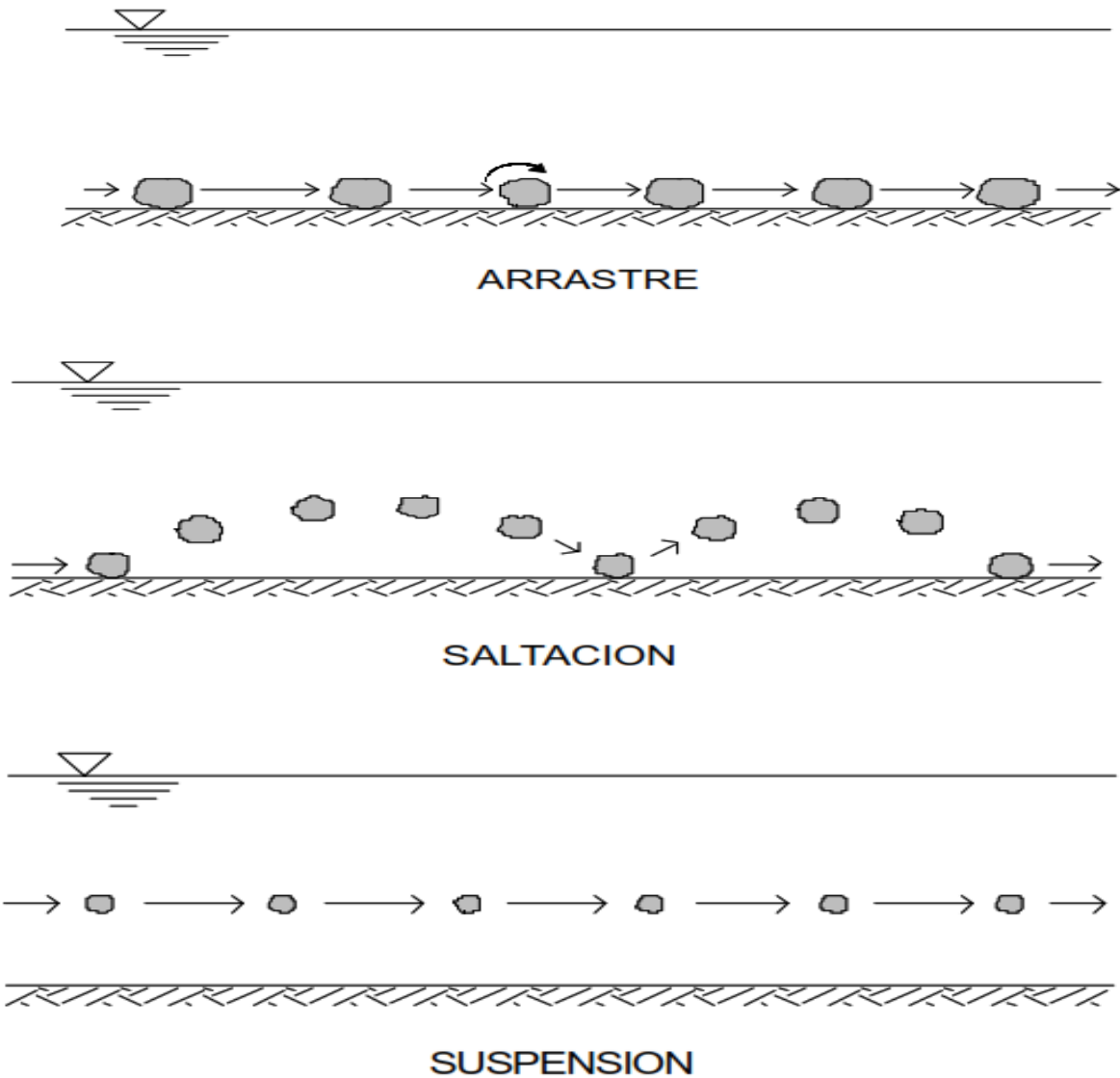
Donde: U velocidad de flujo, L es la longitud característica, g gravedad.

A continuación, se presentan los valores establecidos para clasificar los flujos según el número de Froude: $F < 1$ el flujo está en régimen subcrítico, $F = 1$ el flujo está en régimen crítico $F > 1$ el flujo está en régimen supercrítico.

2.3.6.5. Transporte de sedimentos. El material de arrastre, compuesto por partículas de mayor tamaño, se desplaza en contacto con el fondo del cauce, formando rizos, dunas y barras, siempre y cuando la granulometría lo permita (Rocha, 1998).

Figura 13

Modo de transporte de sedimentos



Nota. En la figura se pueden distinguir tres tipos de transporte de partículas en un cauce se divide en dos tipos: arrastre de fondo, Saltación y transporte en suspensión. Fuente: Extraído de (Rocha, 1998).

a) **Fuerza Tractiva Crítica**

La fuerza tractiva τ_0 es la fuerza ejercida por la corriente sobre el fondo del cauce por unidad de área. Cuando esta fuerza supera la fuerza tractiva crítica $(\tau_0)_c$, se inicia el movimiento

de las partículas del lecho. La fuerza tractiva crítica es el umbral mínimo requerido para poner en movimiento estas partículas (Rocha, 1998).

La fuerza tractiva (τ_0) es la fuerza que ejerce la corriente de agua sobre el fondo del cauce por unidad de área. Se representa mediante la fórmula:

Por lo tanto, la fuerza tractiva y la fuerza tractiva critica se puede representar de acuerdo al movimiento de fondo:

- $\tau_0 > (\tau_0)_c$ flujo está en movimiento
- $\tau_0 < (\tau_0)_c$ flujo no está en movimiento y se comporta como un lecho rígido
- $\tau_0 = (\tau_0)_c$ corresponde a la iniciación del movimiento de las partículas del fondo
- $\tau_0 < (\tau_0)_c < (\tau_0)_c'$ corresponde al movimiento de partículas en suspensión y viajan distribuidas en la sección transversal

Las ecuaciones que representan las fueras que actúan alrededor de una partícula y las tenciones tractivas críticas se muestran a continuación:

Para flujo laminar

Ecuación de fuerza de arrastre

$$F_D = \tau_0 C_2 D^2 \quad (64)$$

Ecuación de fuerza de gravedad

$$F_g = C_1 D^3 (y_s - y) \quad (65)$$

Ecuación de fuerza de sustentación

$$F_L = C_L C_3 \rho D^2 \frac{U^2}{2} \quad (66)$$

Ecuación de tensión tractiva crítica

$$\tau_c = \frac{c_1 a_1}{c_2 Q_2} D(Y_S - y) \tan \phi \quad (67)$$

Para flujo turbulento

Ecuación de fuerza de gravedad

$$F_g = C_1 D^3 \gamma_s \quad (68)$$

Ecuación de tensión tractiva crítica

$$\tau_c = \frac{c_1}{c_2} D(Y_S - y) \tan \phi \quad (69)$$

Donde: τ_0 tensión tractiva (N/m^2), τ_c tensión tractiva crítica; C_1 , C_2 constantes, D diámetro del sedimento, γ_s peso específico del sedimento, γ peso específico del agua (N/m^3).

b) Tamaño y forma de los sólidos.

Existen diversas metodologías para clasificar partículas según su tamaño. Los cantos rodados y los guijarros se evalúan mediante mediciones directas. Por su parte, las gravas y arenas se clasifican utilizando tamices específicos, mientras que los limos y arcillas requieren técnicas más precisas, como análisis de sedimentación o el uso de microscopios. Para muestras muy pequeñas de arena, la curva de distribución granulométrica se determina empleando un tubo de acumulación visual (Rocha, 1998).

El tamaño característico de una muestra de sedimentos se puede determinar mediante varios métodos, pero el más habitual es utilizar el diámetro D_{50} , que corresponde al diámetro por debajo del cual se encuentra el 50% de los sedimentos en peso.

$$d_m = \frac{1}{100} \sum p_i d_i \quad (70)$$

Donde: d_m diámetro medio representativo, m subíndice que indica el percentil d_{15} , d_{25} , d_{50} , d_{75} , etc; p_i porcentaje de peso total de la muestra correspondiente, d_i diámetro de la

partícula para el cual el i% en peso es de la muestra es menor o igual al tamaño de ese tamaño.

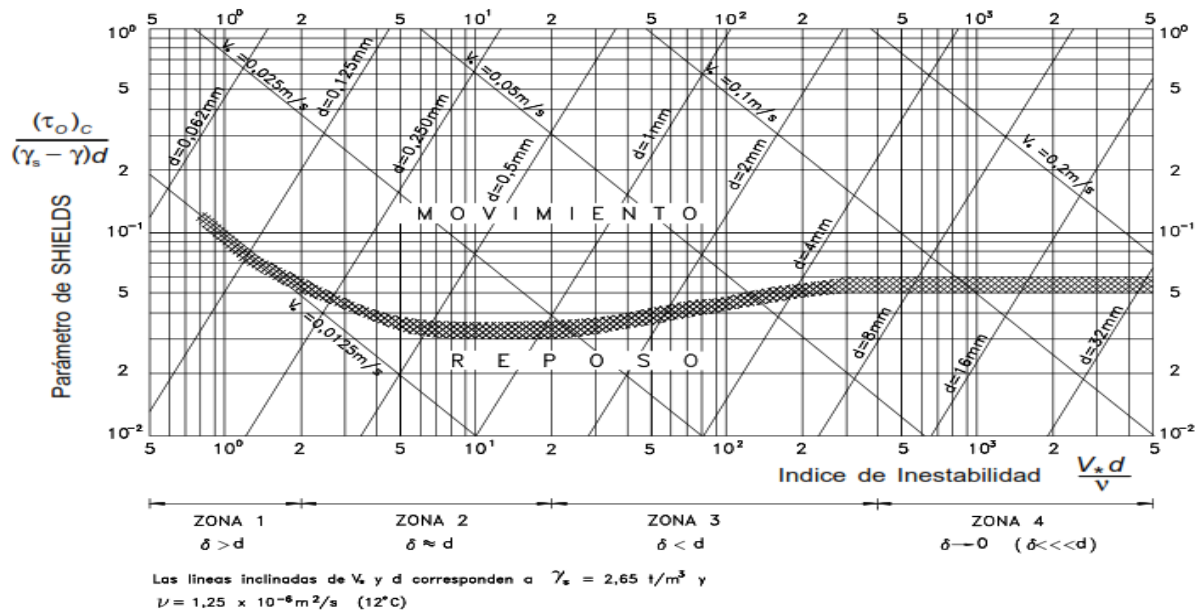
c) Criterios de Shields.

Investigaciones teóricas y experimentales han demostrado que el inicio del movimiento de una partícula sólida de diámetro "d" puede ser descrito mediante la relación entre dos parámetros adimensionales clave, especialmente cuando está influenciado por la capa laminar subyacente.

El análisis de Shields sobre el movimiento inicial de partículas se resume en el gráfico de la Figura N° 14. Este diagrama fundamental puede ser analizado desde diversas perspectivas.

Figura 14

Diagrama de SHIELDS para la Iniciación del Movimiento



Nota. Tomado de “Introducción a la hidráulica fluvial”, (p. 121), por (Rocha, 1998).

Ecuación de los parámetros de Shields

$$\tau_c = \frac{T_0}{(y_s - y)d} = \frac{\rho \cdot U^2}{(y_s - y)d} \quad (71)$$

Ecuación del índice de inestabilidad

$$R = \frac{U \cdot d}{\nu} = 11.6 \frac{d}{\delta} \quad (72)$$

Donde: τ_c fuerza tractiva sobre el fondo en el momento de iniciación del movimiento, U

velocidad de corte, $U = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}$, R número de Reynolds calculado con la velocidad de corte o

el diámetro de la partícula, δ espesor de la subcapa laminar.

d) Fases del Transporte Sólido

El transporte de sólidos desempeña un papel crucial en la configuración del paisaje fluvial, la estabilidad de los cauces y el diseño de infraestructuras hidráulicas, como presas y canales (Rocha, 1998).

Fondo Plano. En la etapa inicial del transporte de sedimentos, caracterizada por velocidades bajas, se producen movimientos esporádicos y discontinuos de las partículas más grandes que componen el fondo del río (Rocha, 1998).

Rizos. Con el aumento de la velocidad del flujo, comienzan a formarse ondulaciones de baja amplitud en el fondo. En esta etapa, el flujo permanece en régimen subcrítico, con un número de Froude inferior a 1 (Rocha, 1998).

Dunas. La fase siguiente se caracteriza por una transformación en la forma de los rizos. Estos desarrollan una pendiente suave orientada aguas arriba, donde predomina la erosión, y una pendiente más pronunciadas aguas abajo, que corresponde a la tangente del ángulo de reposo del material. El flujo permanece en régimen subcrítico, con un número de Froude menor que 1 (Rocha, 1998).

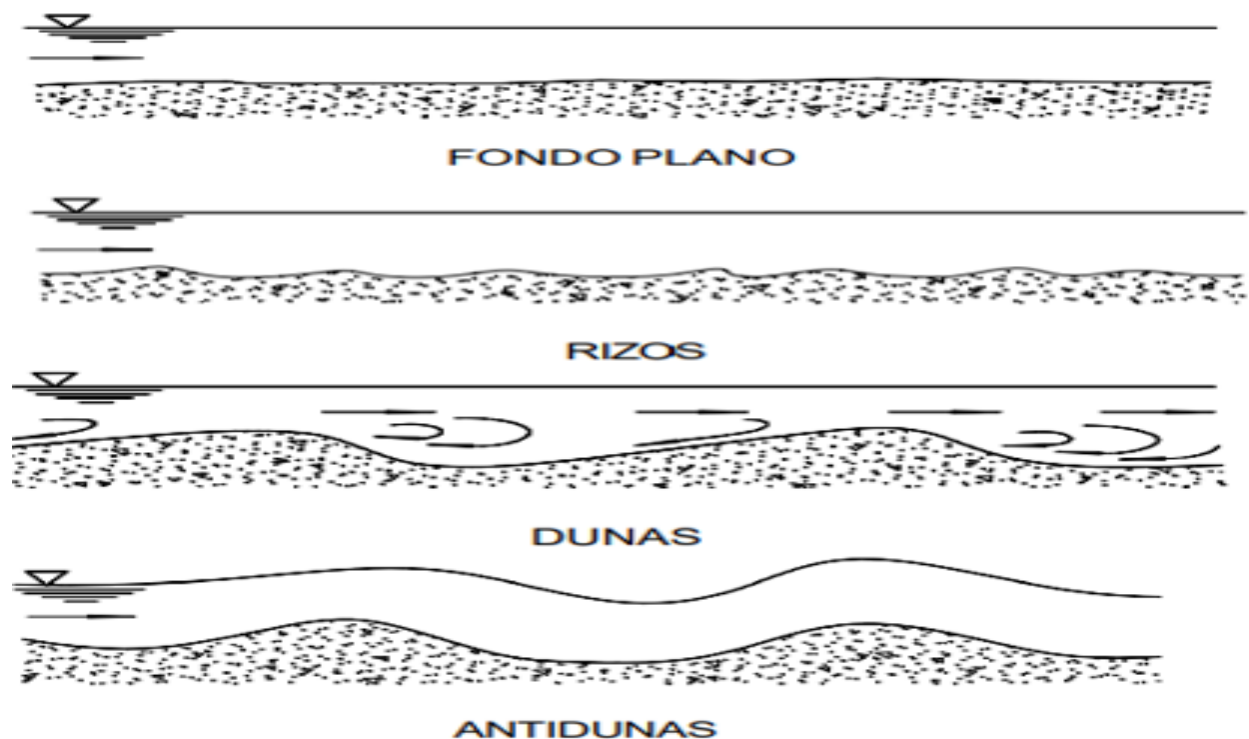
Antidunas. Esta etapa representa una inversión de las dunas, donde las formas se vuelven más simétricas y equilibradas. En esta condición, el flujo entra en régimen supercrítico, con un número de Froude superior a 1 (Rocha, 1998).

Fondo Plano. El transporte sólido reaparece de manera notable a velocidades elevadas, intensificándose conforme aumenta la energía del flujo.

Los rizos y las dunas son formaciones sedimentarias que se desplazan en la dirección de la corriente, pero a una velocidad menor que la del flujo (Rocha, 1998).

Figura 15

Fases del Transporte Sólido



Nota. Tomado de “Introducción a la hidráulica fluvial”, (p. 134), por (Rocha, 1998).

2.3.6.6. Coeficiente de rugosidad en causes

La rugosidad en el caudal de un río se refiere a la resistencia que el lecho y las paredes del cauce ejercen sobre el flujo de agua, afectando su velocidad y comportamiento hidráulico. La rugosidad es un factor clave en los cálculos hidráulicos, ya que determina las pérdidas de energía por fricción y se cuantifica mediante coeficientes como el de Manning (nn), Chezy (CC) o Darcy-Weisbach (ff) (French, 1988).

Tabla 9

Coeficientes n de Manning para cauces naturales

Ríos naturales y llanuras de inundación circundantes	Mínimo	Medio	Máximo
a) Cauces fluviales en zona plana			
Limpio, recto, nivel lleno, sin fallas o pozos profundos	0.025	0.030	0.033
Igual que arriba, pero más piedras y pastos	0.030	0.035	0.040
Limpio, curvado, algunos pozos y bancos	0.033	0.040	0.045
Igual que arriba, pero algunos pastos y piedras	0.035	0.045	0.050
Igual que arriba, niveles inferiores, más pendiente y sección inefectivas	0.040	0.048	0.055
Tramos sucios, con pastos y pozos profundos	0.050	0.070	0.080
Tramos con muchos pastos, pozos profundos o recorridos de la crecida con mucha madera y arbustos bajos.	0.075	0.100	0.150
b) Ríos en montaña, sin vegetación en el canal, laderas empinadas y vegetación ribereña que se sumerge durante las crecidas			

Fondo: grava, canto rodado y algunas rocas	0.030	0.040	0.050
Fondo: cantos rodados con grandes rocas	0.040	0.050	0.070
c) Llanura inundada			
Pastos cortos	0.025	0.030	0.035
Pastos altos	0.030	0.035	0.050
Sin cultivo	0.020	0.030	0.040
Cultivos maduros alineados	0.025	0.035	0.045
Campo de cultivos maduros	0.030	0.040	0.050
Arbustos escasos, muchos pastos	0.035	0.050	0.070
Pequeños arbustos y árboles, en invierno	0.035	0.050	0.060
Pequeños arbustos y árboles, en verano	0.040	0.060	0.080
Arbustos medianos a densos, en invierno	0.045	0.070	0.110
Arbustos medianos a densos en verano	0.070	0.100	0.160
Sauces densos, en verano y rectos	0.110	0.150	0.200
Tierra clara con ramas, sin brotes	0.030	0.040	0.050
Igual que arriba, pero con gran crecimiento de brotes	0.050	0.060	0.080
Acumulaciones de madera flotante y árboles caídos con poca vegetación y niveles de inundación moderados.	0.080	0.100	0.120
Igual que arriba, pero con el nivel de inundación alcanzando las ramas	0.100	0.120	0.160

Nota. Adoptado de “Hidráulica de canales abiertos”, por French, 1988, pag.140-141.

La ecuación de Cowan permite determinar el coeficiente de rugosidad (n) de un cauce fluvial, considerando los factores clave que influyen en él.

Ecuación de Cowan

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)m_5 \quad (73)$$

Donde: n_0 material involucrado, n_1 grado de irregularidad, n_2 variaciones de la sección transversal, n_3 efecto relativo de las obstrucciones, n_4 incidencia de la vegetación, m_5 grado de los efectos por meandros.

2.3.6.7. Coeficientes de contracción y expansión de flujo. En hidráulica fluvial, los coeficientes de contracción c_c y expansión C_e describen la forma en que el flujo de agua en un río responde a cambios abruptos en la geometría del cauce, como estrechamientos o ensanchamientos. Estos coeficientes se utilizan para analizar la pérdida de energía y los efectos en la velocidad y profundidad del flujo.

Tabla 10

Coeficientes de contracción y expansión

Tipos de transición	Expansión	Contracción
Transiciones graduales	0.3	0.1
Transiciones típicas en puentes	0.5	0.3
Transiciones abruptas	0.8	0.6

Nota. Adoptado de (Consortio Huallaga, 2018), citado por (Rodriguez & Yataco, 2021).

2.3.6.8. Parámetros de la sección hidráulica. Los parámetros usuales para el estudio de flujo uniforme y variado en ríos son los siguientes:

Ancho estable del río

Ecuación de Petits

$$B = 4.44Q^{0.5} \quad (74)$$

Ecuación de Blench

$$B = 1.81 \left(\frac{QF_b}{F_s} \right)^{0.5} \quad (75)$$

Donde: Fb factor de fondo, Fs factor de orilla.

Altura media del agua (calado o tirante)

Ecuación de Manning

$$Y = \left(\frac{nQ}{BS^{1/2}} \right)^{3/5} \quad (76)$$

Donde: Y tirante del flujo, n coeficiente de Manning, B ancho estable del río, Q caudal (m^3/s), S pendiente del cauce

Velocidad media de flujo (V)

Ecuación de Manning

$$v = \frac{R^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n} \quad (77)$$

Donde: S pendiente del cauce, n coeficiente de Manning; R, A/P radio hidráulico (m), A = área hidráulica (m^2), P perímetro mojado (m).

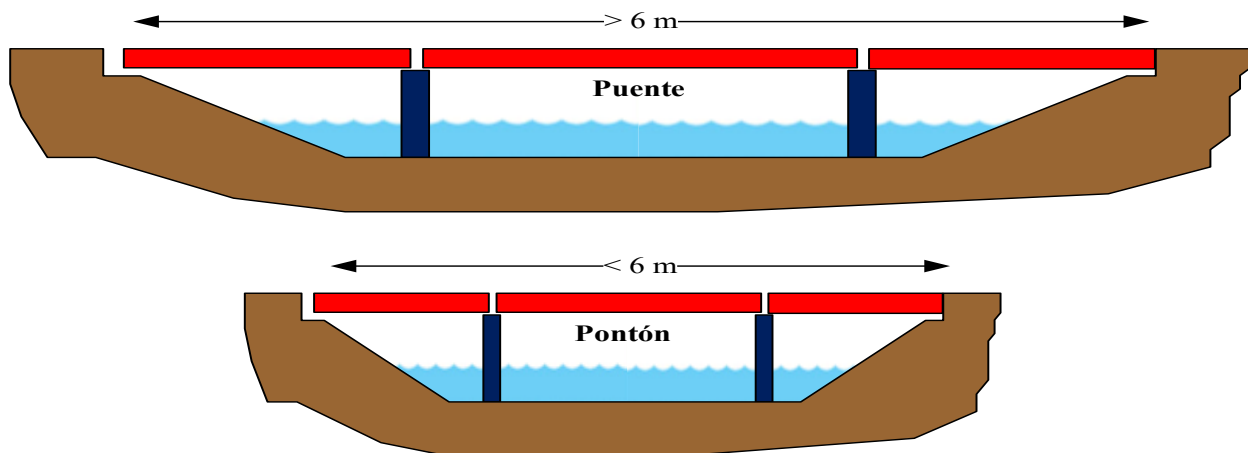
2.3.7. Puentes

Los puentes son estructuras esenciales en la infraestructura de transporte, diseñados para superar obstáculos naturales o artificiales, como ríos, valles o carreteras. Son obras generalmente permanentes que ofrecen servicios durante largos periodos, especialmente en vías de alta categoría donde su tiempo de servicio continuo es aún mayor (Ochoa, 2017).

Los puentes desempeñan un papel fundamental en la organización territorial, ya que facilitan la circulación de personas, vehículos y medios de transporte, respondiendo de manera eficiente a las necesidades de movilidad. Su presencia no solo mejora la conectividad y la calidad de vida de las comunidades, sino que también fortalece la comunicación y promueve el desarrollo económico (Erzilla, 2024).

Figura 16

Puentes y pontones



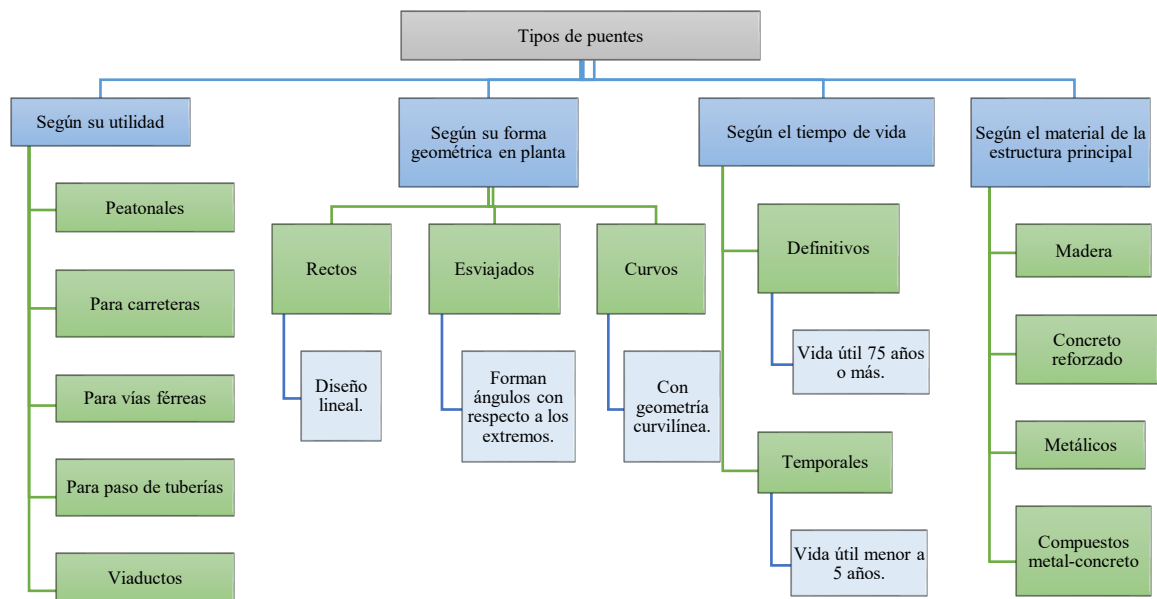
Nota. (Idrogo, 2022).

2.3.7.1. Tipos de puentes

La clasificación de los puentes abarca diversas categorías basadas en su utilidad, forma geométrica, materiales y sistema estructural (Seminario, 2004).

Figura 17

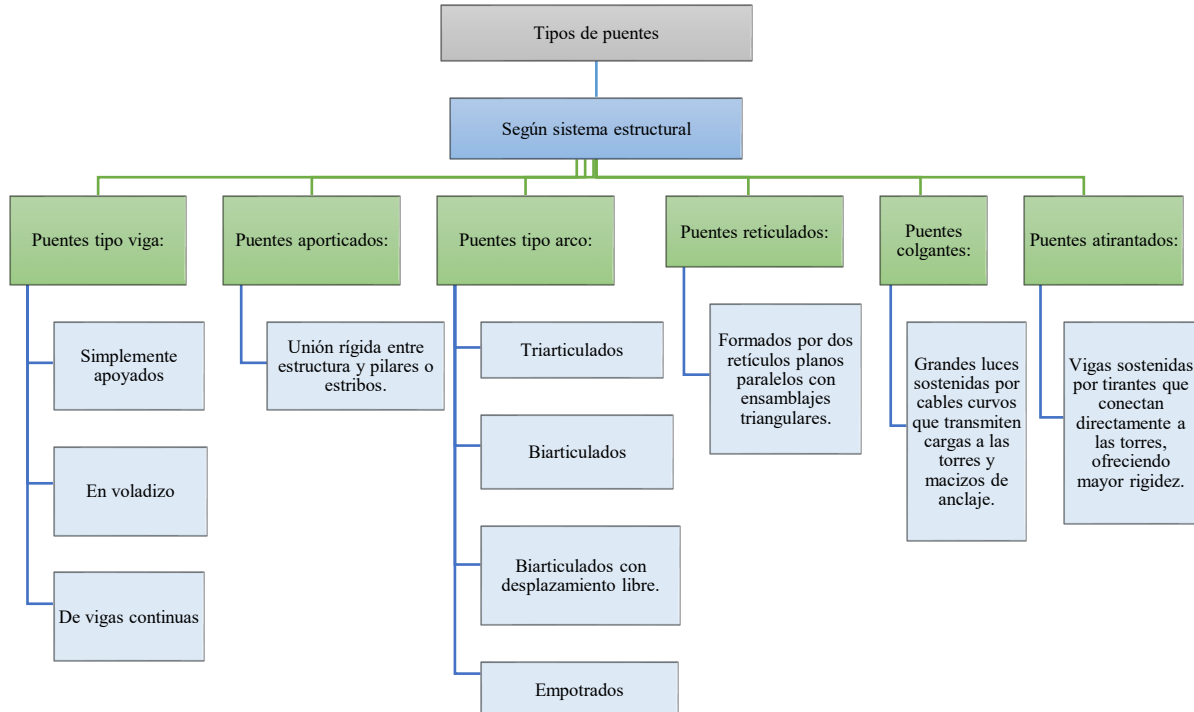
Tipos de Puentes de Acuerdo a su Utilidad, Geometría, y Material de la Estructura



Nota. Adaptado de (Seminario, 2004).

Figura 18

Tipos de puentes según su Sistema Estructural



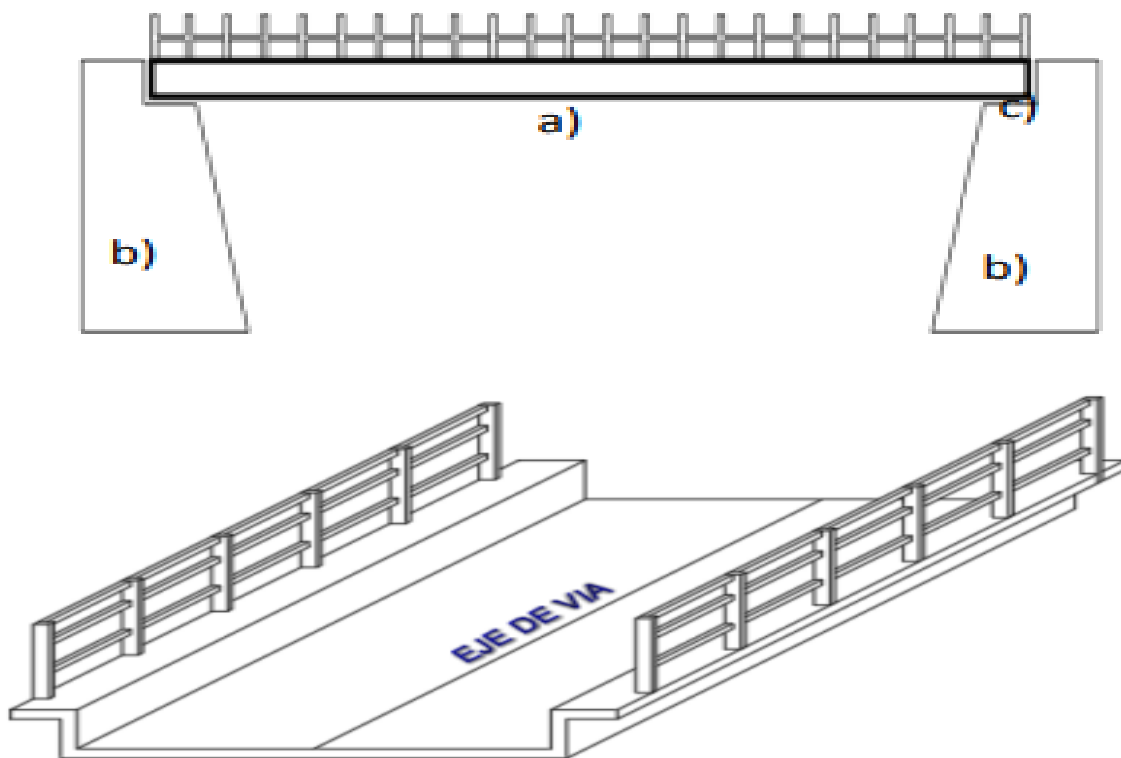
Nota. Adaptado de: (MTC, 2018).

2.3.7.2. Puente tipo losa

Es una estructura de concreto armado destinada a cubrir luces menores a 12 m, está conformada por la superestructura, integrada por el tablero o losa, cajuela, barandas, veredas, y por la subestructura, donde están los estribos y la cimentación. En los puentes de losa, estos elementos soportan la carga y se apoyan simplemente en ambos extremos del puente. Cada pilar soporta la mitad del peso y transfiere la carga al suelo. El suelo debe ser lo suficientemente resistente como para soportar el peso de toda la estructura (Rodríguez, 2019).

Figura 19

Componentes del Puente viga Losa



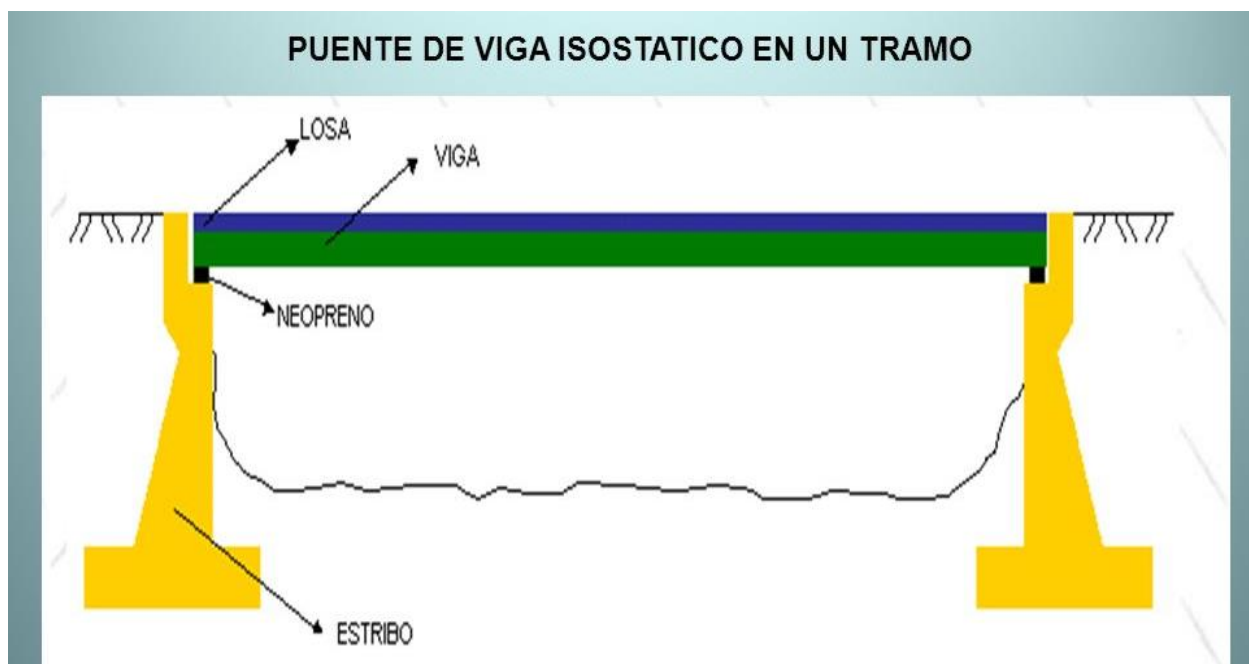
Nota. Se muestra las partes del puente losa: a) Tablero, b) Estribos, c) Cajuelas, y la vista isométrica del puente losa (Rodríguez, 2019, p. 32).

2.3.7.3. Elementos de un puente

Un puente se compone de tres elementos principales: la cimentación, que soporta la estructura desde el terreno; la subestructura, que distribuye las cargas; y la superestructura, que constituye la parte visible y transitable del puente (Erzilla, 2024).

Figura 20

Partes estructurales de un puente viga losa isostático 1 vano



Nota. la figura muestras las partes de un puente *cimentación, subestructura y superestructura*. Tomado de “Partes de un puente: Cimentación, subestructura y superestructura”, por (Erzilla, 2024).

a) Cimentación

Los cimientos, forman la base transmitiendo al suelo todas las cargas del puente y están formados por pilotes y zapatas o cajones de cimentación que llegan a través de la subestructura (Erzilla, 2024).

Zapatas. Las zapatas son elementos de cimentación superficial que transmiten directamente al suelo los esfuerzos que llegan a través de la subestructura apoyándola y/o anclándola al terreno sobre el que se encuentra. Es habitual su uso en terrenos duros de roca o materiales consolidados con buena capacidad portante (Erzilla, 2024).

b) Subestructura del puente

La subestructura es la parte intermedia de un puente y su cometido consiste en soportar la carga de la superestructura y transmitirla a la cimentación, fundamentalmente mediante los estribos y las pilas (Erzilla, 2024).

Estribos. Los estribos son los elementos estructurales de retención del suelo que soportan la carga vertical de la superestructura del puente en sus dos extremos. Completados por otras estructuras denominadas aletas, que pueden estar integradas o separadas del estribo (Erzilla, 2024).

c) Superestructura del puente

La superestructura está formada por el tablero y otros elementos estructurales. Se trata de la parte del puente que recibe directamente, entre otras, las sobrecargas de circulación de vehículos y peatones, que transmite a las pilas y estribos a través de los apoyos (Erzilla, 2024).

Tablero. Componente tipo plataforma que soporta directamente las cargas de rodadura y es soportada por otros componentes (Erzilla, 2024).

Vigas. Elementos estructurales portantes que transmiten las cargas del tablero a los componentes verticales como pilas y estribos (Erzilla, 2024).

Losa. La losa sostiene la superficie de rodadura y recibe también las cargas de los vehículos. Se encarga de distribuir estos esfuerzos a las vigas de manera transversal.

Diafragmas. A fin de evitar el movimiento de las vigas se les ajustan unas vigas de manera

perpendicular o transversal al puente llamadas diafragmas. Los diafragmas hacen posible la resistencia a las deformaciones transversales del puente (Erzilla, 2024).

Superficie de rodadura o calzada. Acción directa de los neumáticos de los vehículos y hace posible una circulación cómoda y segura. Debe contar con la uniformidad y la rugosidad necesarias para cumplir las condiciones de seguridad vial (Erzilla, 2024).

2.3.8. Vulnerabilidad hidráulica frente a socavación en puentes

La vulnerabilidad hidráulica frente a socavación en puentes se refiere al grado de exposición y susceptibilidad que presenta una infraestructura de puente ante los efectos erosivos del flujo de agua, particularmente en su interacción con los elementos estructurales como estribos, pilas o cimentaciones. Esta condición está determinada por la magnitud del flujo, la morfología del cauce, las características geotécnicas del lecho del río, y la capacidad hidráulica del puente para resistir eventos extremos sin comprometer su estabilidad estructural (Melville & Coleman, 2022).

Desde una perspectiva técnica, la socavación representa un proceso de erosión localizada o generalizada que puede debilitar la base del puente y provocar asentamientos, inclinaciones o incluso colapsos totales. Por tanto, evaluar la vulnerabilidad hidráulica implica no solo estimar la profundidad de socavación posible, sino también analizar la interacción entre los factores hidráulicos (velocidad, caudal, tirante), topográficos (pendiente, sección transversal, sinuosidad) y geotécnicos (tipo y granulometría del material de fondo) que inciden en dicho proceso (Shirole & Holt, 2023).

La evaluación de esta vulnerabilidad se realiza habitualmente a través de modelos numéricos (como HEC-RAS o Iber) y métodos empíricos, los cuales permiten simular las

condiciones del flujo bajo distintos escenarios hidrológicos y estructurales. El objetivo es identificar zonas críticas de erosión, prever los efectos de crecidas con determinados periodos de retorno, y establecer si la infraestructura se encuentra dentro de márgenes aceptables de seguridad hidráulica. Esta información resulta clave para priorizar intervenciones, definir obras de protección y diseñar estrategias de mitigación.

2.4. Hipótesis

2.4.1. *Hipótesis general*

H1: El puente Chontabamba presenta nivel de vulnerabilidad medio a alto frente a la socavación local y general, y está determinado principalmente por factores hidráulicos, geotécnicos y topográficos propios del cauce del río Llaucano.

H0: El puente Chontabamba no presenta nivel de vulnerabilidad medio a alto frente a la socavación local y general, y no está determinado principalmente por factores hidráulicos, geotécnicos y topográficos propios del cauce del río Llaucano.

2.4.2. *Hipótesis específicas*

- La socavación en el puente Chontabamba está influenciada significativamente por la interacción de factores hidráulicos como el caudal y la velocidad del flujo, factores topográficos como la pendiente y sinuosidad del cauce, y factores geotécnicos como la granulometría y cohesión de los sedimentos.
- Bajo caudales máximos con periodos de retorno de 100 y 500 años, se presentan niveles de socavación local y general que superan los límites críticos de seguridad estructural del puente Chontabamba.

- La simulación hidráulica mediante los modelos HEC-RAS e Iber evidencia que el puente Chontabamba presenta un nivel de vulnerabilidad hidráulica elevado ante eventos extremos, al registrarse concentraciones de flujo y zonas de alta erosión en los alrededores de los estribos y el lecho adyacente.

2.5. Operacionalización de variables

2.5.1. *Variable independiente: Factores que inciden en la socavación local y general*

La socavación es el proceso de erosión y remoción de los sedimentos en el lecho del cauce, localizado en la zona de los estribos y pilas del puente, generado por la acción de las fuerzas hidráulicas durante el paso del flujo. Se medirá como la profundidad de socavación (D_s), expresada en metros (m), obtenida a partir de los resultados de los modelos numéricos (HEC-RAS e Iber) y de los métodos empíricos (Froehlich, Laursen y Artamonov), bajo condiciones de caudales de diseño establecidos para periodos de retorno de 100 y 500 años.

Se entiende por factores que inciden en la socavación local y general al conjunto de condiciones físicas, hidráulicas, geotécnicas y topográficas que influyen directamente en el proceso de erosión del lecho del cauce en las inmediaciones de una infraestructura de puente. Estos factores incluyen variables como la velocidad del flujo, el caudal, el tirante hidráulico, la pendiente del cauce, la sinuosidad del río, el tipo y granulometría del sedimento, así como la geometría estructural del puente. Su identificación y análisis permiten comprender las causas del proceso de socavación y su posible evolución en el tiempo.

2.5.2. *Variable dependiente: Nivel de vulnerabilidad por socavación local y general en el puente*

El nivel de vulnerabilidad por socavación local y general en el puente se refiere al grado

de susceptibilidad estructural que presenta la infraestructura ante la acción erosiva del flujo del río en su entorno inmediato. Este nivel se expresa mediante una calificación que considera la magnitud estimada de la socavación, la cercanía del fenómeno a los elementos de apoyo del puente (estribos y pilas), y la capacidad hidráulica y estructural del puente para resistir dichas condiciones. El nivel de vulnerabilidad permite clasificar la infraestructura como baja, media o altamente expuesta al riesgo, y constituye una herramienta esencial para la toma de decisiones en mantenimiento, rehabilitación o reemplazo.

Tabla 11

Matriz de operacionalización de variables en estudio

Variable	Definición conceptual	Dimensión	Definición operacional	Indicador	Índice
Variable independiente: Factores que inciden en la socavación local y general	Se entiende por factores que inciden en la socavación local y general al conjunto de condiciones físicas, hidráulicas, geotécnicas y topográficas que influyen directamente en el proceso de erosión del lecho del cauce en las inmediaciones de una infraestructura de puente (Delgado, 2024).	Características topográficas del río	Propiedades físicas del lecho y las márgenes del cauce, como el perfil longitudinal, pendiente y geometría transversal (Delgado, 2024).	Pendiente	%
				Longitud	m
		Características hidrológicas del río	Condiciones relacionadas al régimen de caudales, precipitaciones, periodos de retorno y variabilidad temporal del flujo en el cauce (Delgado, 2024).	Caudal máximo	m ³ /s
				Área de cuenca	ha
				Tiempo de retorno	años
				Coefficiente de Manning	...
		Características geotécnicas de los sedimentos del río	Propiedades mecánicas de los materiales del lecho, como granulometría, peso específico, y límites de consistencia (Delgado, 2024).	Granulometría	%
				Peso específico	g/cm ³
				Límites de consistencia	%
Variable dependiente: Nivel de vulnerabilidad por socavación	El nivel de vulnerabilidad por socavación local y general en el puente se refiere al grado de	Modelos numéricos	Herramientas computacionales que simulan el comportamiento del flujo de agua y el transporte de sedimentos (Tenorio & Valdera, 2020).	Modelamiento en Iber	
				Modelamiento en HEC-RAS	

local y general en el puente.	susceptibilidad estructural que presenta la infraestructura ante la acción erosiva del flujo del río en su entorno inmediato (Tenorio & Valdera, 2020).	Métodos empíricos	Ecuaciones desarrolladas a partir de datos experimentales o de campo que estiman la socavación en función de variables hidráulicas, geométricas y de sedimentos (Tenorio & Valdera, 2020).	Froehlich	
				Laursen	
				Lischtván Lebediev	
				Artamonov	
		Socavación en el emplazamiento del puente	Proceso de erosión y remoción de sedimentos en la base de los estribos o pilas (Tenorio & Valdera, 2020).	Socavación local	m
				Socavación general	m
		Capacidad hidráulica de la infraestructura del puente	Habilidad del puente para permitir el paso seguro del caudal de diseño sin causar desbordes ni generar condiciones críticas de flujo que comprometan su estabilidad (Tenorio & Valdera, 2020).	Altura de galibo	m
				Altura máxima del agua	m

CAPÍTULO III.

MARCO METODOLÓGICO

3.1. Tipo y nivel de investigación

Finalidad: Aplicada. El propósito de la investigación es resolver problemas prácticos o brindar soluciones específicas en un contexto definido, aplicando conocimientos existentes para generar impactos concretos en el ámbito social, técnico o científico (Grajales, 2000).

Temporalidad: Transversal (Sincrónica): El estudio se lleva a cabo en un momento específico del tiempo, enfocándose en recolectar y analizar datos en un único periodo, lo que permite obtener una "fotografía" del fenómeno en estudio (Grajales, 2000).

Enfoque metodológico: Cuantitativa: La investigación se basa en la recolección y análisis de datos numéricos, utilizando herramientas estadísticas y métricas para describir, explicar y predecir comportamientos o tendencias (Grajales, 2000).

Contexto donde sucede: Biblioteca, laboratorio, campo: Los datos se obtienen de diversas fuentes: (Grajales, 2000)

- Biblioteca: Investigación documental para fundamentar el marco teórico.
- Laboratorio: Análisis controlado de variables específicas.
- Campo: Observación directa y recolección de información en el entorno donde ocurre el fenómeno.

Objetivos: Descriptiva: Se busca identificar, detallar y caracterizar las propiedades, elementos y relaciones de un fenómeno sin intervenir en él, limitándose a observar y registrar (Grajales, 2000).

Fuente de datos: Mixta. Combina información de fuentes primarias (observación directa, encuestas, experimentos) y secundarias (artículos científicos, registros históricos, bases de datos) (Grajales, 2000).

Tabla 12

Tipo de investigación según los principales criterios

Criterio	Tipo de investigación
Finalidad	Aplicada
Temporalidad	Transversal (Sincrónica)
Enfoque metodológico	Cuantitativa
Contexto donde sucede	Biblioteca, laboratorio, campo
Objetivos	Descriptiva
Diseño de la prueba	No experimental
Fuente de datos	Mixta

Nota. (Grajales, 2000).

3.2. Diseño de investigación

La investigación se enmarca dentro de un diseño no experimental, de tipo aplicado, debido a que las variables hidráulicas, geotécnicas y topográficas son analizadas sin manipular deliberadamente las condiciones naturales del río Llaucano ni intervenir físicamente sobre el puente Chontabamba. El estudio se desarrolla a partir de la recopilación y análisis de datos reales obtenidos en campo, información hidrológica y características geométricas del cauce y de la estructura. Asimismo, se emplean herramientas de modelamiento numérico, como HEC-RAS e Iber, y métodos empíricos de estimación de socavación, entre ellos Lischvan-Lebediev y

Artamonov, con la finalidad de determinar y comparar el nivel de vulnerabilidad de la profundidad de socavación bajo diferentes escenarios de caudal y condiciones hidráulicas.

Ecuación del diseño de la investigación.

GE:
X1
O1
(78)

GE:
X2
O2
(79)

Donde: GE sección hidráulica del puente (claro del puente y estribos), X1 modelos numéricos, X2 métodos empíricos, O1 y O2 niveles de socavación en el puente Chontabamba (caudales para T de 100 y 500 años).

Figura 21
Diseño de investigación descriptiva



3.3. Métodos de investigación

Se empleo el método sintético-analítico, ya que inicialmente descompone el fenómeno de la socavación en sus variables fundamentales, como los caudales de diseño, características hidráulicas del flujo, propiedades geotécnicas de los sedimentos, y geometría del cauce y la estructura, permitiendo un análisis detallado de cada factor individualmente (fase analítica). Posteriormente, los resultados obtenidos de los estudios de campo, simulaciones numéricas (HEC-RAS e Iber) y cálculos empíricos (Lischtván - Lebediev y Artamonov) fue integrado de forma sistemática (fase sintética) para construir un diagnóstico integral de la magnitud y localización de la socavación en el puente Chontabamba, permitiendo comprender el comportamiento conjunto del sistema hidráulico-estructural en condiciones reales de operación (Bernal, 2016).

3.4. Población, muestra y muestreo

3.4.1. Población

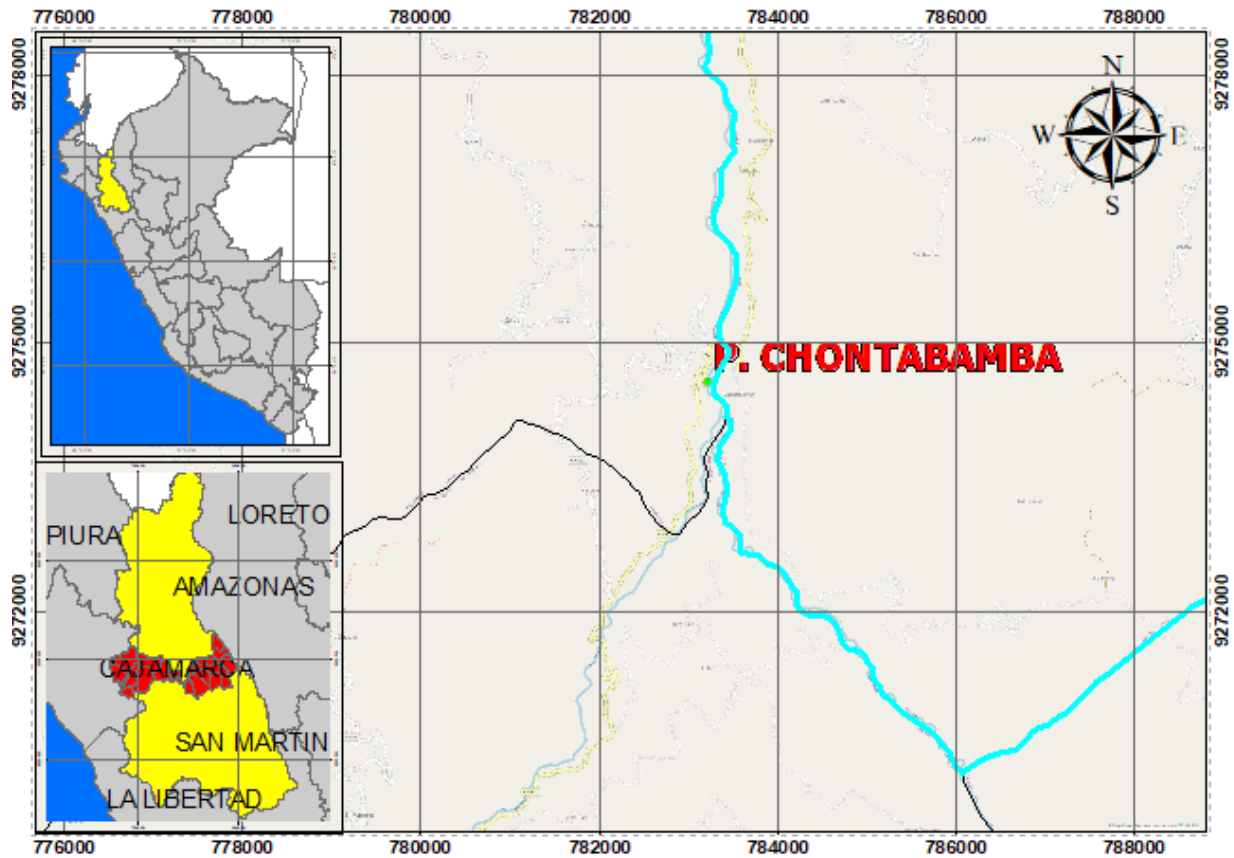
La población de la presente investigación está constituida por las infraestructuras de puentes ubicadas sobre el cauce del río Llaucano, en la provincia de Chota, departamento de Cajamarca. Sin embargo, debido a la inexistencia de registros oficiales o estudios específicos que determinen el número total de puentes construidos sobre este río, la población se considera de tipo abierta y no cuantificada formalmente.

3.4.2. Muestra

Puente Chontabamba. Su ubicación geográfica se muestra en el mapa de la Figura 22.

Figura 22

Mapa de ubicación del puente Chontabamba



3.4.3. Muestreo

El muestreo fue por conveniencia, seleccionando el puente Chontabamba, ubicado en el kilómetro 20+200.070 de la carretera PE-3N, sobre el cauce del río Llaucano, en la provincia de Chota. Este puente ha sido seleccionado como caso de estudio debido a que presenta signos actuales de socavación en sus estribos, situación que justifica la aplicación de los modelos numéricos avanzados y métodos empíricos para la evaluación de su vulnerabilidad frente a eventos hidrológicos extremos.

Ubicación del puente Chontabamba:

Departamento : Cajamarca

Provincias : Chota

Distrito : Paccha

Tabla 13

Coordenadas UTM WGS84 del puente Chontabamba en el distrito de Paccha

Coordenadas UTM WGS84, Zona 17S	
Norte	9274552
Este	783218

Nota. Google earth, 2026.

En la Figura 23 se visualiza una vista general del puente Chontabamba, en la que se evidencia que la estructura se encuentra actualmente en operatividad. Si bien en el momento del registro fotográfico no se observa la presencia de vehículos transitando, se aprecia que el tablero y los accesos del puente se encuentran en condiciones adecuadas de transitabilidad, sin obstrucciones ni elementos que impidan su uso. Esto evidencia que la estructura continúa habilitada para la circulación vehicular y peatonal, prestando servicio a la población del sector.

Figura 23

Vista del puente Chontabamba ubicado sobre el rio Llaucano en km 20+200.070



3.5. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

3.5.1. Técnicas de recolección de los datos

Observación in situ para el levantamiento topográfico. Consistirá en realizar mediciones directas del perfil longitudinal y de las secciones transversales del cauce en el área de influencia del puente Chontabamba. Esta técnica permitirá obtener información de la geometría del cauce, la posición de los estribos y las condiciones actuales del lecho, información indispensable para alimentar los modelos numéricos de simulación hidráulica.

Revisión documental de datos hidrológicos. Implicará la recopilación y análisis de registros históricos de precipitación aportados por el Servicio Nacional de Meteorología e

Hidrología (SENAMHI). Estos datos serán procesados estadísticamente para estimar los caudales de diseño correspondientes a los periodos de retorno de 100 y 500 años, los cuales servirán de base para las simulaciones hidráulicas y el cálculo de la socavación.

Ensayos de mecánica de suelos. Se aplicarán a las muestras de sedimentos recolectadas durante el trabajo de campo mediante calicatas en el lecho del río. Los análisis de laboratorio determinarán parámetros granulométricos, peso específico, fundamentales para la caracterización geotécnica de los sedimentos y para la aplicación de los métodos empíricos de socavación.

Modelación hidráulica. Se desarrollará mediante la construcción de modelos computacionales que simulen el comportamiento del flujo del río Llaucano en el emplazamiento del puente. Utilizando los programas HEC-RAS v6.3.0 para simulación unidimensional y Iber v3.3.1 para simulación bidimensional, se representarán los perfiles de flujo, las velocidades, los niveles de agua y las zonas potenciales de erosión.

Cálculo de socavación empírica. Se efectuó aplicando las fórmulas propuestas por Lischtván - Lebediev y Artamonov. Estas ecuaciones utilizarán los parámetros hidráulicos, topográficos y geotécnicos obtenidos en el trabajo de campo, permitiendo estimar las profundidades de socavación en los estribos del puente.

3.5.2. Instrumentos para la recolección de los datos

Cuaderno de campo. Se utilizó para registrar de manera sistemática las observaciones, mediciones topográficas, características físicas del cauce y cualquier incidencia observada durante la ejecución de las inspecciones y levantamientos en el sitio de estudio.

Base de datos de precipitación históricos del SENAMHI. Proporciono los registros oficiales de precipitación, los cuales serán procesados estadísticamente para determinar los caudales máximos de diseño requeridos para los análisis hidráulicos y de socavación.

Formatos de ensayos de mecánica de suelos. Permitiendo documentar los resultados de laboratorio sobre granulometría, peso específico, ángulo de fricción y cohesión de los sedimentos, asegurando el registro estructurado de los parámetros geotécnicos necesarios para el cálculo de la socavación.

Modelo en software HEC-RAS v6.3.0 y software Iber v3.3.1. Constituirá el soporte computacional principal para la modelación hidráulica del río Llaucano, permitiendo simular los perfiles de flujo y las condiciones de erosión en las inmediaciones del puente Chontabamba bajo los escenarios de caudales de diseño.

Modelo con ecuaciones de Lischtván - Lebediev y Artamonov. Será implementado para estimar las profundidades de socavación de manera complementaria a los modelos numéricos, permitiendo comparar y validar los resultados obtenidos mediante enfoques distintos pero complementarios.

3.6. Técnicas de procesamiento y análisis de datos

3.6.1. *Procesamiento y análisis de cuencas hidrográficas*

Para la delimitación y análisis de las cuencas hidrográficas correspondientes al área de estudio se empleó el software ArcGIS 10.8. Se siguieron los pasos correspondientes para la delimitación y determinación de la red hidrográfica, así como los parámetros morfométricos de cada cuenca. Primeramente, se procesó la topografía haciendo uso de las cartas nacionales 14f y 14g,

determinándose el Modelo de Elevación Digital (DEM). Posteriormente se obtuvo la red hídrica, el mapa de pendientes, el mapa de vegetación y uso de suelos.

- **Delimitación de la cuenca.** La cuenca se ha delimitado haciendo uso de la topografía de las cartas nacionales 14-f y 14-g. A partir de las curvas de nivel se elaboró el modelo de elevación digital (DEM) para luego delimitar la cuenca y determinar el sistema la red hídrica. En las Figura 24,25 y 26, se muestran el DEM y la delimitación de la cuenca respectivamente; el mapa de pendientes se muestra en la Figura 27, donde se puede observar que la pendiente máxima es de 385.67%.

Figura 24

Vista satelital de la cuenca delimitada, en el punto de aforo se ubica el puente Chontabamba

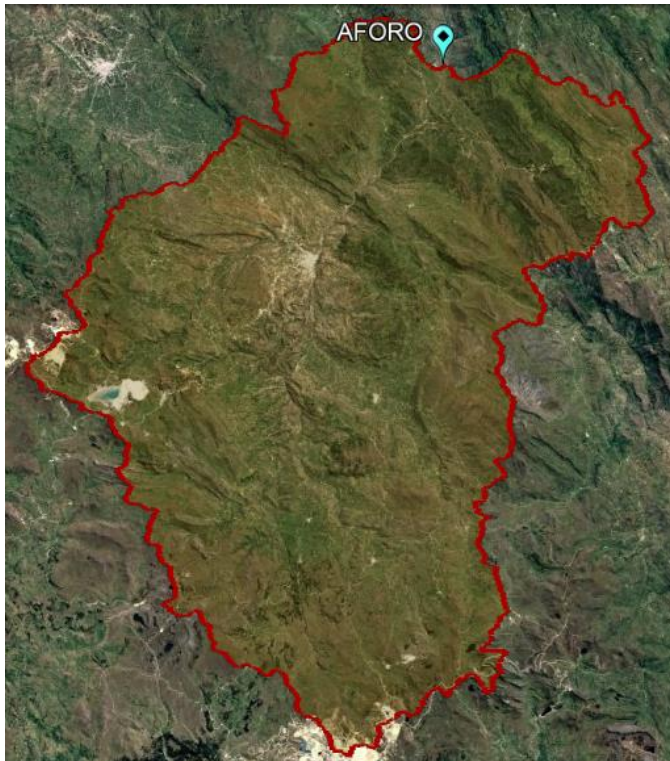


Figura 25

Modelo de elevación digital (DEM) de la cuenca puente Chontabamba

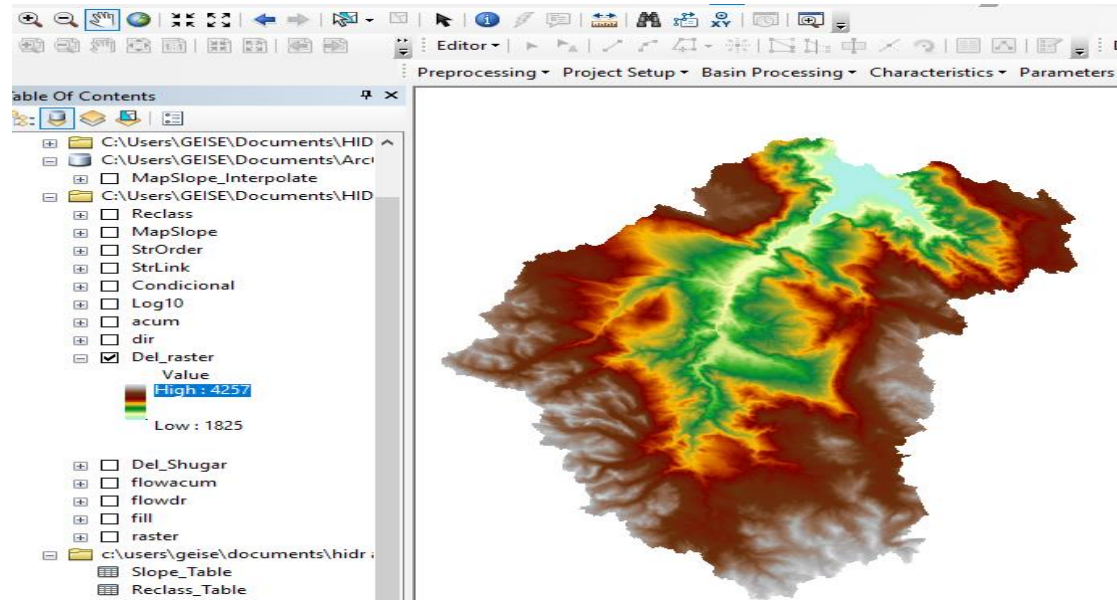


Figura 26

Delimitación de la cuenca y red hídrica

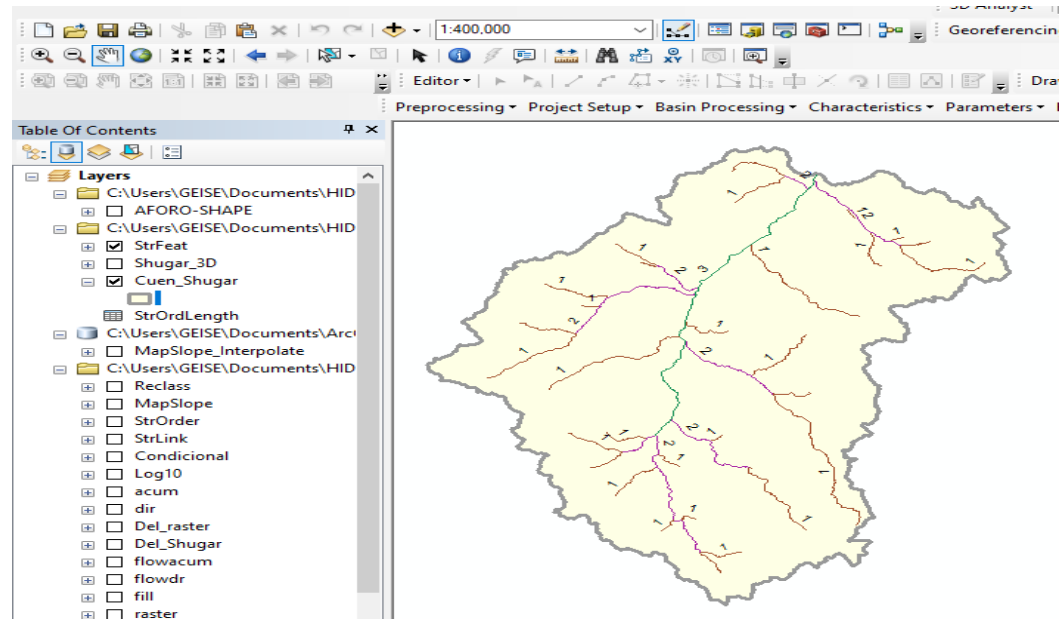
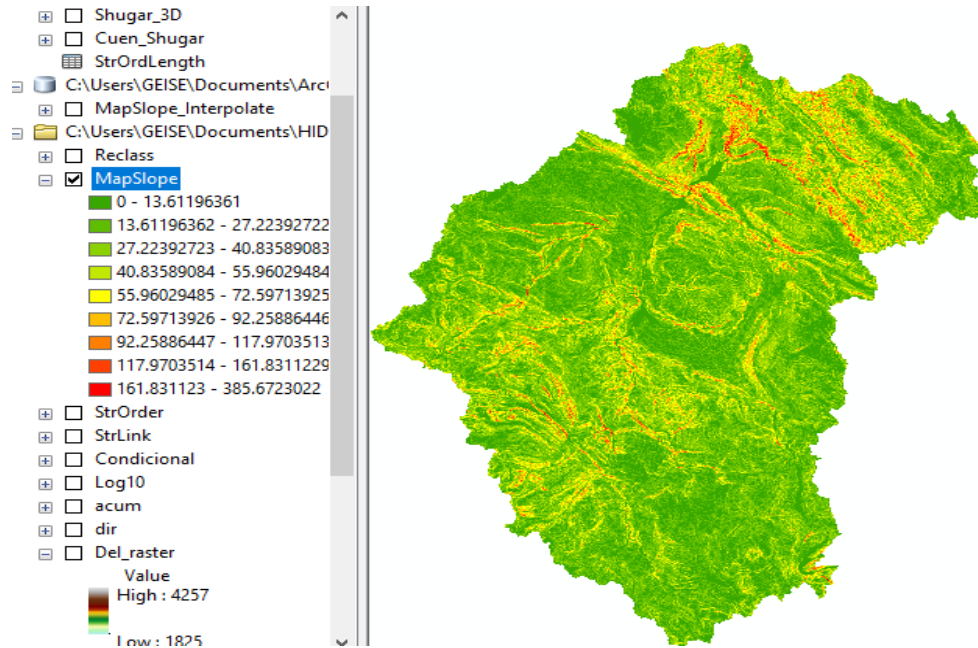


Figura 27

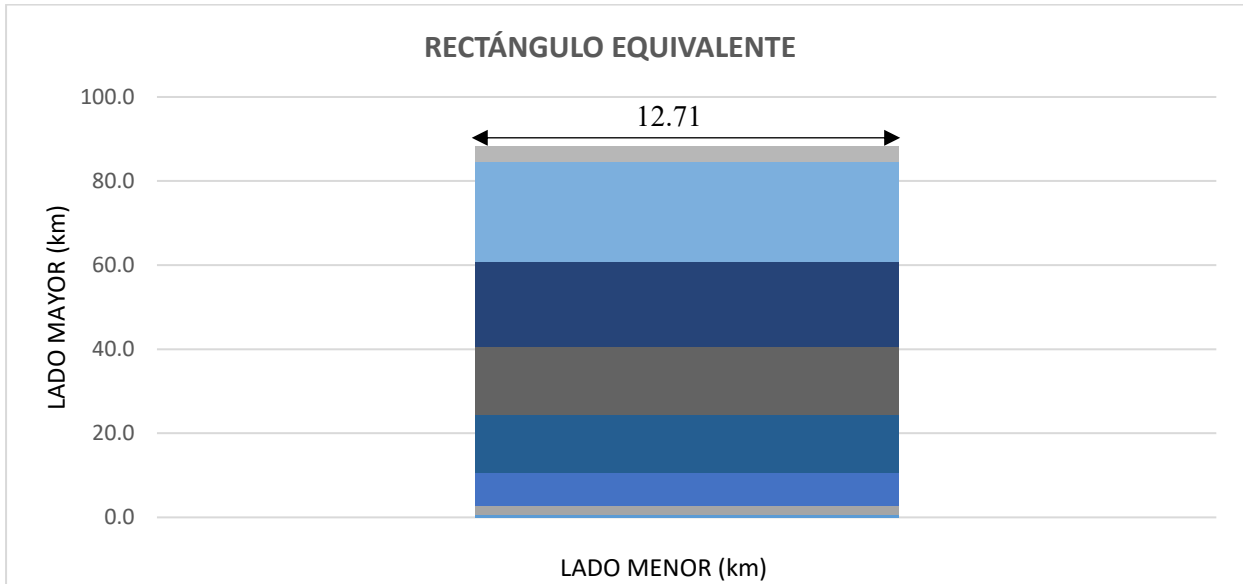
Mapa de pendiente de la cuenca del río Llaucano



- **Parámetros morfométricos de la cuenca.** Los parámetros geomorfológicos de cuenca se han determinado siguiendo los procedimientos correspondientes y haciendo uso de programa ArcGIS 10.8 y hojas de cálculo; En las Figuras 28 y 29 se muestran el rectángulo equivalente y la curva hipsométrica de la cuenca respectivamente. En la Tabla 14 se muestra un resumen de los parámetros físicos, parámetros de forma, hidrográficos y de relieve, los cuales permiten caracterizar y clasificar la cuenca de estudio.

Figura 28

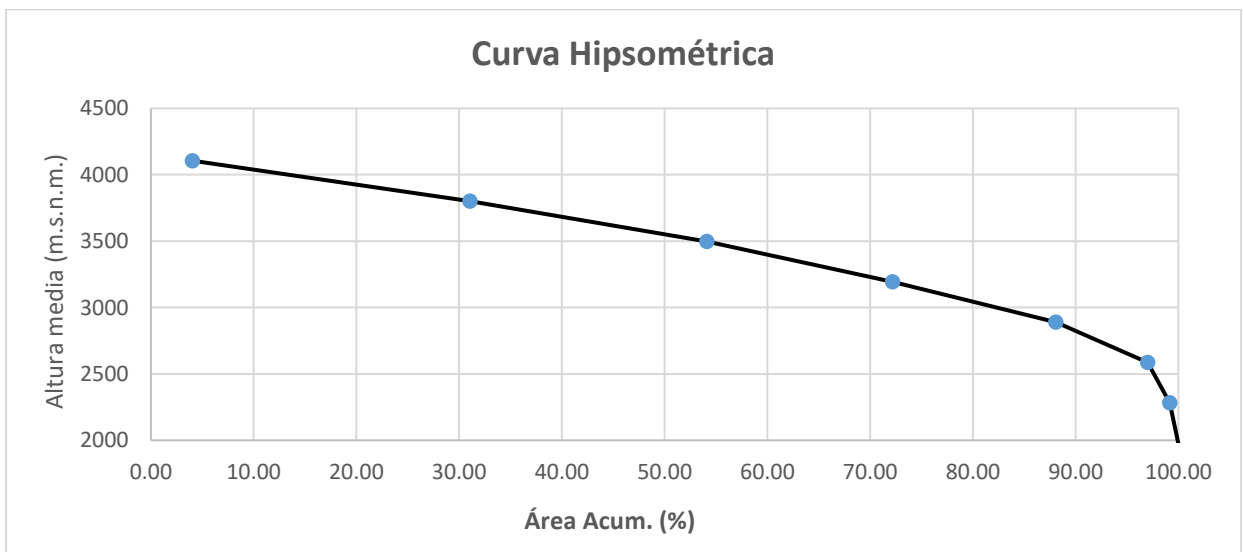
Rectángulo equivalente



Nota. Dimensiones del rectángulo equivalente: I = 12.71 km y L= 88.22 km

Figura 29

Rectángulo equivalente de la cuenca



Nota. La forma de curva indica que la cuenca está en fase de juventud.

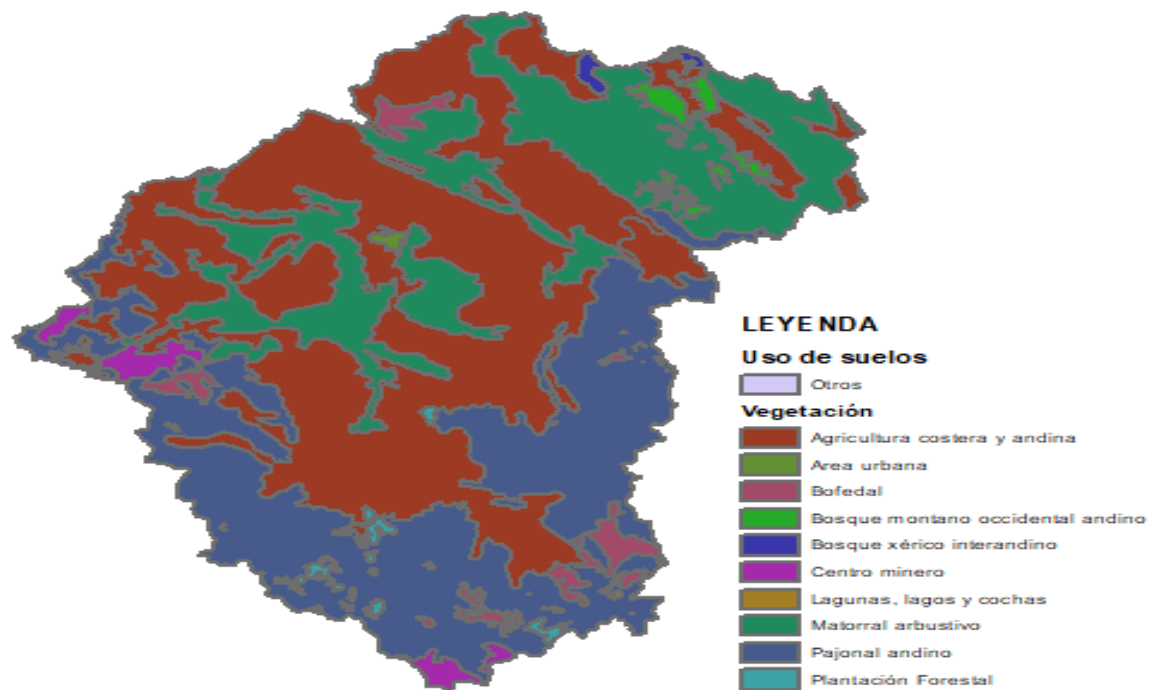
Tabla 14*Parámetros morfométricos de la cuenca del río Llaucano*

Parámetros	Valor	Clasificación
Área (km ²)	1121.41	Cuenca grande
Perímetro (km)	201.8	
Longitud de la cuenca (km)	49.7	
Ancho de la cuenca (km)	22.56	
Orden de ríos	3	Orden 3
Factor de forma	0.45	Alargada
Índice de Gravelius	1.7	Oblonga alargada
Pendiente media de la cuenca (%)	30.42	
Altura media (m.s.n.m.)	3302.22	
Coefficiente orográfico	0.0097	Relieve plano / bajo
Longitud del cauce principal (km)	35.94	
Pendiente media del cauce principal (%)	6.77	Pronunciada
Densidad de drenaje	0.23	Muy Pobre / Alta Infiltración
Relación de confluencias	1.78	Baja Ramificación

- **Cobertura vegetal y uso de suelos.** Del área total de la cuenca, la agricultura costera y andina ocupa el 45.99% del suelo, seguido por los matorrales arbustivos que ocupan el 42.17%, mientras que el resto de vegetación ocupa la pequeña parte de suelo sobrante. En la Figura N° 30 se muestra el mapa de uso de suelos de la cuenca.

Figura 30

Mapa de uso de suelos de la cuenca



3.6.2. *Procesamiento y análisis de datos hidrológicos*

- **Precipitaciones máximas históricas.** Para el estudio hidrológico se ha elegido la estación meteorológica “Quebrada Shugar”, cuya ubicación geográfica se muestra en la Tabla 15. Las precipitaciones históricas máximas, desde 1989 hasta el 2024, se presentan en la Tabla 16.

Tabla 15

Ubicación de la estación meteorológica Quebrada Shugar dentro de la cuenca del rio Llaucano

Estación meteorológica Quebrada Shugar	
Ubicación	Bambamarca
Latitud	6°41'16" S
Longitud	78°27'25" W

Altitud	3292 msnm.
Código	100113

Tabla 16

Precipitaciones máximas de 24 h de la estación Quebrada Shugar

Precipitación máxima de 24 h (mm)													
Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Pmax
1989	11.9	SD	24.8	15.0	4.8	13.6	8.2	0.0	11.4	16.6	24.5	14.1	24.8
1990	8.6	SD	3.0	46.5	14.0	10.0	4.9	3.4	7.1	21.8	24.1	12.4	46.5
1991	20.9	SD	12.6	19.0	10.9	7.4	16.5	0.0	9.4	8.8	12.5	20.8	20.9
1992	9.0	20.9	25.8	13.5	10.2	21.0	6.1	10.2	21.7	33.7	11.5	13.5	33.7
1993	20.2	9.6	23.4	23.9	20.2	3.5	0.0	9.2	9.9	12.8	23.2	12.7	23.9
1994	11.2	SD	9.8	14.1	7.1	15.0	1.2	1.7	16.7	12.8	19.6	20.7	20.7
1995	12.7	SD	13.1	8.5	18.5	8.7	12.1	0.0	9.2	16.1	15.0	33.1	33.1
1996	14.9	20.5	24.5	23.7	6.8	7.0	3.0	9.1	7.5	10.3	6.4	8.3	24.5
1997	11.1	SD	21.8	29.1	5.0	10.6	0.0	9.9	10.2	10.1	31.2	14.5	31.2
1998	22.9	SD	24.1	30.0	15.1	2.6	0.0	2.4	35.3	29.9	11.0	25.8	35.3
1999	30.3	38.7	22.7	16.3	41.1	23.5	5.7	SD	10.2	SD	22.2	15.8	41.1
2000	11.7	29.8	24.5	13.3	24.2	14.4	8.7	3.6	11.0	9.9	35.8	27.8	35.8

2001	17.2	10.9	24.3	10.9	8.6	2.4	2.0	0.3	12.9	SD	24.3	19.5	24.3
2002	14.4	21.7	25.7	28.0	20.9	1.6	8.1	0.3	15.4	37.2	21.5	28.5	37.2
2003	34.9	34.3	21.0	18.4	11.4	14.9	0.6	14.7	15.4	15.0	21.8	19.4	34.9
2004	21.2	17.7	11.2	17.4	17.4	23.2	18.2	8.9	14.0	24.4	17.8	29.8	29.8
2005	14.2	27.4	26.5	37.6	4.7	1.6	3.6	2.0	8.4	28.4	23.3	25.2	37.6
2006	21.9	26.2	23.0	17.8	2.1	SD	8.6	1.5	20.5	21.9	17.4	23.6	26.2
2007	18.5	11.5	17.9	22.9	7.6	1.0	7.9	25.1	18.5	18.2	20.9	14.8	25.1
2008	27.7	30.0	17.0	14.1	13.2	4.8	1.7	7.5	17.3	19.6	19.0	12.7	30
2009	29.0	13.4	11.7	13.6	18.0	15.0	7.7	2.2	13.2	22.4	17.7	18.5	29
2010	15.1	31.2	24.0	23.6	27.2	11.4	7.8	1.7	18.6	7.5	19.7	20.2	31.2
2011	16.4	11.3	30.2	27.5	12.9	13.9	5.2	4.1	22.3	15.0	16.0	25.4	30.2
2012	40.4	50.3	20.0	15.6	13.2	7.3	0.5	5.7	16.3	12.6	23.0	23.7	50.3
2013	20.6	12.5	33.8	24.7	30.9	3.4	14.5	21.4	3.5	23.5	8.5	33.9	33.9
2014	27.8	23.0	34.7	16.9	24.0	1.9	9.2	7.5	10.4	10.9	13.1	17.1	34.7
2015	18.1	SD	47.6	SD	SD	SD	3.8	18.3	3.0	14.4	15.0	22.3	47.6
2016	19.4	32.0		15.3	6.4	11.0	SD	2.0	16.0	SD	15.2	18.0	32
2017	44.5	21.8	37.5	16.5	18.0	9.8	1.3	14.0	12.7	25.7	18.9	10.4	44.5
2018	28.5	23.0	15.7	16.3	14.2	12.8	10.0	4.0	11.4	21.3	18.1	17.8	28.5

2019	20.7	26.4	34.5	13.8	30.1	10.4	8.8	2.1	11.8	20.5	12.3	24.6	34.5
2020	17.0	12.6	26.2	13.5	10.8	14.4	19.7	11.1	24.9	9.4	19.0	32.7	32.7
2021	18.7	17.9	25.6	12.1	11.6	11.4	3.3	8.9	8.8	54.9	33.0	41.9	54.9
2022	21.6	64.6	40.8	22.9	6.2	30.1	2.3	14.6	10.2	21.0	9.1	14.6	64.6
2023	34.2	22.5	21.0	13.0	17.9	8.3	3.4	3.5	9.6	21.6	23.0	25.9	34.2
2024	23.1	20.8	26.9	32.2	11.6	9.9	0.3	2.4	10.4	47.0	15.7	47.0	47

- **Análisis de datos dudosos.** Se calculó los parámetros estadísticos de las precipitaciones máximas de 24 h, los cuáles se muestran en la Tabla 17; luego se determinó la precipitación mínima y máxima admisible para verificar que las precipitaciones de la estación estudiada estén dentro del rango de valores.

Tabla 17

Parámetros estadísticos de precipitaciones pluviales

Parámetros estadísticos	Pmax	Log(Pmax)
Número de datos (N)	36	36
Sumatoria	1246.40	54.87
Valor mínimo	20.70	1.32
Valor máximo	64.60	1.81
Media	34.62	1.52
Varianza	94.59	0.01
Desviación estándar	9.73	0.11
Coeficiente de variación	0.28	0.08
Coeficiente de sesgo	1.13	0.40

✓ Prueba para datos dudosos bajos

$$n = 36$$

$$K_n = 2.365$$

$$X_L = 1.295$$

$$\text{Precipitación mínima aceptable } (P_L) = 16.64$$

✓ Prueba para datos dudosos altos

$$n = 36$$

$$K_n = 2.365$$

$$X_H = 1.827$$

$$\text{Precipitación máxima aceptable } (P_H) = 67.14$$

Las precipitaciones máximas históricas correspondientes a 24 h se muestran gráficamente en la Figura N° 31, donde se observa que no pasan los límites permisibles superior e inferior obtenidos del análisis de datos dudosos. Por lo tanto, los datos pluviales máximos de la estación meteorológica son consistentes, y como tratamiento final se procede a transferirlos a la altura media de la cuenca para tener una mejor distribución representativa de precipitaciones (Tabla 18).

Figura 31

Vista gráfica de precipitaciones máximas históricas de 24 h

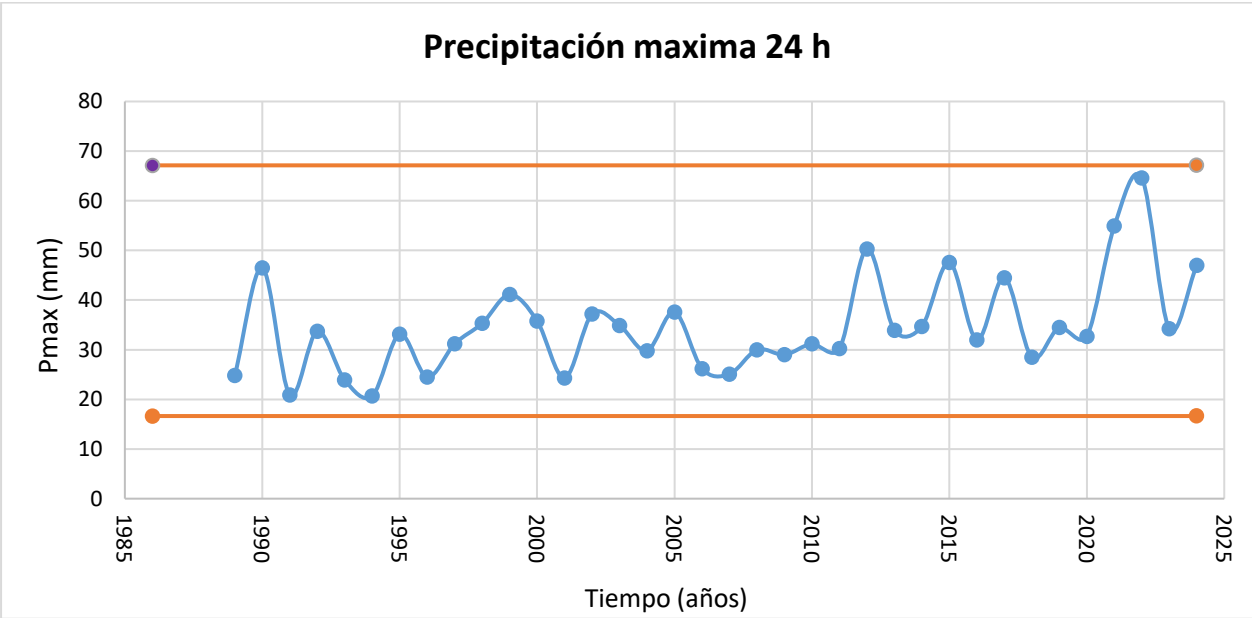


Tabla 18

Precipitaciones máximas históricas para la cuenca del rio Llaucano

Precipitación 24 h	
Año	Pmax
1989	24.7
1990	46.4
1991	20.8
1992	33.6
1993	23.8
1994	20.6

1995	33.0
1996	24.4
1997	31.1
1998	35.2
1999	41.0
2000	35.7
2001	24.2
2002	37.1
2003	34.8
2004	29.7
2005	37.5
2006	26.1
2007	25.0
2008	29.9
2009	28.9
2010	31.1
2011	30.1
2012	50.1
2013	33.8
2014	34.6
2015	47.5
2016	31.9

2017	44.4
2018	28.4
2019	34.4
2020	32.6
2021	54.7
2022	64.4
2023	34.1
2024	46.9

- **Distribución probabilística y curvas IDF.** Los datos de precipitaciones máxima de 24 horas para la cuenca se analizaron mediante las distribuciones teóricas de probabilidad de Gauss, LogPearson tipo III y Gumbel, los mismos que fueron ajustados por prueba de bondad de ajuste Kolmogórov-Smirnov, tal como se muestra en la Tabla 19, donde se calculó el delta teórico máximo (Δ_{max}) para cada distribución y se verificó que sea menor que el delta tabular (Δ_o), determinando que la distribución de mejor ajuste es la de LogPearson tipo III, ya que su Δ_{max} es menor al Δ_{max} de las otras distribuciones.

Tabla 19

Ajuste de distribución de precipitaciones máximas

Pmax	Weibull	Gaussiana		LogPearson Tipo III		Gumbel	
X	P(x)	F(X)	F(X)-P(X)	F(X)	F(X)-P(X)	F(X)	F(X)-P(X)
20.64	3.027	0.0761	0.0491	0.022	0.006	0.03	0.003

20.84	3.037	0.0791	0.0251	0.024	0.03	0.032	0.022
23.83	3.171	0.1351	0.0541	0.092	0.011	0.099	0.018
24.22	3.187	0.1443	0.0362	0.105	0.003	0.112	0.004
24.42	3.196	0.149	0.0139	0.112	0.023	0.118	0.017
24.72	3.208	0.1563	0.0059	0.123	0.039	0.129	0.034
25.02	3.22	0.1638	0.0254	0.134	0.055	0.139	0.05
26.12	3.263	0.1933	0.023	0.179	0.037	0.182	0.034
28.41	3.347	0.2645	0.0213	0.287	0.043	0.284	0.041
28.91	3.364	0.2816	0.0113	0.311	0.041	0.308	0.037
29.71	3.391	0.31	0.0127	0.351	0.054	0.346	0.049
29.91	3.398	0.3173	0.007	0.361	0.037	0.356	0.032
30.11	3.405	0.3247	0.0267	0.371	0.02	0.366	0.014
31.1	3.437	0.3625	0.0159	0.421	0.042	0.414	0.036
31.1	3.437	0.3625	0.0429	0.421	0.015	0.414	0.009
31.9	3.463	0.3937	0.0387	0.46	0.027	0.452	0.02
32.6	3.484	0.4217	0.0378	0.493	0.033	0.485	0.026
33	3.496	0.4378	0.0487	0.511	0.025	0.503	0.017
33.6	3.514	0.4622	0.0513	0.538	0.025	0.53	0.017
33.8	3.52	0.4704	0.0701	0.547	0.007	0.539	0.001
34.09	3.529	0.4827	0.0849	0.56	0.007	0.552	0.015
34.39	3.538	0.495	0.0996	0.573	0.022	0.565	0.029
34.59	3.544	0.5032	0.1184	0.581	0.04	0.574	0.048
34.79	3.549	0.5114	0.1373	0.59	0.059	0.582	0.067
35.19	3.561	0.5278	0.1479	0.606	0.07	0.598	0.077

35.69	3.575	0.5482	0.1545	0.626	0.077	0.618	0.084
37.08	3.613	0.6045	0.1252	0.677	0.053	0.671	0.059
37.48	3.624	0.6203	0.1365	0.691	0.066	0.684	0.072
40.97	3.713	0.7473	0.0365	0.791	0.007	0.787	0.004
44.36	3.792	0.8451	0.0343	0.86	0.049	0.858	0.048
46.36	3.836	0.889	0.0512	0.889	0.052	0.889	0.052
46.85	3.847	0.8984	0.0336	0.896	0.031	0.896	0.031
47.45	3.86	0.909	0.0171	0.903	0.011	0.904	0.012
50.14	3.915	0.9465	0.0276	0.93	0.011	0.931	0.013
54.73	4.002	0.9815	0.0355	0.96	0.014	0.962	0.016
64.4	4.165	0.999	0.026	0.987	0.014	0.989	0.016
			$\Delta_{\max} = 0.1545$	$\Delta_{\max} = 0.0770$	$\Delta_{\max} = 0.0844$		
			$\Delta_o = 0.2267$	$\Delta_o = 0.226$	$\Delta_o = 0.2267$		

La primera aproximación a la realidad de las precipitaciones máximas se realizó mediante la aplicación de las distribuciones teóricas Normal, LogPearson Tipo III y Gumbel para diferentes periodos de retorno, tal como se muestra en la Tabla 20. Luego se corrigieron multiplicando por el factor de 1.13 (Tabla 21), usado para ajustar los sesgos de subestimación de mediciones diarias que se registran en las estaciones meteorológicas.

Tabla 20

Distribuciones probables de precipitaciones máximas para diferentes periodos de retorno

T	$P(X \leq XT)$	Normal	LogPerson Tipo III	Gumbel
---	----------------	--------	--------------------	--------

		K_T	X_T	K_T	X_T	K_T	X_T
2	0.5	0.0000	34.5151	-0.1814	31.7670	-0.1642	31.7670
5	0.8	0.8416	42.6751	0.7373	40.4956	0.7195	40.4956
10	0.9	1.2816	46.9406	1.3338	47.4098	1.3046	47.4098
25	0.96	1.7507	51.4891	2.0667	57.5414	2.0439	57.5414
50	0.98	2.0537	54.4275	2.5966	66.1907	2.5923	66.1907
100	0.99	2.3263	57.0705	3.1130	75.8691	3.1367	75.8691
500	0.998	2.8782	62.4207	4.2798	103.2690	4.3947	103.2690

Tabla 21

Precipitaciones históricas máximas de 24 h corregidas para diferentes periodos de retorno

T	Normal	LogPerson Tipo III	Gumbel
	X_T	X_T	X_T
2	39.00	35.90	37.20
5	48.22	45.76	46.88
10	53.04	53.57	53.30
25	58.18	65.02	61.40
50	61.50	74.80	67.40

100	64.49	85.73	73.37
500	70.54	116.69	87.15

Para determinar las intensidades máximas de lluvia, se eligen los valores de precipitación esperados y corregidos correspondientes a la distribución teórica de probabilidad LogPerson Tipo III, por ser de la de mejor ajuste. Las intensidades se calcularon para diferentes duraciones (dentro del rango de 24 horas) y distintos periodos de retorno, tal como se muestra en la Tabla 22.

Tabla 22

Intensidades máximas de lluvia (mm/h) para un periodo de 24 horas

Tiempo de duración (h)	Tiempo (min)	Periodo de retorno en años (T)						
		T=2	T=5	T=10	T=25	T=50	T=100	T=500
24	1440	1.50	1.91	2.23	2.71	3.12	3.57	4.86
18	1080	1.79	2.29	2.68	3.25	3.74	4.29	5.83
12	720	2.36	3.01	3.53	4.28	4.92	5.64	7.68
8	480	2.87	3.66	4.29	5.20	5.98	6.86	9.34
6	360	3.35	4.27	5.00	6.07	6.98	8.00	10.89
5	300	3.59	4.58	5.36	6.50	7.48	8.57	11.67
4	240	3.95	5.03	5.89	7.15	8.23	9.43	12.84
3	180	4.55	5.80	6.79	8.24	9.47	10.86	14.78
2	120	5.56	7.09	8.30	10.08	11.59	13.29	18.09

1	60	8.97	11.44	13.39	16.26	18.70	21.43	29.17
0.5	30	27.28	34.77	40.71	49.41	56.83	65.14	88.67
0.25	15	45.87	58.48	68.46	83.09	95.58	109.56	149.12
0.17	10	62.17	79.25	92.78	112.60	129.53	148.47	202.09

La ecuación de intensidades máximas se obtiene al realizar el análisis de regresión potencial, donde se calculan lo coeficiente “K” y los exponentes “m” y “n”. Basándose en dicha ecuación, se calculan indirectamente las curvas de intensidad – duración – frecuencia (IDF), que es un elemento de diseño que relaciona la intensidad de la lluvia, la duración de ésta y la frecuencia con la que puede ocurrir. La ecuación definida es la siguiente:

$$I_{max} = \frac{256.9186 \cdot T^{0.2113}}{t^{0.7521}}$$

Después del tratamiento de análisis de regresión potencial, se obtienen nuevos valores de intensidades máximas para diferentes duraciones y frecuencias, tal como se muestra en la Tabla 23 y gráficamente en la Figura N° 32.

Tabla 23

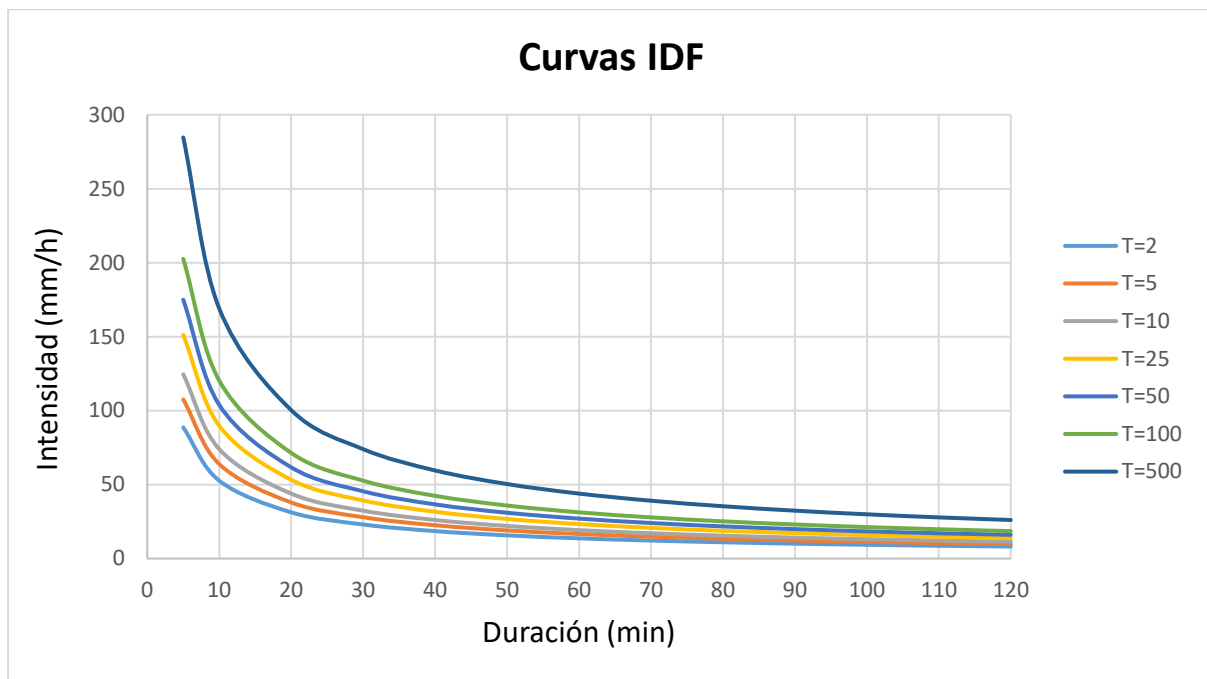
Datos para las curvas de Intensidad – Duración – Frecuencia (IDF)

Tabla de intensidad - duración - frecuencia							
Duración (min)	Frecuencia T (años)						
	T=2	T=5	T=10	T=25	T=50	T=100	T=500
5	88.65	107.59	124.56	151.16	175.00	202.60	284.66

10	52.63	63.88	73.95	89.75	103.90	120.29	169.01
20	31.25	37.93	43.91	53.29	61.69	71.42	100.35
30	23.04	27.96	32.37	39.28	45.47	52.65	73.97
40	18.55	22.52	26.07	31.64	36.63	42.40	59.58
50	15.69	19.04	22.04	26.75	30.97	35.85	50.37
60	13.68	16.60	19.22	23.32	27.00	31.26	43.92
70	12.18	14.78	17.11	20.77	24.04	27.84	39.11
80	11.02	13.37	15.48	18.78	21.75	25.18	35.37
90	10.08	12.24	14.17	17.19	19.90	23.04	32.37
100	9.31	11.30	13.09	15.88	18.39	21.29	29.91
110	8.67	10.52	12.18	14.78	17.11	19.81	27.84
120	8.12	9.86	11.41	13.85	16.03	18.56	26.08

Figura 32

Vista gráfica curvas de intensidad – duración – frecuencia de la cuenca Puente Chontabamba



- **Determinación de hietogramas.** Mediante el método de bloque alterno se determinaron los hietogramas para 100 y 500 años de periodo de retorno. En la tabla 24 y 25 se muestra los datos calculados para los hietogramas respectivos, mientras que en la Figura N° 33 y Figura N° 34 se presentan gráficamente los mismos.

Tabla 24

Tabulación del hietograma por el método de bloques alternos, T=100 años

Duración (min)	Intensidad (mm/h)	Precipitación acumulada (mm)	Precipitación Incremental (mm)	Intervalo de tiempo (min)	Precipitación (mm)
60	31.27	31.27	31.27	0 - 60	0.75
120	18.57	37.14	5.87	60 - 120	0.80

180	13.69	41.07	3.93	120 - 180	0.86
240	11.03	44.11	3.04	180 - 240	0.94
300	9.32	46.62	2.51	240 - 300	1.04
360	8.13	48.77	2.16	300 - 360	1.16
420	7.24	50.67	1.90	360 - 420	1.32
480	6.55	52.38	1.71	420 - 480	1.55
540	5.99	53.93	1.55	480 - 540	1.90
600	5.54	55.36	1.43	540 - 600	2.51
660	5.15	56.68	1.32	600 - 660	3.93
720	4.83	57.92	1.24	660 - 720	31.27
780	4.54	59.08	1.16	720 - 780	5.87
840	4.30	60.18	1.10	780 - 840	3.04
900	4.08	61.22	1.04	840 - 900	2.16
960	3.89	62.20	0.99	900 - 960	1.71
1020	3.71	63.15	0.94	960 - 1020	1.43
1080	3.56	64.05	0.90	1020 - 1080	1.24
1140	3.42	64.91	0.86	1080 - 1140	1.10
1200	3.29	65.74	0.83	1140 - 1200	0.99
1260	3.17	66.54	0.80	1200 - 1260	0.90
1320	3.06	67.32	0.77	1260 - 1320	0.83
1380	2.96	68.06	0.75	1320 - 1380	0.77
1440	2.87	68.78	0.72	1380 - 1440	0.72

Figura 33

Vista gráfica del hietograma para $T = 100$ años

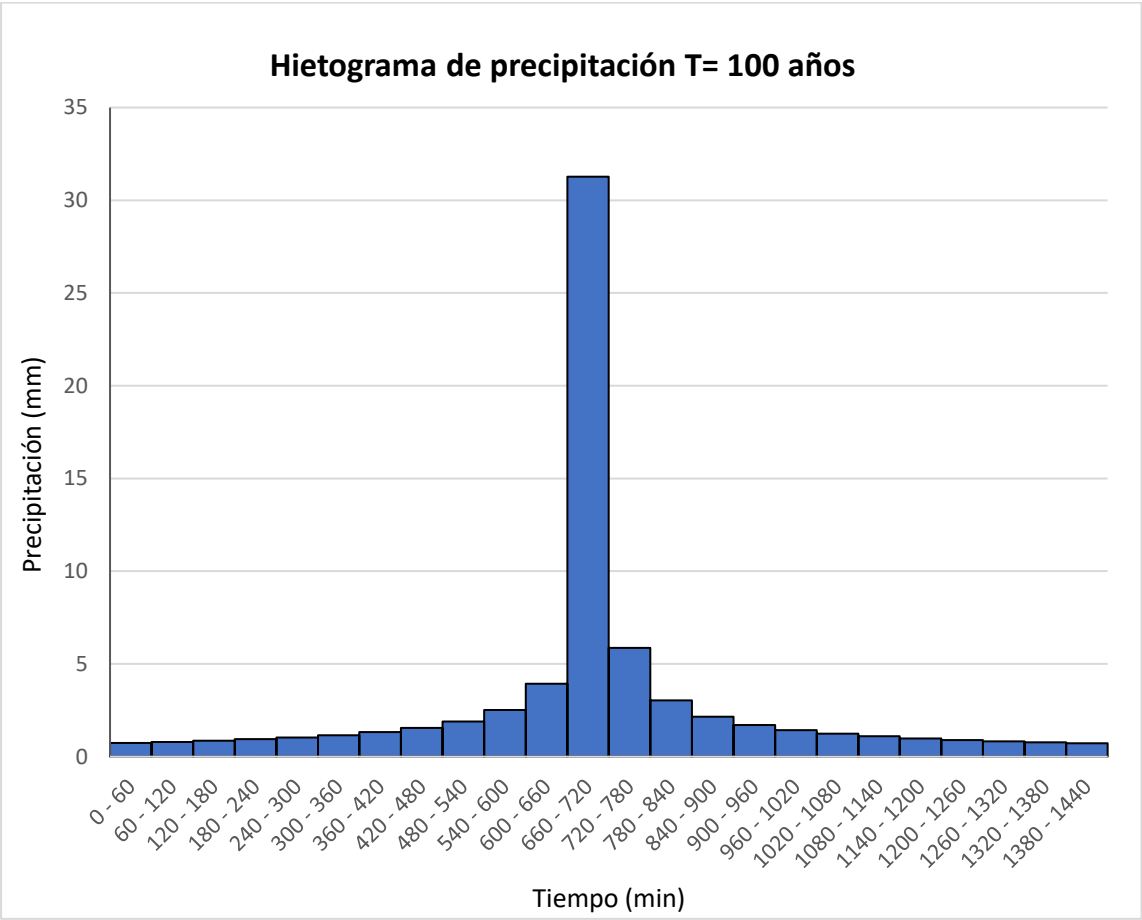


Tabla 25

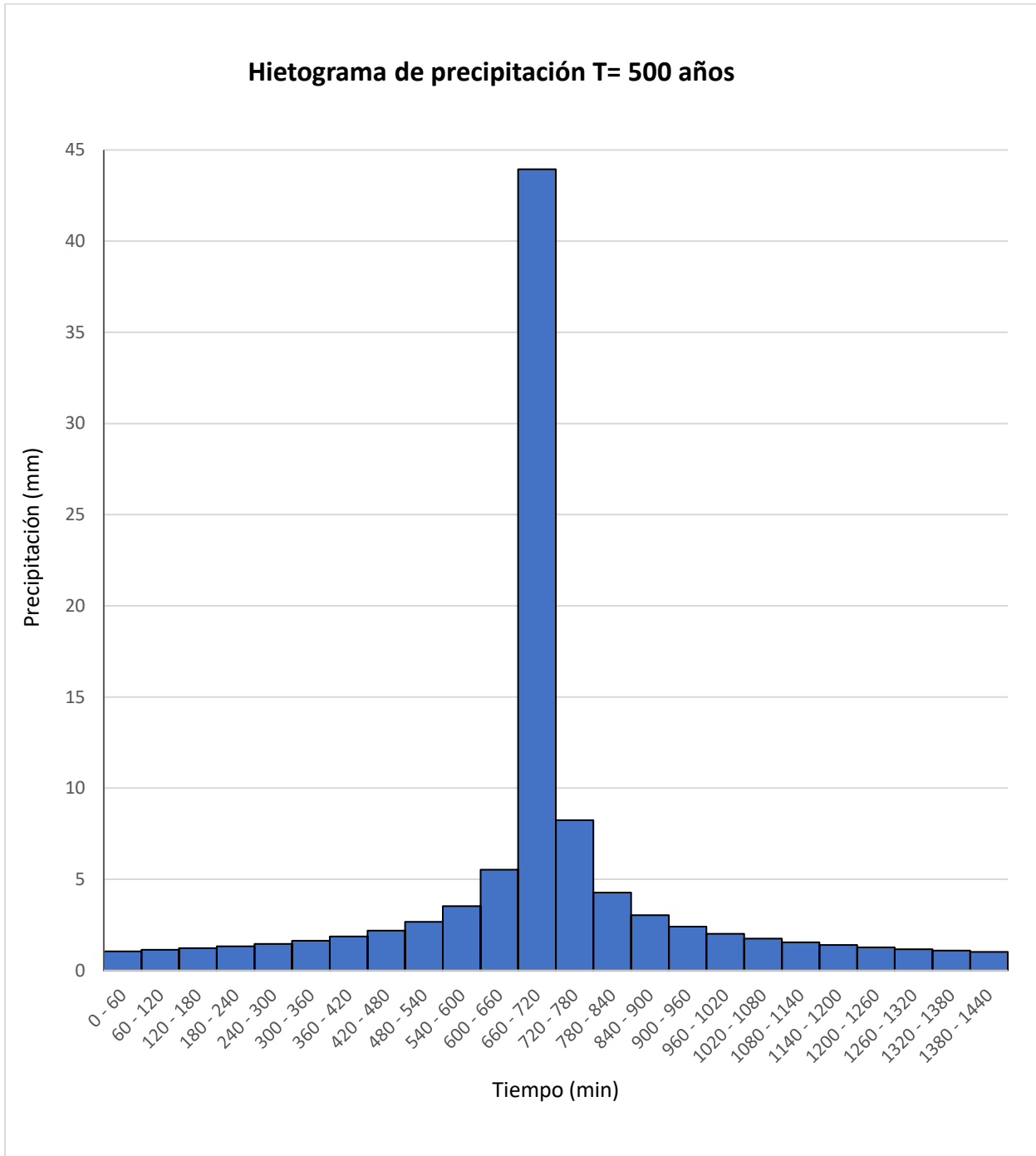
Tabulación del hietograma por el método de bloques alternos, $T=500$ años

Duración	Intensidad	Precipitación	Precipitación	Intervalo	Precipitación
(min)	(mm/h)	acumulada	Incremental	de tiempo	(mm)
		(mm)	(mm)	(min)	
60	43.94	43.94	43.94	0 - 60	1.05

120	26.09	52.18	8.24	60 - 120	1.12
180	19.23	57.70	5.52	120 - 180	1.21
240	15.49	61.97	4.27	180 - 240	1.32
300	13.10	65.50	3.53	240 - 300	1.46
360	11.42	68.53	3.03	300 - 360	1.63
420	10.17	71.20	2.67	360 - 420	1.86
480	9.20	73.59	2.40	420 - 480	2.18
540	8.42	75.78	2.18	480 - 540	2.67
600	7.78	77.78	2.01	540 - 600	3.53
660	7.24	79.64	1.86	600 - 660	5.52
720	6.78	81.38	1.74	660 - 720	43.94
780	6.39	83.01	1.63	720 - 780	8.24
840	6.04	84.55	1.54	780 - 840	4.27
900	5.73	86.01	1.46	840 - 900	3.03
960	5.46	87.40	1.39	900 - 960	2.40
1020	5.22	88.72	1.32	960 - 1020	2.01
1080	5.00	89.99	1.27	1020 - 1080	1.74
1140	4.80	91.20	1.21	1080 - 1140	1.54
1200	4.62	92.37	1.17	1140 - 1200	1.39
1260	4.45	93.49	1.12	1200 - 1260	1.27
1320	4.30	94.58	1.08	1260 - 1320	1.17
1380	4.16	95.63	1.05	1320 - 1380	1.08
1440	4.03	96.64	1.01	1380 - 1440	1.01

Figura 34

Vista gráfica del hietograma para $T = 500$ años



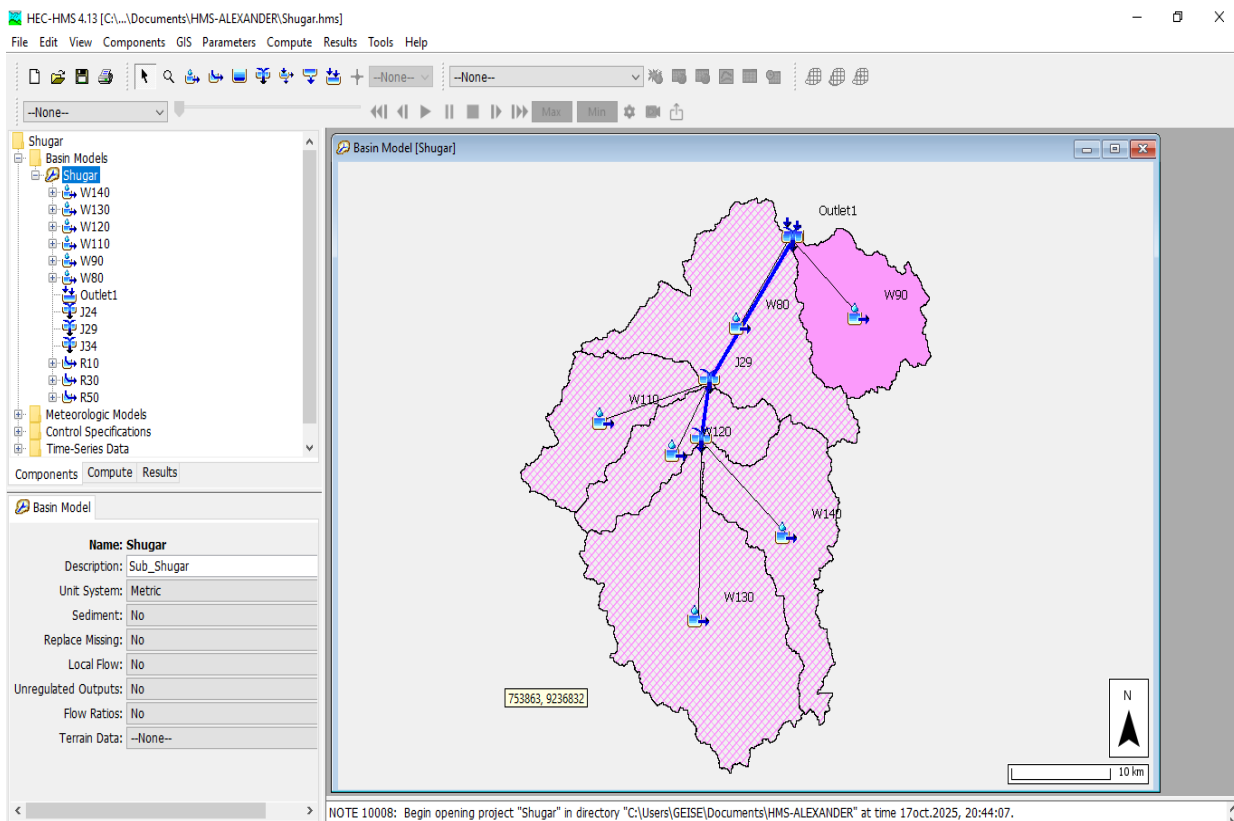
3.6.3. Modelamiento hidrológico

- **Modelo hidrológico para la cuenca rio Llaucano**

La cuenca se dividió en 6 subcuencas (Figura N° 35) para obtener un mejor análisis y comportamiento de la cuenca en conjunto al momento de realizar el modelamiento hidrológico. El modelamiento se llevó a cabo en el programa HEC-HMS 4.11, donde se estableció el modelo básico para cada subcuenca (W80, W90, W110, W120, W130, W140), considerando como método de pérdida la *curva número (CN) del Servicio de Conservación de Suelos (SCS)* y como método de transformación el *hidrograma unitario del SCS*.

Figura 35

Esquema gráfico de las subcuencas y ríos



En la Tabla 26 se muestra las propiedades físicas, topográficas, etc. de las subcuencas consideradas en el modelo hidrológico básico de las mismas.

Tabla 26

Propiedades de las subcuencas para los modelos básicos

Resumen de datos de subcuencas							
Subcuenca	Área (km ²)	CN	S (m/m)	L (km)	tc	tr	
					(h)	(h)	(min)
W80	244.30	88.5	0.066	28.88	4.057	2.43	146.05
W90	140.75	88.3	0.050	35.63	5.281	3.17	190.11
W110	122.98	89.9	0.055	27.88	4.235	2.54	152.45
W120	106.52	88.9	0.067	23.44	3.549	2.13	127.76
W130	341.85	91.0	0.042	39.03	5.665	3.40	203.93
W140	165.00	90.8	0.046	36.61	5.375	3.22	193.49

Figura 36

Tramo de río para definir rugosidades en la cuenca Puente Chontabamba



Tabla 27

Valores de Manning para los diferentes tramos de río de la cuenca del Puente Chontabamba

Valores de Manning (n)			
Tramo de río	n-derecha	n-cause	n-izquierda
R10	0.06	0.05	0.06
R30	0.06	0.05	0.06
R40	0.06	0.05	0.06
R50	0.06	0.05	0.06

- **Resultados del modelamiento hidrológico**

Una vez ejecutado el modelamiento hidrológico, se obtienen los hidrogramas y los caudales máximos para cada subcuenca que, sumados dan como resultado el caudal máximo para toda la cuenca. Para el periodo de retorno de 100 años, en las Figuras 37, 38, 39, 40, 41 y 42 se muestran los hidrogramas y el caudal pico para cada subcuenca; mientras que en las Figuras 43 y 44 se presentan el hidrograma y el caudal máximo para la cuenca estudiada.

Figura 37

Hidrograma para la subcuenca W80, $T = 100$ años

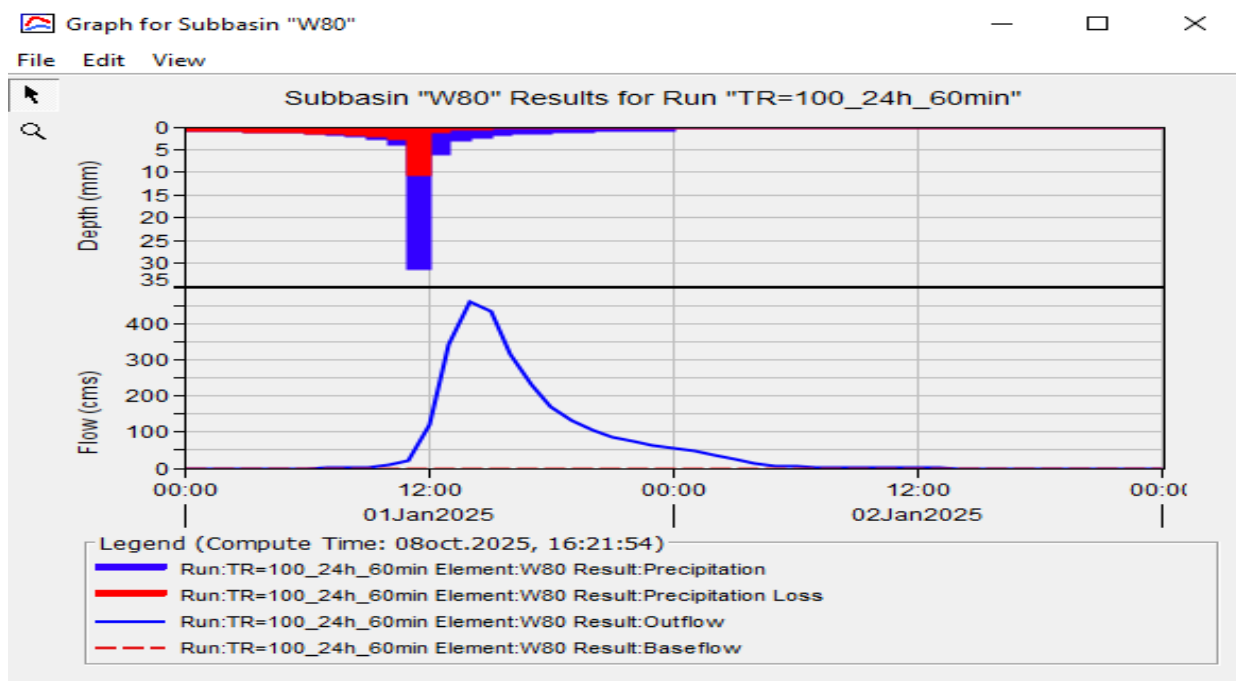


Figura 38

Hidrograma para la subcuenca W90, $T = 100$ años

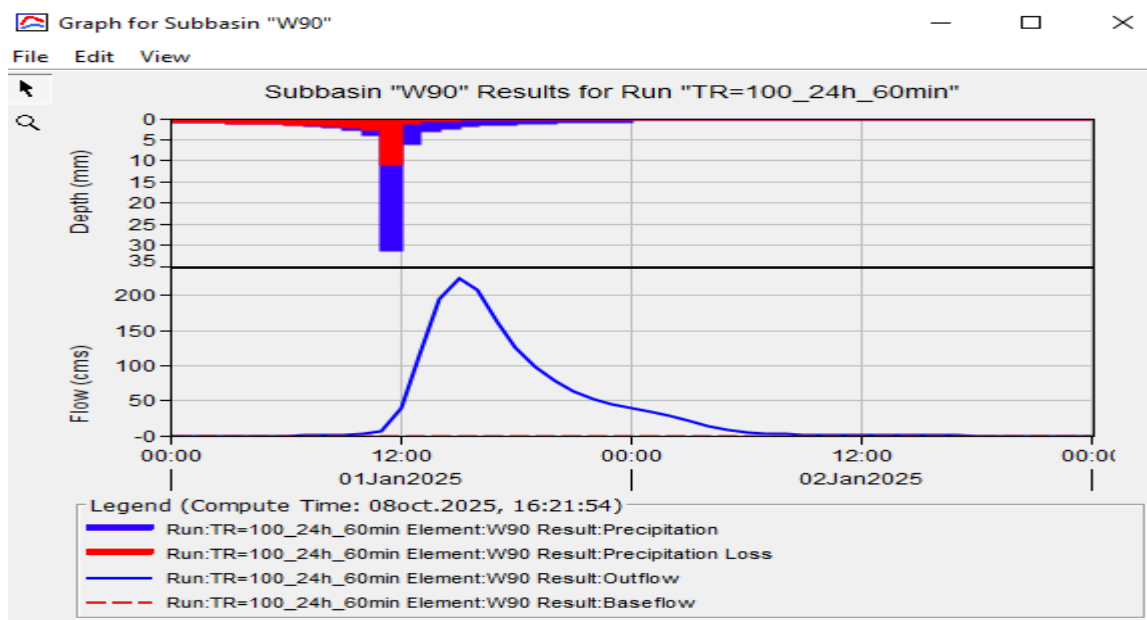


Figura 39

Hidrograma para la subcuenca W110, $T = 100$ años

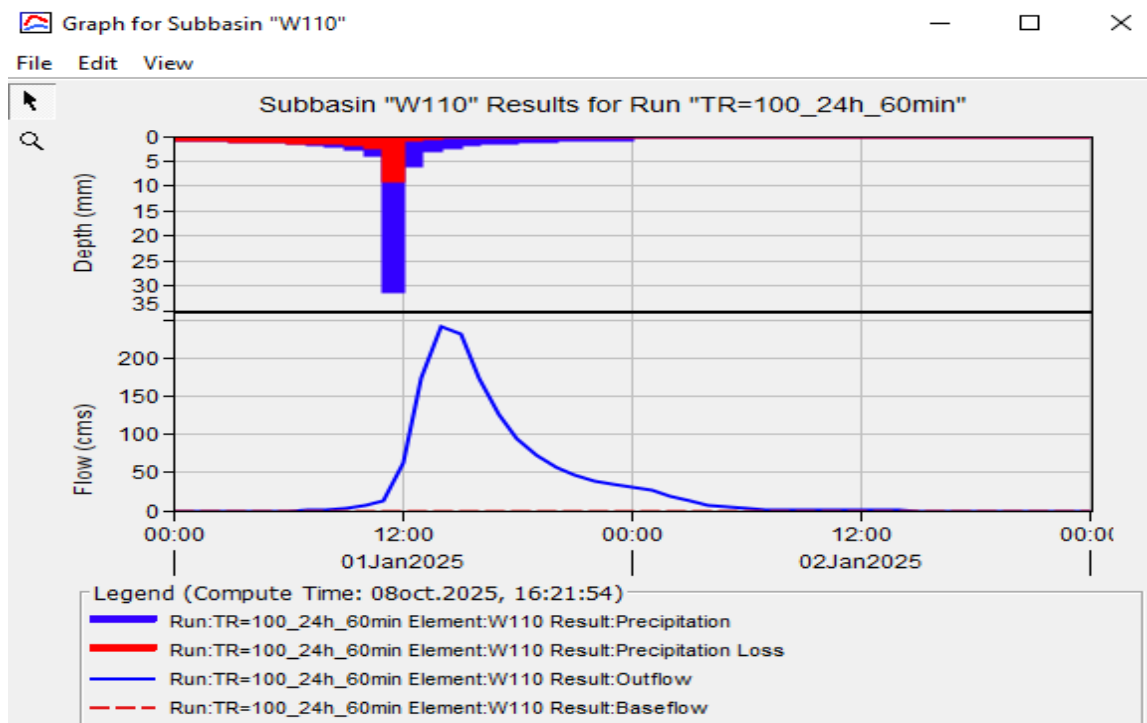


Figura 40

Hidrograma para la subcuenca W120, $T = 100$ años

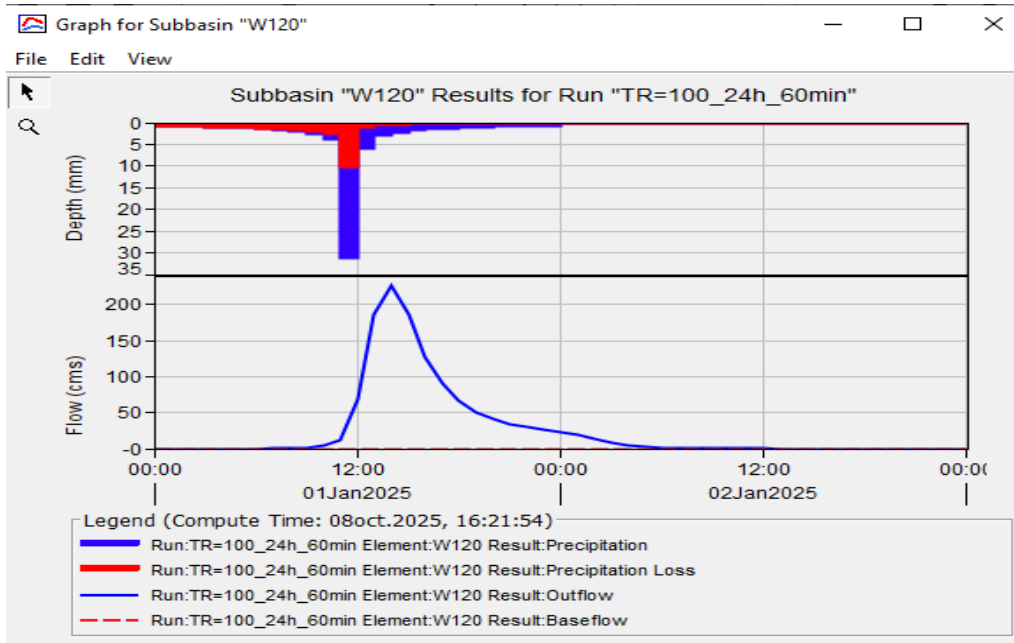


Figura 41

Hidrograma para la subcuenca W130, $T = 100$ años

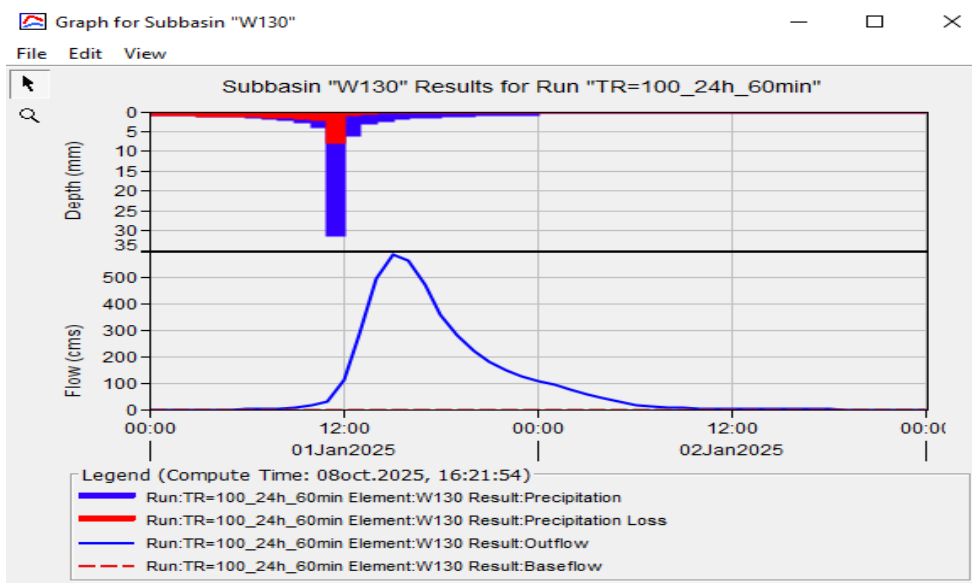


Figura 42

Hidrograma para la subcuenca W140, $T = 100$ años

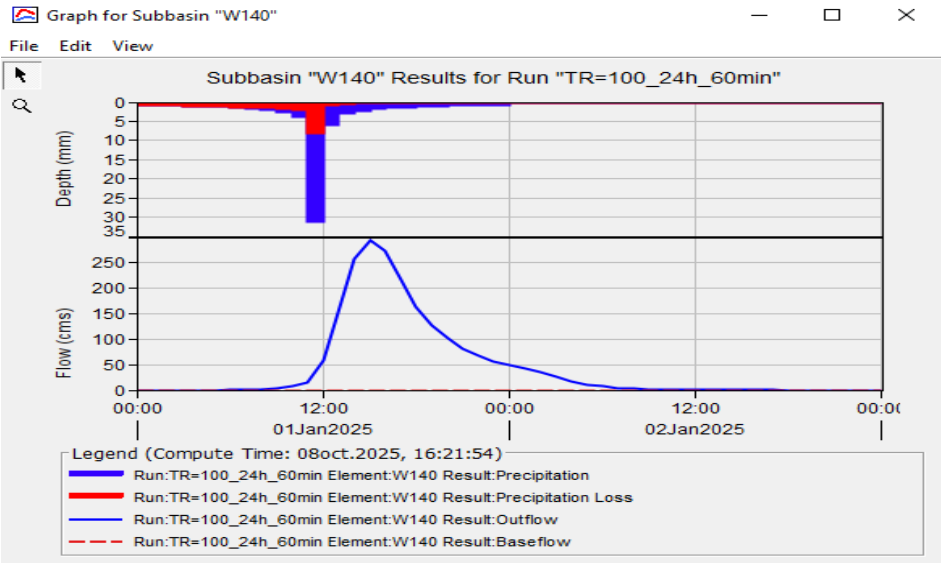


Figura 43

Hidrograma para la cuenca, $T=100$ años

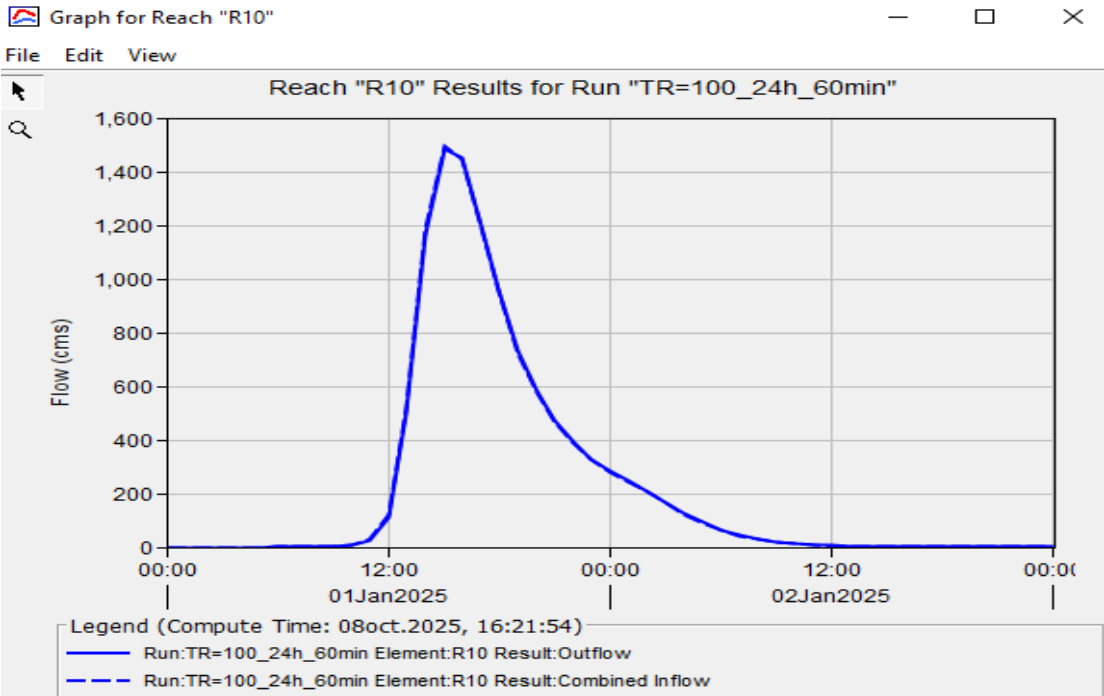
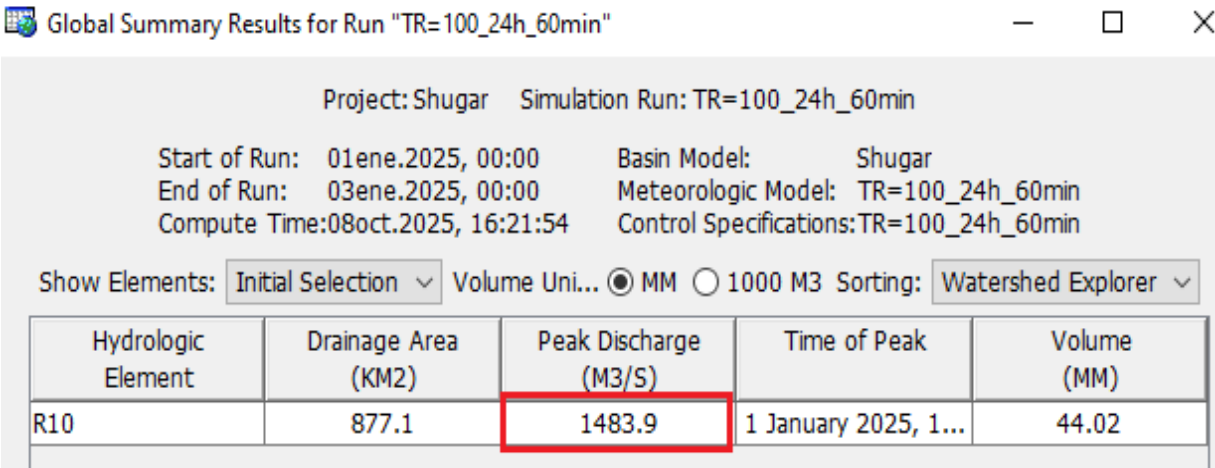


Figura 44

Caudal máximo de avenida de la cuenca, $T = 100$ años



De forma similar, para el periodo de retorno de 500 años, en las Figuras 45, 46, 47, 48, 49 y 50 se presentan los hidrogramas de las cuencas respectivas, y en las Figuras 51 y 52 se muestra el hidrograma y el caudal máximo para la cuenca respectivamente.

Figura 45

Hidrograma para la subcuenca W80, $T = 500$ años

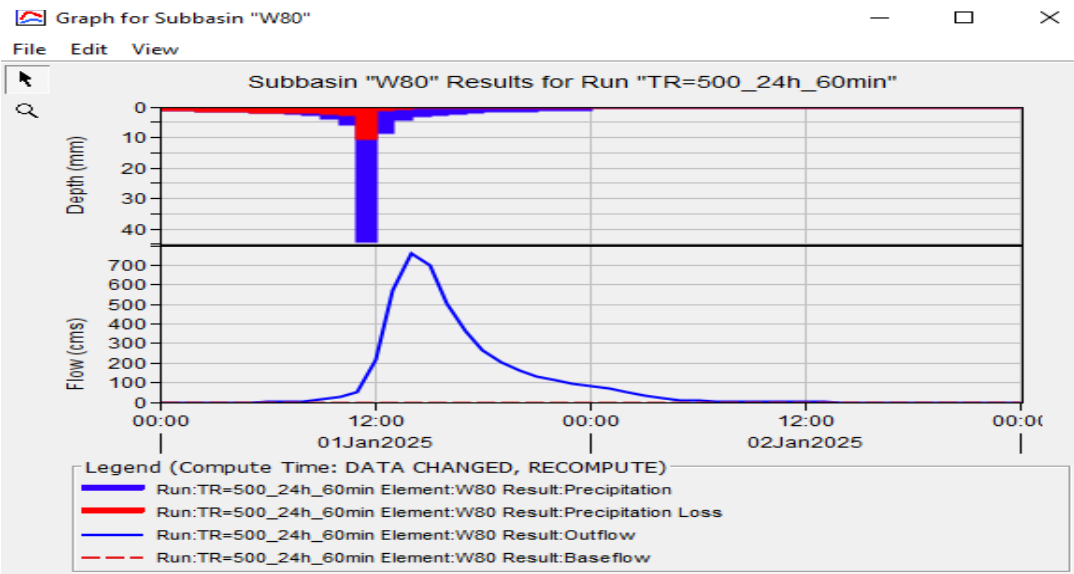


Figura 46

Hidrograma para la subcuenca W90, $T = 500$ años

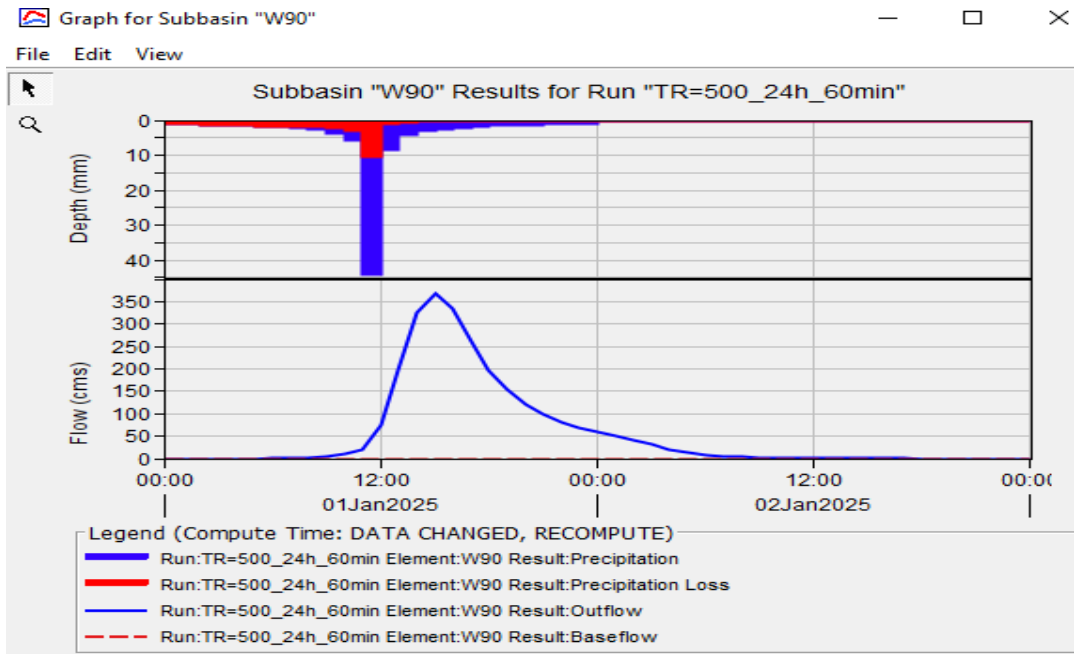


Figura 47

Hidrograma para la subcuenca W110, $T = 500$ años

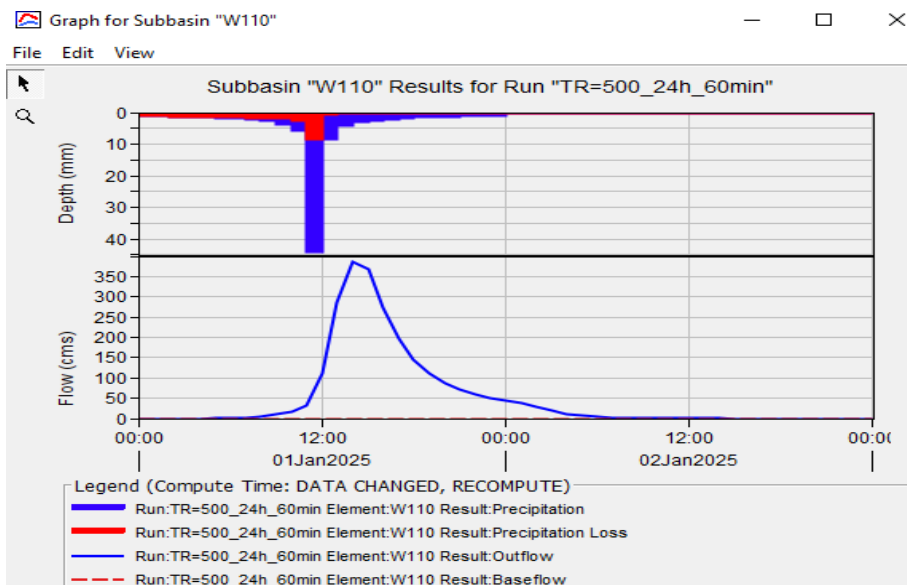


Figura 48

Hidrograma para la subcuenca W120, $T = 500$ años

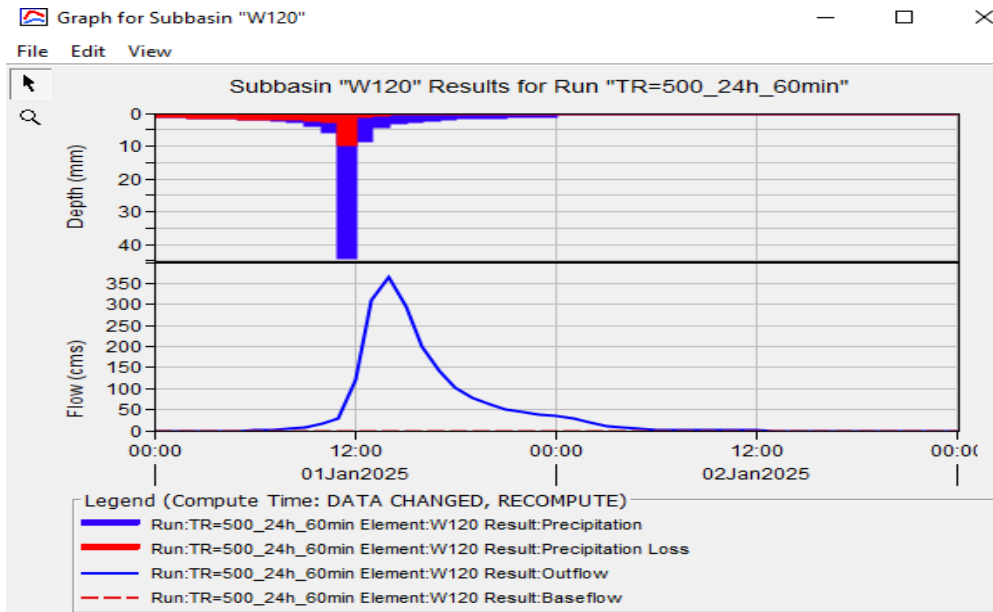


Figura 49

Hidrograma para la subcuenca W130, $T = 500$ años

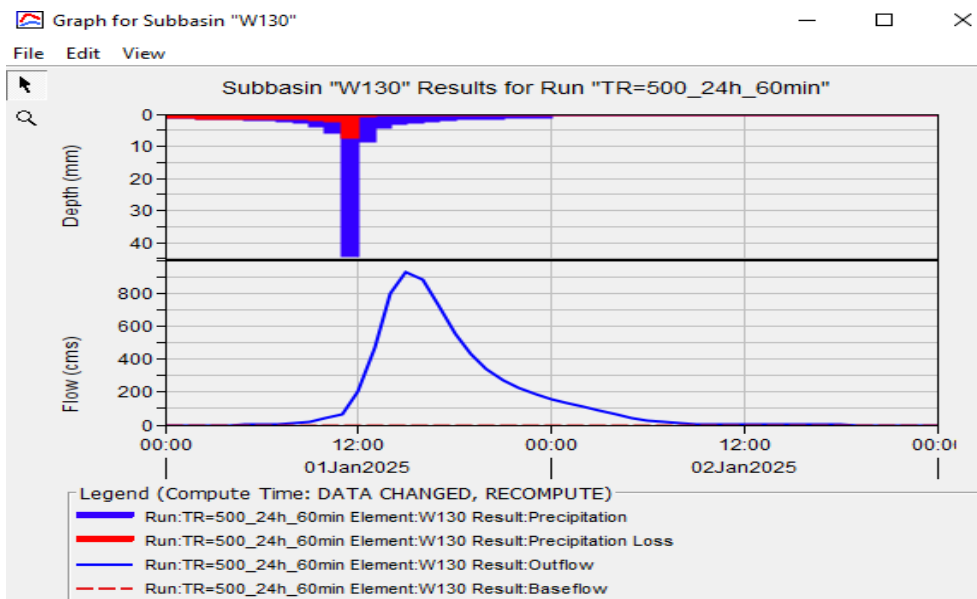


Figura 50

Hidrograma para la subcuenca W140, $T = 500$ años

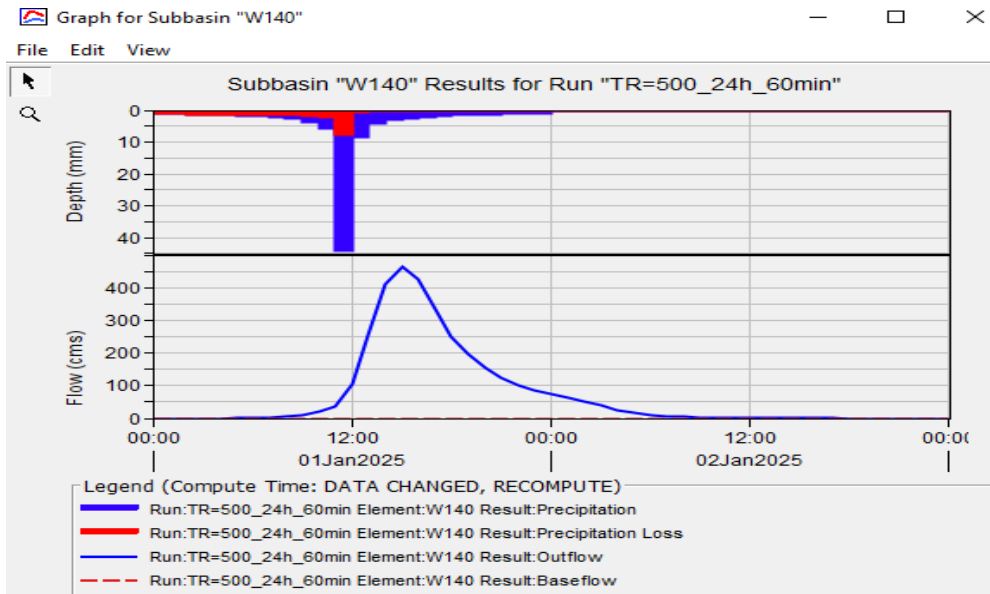


Figura 51

Hidrograma para la cuenca, $T=500$ años

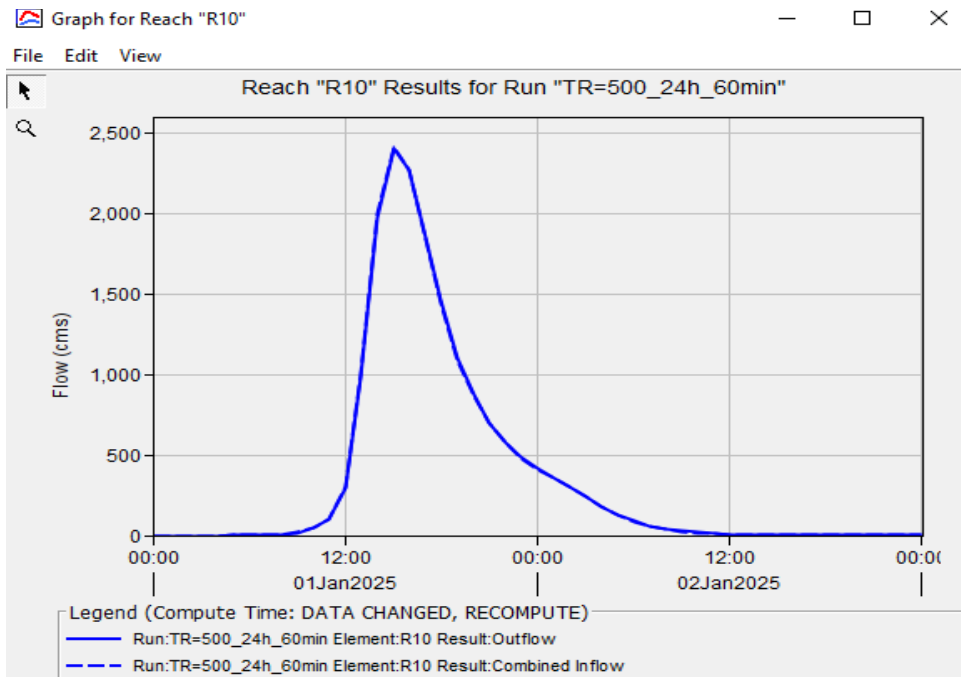
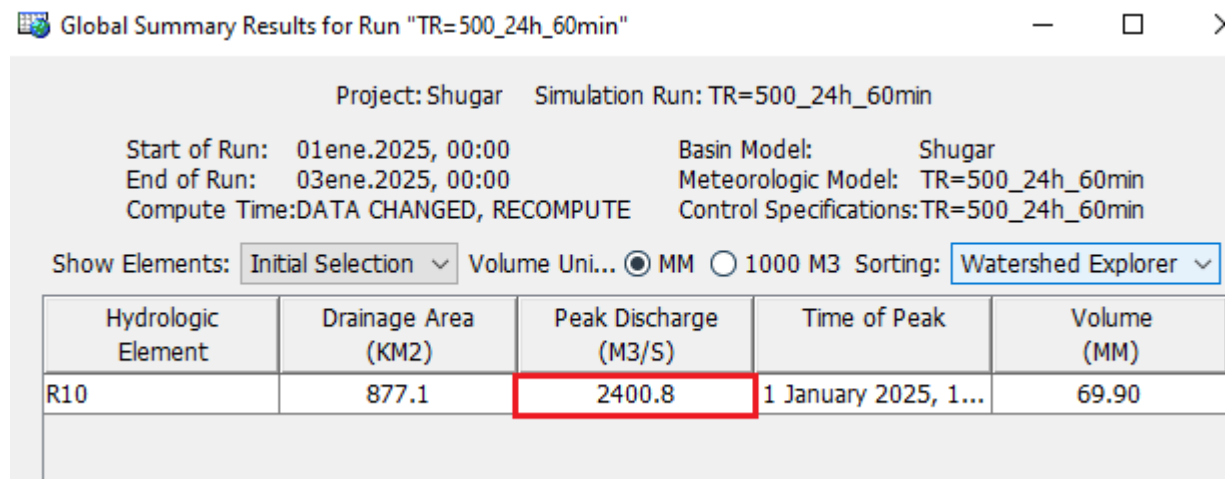


Figura 52

Caudal máximo de avenida de la cuenca, $T=500$ años



The screenshot shows the 'Global Summary Results for Run "TR=500_24h_60min"' window. It displays project details for 'Shugar' and simulation parameters. A table lists hydrologic elements, with the peak discharge for element 'R10' highlighted in red.

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
R10	877.1	2400.8	1 January 2025, 1...	69.90

3.6.4. Modelamiento hidráulico

El modelamiento hidráulico unidimensional se realizó en el programa HEC-RAS v.6.3.0 y el modelamiento hidráulico bidimensional en el programa Iber v.3.3.1, para el Puente Chontabamba. Las tablas que muestran los datos y cálculos de socavación se realizaron en Excel.

3.6.4.1. Geometría y condiciones de contorno del Puente Chontabamba en HEC-RAS v.6.3.0

En primer lugar, se procesó la topografía del río apoyándose del programa Civil 3D v.2023; la geometría del cauce y las llanuras de inundación (Figura 53), fue exportada e importada al programa HEC-RAS v.6.3.0. En segundo lugar, se determinó la geometría del puente (Figura 54 y Figura 55), las ecuaciones correspondientes para el modelamiento hidráulico y las rugosidades del tramo estudiado del río. En tercer lugar, se estableció los datos para flujo constante (Figura 56) y las condiciones de contorno (Figura 57). Por último, se definió el plan para ejecutar el modelo creado (Figura 58).

Figura 53

Geometría del cauce del tramo estudiado del río Llaucano

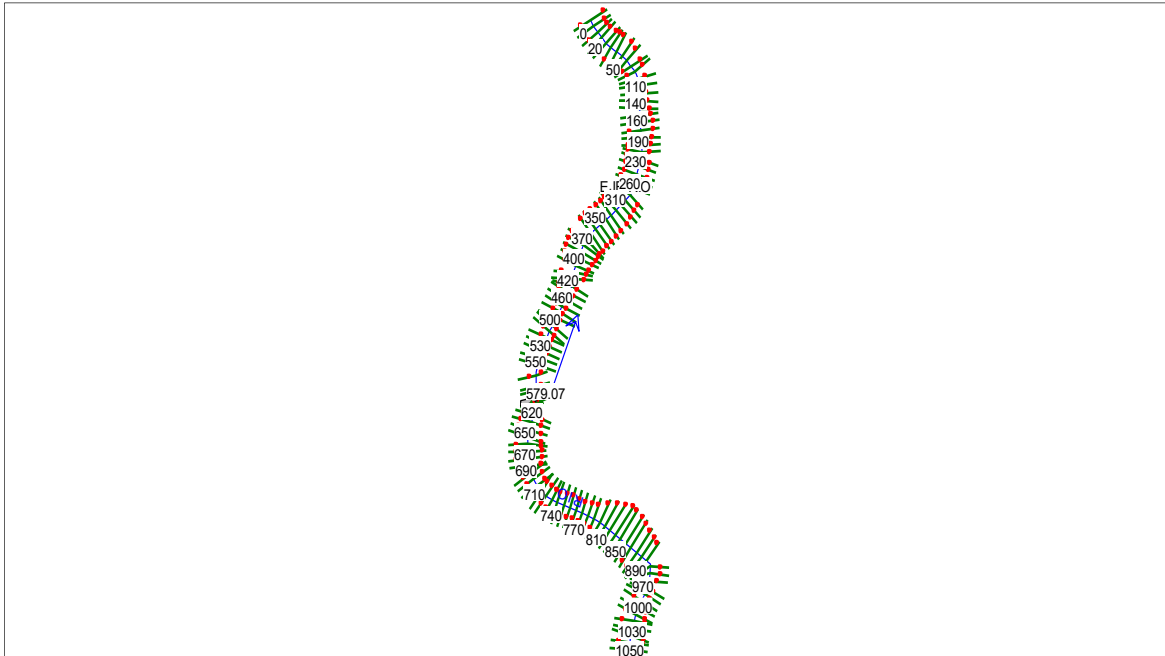


Figura 54

Vista de la geometría del puente Chontabamba, aguas arriba

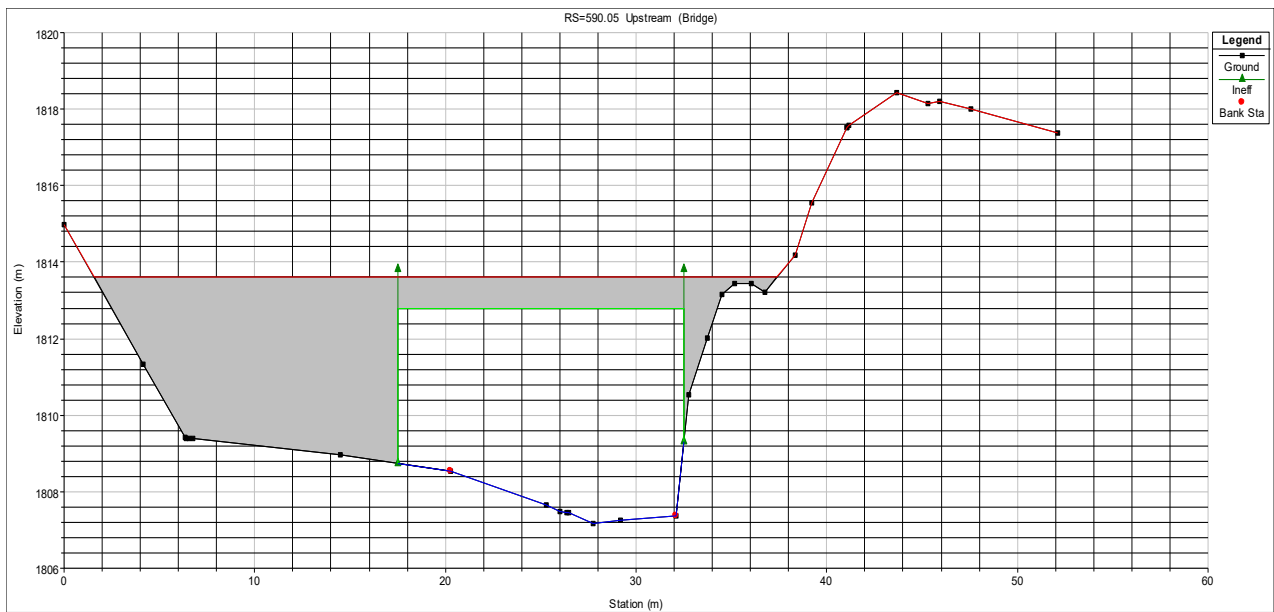


Figura 55

Vista de la geometría del puente Chontabamba, aguas abajo

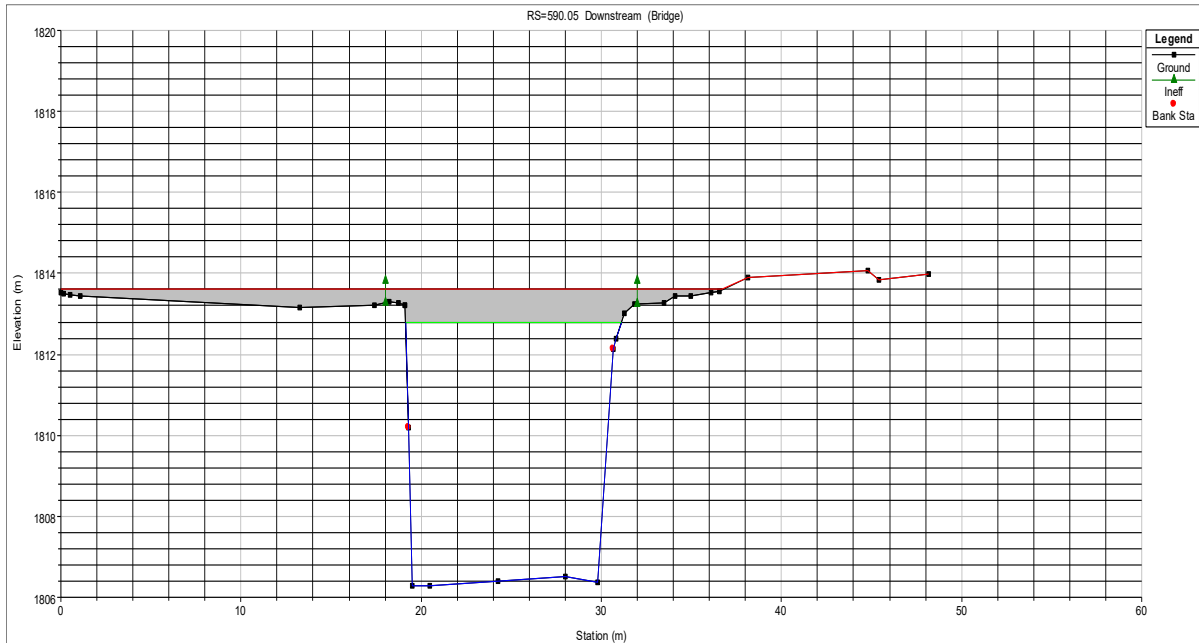


Figura 56

Definición de flujo estable para el modelamiento

Steady Flow Data - Modelamiento Caudal

File Options Help

Description :

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

Locations of Flow Data Changes

River: Add Multiple...

Reach: River Sta.: Add A Flow Change Location

Flow Change Location			Profile Names and Flow Rates		
	River	Reach	RS	T=100	T=500
1	RIO	EJE RÍO	1050	1483.9	2400.8

Figura 57

Definición de las condiciones de contorno

Steady Flow Data - Modelamiento Caudal

File Options Help

Description :

Enter/Edit Number of Profiles (32000 max): 2 Reach Boundary Conditions ...

Locations of Flow Data Changes

River: RIO Add Multiple...

Reach: EJE RÍO River Sta.: 1050 Add A Flow Change Location

Flow Change Location			Profile Names and Flow Rates	
River	Reach	RS	T=100	T=500
1 RIO	EJE RÍO	1050	1483.9	2400.8

Apply Data

Figura 58

Definición del plan considerando flujo mixto

Steady Flow Analysis

File Options Help

Plan: Plan 01 Short ID: 1

Geometry File: Geometría

Steady Flow File: Modelamiento Caudal

Flow Regime

☐ Subcritical

☐ Supercritical

☒ Mixed

Optional Programs

☐ Floodplain Mapping

Plan Description

Compute

3.6.4.2. Geometría y condiciones de contorno del Puente Chontabamba en Iber v.3.3.1

En primer lugar, se procesó la topografía del río apoyándose del programa Civil 3D v.2023, se trianguló adecuadamente en Civil 3D 2023 la superficie del tramo de río que contiene al puente Chontabamba (Figura N° 59). En segundo lugar, se creó la geometría y el mallado en Iber v.3.3.1 (Figura N° 60), y se le asignó el uso de suelos (rugosidad) de Manning (Figura N° 61). Luego se le asignó las condiciones de contorno, la duración y el paso de tiempo para los periodos de retorno de 100 y 500 años.

Figura 59

Triangulación de la superficie en Civil 3D para el Puente Chontabamba

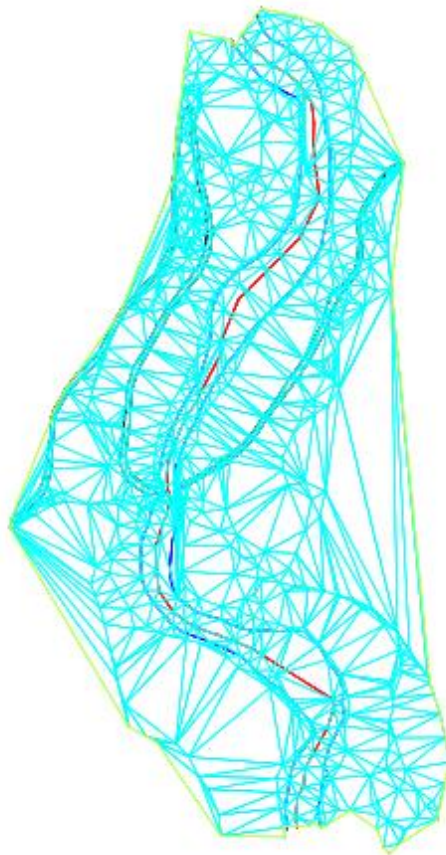


Figura 60

Malla creada en software Iber v.3.3.1 para el Puente Chontabamba

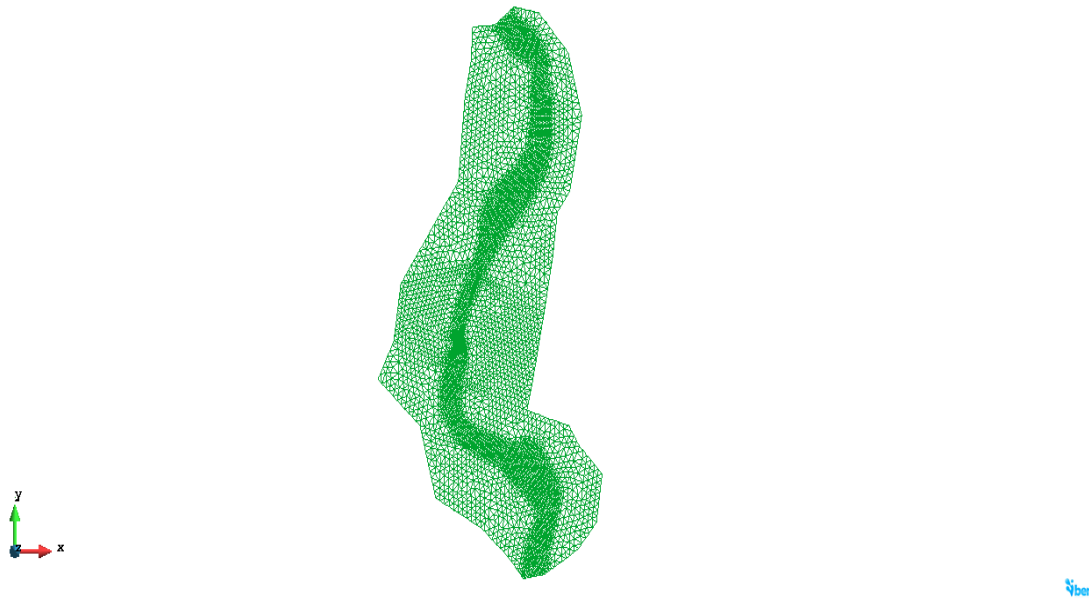
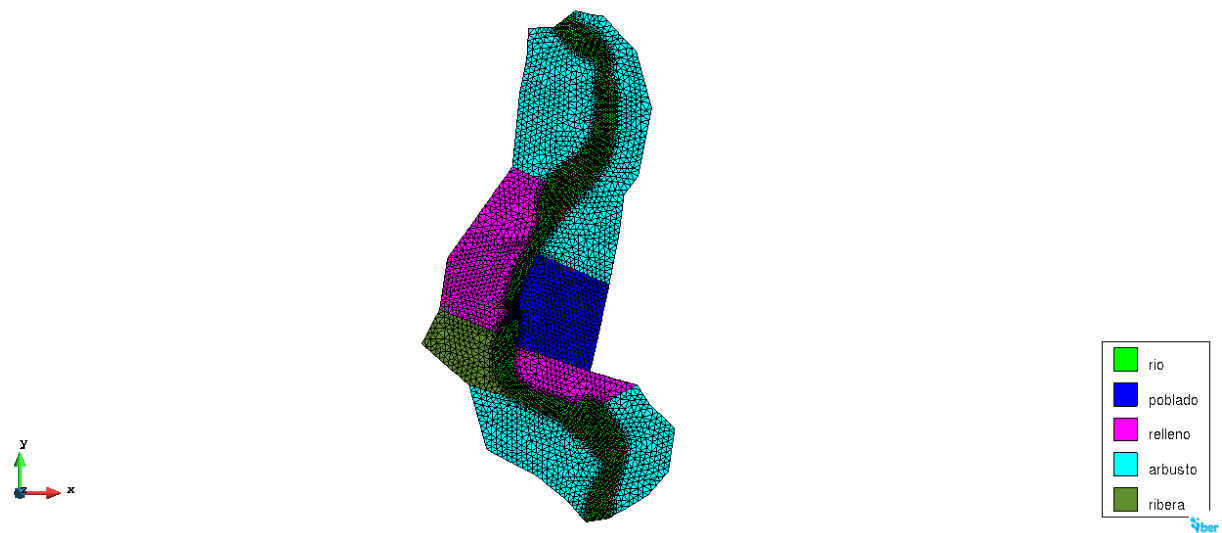


Figura 61

Asignación de la rugosidad del uso de suelo a la malla para el puente Chontabamba



3.7. Aspectos éticos

En la presente investigación se reconoce que la persona es siempre el fin y no el medio, por lo que se respetarán los principios éticos fundamentales, evitando causar daño, minimizando riesgos, maximizando beneficios y compartiendo el conocimiento científico de forma íntegra. El investigador asume su responsabilidad científica, ética, moral y profesional, garantizando que la información recolectada y los resultados obtenidos sobre el análisis hidráulico de la socavación en el puente Chontabamba mediante los modelos HEC-RAS e Iber son reales y no han sido alterados en ningún momento. Los principales aspectos éticos que se aplicarán son: (Noreña et al., 2012)

Respeto al medio ambiente: La recolección de datos topográficos, geotécnicos e hidrológicos se realizará sin generar alteraciones físicas en el cauce del río ni impactos negativos en el ecosistema.

Uso responsable de la información: Los datos recopilados de fuentes oficiales (SENAMHI, entidades locales y resultados de laboratorio) serán utilizados exclusivamente con fines académicos, respetando la confidencialidad de los datos y las restricciones de uso de cada institución.

Veracidad y objetividad: Los resultados obtenidos serán reportados de manera objetiva, evitando manipulaciones o sesgos que puedan alterar la interpretación de la información.

Respeto a los derechos de autor: Se dará el crédito correspondiente a los autores de teorías, métodos y antecedentes utilizados, mediante la correcta aplicación de las normas de citación APA 7ma edición, previniendo el plagio académico.

Transparencia en la autoría: La redacción del informe de tesis reflejará el trabajo real de investigación desarrollado, respetando los principios de integridad académica y reconociendo el aporte de los asesores y colaboradores.

Seguridad de los investigadores: Durante el trabajo de campo se cumplirá con las normas de seguridad ocupacional y bioseguridad, garantizando la protección de los investigadores frente a los riesgos físicos, ambientales o sanitarios.

Cumplimiento normativo institucional: Se respetarán las normativas éticas, administrativas y metodológicas establecidas por la universidad para los trabajos de investigación de grado.

3.8. Matriz de consistencia

Ver anexo A.

CAPÍTULO IV.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. Descripción de resultados

4.1.1. Parámetros Morfométricos de la Cuenca de Aporte al punto de referencia (puente Chontabamba)

La cuenca de aporte delimitada hasta el punto de referencia del Puente Chontabamba presenta características geomorfológicas que condicionan su respuesta hidrológica ante eventos de precipitación extrema. A continuación, se describen los parámetros morfométricos fundamentales obtenidos mediante el procesamiento del Modelo Digital de Elevación (DEM) en entorno SIG.

Tabla 28

Parámetros morfométricos de la cuenca

Parámetros	Valor	Clasificación
Área (km ²)	1121.41	Cuenca grande
Perímetro (km)	201.8	
Longitud de la cuenca (km)	49.7	
Ancho de la cuenca (km)	22.56	
Orden de ríos	3	Orden 3
Factor de forma	0.45	Alargada
Índice de Gravelius	1.7	Oblonga alargada
Pendiente media de la cuenca (%)	30.42	
Altura media (m.s.n.m.)	3302.22	
Coefficiente orográfico	0.0097	Relieve plano / bajo

Longitud del cauce principal (km)	35.94	
Pendiente media del cauce principal (%)	6.77	Pronunciada
Densidad de drenaje	0.23	Muy Pobre / Alta Infiltración
Relación de confluencias	1.78	Baja Ramificación

4.1.2. Datos meteorológicos de la estación utilizada.

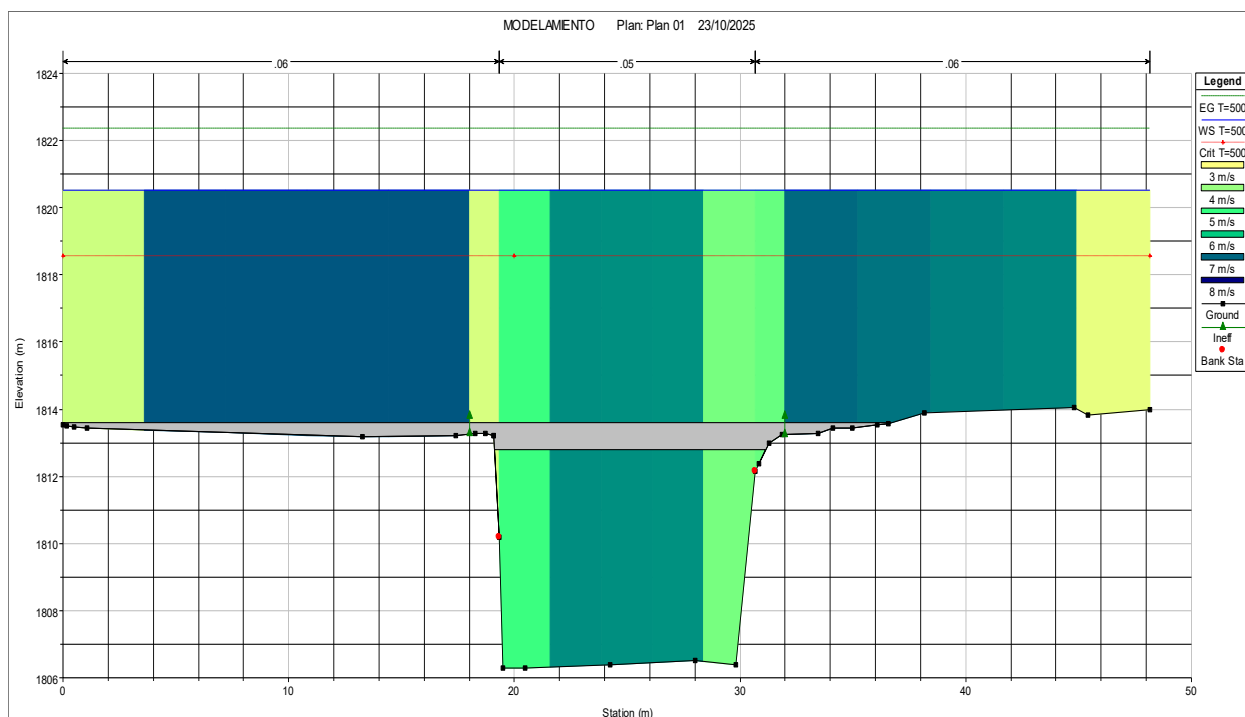
Para el análisis de frecuencia de precipitaciones máximas en 24 horas, se utilizaron los registros históricos de la Estación Meteorológica Quebrada Shugar, operada por el SENAMHI. Esta estación se seleccionó por su proximidad geográfica y homogeneidad climática con la zona de estudio. La base de datos comprende un período de registro desde el año 1989 hasta el 2024, acumulando un total de 36 años de observaciones continuas.

4.1.3. Caudales y niveles de avenida máximos extraordinarios

La superficie de flujo del puente ha resultado ser superior a la cota inferior del tablero, por lo que, para el cálculo de las profundidades de socavación, se aplicó el criterio de flujo a presión bajo como parámetro de diseño hidráulico. Esta decisión metodológica se fundamenta en que representa la condición de contorno más desfavorable durante eventos de crecidas extremas. Al quedar sumergido el tablero, el flujo experimenta una aceleración forzada y genera corrientes verticales descendentes de alta turbulencia. (ver Figura N° 62).

Figura 62

Ilustración de flujo de agua a presión bajo puente



El modelamiento hidrológico mediante HEC-HMS v.4.11 y el modelamiento hidráulico tanto en HEC-RAS v.6.3.0 como Iber v.3.3.1 para el puente Chontabamba dieron respectivamente los caudales y niveles máximos que se muestran en la Tabla 29.

Tabla 29

Caudales máximos y NAMEs para el puente Chontabamba

Puente	T (años)	Caudal (m3/s)	NAME (m.s.n.m.)	
			Modelo HEC-RAS	Modelo IBER
Chontabamba	100	1483.90	1818.28	1818.06
	500	2400.80	1820.42	1820.12

Debido a que el tirante de agua proyectado sobrepasa la cota inferior de la superestructura (tablero) del puente, el régimen hidráulico deja de comportarse como un canal abierto. En consecuencia, para el diseño y verificación de la estructura, se considerará el análisis de flujo bajo presión. Esta condición implica que la sección transversal funciona de manera similar a un orificio de grandes dimensiones, donde la capacidad de evacuación depende del gradiente de energía y la sumersión de la estructura.

4.1.4. Simulaciones hidráulicas para $T=100$ años y $T=500$ años en el Puente

Chontabamba

Después de ejecutar el modelo, se obtuvo el comportamiento hidráulico del flujo a través de la apertura del puente Chontabamba, aguas arriba y aguas abajo del mismo.

4.1.4.1. Simulación hidráulica para $T=100$ años en HEC-RAS v.6.3.0, Se ejecutó el programa HEC-RAS v.6.3.0. para obtener los resultados del modelamiento del puente Chontabamba para un periodo de retorno de 100 años, se puede visualizar los resultados en forma gráfica y tabular, y en base a estos se calculó la socavación local y general. En la Figura N° 63 se puede visualizar el perfil de flujo (línea de color azul), la línea de energía (color verde) y la línea de tirante crítico (color rojo), determinando así un régimen subcrítico entre aguas arriba del puente y la confluencia, y un régimen predominantemente supercrítico a lo largo del tramo del río. En la figura N° 64 se muestra el flujo de aguas arriba y en la figura N° 65 el flujo de aguas abajo a través de la sección hidráulica del puente.

Figura 63

Perfil de flujo para $T=100$ años

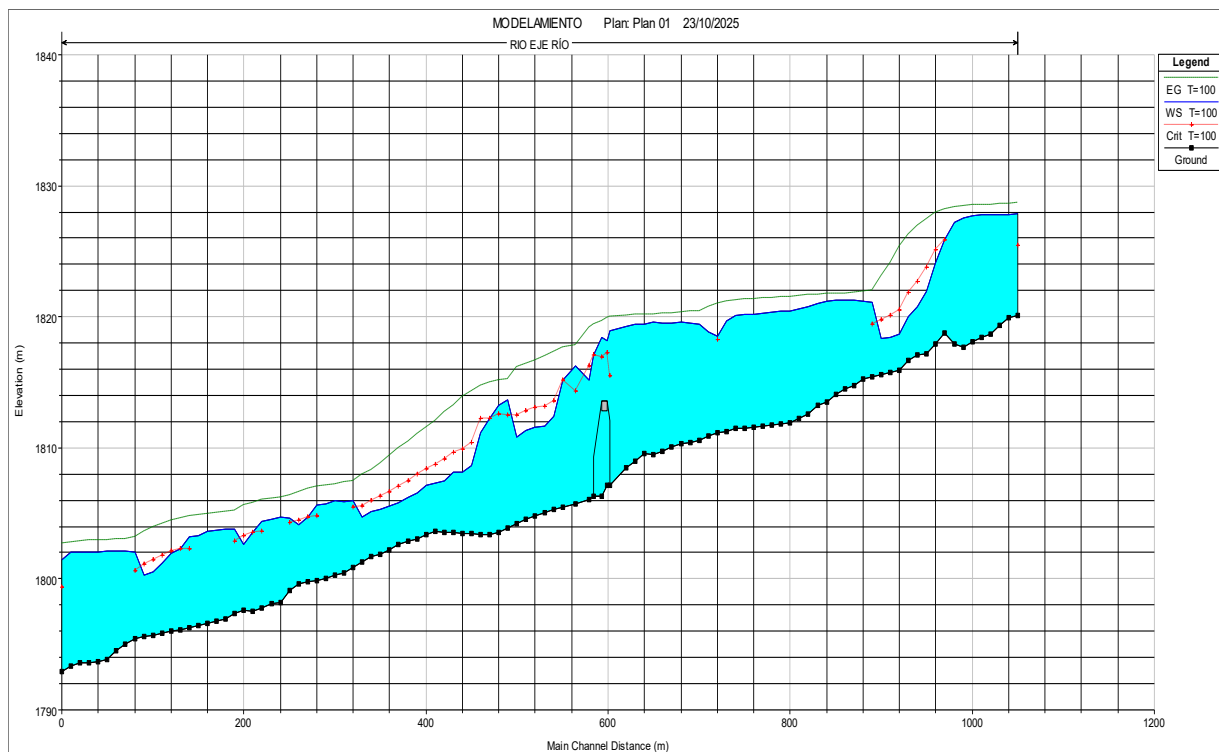


Figura 64

Vista del nivel y velocidades de flujo aguas arriba del puente, $T=100$ años

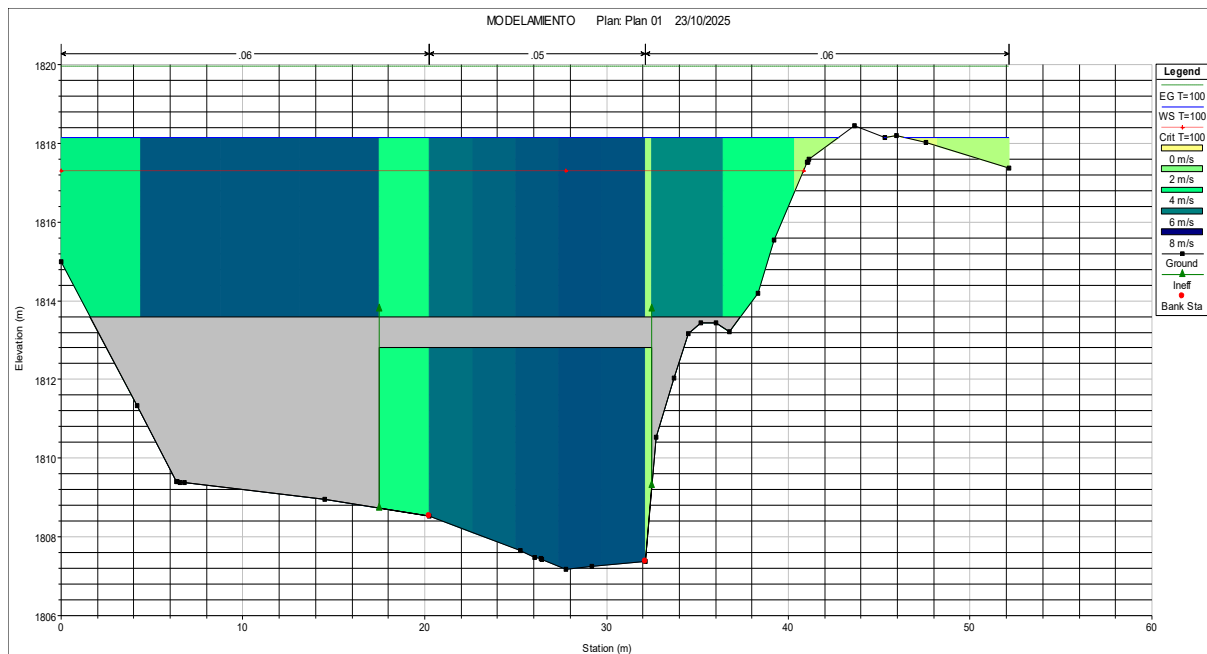
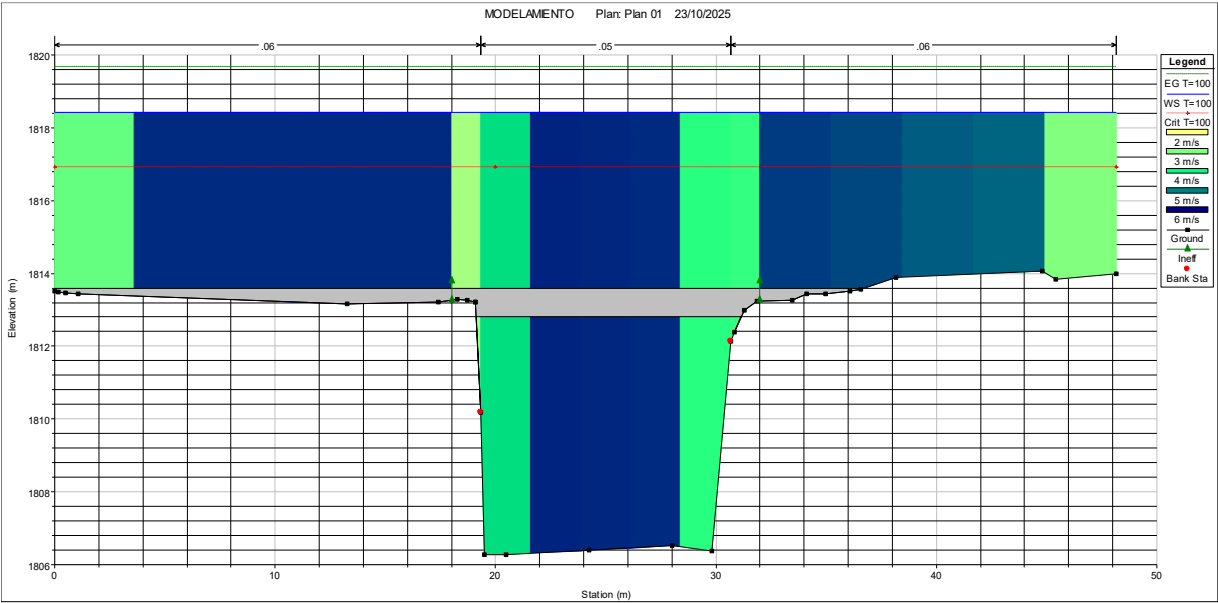


Figura 65

Vista del nivel y velocidades de flujo aguas abajo del puente, $T=100$ años



Los resultados de los parámetros hidráulicos y otros datos se muestran en la Tabla 30 para el caudal de 1483.90 m³/s ($T=100$ años).

Tabla 30

Valores de parámetros hidráulicos, $T=100$ años

Notación	Valor	Unidad
Q_{100}	1483.90	m ³ /s
h	6.20	m
S	0.01	m/m
V	5.14	m/s
A	70.38	m ²
n	0.05	

N_F	0.57
-------	------

Antes de aplicar las fórmulas empíricas de Lischtván-Lebediev y Artamonov, es necesario explicar los criterios de selección de los parámetros hidráulicos extraídos de los modelos numéricos. Los valores de velocidad media (V), área hidráulica (A) y radio hidráulico (R) no se tomaron de cualquier sección del tramo modelado, sino específicamente de la sección de control inmediatamente aguas arriba del puente Chontabamba (progresiva 0+584.12), que es la sección que gobierna el proceso de contracción del flujo y, por tanto, donde se maximiza el potencial de socavación. Para $T=100$ años, HEC-RAS arrojó en dicha sección una velocidad de 5.14 m/s, área de 70.38 m² y radio hidráulico de 4.12 m; estos valores representan la condición hidrodinámica más desfavorable en la vecindad del puente bajo ese caudal de diseño. La velocidad de 5.14 m/s es especialmente significativa porque supera la velocidad crítica de inicio de movimiento del material del lecho estimada a partir del diámetro medio $D_m = 34.14$ mm y el peso específico de masa $\gamma_m = 1.62$ t/m³ según el criterio de Shields, confirmando que el material de fondo se encuentra en condición de transporte activo durante la avenida. Este estado de movilidad del lecho es la condición de borde que habilita el uso del método de Lischtván-Lebediev para suelos granulares no cohesivos, cuya formulación asume precisamente que el umbral de arrastre ha sido superado. Del mismo modo, los caudales parciales hacia los estribos ($Q_1 = 163.23$ m³/s para el estribo izquierdo y $Q_1 = 178.07$ m³/s para el estribo derecho en $T=100$ años), fueron extraídos del balance de flujo lateral obtenido en HEC-RAS, representando el gasto que fluye por las zonas de desborde adyacentes a cada estribo, parámetro de entrada directo en la ecuación de Artamonov. Este encadenamiento entre los resultados del modelo numérico y los datos de entrada a las fórmulas

empíricas garantiza la consistencia física del cálculo y evita el uso de valores genéricos o supuestos sin sustento en la hidráulica específica del sitio.

Cálculo de la Profundidad de socavación para T=100 años mediante HEC-RAS

v.6.3.0. Para el cálculo de la socavación general por contracción y local en estribos, se emplearon los métodos de **Lischtván-Lebediev** y **Artamonov**, respectivamente (Tablas 31 y 32). A partir de estos análisis, se consolidó el valor de la socavación total en estribos, detallado en la (Tabla 33).

Tabla 31

Socavación general por contracción (Método de Lischtván Lebediev), para un T=100 años

Símbolo	Valor	Unidad
$D_m =$	34.14	mm
$\gamma_m =$	1.62	t/m ³
$T_r =$	100	años
$Q_d =$	1483.9	m ³ /s
$S =$	0.01	m/m
$n =$	0.05	
$V =$	5.14	m/s
$A =$	70.38	m ²
$R =$	4.12	m

$h = 6.20 \quad m$

$\mu = 0.890$

$\beta = 0.99$

$z = 0.31$

$\varphi = 1.91$

$\alpha = 2$

$H_s = 7.34 \quad m$

$D_s = 1.14 \quad m$

Tabla 32

Socavación local en estribos (Método de Artamonov), para un $T=100$ años

Símbolo	Estribo izquierdo	Estribo derecho	Unidad
$T =$	100	100	años
$Q_d =$	1483.9	1483.9	m^3/s
$Q_l =$	163.23	178.07	m^3/s
$\Theta =$	20°	20°	

$K_{\Theta} =$	0.84	0.84	
$K_Q =$	2.07	2.13	
$K_m =$	0.82	0.82	
$h =$	6.20	6.2	m
$H_T =$	8.82	9.10	m
$ds =$	2.62	2.90	m

Tabla 33

Socavación total, $T = 100$ años

Elemento	Socavación (m)
Estribo izquierdo	3.76
Estribo derecho	4.04

Simulación hidráulica para $T= 500$ años en HEC-RAS v.6.3.0. Se realizó el modelamiento hidráulico del puente Chontabamba mediante el software HEC-RAS v.6.3.0 para un periodo de retorno de 500 años. Los resultados, presentados de forma gráfica y tabular, sirvieron como base para el cálculo de la socavación local y general. En la Figura N° 66, el perfil de flujo (azul), la línea de energía (verde) y el tirante crítico (rojo) revelan un comportamiento hidráulico dual: un régimen subcrítico desde aguas arriba hasta la confluencia, y un régimen predominantemente supercrítico en el resto del tramo. Finalmente, la distribución del flujo en la sección del puente se detalla en las Figuras N° 67 (aguas arriba) y Figura N° 68 (aguas abajo)

Figura 66

Perfil de flujo para $T=500$ años

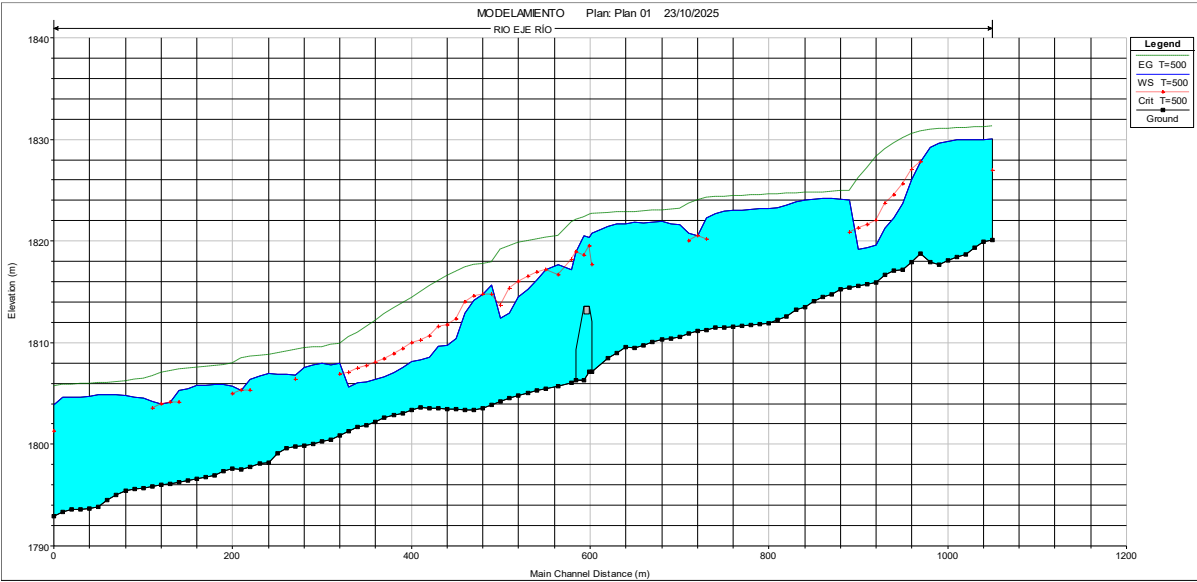


Figura 67

Vista del nivel y velocidades de flujo aguas arriba del puente, $T=500$ años

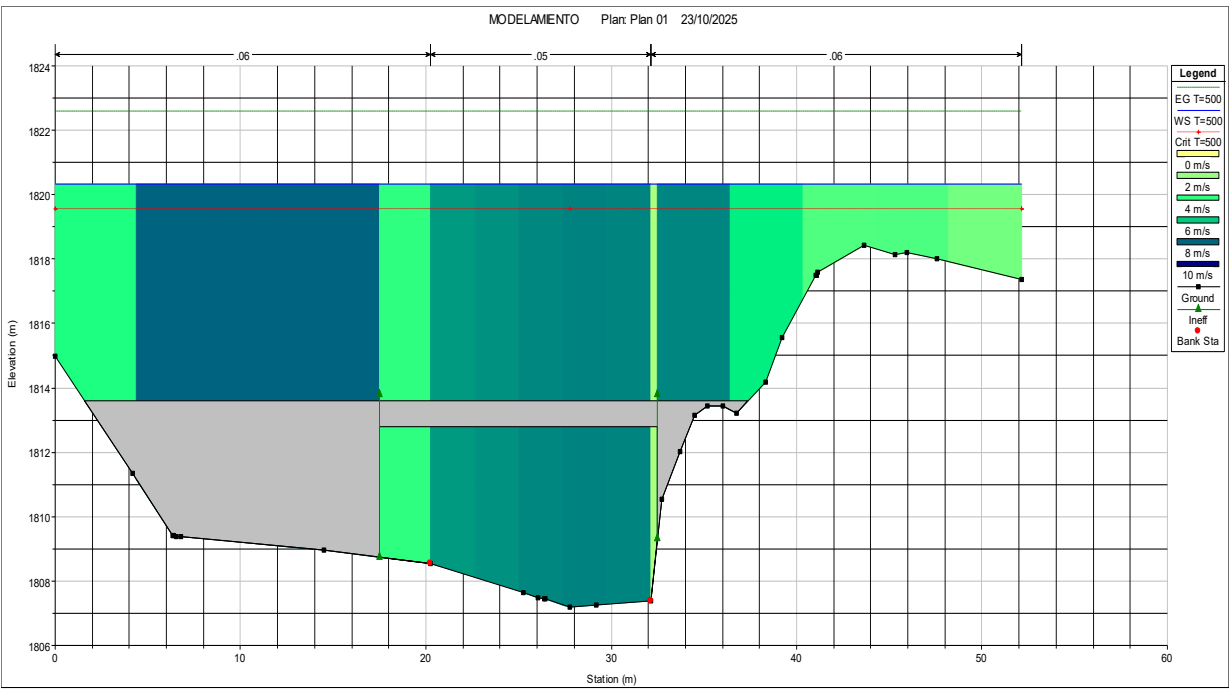
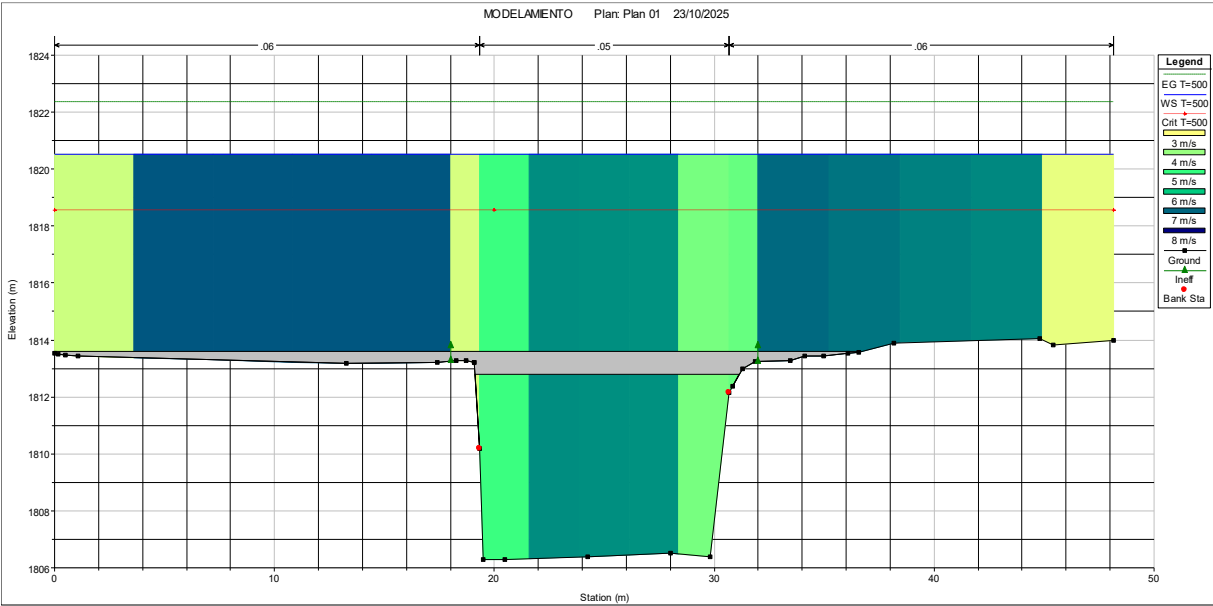


Figura 68

Vista del nivel y velocidades de flujo aguas abajo del puente, $T=500$ años



Los resultados de los parámetros hidráulicos y otros datos se muestran en la Tabla 34 para el caudal de $2400.80 \text{ m}^3/\text{s}$ ($T=500$ años).

Tabla 34

Valores de parámetros hidráulicos, $T=500$ años

Notación	Valor	Unidad
Q_{500}	2400.80	m^3/s
h	6.20	m
S	0.01	m/m
V	4.79	m/s
A	70.38	m^2
n	0.05	
N_F	0.58	

Cálculo de la Profundidad de socavación para T=500 años mediante HEC-RAS

v.6.3.0. Para el cálculo de la socavación general por contracción y local en estribos, se emplearon los métodos de **Lischtván-Lebediev** y **Artamonov**, respectivamente (Tablas 35 y 36). A partir de estos análisis, se consolidó el valor de la socavación total en estribos, detallado en la (Tabla 37)

Tabla 35

Socavación general por contracción (Método de Lischtván Levediev), para T=500 años

Símbolo	Valor	Unidad
$D_m =$	34.14	mm
$\gamma_m =$	1.62	t/m ³
$T_r =$	500	años
$Q_d =$	2400.8	m ³ /s
$S =$	0.01	m/m
$n =$	0.05	
$V =$	4.79	m/s
$A =$	70.38	m ²
$R =$	3.71	m
$h =$	6.20	m
$\mu =$	0.890	

$\beta =$	1.04	
$z =$	0.31	
$\varphi =$	1.91	
$\alpha =$	2	
$H_s =$	7.07	m
$D_s =$	0.87	m

Tabla 36

Socavación local en estribos (Método de Artamonov), para un $T=500$ años

Símbolo	Estribo izquierdo	Estribo derecho	Unidad
$T =$	500	500	años
$Q_d =$	2400.8	2400.8	m ³ /s
$Q_l =$	336.11	360.12	m ³ /s
$\Theta =$	20	20°	
$K_\Theta =$	0.84	0.84	
$K_Q =$	2.26	2.33	

$K_m =$	0.82	0.82	
$h =$	6.20	6.2	m
$H_T =$	9.65	9.93	m
$ds =$	3.45	3.73	m

Tabla 37

Socavación total, $T = 500$ años

Elemento	Socavación (m)
Estribo izquierdo	4.32
Estribo derecho	4.60

Simulación hidráulica para $T= 100$ años en Iber v.3.3.1. Se definió las condiciones de contorno de entrada asignando el hidrograma correspondiente al periodo de retorno de 100 años (Figura N° 69), luego se asignó las condiciones de contorno de salida (Figura N° 70) y finalmente se determinó la duración y el paso de tiempo para el cálculo que se ejecutó seguidamente. En la Figura N° 71 se visualiza el mapa del calado de la superficie del agua y en la Figura N° 72 se visualiza el mapa de elevación en m.s.n.m de la superficie del agua, en la Figura N° 73 se muestra la progresiva 0+584.12 inmediatamente aguas arriba del puente, donde se visualiza el perfil la superficie de agua en color azul.

Figura 69

Condiciones de contorno de entrada para el Puente Oscar Burga, $T=100$ años

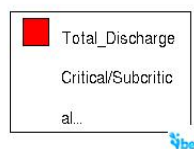


Figura 70

Condiciones de contorno de salida 2D para el puente Chontabamba, $T=100$ años



Figura 71

Tramo del río Llaucano simulado en software Iber para el puente Chontabamba, $T=100$ años

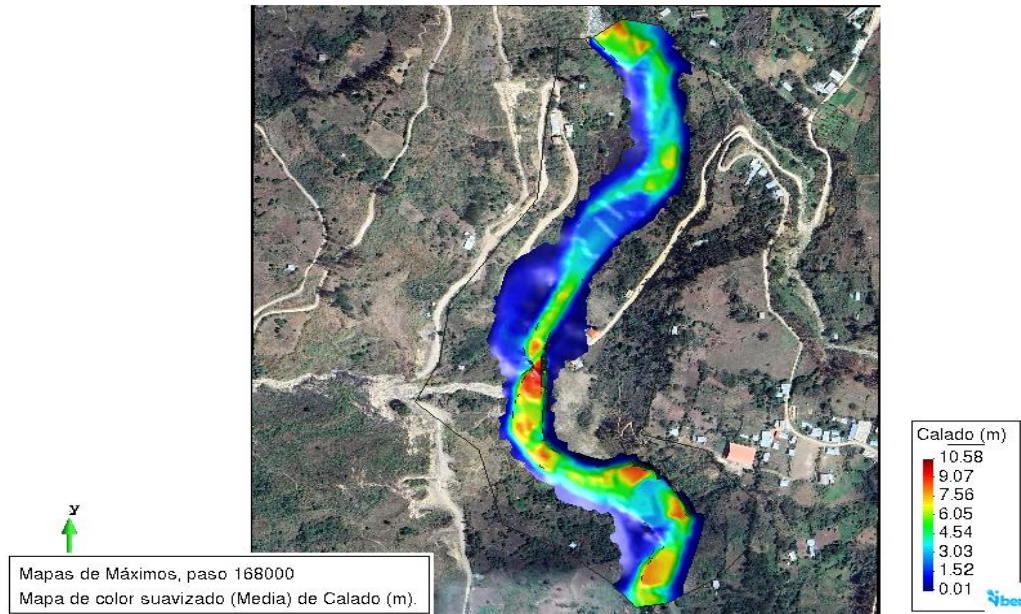


Figura 72

Tramo del río Llaucano simulado en software Iber para el puente Chontabamba, $T=100$ años

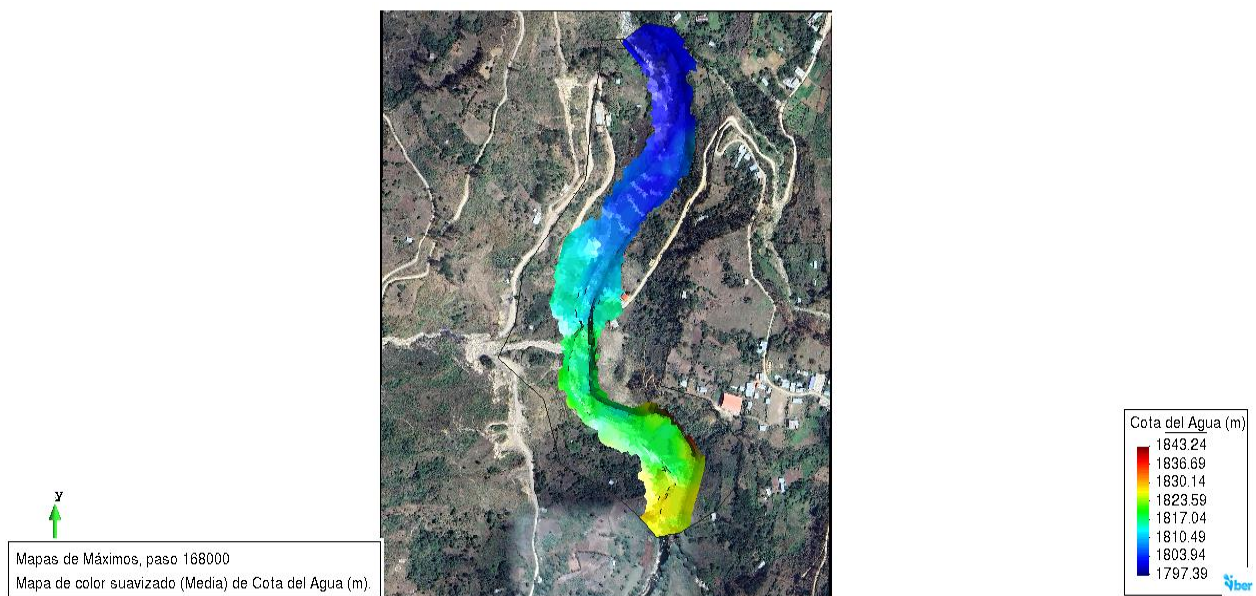
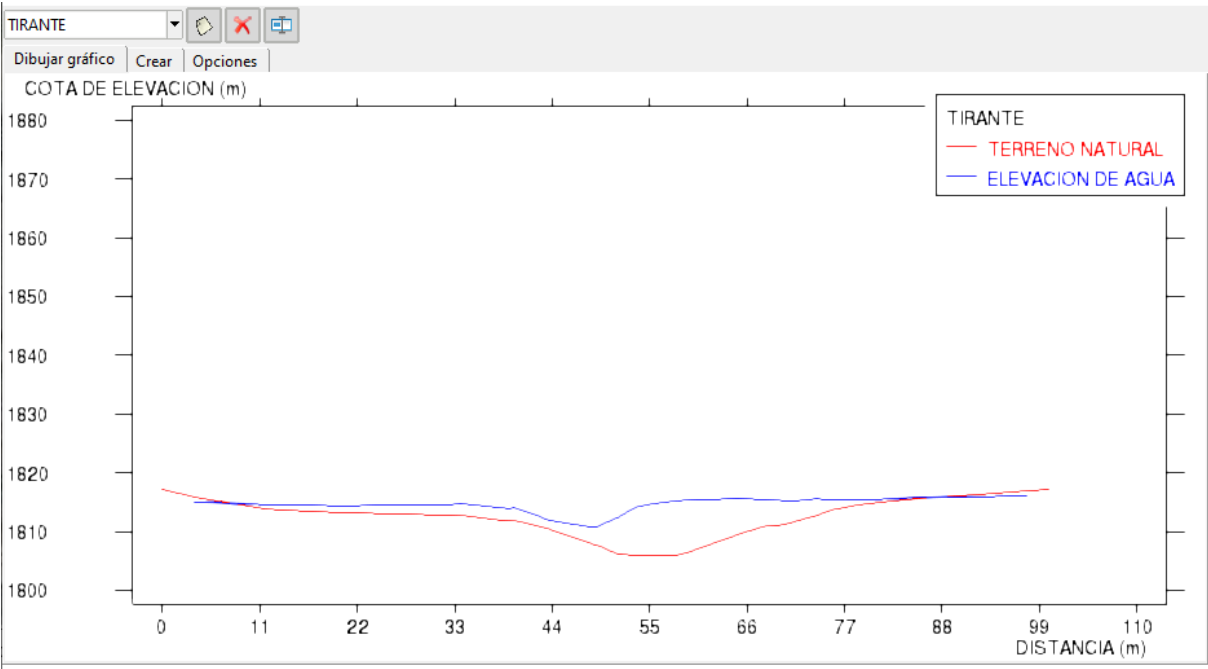


Figura 73

Sección 0 +584.12 inmediatamente aguas arriba del puente Chontabamba, T=100 años



Cálculo de la Profundidad de socavación para T=100 años mediante Iber v.3.3.1. La estimación de la socavación general por contracción se fundamentó en el método de Lischtván y Lebediev (Tabla 38). En cuanto a los fenómenos locales, se aplicó la metodología de Artamonov, para los estribos (Tabla 39). Finalmente, la integración de estos componentes permitió determinar la socavación total en estribos, cuyos resultados se detallan en las (Tabla 40), respectivamente.

Tabla 38

Socavación general por contracción (Método de Lischtván Lebediev), para un T=100 años

Símbolo	Valor	Unidad
$D_m =$	34.14	mm

$$\gamma_m = 1.62 \quad \text{t/m}^3$$

$$Tr = 100 \quad \text{años}$$

$$Q_d = 1483.9 \quad \text{m}^3/\text{s}$$

$$S = 0.01 \quad \text{m/m}$$

$$n = 0.05$$

$$V = 6.35 \quad \text{m/s}$$

$$A = 70.38 \quad \text{m}^2$$

$$R = 4.12 \quad \text{m}$$

$$h = 6.20 \quad \text{m}$$

$$\mu = 0.890$$

$$\beta = 0.99$$

$$z = 0.31$$

$$\varphi = 1.91$$

$$\alpha = 2$$

$$H_s = 7.34 \quad \text{m}$$

$$D_s = 1.14 \quad \text{m}$$

Tabla 39

Socavación local en estribos (Método de Artamonov, para un $T=100$ años

Símbolo	Estribo izquierdo	Estribo derecho	Unidad
$T =$	100	100	años
$Q_d =$	1483.9	1483.9	m^3/s
$Q_l =$	165.57	195.40	m^3/s
$\Theta =$	20	20°	
$K_\Theta =$	0.84	0.84	
$K_Q =$	2.07	2.19	
$K_m =$	0.82	0.82	
$h =$	6.20	6.20	m
$H_T =$	8.84	9.35	m
$ds =$	2.64	3.15	m

Tabla 40

Socavación total, $T = 100$ años

Elemento	Socavación (m)
Estribo izquierdo	3.78

Simulación hidráulica para $T= 500$ años en Iber v.3.3.1. Se definió las condiciones de contorno de entrada asignando el hidrograma correspondiente al periodo de retorno de 500 años Figura N° 74, luego se asignó las condiciones de contorno de salida Figura N° 75 y finalmente se determinó la duración y el paso de tiempo para el cálculo que se ejecutó seguidamente. En la Figura N° 76 se visualiza el mapa del calado de la superficie del agua y en la Figura N° 77 se visualiza el mapa de elevación en m.s.n.m de la superficie del agua, en la Figura N° 78 se muestra la progresiva 0+584.12 inmediatamente aguas arriba del puente, donde se visualiza el perfil la superficie de agua en color azul.

Figura 74

Condiciones de contorno de entrada 2D para el Puente Chontabamba, $T=500$ años

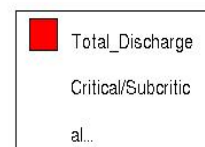


Figura 75

Condiciones de contorno de salida 2D para el puente Chontabamba, $T=500$



Figura 76

Tramo del río Llaucano simulado en software Iber para el puente Chontabamba, $T=500$ años

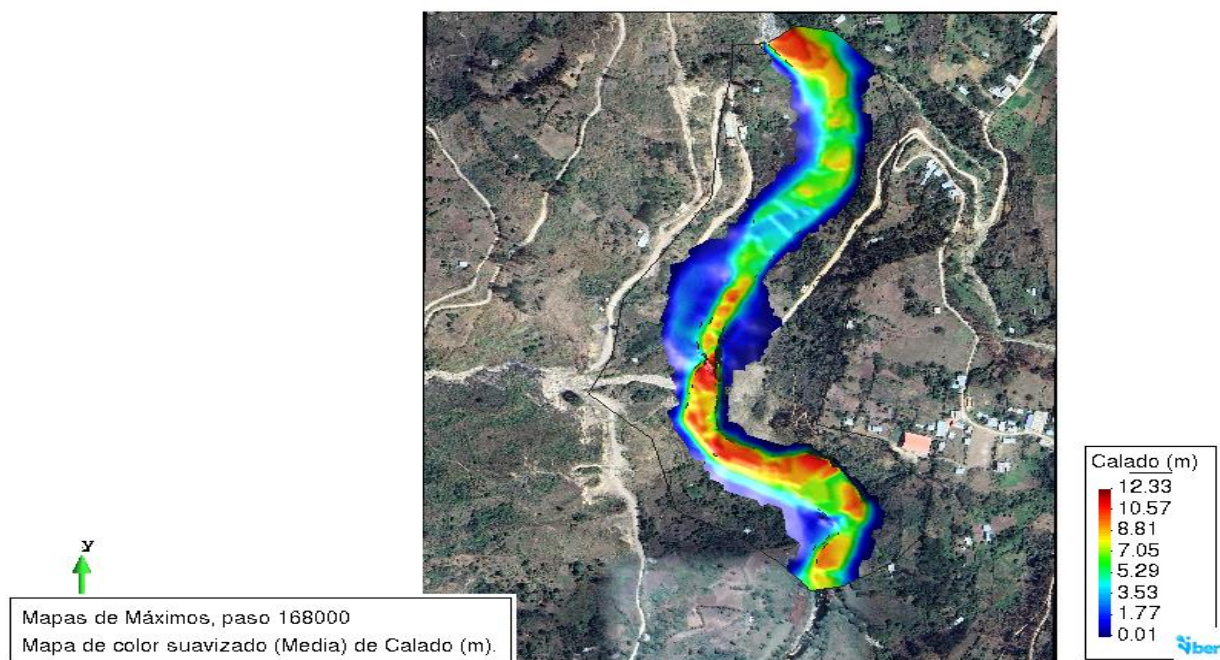


Figura 77

Tramo del río Llaucano simulado en software Iber para el puente Chontabamba, $T=500$ años

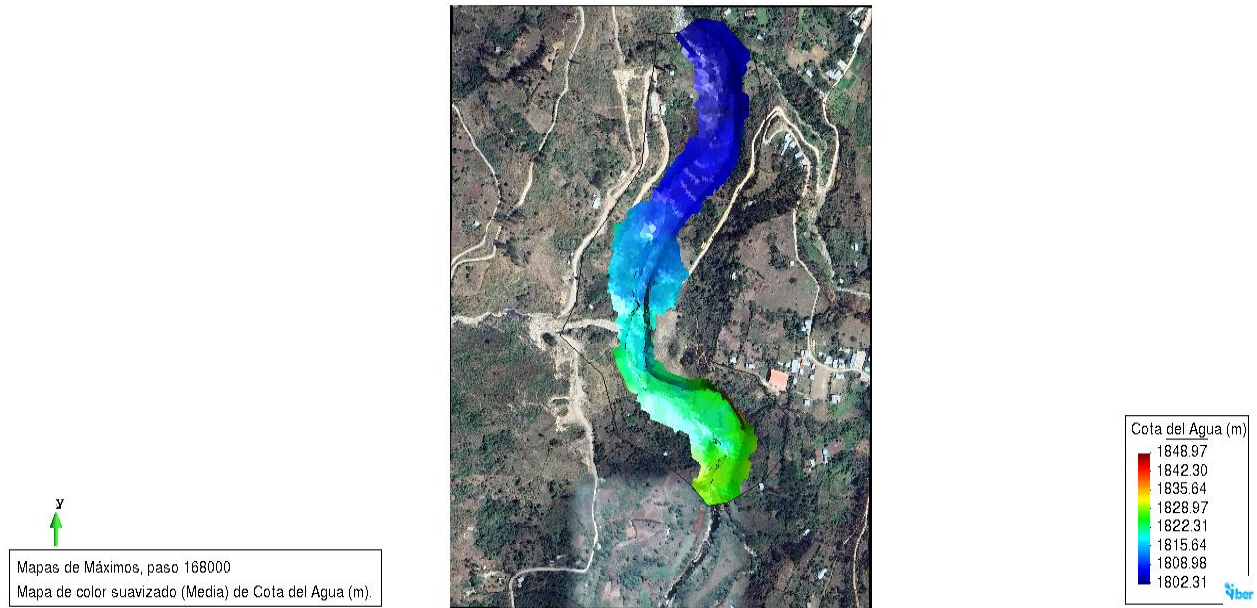
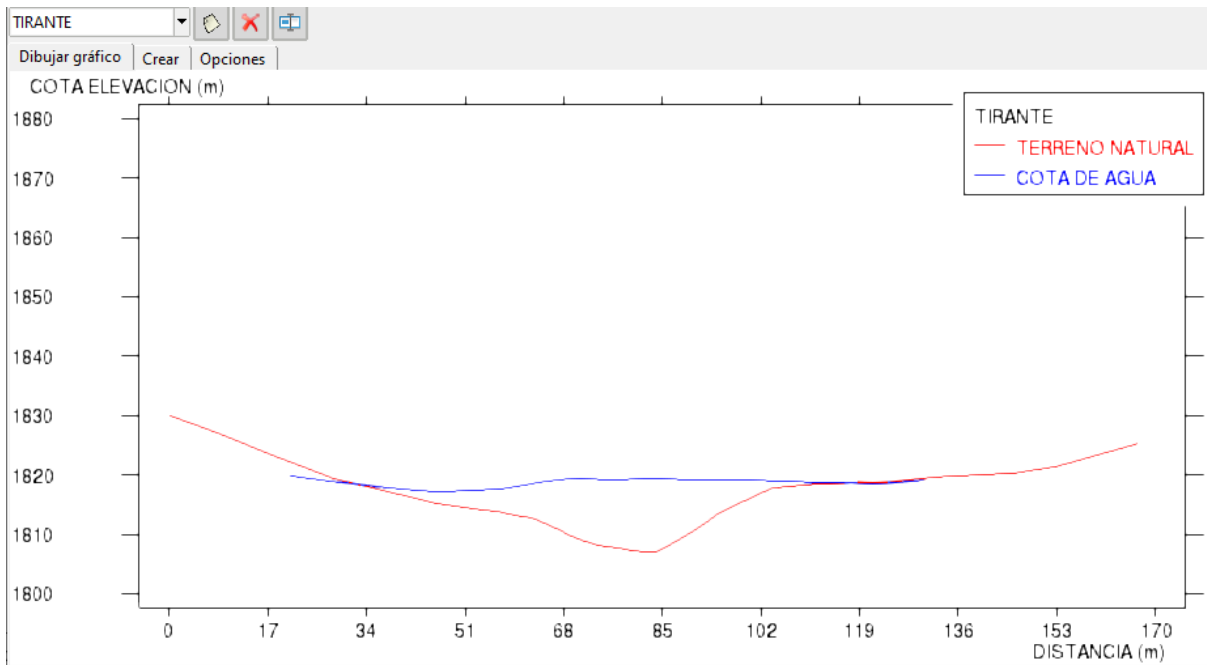


Figura 78

Sección 0 +584.12 inmediatamente aguas arriba del puente Chontabamba, $T=500$ años



Cálculo de la Profundidad de socavación para T=500 años mediante Iber v.3.3.1. La estimación de la socavación general por contracción se fundamentó en el método de Lischtván y Lebediev (Tabla 40). En cuanto a los fenómenos locales, se aplicó la metodología de Artamonov, para los estribos (Tabla 41). Finalmente, la integración de estos componentes permitió determinar la socavación total en estribos, cuyos resultados se detallan en las (Tabla 42), respectivamente.

Tabla 41

Socavación general por contracción (Método de Lischtván Lebediev), para un T=500 años

Símbolo	Valor	Unidad
$D_m =$	34.14	mm
$\gamma_m =$	1.62	t/m ³
$T_r =$	500	años
$Q_d =$	2400.8	m ³ /s
$S =$	0.01	m/m
$n =$	0.05	
$V =$	7.87	m/s
$A =$	70.38	m ²
$R =$	3.71	m
$h =$	6.20	m

$\mu =$	0.890	
$\beta =$	1.04	
$z =$	0.31	
$\varphi =$	1.91	
$\alpha =$	2	
$H_s =$	7.07	m
$D_s =$	0.87	m

Tabla 42

Socavación local en estribos (Método de Artamonov), para un $T=500$ años

Símbolo	Estribo izquierdo	Estribo derecho	Unidad
$T =$	500	500	años
$Q_d =$	2400.8	2400.8	m ³ /s
$Q_l =$	336.11	360.12	m ³ /s
$\Theta =$	20	20°	
$K_\Theta =$	0.84	0.84	

$K_Q =$	2.26	2.33	
$K_m =$	0.82	0.82	
$h =$	6.20	6.20	m
$H_T =$	9.65	9.93	m
$ds =$	3.36	3.64	m

Tabla 43

Socavación total, $T = 500$ años

Elemento	Socavación (m)
Estribo izquierdo	4.23
Estribo derecho	4.51

El flujo bajo presión en el puente Chontabamba se consideró debido a que el caudal supera la cota del tablero, provocando que la estructura trabaje en condición sumergida. Esta situación se presenta cuando el nivel del agua sobrepasa el tablero del puente, generando un régimen de flujo a presión. Cabe destacar que tanto en el modelo HEC-RAS como en el modelo IBER se obtuvieron resultados iguales para la socavación general y resultados similares para socavación local, confirmando la coherencia en la representación hidráulica de este comportamiento.

En la Tabla 44, se exponen los resultados comparativos de los niveles de vulnerabilidad por socavación. Se contrastan los valores medidos en la situación actual del puente frente a las

proyecciones obtenidas para los periodos de retorno de 100 y 500 años, permitiendo identificar el incremento del riesgo ante avenidas extraordinarias.

Tabla 44

Resumen de socavación total en el puente Chontabamba, $T = 100$ años y $T = 500$ años

Componente de socavación	Ubicación	Estado actual (m)	T = 100 años		T = 500 años	
			HEC-RAS	IBER	HEC-RAS	IBER
Socavación general por contracción (m)	Eje del cauce	1.46	1.14	1.14	0.87	0.87
Socavación local (m)	Estribo izquierdo	1.98	2.62	2.64	3.45	3.36
Socavación local (m)	Estribo derecho	1.06	2.90	3.15	3.73	3.64

Análisis de sensibilidad de los resultados de socavación local y general del puente Chontabamba

Para evaluar la confiabilidad de los resultados, se realizó un análisis de sensibilidad variando el coeficiente de Manning en $\pm 10\%$ ($n = 0.045$ a 0.055) y el peso específico de masa del suelo en $\pm 5\%$ ($\gamma_m = 1.54$ a 1.70 t/m^3), márgenes justificados por la heterogeneidad natural del cauce y del depósito aluvial. Dado que el caudal de diseño es fijo, la velocidad media está controlada por la continuidad ($V = Q/A$), por lo que la variación en n afecta la velocidad en apenas

$\pm 3.5\%$, mientras que la variación en γ_m modifica el coeficiente ϕ de Lischtván-Lebediev en $\pm 1.5\%$.

Los resultados se presentan en la Tabla 45 para $Tr = 100$ años y en la Tabla 46 para $Tr = 500$ años.

Para $Tr = 100$ años, el análisis de sensibilidad muestra que ante una variación de $\pm 10\%$ en n , la socavación total en el estribo izquierdo varía entre 3.64 m y 3.89 m (-3.7% a $+2.9\%$), y en el estribo derecho entre 3.91 m y 4.17 m (-8.9% a $+2.8\%$). Ante una variación de $\pm 5\%$ en γ_m , la variación es de -2.1% a $+1.1\%$ en el estribo izquierdo, y de -7.2% a -4.4% en el estribo derecho. En el escenario más conservador ($n = 0.055$), las profundidades mínimas son 3.64 m y 3.91 m, con relaciones D_s/H_z de 3.64 y 3.91, superando más de cinco veces el umbral de vulnerabilidad alta ($D_s/H_z \geq 0.67$).

Tabla 45

Análisis de sensibilidad de la socavación ante variación de Manning y peso específico de masa

$Tr = 100$ años

Parámetro	Escenario	Socavación	Socavación local (m)		Socavación Total (m)	
		General (m)	Izquierdo	Derecho	Izquierdo	Derecho
	$n=0.045$ (-10%)	1.18	2.71	2.99	3.89	4.17
Manning (n)	$n=0.050$ (base)	1.14	2.64	3.15	3.78	4.29
	$n=0.055$ ($+10\%$)	1.1	2.54	2.81	3.64	3.91
	$\gamma_m=1.54$ (-5%)	1.17	2.65	2.93	3.82	4.1
	$\gamma_m=1.62$ (base)	1.14	2.64	3.15	3.78	4.29

Peso						
específico de	$\gamma_m=1.70$ (+5%)	1.11	2.59	2.87	3.7	3.98
masa (γ_m)						

Nota. Hz = 1.00 m (altura de zapata). Umbral de vulnerabilidad alta: $D_s/Hz \geq 0.67$. Todos los escenarios superan el umbral.

Para $Tr = 500$ años, la variación de $\pm 10\%$ en n produce cambios de -3.5% a $+3.5\%$ en la socavación total de ambos estribos. La variación de $\pm 5\%$ en γ_m genera cambios de -1.9% a $+1.9\%$. En el escenario más conservador ($n = 0.055$), las profundidades mínimas son 4.17 m en el estribo izquierdo y 4.44 m en el estribo derecho, con relaciones D_s/Hz de 4.17 y 4.44, superando más de seis veces el umbral crítico.

Tabla 46

Análisis de sensibilidad de la socavación ante variación de Manning y peso específico de masa

Tr = 500 años

Parámetro	Escenario	Socavación	Socavación local (m)		Socavación Total (m)	
		General (m)	Izquierdo	Derecho	Izquierdo	Derecho
Manning (n)	$n=0.045$ (−10%)	0.9	3.57	3.86	4.47	4.76
	$n=0.050$ (base)	0.87	3.45	3.73	4.32	4.6
	$n=0.055$ (+10%)	0.84	3.33	3.6	4.17	4.44
Peso específico	$\gamma_m=1.54$ (−5%)	0.9	3.5	3.79	4.4	4.69
	$\gamma_m=1.62$ (base)	0.87	3.45	3.73	4.32	4.6

de masa						
γ_m	$\gamma_m=1.70 (+5\%)$	0.84	3.4	3.67	4.24	4.51

Nota. Hz = 1.00 m (altura de zapata). Umbral de vulnerabilidad alta: $Ds/Hz \geq 0.67$. Todos los escenarios superan el umbral.

Nivel de vulnerabilidad de la socavación local y general del puente Chontabamba

Es importante mencionar que los valores de nivel de vulnerabilidad de socavación general y local para la contratación de hipótesis se obtuvieron promediando los niveles de socavación obtenidos mediante los modelamientos de los softwares computacionales: HEC-RAS v.6.3.0 e Iber v.3.3.1, para lograr una mayor confiabilidad en los datos y resultados. Bajo el siguiente criterio se evaluará el nivel de vulnerabilidad a juicio del propio investigador se plantearon valores objetivos

✓ **Vulnerabilidad Baja.** Condición: El lecho del río llega solo hasta el inicio de la cimentación (parte superior de la zapata). Situación estructural: La zapata aún está confinada lateralmente, no hay pérdida significativa de capacidad portante. Estado: Estable, pero requiere monitoreo.

✓ **Vulnerabilidad Media.** Condición: La socavación alcanza aproximadamente la mitad de la altura de la zapata. Situación estructural: Se reduce el confinamiento lateral. Disminuye la capacidad portante. Puede empezar el riesgo de asentamientos o rotación. Estado: Riesgo moderado.

✓ **Vulnerabilidad Alta.** Condición: La socavación alcanza el fondo de la zapata o lo sobrepasa. Situación estructural: La zapata pierde apoyo, puede producirse: Asentamiento brusco, Inclinación, Falla estructural, Colapso del puente. Estado: Crítico.

Tabla 47

Clasificación de nivel de vulnerabilidad según nivel de socavación total

Relación lecho - zapata	Relación Ds/Hz	Nivel de vulnerabilidad
Lecho del rio al nivel superior de la zapata	0.00 - 0.33	Baja
Lecho del rio a la mitad de la zapata	0.34 - 0.66	Media
Lecho del rio al donde de la zapata o mayor	0.67 - 1.00 o más	Alta

Donde:

Ds = profundidad de socavación

Hz = altura de la zapata

Se presentan los niveles de vulnerabilidad por socavación obtenidos para los periodos de retorno de 100 y 500 años. Con el objetivo de garantizar la seguridad de la infraestructura bajo condiciones de flujo a presión, para la determinación del nivel de vulnerabilidad de socavacion general y local se ha seleccionado los valores más críticos (máxima profundidad de socavacion) detectados entre ambos softwares HEC-RAS v.6.3.0 e Iber v.3.3.

Tabla 48

Análisis del nivel de vulnerabilidad de las zapatas del puente Chontabamba, T=100 años

Subestructura	Altura Zapata (Hz)	Socavación (Ds)	Ds/Hz	Nivel vulnerabilidad
----------------------	-------------------------------	----------------------------	--------------	---------------------------------

Zapata Izquierda	1.00 m	3.78 m	3.78	alta
Zapata derecha	1.00 m	4.29 m	4.29	alta

Tabla 49

Análisis del nivel de vulnerabilidad de las zapatas del puente Chontabamba, $T=500$ años

Subestructura	Altura Zapata (Hz)	Socavación (Ds)	Ds/Hz	Nivel vulnerabilidad
Zapata Izquierda	1.00 m	4.32 m	4.32	alta
Zapata derecha	1.00 m	4.60 m	4.60	alta

4.2. Contrastación de hipótesis

Se analizaron las siguientes hipótesis:

H1: El puente Chontabamba presenta nivel de vulnerabilidad medio a alto frente a la socavación local y general, y está determinado principalmente por factores hidráulicos, geotécnicos y topográficos propios del cauce del río Llaucano.

H0: El puente Chontabamba no presenta nivel de vulnerabilidad medio a alto frente a la socavación local y general, y no está determinado principalmente por factores hidráulicos, geotécnicos y topográficos propios del cauce del río Llaucano.

Los datos obtenidos del estudio de socavación del puente Chontabamba que se muestran en la Tabla 46, nos arrojan los siguientes datos:

Periodo de Retorno (100 Años).

Se genera una socavación general por contracción de 2.14 m consecuencia, se rechaza la hipótesis nula (H_0) y se acepta la hipótesis alternativa.

Se genera una socavación local de 3.78 m para el Estribo Izquierdo y 4.29 m para el Estribo Derecho

Periodo de Retorno (500 Años)

Se genera una socavación general por contracción de 1.87 m consecuencia, se rechaza la hipótesis nula (H_0) y se acepta la hipótesis alternativa.

Se genera una socavación local de 4.32 m para el Estribo Izquierdo y 4.60 m para el Estribo Derecho

En consecuencia, se rechaza la hipótesis nula (H_0) y se acepta la hipótesis alternativa (H_1), concluyéndose que la socavación alrededor de ambos estribos es alta y significativa. Asimismo, los resultados obtenidos confirman la existencia de una diferencia significativa en el nivel de vulnerabilidad de la zapata en función de la profundidad de socavación.

Hipótesis específica N° 1: La socavación en el puente Chontabamba está influenciada significativamente por la interacción de factores hidráulicos como el caudal y la velocidad del flujo, factores topográficos como la pendiente y sinuosidad del cauce, y factores geotécnicos como la granulometría y cohesión de los sedimentos.

Los resultados obtenidos del análisis de los factores topográficos, geotécnicos e hidráulicos en el puente Chontabamba, confirmaron que la socavación está directamente relacionada con la interacción de dichas variables. Se observó que a mayores valores de pendiente y sinuosidad del

cauce, así como ante sedimentos de baja cohesión y granulometría fina, combinados con mayores caudales y velocidades de flujo, se incrementó significativamente la profundidad de socavación. Por lo tanto, se acepta la hipótesis específica N° 1.

Hipótesis específica N° 2: Bajo caudales máximos con periodos de retorno de 100 y 500 años, se presentan niveles de socavación local y general que superan los límites críticos de seguridad estructural del puente Chontabamba.

Los resultados del modelamiento hidráulico y del cálculo de socavación local y general, para periodos de retorno de 100 y 500 años muestran que las profundidades estimadas superan la profundidad crítica admisible de la cimentación del puente Chontabamba. Bajo estos escenarios de avenida máxima, el aumento del caudal: T=100 años un $Q = 1483.9 \text{ m}^3/\text{s}$ y T=500 años un $Q=2400.80$ de la velocidad del flujo intensifica los procesos de erosión del lecho, generando niveles de socavación que comprometen la estabilidad estructural. Por lo tanto, se verifica que los eventos extremos analizados sobrepasan los límites críticos de seguridad, aceptándose la Hipótesis específica N° 2.

Hipótesis específica N° 3: La simulación hidráulica mediante los modelos HEC-RAS e Iber evidencia que el puente Chontabamba presenta un nivel de vulnerabilidad hidráulica elevado ante eventos extremos, al registrarse concentraciones de flujo y zonas de alta erosión en los alrededores de los estribos y el lecho adyacente.

Los resultados obtenidos del modelamiento hidráulico unidimensional y bidimensional con HEC-RAS v. 6.3.0 e Iber v.3.3.1 muestran patrones de concentración de líneas de corriente, aumento de esfuerzos cortantes y generación de zonas de alta erosión alrededor de los estribos y

el lecho próximo a la estructura. Dichos efectos hidráulicos incrementan la probabilidad de socavación local y general, evidenciando un nivel de vulnerabilidad hidráulica alto del puente Chontabamba frente a eventos extremos. Por lo tanto, al demostrarse que las profundidades de socavación calculadas exceden los umbrales admisibles de estabilidad, se acepta la Hipótesis específica N° 3.

4.3. Discusión de resultados

El análisis de vulnerabilidad del puente Chontabamba, ubicado sobre el río Llaucano, se realizó para periodos de retorno de 100 y 500 años, correspondientes a caudales de 1,483.90 m³/s y 2,400.80 m³/s respectivamente. Bajo ambas condiciones, el nivel de agua supera la cota inferior del tablero (1,811.90 m.s.n.m.), alcanzando 1,818.28 m.s.n.m. para T=100 años y 1,820.42 m.s.n.m. para T=500 años, configurando un escenario de flujo a presión que intensifica la acción erosiva sobre la cimentación. La magnitud de estos caudales responde a las características geomorfológicas particulares de la cuenca del río Llaucano: una pendiente media de cuenca del 30.42%, un índice de Gravelius de 1.70 y un factor de forma de 0.45, que en conjunto describen una cuenca oblonga alargada con alta energía de relieve y escorrentía concentrada. La elevada pendiente genera tiempos de concentración cortos y picos de crecida de gran intensidad, mientras que la forma alargada de la cuenca favorece la acumulación progresiva del flujo a lo largo del cauce principal, amplificando el caudal pico en la sección del puente. Este comportamiento difiere hidráulicamente del reportado por Araos (2024), quien evaluó los puentes Guaiquillo y Lontué en cuencas chilenas con pendientes medias y regímenes hidrológicos influenciados por deshielo estacional, determinando incrementos de caudal de entre 30% y 90%. En esos casos, el aumento

proyectado de caudal obedece principalmente a la reducción de la cobertura nival por cambio climático, mecanismo ajeno a la dinámica del río Llaucano, cuya respuesta hidrológica es impulsada por lluvias convectivas de alta intensidad sobre una cuenca de relieve pronunciado. Esto explica por qué el incremento de caudal en el puente Chontabamba (161.8% entre el escenario base y $T=100$ años) es significativamente mayor que el estimado por Araos, no por diferencias metodológicas, sino por la mayor agresividad hidrometeorológica e hidrogeomorfológica de la cuenca del Llaucano. En la misma línea, Abdel-Mooty et al. (2024) evaluaron 30 puentes ferroviarios en el sureste de Inglaterra cuencas de baja pendiente, régimen pluvial oceánico y escorrentía lenta; concluyendo que 22 de ellos escalaron de prioridad media a alta en riesgo de socavación. Aun en ese contexto de menor agresividad hidráulica, la reclasificación masiva de riesgo confirma la tendencia global a subestimar la vulnerabilidad de puentes existentes; tendencia que en el río Llaucano se expresa con mayor severidad debido a su pendiente pronunciada, la baja cohesión del material de lecho ($D_m=34.14$ mm, GP) y la ausencia de obras de protección en los estribos. En contraste, el Transportation Department County of Riverside (2024) trabajó con caudales de 211 a 368 m^3/s en cuencas semiáridas con régimen de flujo intermitente, obteniendo socavaciones de apenas ≈ 1.00 m; diferencia que refleja la disimilitud de escala hidrológica y no invalida la comparación metodológica. Asimismo, Pamugkas et al. (2023), para el puente Ciujung en una cuenca tropical de Indonesia con caudales de hasta 122.78 m^3/s para $T=100$ años, concluyeron en la necesidad de reforzar pilares, evidenciando que incluso con caudales doce veces menores a los del río Llaucano, la socavación puede comprometer estructuras sin protección adecuada.

Para $T=100$ años se obtuvieron profundidades de socavación local de 3.78 m en el estribo izquierdo y 4.29 m en el estribo derecho; para $T=500$ años estas alcanzaron 4.32 m y 4.60 m respectivamente, con un incremento entre periodos de 14.3% en el estribo izquierdo y 7.2% en el estribo derecho, lo que confirma la relación directa entre el aumento de caudal y la capacidad erosiva del flujo. Estos resultados son comparables con los reportados por Quinte (2024), quien, para el puente Puerto Ocopa sobre el río Perené (Junín), determinó profundidades de socavación total de 16.50 m, 17.56 m y 19.53 m para $T=100$, 500 y 1,000 años respectivamente, concluyendo una vulnerabilidad alta asociada a un incremento de caudal del 51.19%. Si bien las profundidades absolutas en ese caso son mayores atribuibles al mayor volumen hídrico del río Perené, la categoría de vulnerabilidad alta y la progresión creciente de la socavación con el periodo de retorno son plenamente consistentes con los hallazgos del puente Chontabamba. En contraste, Sáenz (2024) reportó para el puente La Esperanza sobre el río Huallaga (Huánuco) profundidades de socavación local de 2.94 m en el estribo izquierdo y 3.62 m en el estribo derecho para $T=500$ años, con un caudal máximo de apenas 209.35 m³/s, concluyendo una vulnerabilidad media. La diferencia es significativa: el puente Chontabamba registra caudales once veces mayores y profundidades superiores en ambos estribos para el mismo periodo de retorno, lo que explica el salto a vulnerabilidad alta. De igual forma, Vásquez (2024), para el puente Conache sobre el río Moche (Trujillo), determinó una socavación general de 2.00 m y una socavación local de 3.30 m, valores inferiores a los 3.78 m obtenidos en el estribo izquierdo del puente Chontabamba ya para $T=100$ años. A nivel regional, Chegne (2024) estimó para el puente Yaminchad (San Pablo, Cajamarca) profundidades de socavación local de 3.01 m y 2.26 m en los estribos derecho e izquierdo para $T=380$ años, valores por debajo de los registrados en el puente Chontabamba incluso para $T=100$

años, lo que evidencia la mayor exposición hidráulica de esta última estructura. Del mismo modo, Yupanqui (2023) reportó profundidades de socavación local de hasta 4.58 m en el estribo derecho del puente San Antonio sobre el río Porcón (Cajamarca) para $T=313$ años, valor prácticamente equivalente al obtenido en el estribo derecho del puente Chontabamba para $T=500$ años (4.60 m), concluyendo que dicho puente debía quedar en desuso por superar la cota de cimentación. Esta similitud en magnitud y consecuencias refuerza la gravedad de la situación del puente Chontabamba.

El periodo de retorno de 500 años representa la condición más desfavorable del análisis, con una profundidad máxima de socavación local de 4.60 m en el estribo derecho, valor que supera 4.6 veces la altura de la zapata de cimentación ($H_z=1.00$ m). Esta magnitud resulta coherente con lo reportado por Velarde (2021), quien modeló el puente Morón sobre el río Rímac obteniendo una socavación máxima combinada de 4.7 m para $T=500$ años, valor muy próximo al del presente estudio. Palma (2022), para el puente Jangas (Huaraz), estimó profundidades de entre 2.00 m y 12.05 m para $T=500$ años según el método empírico empleado; la dispersión entre métodos contrasta con la consistencia entre HEC-RAS e Iber obtenida en este estudio, lo que refuerza la confiabilidad del enfoque numérico adoptado. A nivel regional, Delgado (2024) reportó erosión concentrada en el estribo derecho del puente Colpamayo (Chota, Cajamarca) para $T=500$ años, atribuida a la curvatura del lecho, coincidiendo con la localización del estribo más afectado en el puente Chontabamba y sugiriendo que la geometría del cauce es un factor determinante en la distribución espacial de la socavación. Respecto a medidas de mitigación, Luliquis & Vines (2022) demostraron que la instalación de collares en pilares reduce la socavación local entre 15.84% y 43.73%, siendo la modelación bidimensional en Iber la que mejor representó el proceso

erosivo; metodología coincidente con la del presente estudio. Tenorio & Valdera (2020), analizando puentes sobre el río Chonta (Cajamarca), reportaron socavaciones de entre 0.44 m y 1.50 m para caudales de hasta 313.8 m³/s, lo que refleja la diferencia de escala hidrológica respecto al río Llaucano.

Es necesario reconocer las limitaciones metodológicas que podrían influir en el margen de error de las proyecciones obtenidas. En primer lugar, la ausencia del expediente técnico original del puente Chontabamba impidió verificar las dimensiones exactas de la cimentación, la profundidad de desplante de diseño y los parámetros estructurales de los estribos. Ante esta restricción, los valores de altura de zapata ($H_z=1.00$ m) fueron estimados a partir de inspección visual en campo, lo que introduce una incertidumbre que podría subestimar o sobreestimar el nivel de vulnerabilidad real. En segundo lugar, el análisis de frecuencia de precipitaciones se sustentó en 35 años de registros (1989–2024) de la estación Quebrada Shugar; si bien este período es estadísticamente aceptable, no contempla de forma explícita la tendencia de intensificación de eventos extremos asociada al cambio climático, ni la posible no estacionariedad de la serie histórica. Las variaciones en los patrones de precipitación derivadas del fenómeno El Niño u otros forzantes climáticos regionales podrían incrementar los caudales de diseño más allá de los valores estimados, ampliando las profundidades de socavación proyectadas. En ese sentido, los resultados deben interpretarse como estimaciones de referencia bajo las condiciones hidrológicas actuales, reconociendo que escenarios futuros de mayor pluviosidad podrían agravar la vulnerabilidad del puente más allá de lo aquí calculado.

En consecuencia, los resultados obtenidos demuestran que el puente Chontabamba presenta un nivel de vulnerabilidad alta frente a la socavación local para ambos periodos de retorno analizados, confirmando la hipótesis H1 de la investigación. La profundidad de cimentación actual resulta insuficiente ante las profundidades de socavación estimadas, que superan la base de las zapatas en más de 3.78 veces para $T=100$ años y 4.32 veces para $T=500$ años. Esta condición es consistente con la mayoría de referencias consultadas, las cuales coinciden en que la combinación de caudales extremos, suelos granulares sin cohesión y cimentaciones con profundidad de desplante insuficiente constituye el escenario de mayor riesgo para la estabilidad de puentes fluviales. Se recomienda la implementación prioritaria de medidas de protección hidráulica enrocados, gaviones o collares en cimentaciones y el recalce de la cimentación, tomando como criterio mínimo las profundidades máximas de socavación estimadas para $T=500$ años.

CAPÍTULO V.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

Se concluye que los factores hidráulicos, topográficos y geotécnicos que inciden en la socavación del puente Chontabamba están vinculados a las características de su cuenca de aporte y a las propiedades del suelo de fundación. La cuenca, con un área de 1,121.41 km² y una pendiente media de la cuenca de 30.42 %, genera una respuesta hidrológica de alta intensidad ante precipitaciones extremas; el índice de Gravelius de 1.70 y el factor de forma de 0.45 confirman una cuenca oblonga alargada que favorece crecidas rápidas. En cuanto al suelo, se ejecutaron cuatro calicatas cuyos resultados arrojaron un diámetro medio (D_m) de 34.14 mm y un peso específico de masa de 1.62 t/m³, correspondiente a un material granular sin cohesión. Estas propiedades hacen que el lecho del río sea altamente susceptible a la erosión y al arrastre de partículas durante eventos de crecida, condición que se ve potenciada por el coeficiente orográfico bajo (0.01) y el elevado potencial erosivo de la cuenca.

El análisis hidrológico mediante HEC-HMS v.4.11 permitió estimar caudales máximos de diseño de 1,483.90 m³/s para un período de retorno de 100 años y de 2,400.80 m³/s para un período de retorno de 500 años. Frente a estas condiciones de crecida extrema, los modelamientos hidráulicos en HEC-RAS v.6.3.0 e Iber v.3.3.1 arrojaron niveles de aguas máximas extraordinarias (NAME) de 1,818.28 m.s.n.m. y 1,820.42 m.s.n.m. respectivamente, valores que superan la cota inferior del tablero del puente. Este escenario de flujo a presión genera corrientes verticales descendentes de alta turbulencia que agravan notablemente las profundidades de socavación

calculadas. La socavación general por contracción fue de 1.14 m para $T=100$ años y de 0.87 m para $T=500$ años; mientras que la socavación local en el estribo izquierdo alcanzó 3.78 m ($T=100$ años) y 4.32 m ($T=500$ años), y en el estribo derecho 4.29 m ($T=100$ años) y 4.60 m ($T=500$ años), representando en todos los casos incrementos significativos respecto a la socavación registrada en la condición actual (1.98 m y 1.06 m respectivamente).

El nivel de vulnerabilidad hidráulica del puente es ALTA en ambos estribos para los dos períodos de retorno evaluados. La relación D_s/H_z , con zapatas de $H_z=1.00$ m, alcanzó valores superiores a 3.78, rebasando ampliamente el umbral crítico (≥ 0.67), lo que compromete el apoyo de la cimentación y expone la estructura al riesgo de colapso. Estos resultados, consistentes entre HEC-RAS e Iber, confirman el estado crítico de la infraestructura.

En términos generales, el puente Chontabamba enfrenta una vulnerabilidad crítica frente a la socavación, determinada por la sinergia entre una cuenca de alta respuesta hidrológica, un suelo granular sin cohesión y una cimentación con profundidad de desplante insuficiente. Se recomienda intervenir de forma prioritaria mediante obras de protección de ribera y el recalce o rediseño de la cimentación, considerando las profundidades de socavación máximas estimadas.

5.2. Recomendaciones

Implementar un programa de manejo y conservación de la cuenca de aporte (1,121.41 km²), que incluya reforestación y control de erosión en las zonas de mayor pendiente, orientado a reducir la respuesta hidrológica acelerada asociada al índice de Gravelius (1.70) y al factor de forma oblongo (0.45) de la cuenca. Ampliar la campaña de exploración geotécnica más allá de las cuatro calicatas ejecutadas, incorporando ensayos adicionales de granulometría y densidad in situ en

distintos puntos del cauce, con el fin de reducir la incertidumbre asociada al material granular sin cohesión ($D_m = 34.14 \text{ mm}$) que caracteriza el lecho del río.

Dado que el Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias (NAME), supera la cota del tablero en aproximadamente 4.88 m para $T=100$ años y 7.02 m para $T=500$ años, generando condiciones de flujo a presión que comprometen la estabilidad de la cimentación, se recomienda implementar medidas de protección hidráulica a corto y mediano plazo sobre los estribos obras de protección de riberas y estribos (encausamiento, enrocado de protección, gaviones o pantallas de concreto). Estas medidas deben ejecutarse con carácter de urgencia mientras se gestiona el financiamiento y la viabilidad del proyecto de inversión pública (PIP) para la sustitución del puente Chontabamba. Entre las intervenciones prioritarias se consideran: la colocación de enrocados de protección en la base de los estribos con piedra de tamaño adecuado al diámetro medio del material de lecho ($D_m=34.14 \text{ mm}$) y las velocidades de flujo estimadas; la instalación de gaviones como revestimiento perimetral de los estribos para contener el avance de la socavación lateral; y la construcción de muros de contención o umbrales de fondo aguas arriba del puente para reducir la energía del flujo y controlar la erosión generalizada del lecho.

A mediano y largo plazo, se recomienda formular un Proyecto de Inversión Pública (PIP) orientado al rediseño estructural e hidráulico integral del puente Chontabamba. Dicho proyecto debe contemplar una mayor luz hidráulica que permita el paso libre del caudal de diseño sin generar contracción del flujo, una mayor altura libre (gálibo) que supere el NAME para $T=500$ años, y una profundidad de cimentación que exceda las profundidades máximas de socavación estimadas (4.60 m), cumpliendo con los criterios normativos vigentes del Manual de Puentes del

MTC y las disposiciones del SNIP/Invierte.pe para infraestructura vial en zonas de alta vulnerabilidad hidráulica.

Finalmente, se recomienda implementar un sistema de monitoreo continuo del nivel del río y del estado de los estribos, mediante la instalación de sensores de nivel o estaciones hidrométricas aguas arriba al puente. Este sistema permitiría activar protocolos de alerta temprana ante eventos de crecida, facilitando la toma de decisiones oportunas para la restricción del tráfico vehicular y la protección de los usuarios, especialmente durante la temporada de lluvias entre los meses de noviembre y abril.

CAPÍTULO VI.

REFERENCIAS

- Abdel-Mooty, M. N., Sasidharan, M., Herrera, M., Parlikad, A. K., Schooling, J., El-Dakhakhni, W., & Coulibaly, P. (2024). Strategic assessment of bridge susceptibility to scour. *Reliability Engineering & System Safety*, 251, 1-10.
doi:<https://doi.org/10.1016/j.ress.2024.110334>
- Aguado, A. (2012). *Estimación de la socavación en puentes para su uso en el cálculo del riesgo físico*. [Tesis de grado, Universidad Autónoma de México]. Obtenido de <https://repositorio.unam.mx/contenidos/453484>
- Alvarado, D. A., & Cortez, P. J. (2018). *Influencia del tiempo de almacenamiento y tipo de cemento en la fluidez, fraguado y compresión de morteros de asiento*. [Tesis de grado, Universidad Nacional de Trujillo]. Obtenido de <http://dspace.unitru.edu.pe/handle/UNITRU/11039>
- ANA. (2023). *Reporte técnico de vulnerabilidad de infraestructura vial ante eventos hidrometeorológicos en Cajamarca*. Autoridad Nacional del Agua.
- Araos, A. J. (2024). *Evaluación de la vulnerabilidad de obras hidráulicas frente a caudales de crecida considerando cambio climático: Caso de estudio: puentes Guaiquillo y Lontué*. [Tesis de grado, Universidad de Chile]. Obtenido de <https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/201887>
- Arévalo, S., & Tarrillo, O. (2021). *Influencia del módulo de finura de la arena en la resistencia del concreto elaborado con cemento portland tipo Ico, usado en la construcción en la*

zona urbana de Tarapoto, provincia y región San Martín–2020. [Tesis para optar el título de Ingeniero Civil, Universidad Científica del Perú]. Obtenido de <http://repositorio.ucp.edu.pe/handle/UCP/1207>

Arora, R. K., & Banerjee, S. (2024). Flood vulnerability of inland bridges with foundation scour. *Structure and Infrastructure Engineering*, 1(1), 1-17.
doi:<https://doi.org/10.1080/15732479.2024.2386080>

Autoridad Nacional del Agua. (2019). *Consejo de Recursos Hídricos de Cuenca Pampas*. Recuperado el 11 de 2024, de Ministerio de Desarrollo Agrario y Riego: [https://www.ana.gob.pe/2019/consejo-de-cuenca/pampas/F#:~:text=Pendiente%20Media%20del%20R%C3%ADo%20\(Ic,de%20agua%20entre%20dos%20puntos.&text=Siendo:,Ic%20=%20Pendiente%20media%20del%20r%C3%ADo.&text=HM%20y%20Hm%20=%20Altitud%20m%C3%A1xima,del%20r%C3%ADo](https://www.ana.gob.pe/2019/consejo-de-cuenca/pampas/F#:~:text=Pendiente%20Media%20del%20R%C3%ADo%20(Ic,de%20agua%20entre%20dos%20puntos.&text=Siendo:,Ic%20=%20Pendiente%20media%20del%20r%C3%ADo.&text=HM%20y%20Hm%20=%20Altitud%20m%C3%A1xima,del%20r%C3%ADo)

Ávila, D. H., & Jiménez, L. E. (2020). *Características del concreto en estado fresco y endurecido elaborado con el agregado global roca cuarcita de la cantera el Inca y cemento portland tipo Ms e ico del centro poblado santa clara de tulpo-Santiago de Chuco*. [Tesis para optar el título de Ingeniero Civil, Universidad Privada Antenor Orrego]. Obtenido de <https://hdl.handle.net/20.500.12759/7020>

Bernal, C. (2016). *Metodología de la investigación, 4ta edición*. Pearson. Obtenido de https://www.academia.edu/44228601/Metodologia_De_La_Investigaci%C3%B3n_Bernal_4ta_edici%C3%B3n

- Beven, K., & Binley, A. (1992). The future of distributed models: Model calibration and uncertainty prediction. *Hydrological Processes*, 6(3), 279-298.
doi:<https://doi.org/10.1002/hyp.3360060305>
- Beven, K., & Freer, J. (2001). Equifinality, data assimilation, and uncertainty estimation in mechanistic modelling of complex environmental systems using the GLUE methodology. *Journal of Hydrology*, 249(1-4), 11-29. doi:[https://doi.org/10.1016/S0022-1694\(01\)00421-8](https://doi.org/10.1016/S0022-1694(01)00421-8)
- Bharadwaj, M. R., Gupta, L. K., Pandey, M., & Valyrakis, M. (2025). Countermeasures for local scour around the bridge pier: A review. *Acta Geophysica*, 73(1), 701-728.
doi:<https://doi.org/10.1007/s11600-024-01361-z>
- Bladé, E., Cea, L., Corestein, G., Escolano, E., Puertas, J., Vázquez- Cendón, E., . . . Col, A. (2014). Iber: herramienta de simulación numérica del flujo en ríos. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, 30(1), 1-10.
doi:<https://doi.org/10.1016/j.rimni.2012.07.004>
- Bono, R. (2012). *Diseños cuasi-experimentales y longitudinales*. Universidad de Barcelona.
Obtenido de <http://hdl.handle.net/2445/30783>
- Cely, N. J., Gallardo, R. J., & Guerrero, G. (2022). *Hidráulica De Canales Principios Fundamentales*. Bogotá-Ediciones Nueva Jurídica. Obtenido de <https://repositorio.ufps.edu.co/handle/ufps/6733>

Chegne, R. D. (2023). *Prediccion de la socavación local en el puente Yaminchad para máximas avenidas, utilizando un modelo numérico, San Pablo-Cajamarca,2022*. [Tesis de grado, Universida Nacional de Cajamarca]. Obtenido de <http://hdl.handle.net/20.500.14074/6267>

Chegne, R. D. (2024). *Prediccion de la socavación local en el puente Yaminchad para máximas avenidas, utilizando un modelo numérico, San Pablo-Cajamarca,2022*. [Tesis de grado, Universidad Nacional de Cajamarca]. doi:<http://hdl.handle.net/20.500.14074/6267>

Chow, V. T., Maidment, D. R., & Mays, L. W. (1998). *Hidrología Aplicada*. McGraw-Hill.

Chura, I. M. (2022). *Diseño hidrologico inicial de verificacion para la altura de emplazamiento de la superestructura del puente Sewencani sobre el río Huallatiri*. [Tesis de Grado, Universidad Mayor de San Andrés]. Obtenido de <http://repositorio.umsa.bo/xmlui/handle/123456789/30651>

Delgado, E. (2024). *Influencia de los parámetros hidrológicos y geomorfológicos de la quebrada La Potrera en la socavación local del Puente Colpamayo, Chota, 2021*. [Tesis de grado para optar el título de Ingeniero Civil, Universidad Nacional Autónoma de Chota]. doi:<http://hdl.handle.net/20.500.14142/494>

Delgado, F. E. (2024). *Redes neuronales artificiales para la estimación de la socavación en pilares de puentes en el Perú*. [Tesis de grado, Universidad Nacional Agraria la Molina]. Obtenido de <https://hdl.handle.net/20.500.12996/6864>

- Encalada, M. (2022). *Evaluación de la socavación local en los pilares de concreto del puente Ramis Puno 2020*. [Tesis de pregrado, Universidad Nacional Mayor de San Marcos].
Obtenido de <https://hdl.handle.net/20.500.12672/18558>
- Enríquez, M. P., & Enríquez, M. L. (2011). Aplicación del método de muskingum (modelo hidrológico) en el pronóstico de crecientes e inundaciones en la zona Quevedo – Mocache. [Tesis para optar el título de Ing. Gestión Ambiental]. Quevedo, Universidad Técnica Estatal de Quevedo . 44 p.
- Erzilla, A. (17 de Enero de 2024). *Partes de un puente: Cimentación, subestructura y superestructura*. Recuperado el 04 de enero de 2025, de ULMA:
<https://www.ulmaconstruction.es/es-es/ulma/blog/partes-puente>
- Fajardo-Becerra, J. S., & Sierra-Salinas, Y. F. (2021). *Análisis del efecto que tiene las formas de las pilas en el comportamiento hidrodinámico y en el transporte de sedimentos de fondo para un tramo del río Magdalena en el departamento de Bolívar - Colombia, mediante la modelación en Iber*. [Tesis de grado, Universidad Católica de Colombia]. Obtenido de <https://hdl.handle.net/10983/26761>
- Fragoso, L., Ruiz y Zurvia Flores, J. R., & Rosales, G. V. (2023). Reducción de la socavación local en estribos cortos y verticales de puentes. *Ingeniería Hidráulica y Ambiental*, 44(2), 71-83. Obtenido de http://scielo.sld.cu/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1680-03382023000200071&lng=es&tlng=es
- French, R. (1988). *Hidráulica de Canales Abiertos*. McGraw-Hill.

- Gaspari, F., Rodríguez, A., Senisterra, G., Delgado, M., & Besteiro, S. (2013). *Elementos metodológicos para el manejo de cuencas hidrográficas*. Buenos. Universida Nacional de la Plata. Obtenido de <http://sedici.unlp.edu.ar/handle/10915/27877>
- Genovez, D. G. (2018). *Análisis de precipitaciones y elaboración de hietogramas de diseño para la ciudad de Cuenca*. [Tesis de grado, Universidad de Azuay]. Obtenido de <http://dspace.uazuay.edu.ec/handle/datos/8278>
- Ghumman, A. R., Haider, H., Al Salamah, I. S., Shafiquzzaman, M., Alodah, A., Alresheedi, M., & Pasha, G. A. (2024). Local Scour Depth Around Bridge Piers: Performance Evaluation of Dimensional Analysis-based Empirical Equations and AI Techniques. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 28(8), 3270-3285. doi:<https://doi.org/10.1007/s12205-024-1161-x>
- Grajales, T. (2000). *Tipos de investigación*. Efaind. Obtenido de chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcglclefindmkaj/<https://cmapspublic2.ihmc.us/rid=1RM1F0L42-VZ46F4-319H/871.pdf>
- Guevara, M. E. (2016). *Socavación en puentes, poapayan Colombia*. [Universidad del Cauca]. Obtenido de <https://books.google.es/books?id=gExhEAAQBAJ&lpg=PA7&ots=wqq2QO-0Q2&dq=Socavaci%C3%B3n%20en%20puentes.%20Popayan%2C%20Colombia&lr&hl=es&pg=PA83#v=onepage&q=Socavaci%C3%B3n%20en%20puentes.%20Popayan,%20Colombia&f=false>
- Gutiérrez, C. (2014). *Hidrología básica y aplicada*. Abya-Yala/UPS. Obtenido de <https://dspace.ups.edu.ec/handle/123456789/6758>

Hernández, M. R. (2012). *Evaluación de la Incertidumbre de los Parámetros y su efecto sobre la Incertidumbre Predictiva de un Modelo Hidrológico Distribuido mediante un algoritmo Markov Chain Monte Carlo de tipo Adaptativo*. [Tesis fin de máster, Universitat Politècnica de Valencia].

Hernández-Sampieri, R. (2019). *Metodología de la investigación*. McGraw Hill Educación.

Obtenido de

[http://observatorio.epacartagena.gov.co/wpcontent/uploads/2017/08/metodologia -de - la - investigacion - sextaedicion.comprimido.pdf](http://observatorio.epacartagena.gov.co/wpcontent/uploads/2017/08/metodologia-de-la-investigacion-sextaedicion.comprimido.pdf)

Hoffmans, G. J., & Verheij, H. J. (2021). *Scour manual: Current-related erosion*. CRC Press.

Huarca, A. S. (2023). *Metodología de evaluación hidrológica de puentes sobre cauces de río - caso de estudio: Río Chili en la ciudad de Arequipa, Perú*. [Tesis de grado, Universidad Católica de Santa María en Arequipa].

Idrogo, N. A. (2022). *Evaluación de la condición global y funcionalidad técnica de las obras de arte de la carretera CA-105, Km 65+000 al Km 78+000, Chota*. [Tesis de grado, Universidad Nacional Autónoma de Chota].

INACAL . (2020). *NTP 400.024 AGREGADOS. Método de ensayo para determinar las impurezas orgánicas en el agregado fino para concreto. 4a Ed.* Instituto Nacional de Calidad (INACAL).

- INACAL. (2015). *NTP 339.152 SUELOS. Método de ensayo normalizado para la determinación del contenido de sales solubles en suelos y agua subterránea*. Instituto Nacional de Calidad (INACAL).
- INACAL. (2016). *NTP 400.042 AGREGADOS. Método de ensayo para la determinación cuantitativa de cloruros y sulfatos solubles en agua para agregados en concreto. 2a Ed.* Instituto Nacional de Calidad (INACAL).
- INACAL. (2017). *NTP 339.081 CONCRETO. Método de ensayo volumétrico para determinar el contenido de aire del concreto fresco. 3ª Ed.* Instituto Nacional de Calidad (INACAL).
- INACAL. (2018). *NTP 339.213 CONCRETO. Método de ensayo normalizado para la elaboración, curado acelerado y ensayo en compresión de especímenes de concreto. 2a Ed.* Instituto Nacional de Calidad (INACAL).
- INACAL. (2019). *NTP 339.046 CONCRETO. Método de ensayo para determinar la densidad (peso unitario), rendimiento y contenido de aire (método gravimétrico) del concreto. 3a Ed.* Instituto Nacional de Calidad.
- INACAL. (2019). *NTP 339.146 SUELOS. Método de ensayo normalizado para el valor equivalente de arena de suelos y agregado fino. 1ª Ed.* Instituto Nacional de Calidad (INACAL).
- INACAL. (2020). *NTP 400.015 AGREGADOS. Determinación del contenido de terrones de arcilla y partículas desmenuzables en los agregados. Método de ensayo. 4a Ed.* Instituto Nacional de Calidad (INACAL).

INACAL. (2020). *NTP 400.017 AGREGADOS. Método de ensayo para determinar la masa por unidad de volumen o densidad (“Peso Unitario”) y los vacíos en los agregados*. Instituto Nacional de Calidad (INACAL).

INACAL. (2020). *NTP 400.018 AGREGADOS. Determinación de materiales más finos que pasan por el tamiz normalizado 75 μm (No. 200) por lavado en agregados. Método de ensayo. 4a Ed.* Instituto Nacional de Calidad (INACAL).

INACAL. (26 de noviembre de 2020). *NTP 400.019 AGREGADOS. Determinación de la resistencia al desgaste en agregados gruesos de tamaños menores por abrasión e impacto en la máquina de Los Ángeles. Método de ensayo*. Instituto Nacional de Calidad (INACAL).

INACAL. (2020). *NTP 400.021 AGREGADOS. Densidad relativa (peso específico) y absorción del agregado grueso. Método de ensayo*. INSTITUTO NACIONAL DE CALIDAD (INACAL).

INACAL. (2021). *NTP 339.034 CONCRETO. Determinación de la resistencia a la compresión del concreto en muestras cilíndricas. Método de ensayo. 5a Ed.* Instituto Nacional de Calidad (INACAL).

INACAL. (2021). *NTP 339.183 CONCRETO. Práctica para la elaboración y curado de especímenes de concreto en el laboratorio. 3a Ed.* Instituto Nacional de Calidad (INACAL).

INACAL. (2021). *NTP 339.184 CONCRETO. Determinación de la temperatura del concreto de cemento hidráulico recién mezclado. Método de ensayo. 3a Ed.* Instituto Nacional de Calidad (INACAL).

INACAL. (2021). *NTP 339.185 AGREGADOS. Determinación del contenido de humedad total evaporable de agregados por secado. Método de ensayo. 3a Ed.* Instituto Nacional de Calidad (INACAL).

INACAL. (2021). *NTP 400.012 AGREGADOS. Análisis granulométrico del agregado fino y grueso. Método de ensayo. 4a Ed.* Instituto Nacional de Calidad (INACAL).

INACAL. (2021). *NTP 400.037 AGREGADOS. Agregados para concreto. Especificaciones. 5a Ed.* Instituto Nacional de Calidad (INACAL).

INACAL. (2021). *NTP 400.037 AGREGADOS. Agregados para concreto. Especificaciones. 5a Ed.* Instituto Nacional de Calidad (INACAL).

INACAL. (2022). *NTP 339.035 CONCRETO. Medición del asentamiento del concreto de cemento hidráulico. Método de ensayo. 5ª Ed.* Instituto Nacional de Calidad (INACAL).

INACAL. (2024). *NTP 400.022 AGREGADOS. Determinación de la densidad relativa (peso específico) y absorción del agregado fino. Método de ensayo. 5ª Ed.* INSTITUTO NACIONAL DE CALIDAD (INACAL).

Informe Técnico Municipalidad de Paccha. (2024). *Inspección de daños estructurales en el puente Chontabamba.* Municipalidad de Paccha, Cajamarca.

Julien, P. Y. (2010). *Erosion and sedimentation.* Cambridge university press.

- Karriqi, T., Matos, J. C., Dang, N. S., & Xia, Y. (2024). Bridge Assessment under Earthquake and Flood-Induced Scour. *Applied Sciences*, 14(12), 1-19.
doi:<https://doi.org/10.3390/app14125174>
- Khaled, A. (2008). *Aplicaciones del modelo HEC-RAS para el análisis del flujo no permanente con superficie libre*. [Tesis de grado, Escuela Politécnica Nacional]. Obtenido de https://www.academia.edu/66343553/Aplicaciones_del_modelo_HEC_RAS_para_el_an%C3%A1lisis_del_flujo_no_permanente_con_superficie_libre
- Khan, Z. U., Khan, D., Murtaza, N., Pasha, G. A., Alotaibi, S., Rezzoug, A., & Khedher, K. M. (2024). Advanced prediction models for scouring around bridge abutments: A comparative study of empirical and AI Techniques. *Water*, 16(21), 1-30.
doi:<https://doi.org/10.3390/w16213082>
- Knighton, D. (2014). *Formas y procesos fluviales: una nueva perspectiva* ((2 ed) ed.). Routledge. doi:<https://doi.org/10.4324/9780203784662>
- Leopold, L. B., Wolman, M., Miller, J. P., & Wohl, E. E. (s.f.). *Procesos fluviales en geomorfología*. Publicaciones Courier Dover.
- Luliquis, S., & Vines, S. (2022). *Evaluación conceptual y numérica de la socavación local de pilares con collares para el puente Andrés Avelino Cáceres utilizando HEC-RAS e Iber - Piura – Perú*. [Tesis de grado, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas (UPC)].
doi:<http://hdl.handle.net/10757/667101>

- Lux, B. (2016). *Conceptos básicos de Morfometría de Cuencas Hidrográficas*. Universidad de San Carlos de Guatemala. Obtenido de <http://www.repositorio.usac.edu.gt/id/eprint/4482>
- Maroni, A., Tubaldi, E., McDonald, H., & Zonta, D. (2023). Monitoring-based adaptive water level thresholds for bridge scour risk management. *Reliability Engineering & System Safety*, 238, 1-13. doi:<https://doi.org/10.1016/j.ress.2023.109473>
- Matisoff, G., & Wang, X. (2012). *Geomorfología y sedimentología del entorno ribereño*. Springer.
- Mejía, A. (2006). *Hidrología Aplicada*. Universidad Agraria la Molina.
- Melville, B. W., & Coleman, S. E. (2015). *Socavación del puente*. Publicación sobre recursos hídricos.
- Montanari, A. (2007). What do we mean by "uncertainty"? The need for a consistent wording about uncertainty assessment in hydrology. *Hydrological Processes*, 21(6), 841-845. doi:<https://doi.org/10.1002/hyp.6623>
- MTC. (2013). *Manual de Carreteras: Especificaciones Técnicas Generales para Contrucción EG-2013*. Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC).
- MTC. (2014). *Manual de Carreteras: Hidrología, Hidráulica y Drenaje*. Ministerio de Transportes y Comunicaciones. Obtenido de <https://www.gob.pe/institucion/mtc/normas-legales/4443017-20-2011-mtc-14>
- MTC. (2018). *Manual de hidrología, hidráulica y drenaje*. Ministerio de transportes y comunicaciones.

MTC. (2018). *Manual de Puentes*. Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC).

doi:https://portal.mtc.gob.pe/transportes/caminos/normas_carreteras/documentos/manuales/MANUAL%20DE%20PUENTES%20PDF.pdf

MTC. (2023). *Plan Nacional de Infraestructura Vial frente al cambio climático 2023-2050*.

Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú.

Noreña, A. L., Alcaraz-Moreno, N., Rojas, J. G., & Rebolledo-Malpica, D. (2012).

Aplicabilidade dos critérios de rigor e éticos na pesquisa qualitativa. *Aquichan*, 12(3), 263-274. Obtenido de http://www.scielo.org.co/scielo.php?pid=S1657-59972012000300006&script=sci_abstract&tlng=pt

Ochoa, T. (2017). *Hidrología hidráulica y socavación en puentes*. Editorial ECOE. Obtenido de

<https://afly.co/x843>

Ortiz, O. (2004). *Hidrología Aplicada*.

Ortiz-Vera, O. (2015). Similitud Hidráulica de Sistemas Hidrológicos Altoandinos y

Transferencia de Información Hidrometeorológica. *Tecnología y ciencias del agua*, 6(4), 25-44. doi:https://www.scielo.org.mx/scielo.php?pid=S2007-24222015000400002&script=sci_arttext

Palma, M. E. (2022). *Estimación de la profundidad de socavación local en el puente jangas*

mediante ecuaciones empíricas, Huaraz, Ancash. [Tesis de grado, Universidad Nacional Santiago Antúnez de Moyolo]. Obtenido de <http://repositorio.unasam.edu.pe/handle/UNASAM/5167>

- Pamungkas, G. S., Kusuma, M. S., & Miartix, L. (2023). Hydrodynamic Model of Flood Flow around Bridge in Ciujung River, Serang Regency, Banten. *Res Militaris*, 13(2), 5422-5433. doi:<https://resmilitaris.net/uploads/paper/3771c74fd0b2f0ae1e3b8fcebcaa4fce.pdf>
- Quinte, P. H. (2024). *Evaluación de la vulnerabilidad del puente Puerto Ocopa por eventos extraordinarios del Río Perené – Junín*. [Tesis de grado, Universidad Nacional del Centro del Perú]. Obtenido de <http://hdl.handle.net/20.500.12894/11833>
- Rafiqii, M. A., Lone, M. A., & Tantray, M. A. (2024). Exploring the challenges and solutions for river scour in dynamic environments: A comprehensive review. *World Journal of Engineering*, 21(6), 1045-1063. doi:<https://doi.org/10.1108/WJE-04-2023-0113>
- Ramakrishna, B., (GIZ)., D. G., & (IICA)., I. I. (1997). *Estrategias de extensión para el manejo integrado de cuencas hidrográficas*. Concepto y Experiencias. Obtenido de <https://hdl.handle.net/11324/17713>.
- Renard, B., Kavetski, D., Kuczera, G., Thyer, M., & Franks, S. W. (2010). Understanding predictive uncertainty in hydrologic modeling: The challenge of identifying input and structural errors. *Water Resources Research*, 46(5), 1-10. doi:<https://doi.org/10.1029/2009WR008328>
- Rivva, E. (2014). *CONCRETO: Diseño de Mezclas* (2da ed., Vol. tomo 2). Instituto de la Gerencia y Construcción (ICG).
- Rocha, A. (1998). *Introducción a la Hidráulica Fluvial*. Lima, Perú: Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería.

- Rodriguez, R., & Yataco, G. (2021). *Comparación de modelos numéricos 1D y 2D en el análisis de socavación total en el puente Huallaga*. [Tesi de grado, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas]. Obtenido de <http://hdl.handle.net/10757/654632>
- Sáenz, G. A. (2024). *Influencia de la socavación en la estabilidad de los estribos en el puente la esperanza del rio Huallaga, Huánuco*. [Tesis de grado, Universidad de Huánuco]. Obtenido de <http://repositorio.udh.edu.pe/20.500.14257/4855>
- Sahu, S. K., Sethy, K., & Naik, J. K. (2024). Estimation of Local Scour Depth Around Bridge Pier. *Transactions B: Applications*, 37(11), 2181-2191.
doi:https://www.researchgate.net/profile/Kaliprasanna-Sethy/publication/381653678_Estimation_of_Local_Scour_Depth_Around_Bridge_Pier/links/6678ff47d21e220d89cbffe9/Estimation-of-Local-Scour-Depth-Around-Bridge-Pier.pdf
- Salas, N. H. (2019). *Influencia del tiempo de almacenamiento del cemento portland tipo IP – marca Rumi en las propiedades del concreto $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$* . [Tesis de grado, Universidad Nacional del Altiplano]. Obtenido de <http://repositorio.unap.edu.pe/handle/UNAP/10510>
- Saucedo, C. Y., & Regalado, G. R. (2024). *Monitoreo ambiental de las microcuencas Colpamayo y San Mateo utilizando estaciones meteorológicas e hidrológicas automáticas con tecnología GSM/GPRS, Chota, 2022*. [Tesis de grado, Universidad Nacional Autónoma de Chota].

- Seminario, E. (2004). *Guía para el diseño de puentes con vigas y losas*. [Tesis para optar el título de Licenciado en Ingeniería, Universidad de Piura]. doi:<https://hdl.handle.net/11042/1364>
- Senamhi. (agosto de 5 de 2023). *Datos Hidrometeorológicos a nivel nacional. Estación Chota ubicada en las coordenadas Latitud 6°33'14.58", Longitud 78°40'33.15", a 2261 msnm*. Obtenido de Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (Senamhi): <https://www.senamhi.gob.pe/?p=estaciones>
- SENAMHI. (2023). *Informe técnico de anomalías pluviométricas 2023*. Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú.
- Sharafati, A., Haghbin, M., Motta, D., & Yaseen, Z. M. (2021). The application of soft computing models and empirical formulations for hydraulic structure scouring depth simulation: a comprehensive review, assessment and possible future research direction. *Archives of computational methods in engineering*, 28(1), 423-447. doi:<https://doi.org/10.1007/s11831-019-09382-4>
- Tenorio, J., & Valdera, C. (2020). *Nivles se socavación mediante modelamiento hidráulico en estribos de los puentes - "El Callejón, La Rinconada y Chonta", ubicados en el río Chonta - Cajamarca*. [Tesis de grado, Universidad Privada del Norte]. Obtenido de <https://hdl.handle.net/11537/25366>
- Toapaxi, J., Galiano, L., Castro, M., Hidalgo, X., & Valencia, N. (2015). Análisis de la Socavación en Cauces Naturales. *Revista Politécnica*, 35(3), 83. Obtenido de https://revistapolitecnica.epn.edu.ec/ojs2/index.php/revista_politecnica2/article/view/368

- Todini, E. (2007). Hydrological catchment modelling: Past, present and future. *Hydrology and Earth System Sciences*, 11(1), 468-482. doi:<https://doi.org/10.5194/hess-11-468-2007>
- Torre, A. (2004). *Curso básico de tecnología del concreto para ingenieros civiles*. Universidad Nacional de Ingeniería.
- Transportation Department County of Riverside. (2024). *Bridge Street Crossing Hydraulics and Scour Analysis Report Dated February 2024*. TETRA TECH.
doi:https://trans.rctlma.org/sites/g/files/alnop401/files/2024-03/GilmanSpgsRd.Ph6_.SuppProjectInfo.06.BridgeStreet%20Crossing%20Hydraulics%20and%20Scour%20Analysis.pdf
- Vásquez, J. (2024). *Estudio de socavación general en riberas y socavación local en el pilar del puente Conache, distrito de Laredo – Trujillo*. [Tesis de grado, Universidad Privada Antenor Orrego]. Obtenido de <https://hdl.handle.net/20.500.12759/52231>
- Velarde, S. P. (2021). *Simulación del proceso de socavación del cauce del Río Rímac-caso Puente Morón*. [Tesis de grado, Universidad Agraria la Molina]. Obtenido de <https://hdl.handle.net/20.500.12996/4884>
- Villón, M. (2002). *Hidrología*. Editorial: Tecnológica de Costa Rica.
- Wagener, T., & Gupta, H. V. (2005). Model identification for hydrological forecasting under uncertainty. *Stochastic Environmental Research and Risk Assessment*, 19(6), 378-387. doi:<https://doi.org/10.1007/s00477-005-0006-5>

Yupanqui, E. M. (2023). *Socavación local en los puentes plan manzanas y San Antonio que cruza el río Porcón–Cajamarca*. [Tesi de grado, Universida Nacional de Cajamarca].

Obtenido de <http://hdl.handle.net/20.500.14074/6223>

Zicle, D. (2023). *Estudio de la socavación en las pilas de puente y medidas de protección , Caso del puente Coatán, Chiapas*. [Tesis de grado, universidad Nacional Autónoma de

México]. Obtenido de <https://hdl.handle.net/20.500.14330/TES01000837725>

Zicle, D. (2023). *Estudio de la socavación en las pilas de puente y medidas de protección , Caso del puente Coatán, Chiapas*. [Tesis de grado, Universidad Nacional Autónoma de

Mexico]. Obtenido de <https://hdl.handle.net/20.500.14330/TES01000837725>

CAPÍTULO VII. ANEXOS

Anexo A. Matriz de consistência.

Formulación del problema	Objetivos	Hipótesis	Variable	Dimensión	Indicador	Metodología	
¿Cuál es el nivel de vulnerabilidad del puente Chontabamba frente a la socavación local y general, y qué factores hidráulicos, geotécnicos y topográficos inciden en su desarrollo?	Objetivo general Determinar el nivel de vulnerabilidad frente a socavación local y general en el puente Chontabamba identificando los factores hidráulicos, geotécnicos y topográficos que inciden en su desarrollo, Chota, 2025. Objetivos específicos - Identificar los factores hidráulicos, topográficos y geotécnicos que influyen en la socavación local y general del puente Chontabamba. - Determinar la socavación local y general para caudales máximos de diseño asociados a periodos de retorno de 100 y 500 años en la infraestructura del puente Chontabamba, Chota. - Determinar el nivel de vulnerabilidad hidráulica que presenta la infraestructura del puente Chontabamba ante escenarios de eventos extremos deducidos mediante la utilización de los softwares HEC-RAS e Iber..	H1: El puente Chontabamba presenta nivel de vulnerabilidad medio a alto frente a la socavación local y general, y está determinado principalmente por factores hidráulicos, geotécnicos y topográficos propios del cauce del río Llaucano. Ho: El puente Chontabamba no presenta nivel de vulnerabilidad medio a alto frente a la socavación local y general, y no está determinado principalmente por factores hidráulicos, geotécnicos y topográficos propios del cauce del río Llaucano.	Variable independiente: Factores que inciden en la socavación local y general	Características topográficas del río	Pendiente	Enfoque cuantitativo tipo aplicada nivel descriptivo diseño cuasiexperimental Muestra: La muestra está conformada por el puente Chontabamba, ubicado en el kilómetro 20+200.070 de la carretera PE-3N, sobre el cauce del río Llaucano, en la provincia de Chota.	
					Características hidrológicas del río		Longitud
							Caudal máximo
				Área de cuenca			
				Tiempo de retorno			
				Coefficiente de Manning			
				Características geotécnicas de los sedimentos del río	Granulometría		
					Peso específico		
					Límites de consistencia		
			Variable dependiente: Nivel de vulnerabilidad por socavación local y general en el puente	Modelos numéricos	Modelamiento en Iber		
					Modelamiento en HEC-RAS		
				Métodos empíricos	Froehlich		
					Laursen		
					Lischtván Lebediev		
					Artamonov		
				Socavación en el emplazamiento del puente	Socavación local		
					Socavación general		
				Capacidad hidráulica de la infraestructura del puente	Altura de galibo		
					Altura máxima del agua		

Anexo B. Panel fotográfico

Fotografía 1. Véase la vista área aguas arriba del puente Chontabamba



Fotografía 2. Véase la vista área aguas abajo del puente Chontabamba



Fotografía 3. Vista de la sección hidráulica del puente Chontabamba



Fotografía 4. Véase la socavación del estribo derecho del puente Chontabamba



Fotografía 5. Véase la socavación del estribo izquierdo del puente Chontabamba



Fotografía 6. Levantamiento topográfico con GPS Diferencial del puente Chontabamba



Fotografía 7. Levantamiento topográfico con GPS Diferencial del puente Chontabamba



Fotografía 8. Calicata 1 - ubicada en estribo izquierdo del puente Chontabamba



Fotografía 9. Calicata 2 - ubicada en estribo derecho del puente Chontabamba



Fotografía 10. Calicata 3 - ubicada a 30 m aguas arriba del puente Chontabamba



Fotografía 11. Calicata 4 - ubicada a 60 m aguas arriba del puente Chontabamba



Fotografía 12. Toma de muestras para ensayo de análisis granulométrico



Fotografía 13. Tamizaje de muestras para ensayo de análisis granulométrico



Fotografía 14. Tamizaje de las muestras del ensayo de análisis granulométrico



Fotografía 15. Peso del material retenido de las muestras del ensayo de análisis granulométrico



Fotografía 16. Toma de muestras para ensayo de peso específico de cada calicata



Fotografía 17. Pesado de la fiola y la muestra de suelo utilizada para el peso específico



Fotografía 18. Muestreo superficial de partículas superiores a 3" aguas arriba del puente Chontabamba



Anexo C. Certificados de calibración de los equipos topográficos



CERTIFICADO DE OPERATIVIDAD

DATOS DE EQUIPO

NOMBRE	CHCNAV i90
MARCA	CHCNAV
MODELO	CHCNAV i90
SERIE	3292235



CERTIFICADO DE CALIBRACION

Nro. : 3292235-25
Fecha : 2025-06-10

Certifica que el equipo topográfico arriba descrito cumple con las especificaciones técnicas de la fábrica y los estándares internacionales establecidos.

En pruebas efectuadas en tiempo real los equipos se encuentran dentro de las tolerancias de fábrica de CHCNAV

REAL TIME KINEMATIC SURVEYING Y POSPROCESO

Horizontal 8 mm + 1 ppm RMS
Vertical 15 mm + 1 ppm RMS

Este equipo antes de salir del laboratorio se ha revisado y se encuentra en perfecto estado. Es responsabilidad del cliente el adecuado uso y cuidado por lo que la empresa no se responsabiliza por los daños causados por mala manipulación. Se expide el siguiente certificado a solicitud del interesado como muestra de conformidad y aceptación del equipo.

Fecha	Mantenimiento	Calibración	Próxima Calibración	Observación
2025-06-10		X	12 meses	% 100 OPERATIVO

RESPONSABLE DE VERIFICACION	PROPIETARIO	OBRA
ANCOL INGENIEROS S.A.C.	RAFAEL INGENIERIA Y CONSTRUCCION E.I.R.L.	
RUC: 20602858759	20605422269	
 ANCOL INGENIEROS RUC: 20602858759  Taty Arayapoma Coronado Taty Fernando GERENTE GENERAL		

Este Certificado no atribuye al equipo otras características que las indicadas por los datos aquí contenidos. Los resultados se refieren al momento y condiciones en que se efectuaron las mediciones.

- Consultoría y ejecución de obras
- Saneamiento físico legal de inmuebles
- Levantamientos topográficos
- Alquiler y venta de equipos topográficos

Jr. Los andes 135 CAJAMARCA -PERU
Tel: 943635396 – 910561300 – (076) 607005
ancolingenieros@gmail.com



CERTIFICADO DE OPERATIVIDAD

DATOS DE EQUIPO

NOMBRE	CHCNAV i90
MARCA	CHCNAV
MODELO	CHCNAV i90
SERIE	3559717



CERTIFICADO DE CALIBRACION

Nro. : 3374417-25-1
Fecha : 2025-06-10

Certifica que el equipo topográfico arriba descrito cumple con las especificaciones técnicas de la fábrica y los estándares internacionales establecidos.

En pruebas efectuadas en tiempo real los equipos se encuentran dentro de las tolerancias de fábrica de CHCNAV

REAL TIME KINEMATIC SURVEYING Y POSPROCESO

Horizontal 8 mm + 1 ppm RMS
Vertical 15 mm + 1 ppm RMS

Este equipo antes de salir del laboratorio se ha revisado y se encuentra en perfecto estado. Es responsabilidad del cliente el adecuado uso y cuidado por lo que la empresa no se responsabiliza por los daños causados por mala manipulación. Se expide el siguiente certificado a solicitud del interesado como muestra de conformidad y aceptación del equipo.

Fecha	Mantenimiento	Calibración	Próxima Calibración	Observación
2025-06-10		X	12 meses	% 100 OPERATIVO

RESPONSABLE DE VERIFICACION	PROPIETARIO	OBRA
ANCOL INGENIEROS S.A.C.	RAFAEL INGENIERIA Y CONSTRUCCION E.I.R.L.	
RUC: 20602858759	20605422269	
 ANCOL INGENIEROS S.A.C. 20602858759  Taty Arayapoma Coronado Taty Fernando GERENTE GENERAL		

Este Certificado no atribuye al equipo otras características que las indicadas por los datos aquí contenidos. Los resultados se refieren al momento y condiciones en que se efectuaron las mediciones.

- Consultoría y ejecución de obras
- Saneamiento físico legal de inmuebles
- Levantamientos topográficos
- Alquiler y venta de equipos topográficos

Jr. Los andes 135 CAJAMARCA -PERU
Tel: 943635396 – 910561300 – (076) 607005
ancolingenieros@gmail.com



CERTIFICADO DE OPERATIVIDAD

DATOS DE EQUIPO

NOMBRE	CHCNAV i90
MARCA	CHCNAV
MODELO	CHCNAV i90
SERIE	3392243



CERTIFICADO DE CALIBRACION

Nro. : 3392243-25
Fecha : 2025-06-10

Certifica que el equipo topográfico arriba descrito cumple con las especificaciones técnicas de la fábrica y los estándares internacionales establecidos.

En pruebas efectuadas en tiempo real los equipos se encuentran dentro de las tolerancias de fábrica de CHCNAV

REAL TIME KINEMATIC SURVEYING Y POSPROCESO

Horizontal 8 mm + 1 ppm RMS
Vertical 15 mm + 1 ppm RMS

Este equipo antes de salir del laboratorio se ha revisado y se encuentra en perfecto estado. Es responsabilidad del cliente el adecuado uso y cuidado por lo que la empresa no se responsabiliza por los daños causados por mala manipulación. Se expide el siguiente certificado a solicitud del interesado como muestra de conformidad y aceptación del equipo.

Fecha	Mantenimiento	Calibración	Próxima Calibración	Observación
2025-06-10		X	12 meses	% 100 OPERATIVO

RESPONSABLE DE VERIFICACION	PROPIETARIO	OBRA
ANCOL INGENIEROS S.A.C.	RAFAEL INGENIERIA Y CONSTRUCCION E.I.R.L.	
RUC: 20602858759	20605422269	
 ANCOL INGENIEROS RUC: 20602858759  Taty Arayapoma Coronado Taty Fernando GERENTE GENERAL		

Este Certificado no atribuye al equipo otras características que las indicadas por los datos aquí contenidos. Los resultados se refieren al momento y condiciones en que se efectuaron las mediciones.

- Consultoría y ejecución de obras
- Saneamiento físico legal de inmuebles
- Levantamientos topográficos
- Alquiler y venta de equipos topográficos

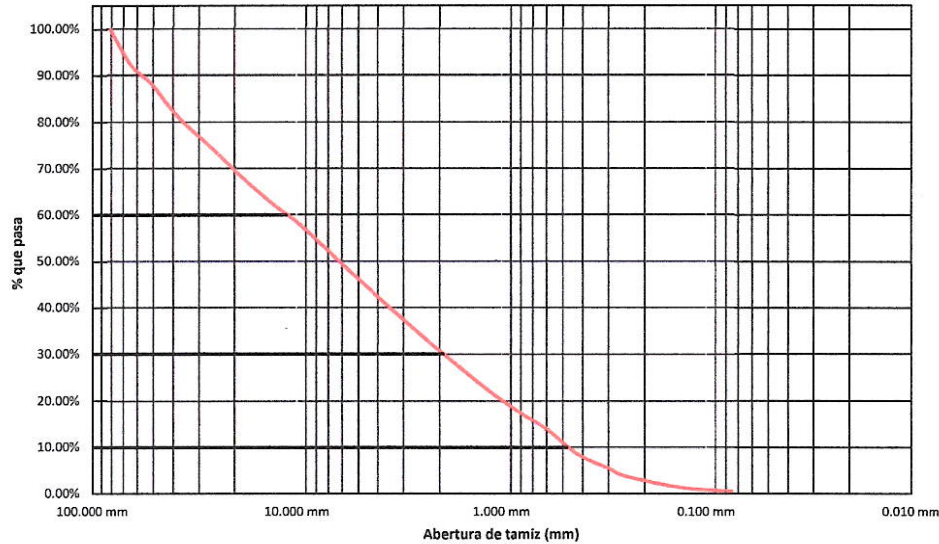
Jr. Los andes 135 CAJAMARCA -PERU
Tel: 943635396 – 910561300 – (076) 607005
ancolingenieros@gmail.com

Anexo D. Resultados de ensayos de laboratorio

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS-UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA			
PROTOCOLO			
ENSAYO	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DEL SUELO POR TAMIZADO EN SECO DE MUESTRA NATURAL	PROMEDIO DE LAS 4 CALICATAS	
NORMA	NTP 339.128		
PROYECTO	Nivel de vulnerabilidad y factores que inciden en la socavación local y general del puente Chontabamba, Chota, 2025		
PROMEDIO DE LAS 4 CALICATAS		PROFUNDIDAD:	1.50 m
Estribo Izquierdo, puente Chontabamba		RESPONSABLE:	Alexander Fernandez Bustamante
24/11/2025			
26/11/2025		REVISADO POR:	Ing. Walter Manuel Vásquez Tapia
Peso de la muestra ensayada (g): 30000.0 g		COORDENADAS UTM	
		ESTE	783215.396
		NORTE	9274552.804

Malla	Abertura	Masa retenida parcial	% Retenido parcial	% Retenido Acumulado	% que pasa
3 1/2 pulg	80.890 mm	0.0 g	0.00%	0.00%	100.00%
3 pulg	76.200 mm	647.0 g	2.16%	2.16%	97.84%
2 1/2 pulg	63.500 mm	1769.2 g	5.90%	8.05%	91.95%
2 pulg	50.800 mm	1155.9 g	3.85%	11.91%	88.09%
1 1/2 pulg	38.100 mm	2069.5 g	6.90%	18.80%	81.20%
1 pulg	25.400 mm	2171.6 g	7.24%	26.04%	73.96%
3/4 pulg	19.000 mm	1600.8 g	5.34%	31.38%	68.62%
1/2 pulg	12.700 mm	1995.2 g	6.65%	38.03%	61.97%
3/8 pulg	9.500 mm	1275.8 g	4.25%	42.28%	57.72%
No 4	4.750 mm	3748.6 g	12.50%	54.78%	45.22%
No 8	2.360 mm	3543.7 g	11.81%	66.59%	33.41%
No 10	2.000 mm	793.1 g	2.64%	69.23%	30.77%
No 16	1.190 mm	2418.8 g	8.06%	77.30%	22.70%
No 20	0.840 mm	1415.9 g	4.72%	82.02%	17.98%
No 30	0.600 mm	1220.1 g	4.07%	86.08%	13.92%
No 40	0.425 mm	1606.4 g	5.35%	91.44%	8.56%
No 50	0.300 mm	911.6 g	3.04%	94.48%	5.52%
No 60	0.250 mm	494.0 g	1.65%	96.12%	3.88%
No 100	0.150 mm	638.1 g	2.13%	98.25%	1.75%
No 140	0.106 mm	253.1 g	0.84%	99.09%	0.91%
No 200	0.075 mm	102.1 g	0.34%	99.43%	0.57%
Cazoleta		169.8 g	0.57%	100.00%	0.00%

CURVA GRANULOMÉTRICA



% GRAVA	54.78%	% ARENA	44.66%	% FINOS	0.57%
---------	--------	---------	--------	---------	-------

Porcentaje de suelo que pasa la malla N° 200	0.57%	Total de masa del suelo:	30000.0 g
Porcentaje de suelo que pasa la malla N°4	45.22%		
Límite líquido		$Cc = D_{30}^2 / (D_{10} \times D_{60}) =$	0.69
Índice de plasticidad		$Cu = D_{60} / D_{10} =$	23.38
D10	0.481 mm		
D60	11.246 mm		
D30	1.933 mm		
Tipo de suelo	GP		

OBSERVACIONES: MUESTRA NATURAL 1.50 UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA

RESPONSABLES DE ENSAYO	TÉCNICO DE LABORATORIO	ASESOR
	 Walter Manuel Márquez Tapia RESPONSABLE DEL LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	 Ing. Karina del Rocío Silva Torrallo Asesor  Dra. Carmen Cárdenas Rosales Coasesora

	LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS-UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA																																																										
	PROTOCOLO																																																										
	ENSAYO	ENSAYO DE GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SÓLIDOS ASTM D854		PROMEDIO DE LAS 4 CALICATAS																																																							
	NORMA	ASTM D854																																																									
PROYECTO	Nivel de vulnerabilidad y factores que inciden en la socavación local y general del puente Chontabamba, Chota, 2025																																																										
CALICATA: N° 1	EXTRAIDO Y MUESTREO DE CALICATA		ESTRATO:	TERRENO NATURAL																																																							
UBICACIÓN:	Promedio de 4 muestras, puente Chontabamba		RESPONSABLE:	Alexander Fernandez Bustamante																																																							
FECHA DE MUESTREO:	24/11/2025		REVISADO POR:	Ing. Walter Manuel Vásquez Tapia																																																							
FECHA DE ENSAYO:	26/11/2025																																																										
				COORDENADAS UTM																																																							
				ESTE 783215.396																																																							
				NORTE 9274552.804																																																							
<table><tr><td>N° DE LABORATORIO</td><td>CALICATA</td><td>CALICATA</td><td>CALICATA</td><td>CALICATA</td></tr><tr><td>PROFUNDIDAD, (m)</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr><tr><td>PICNÓMETRO N°</td><td>1</td><td>2</td><td>3</td><td>4</td></tr><tr><td>CAPACIDAD PICNÓMETRO CM3</td><td>500</td><td>500</td><td>500</td><td>500</td></tr><tr><td>PESO PICNÓMETRO , gr.</td><td>159</td><td>159</td><td>159</td><td>159</td></tr><tr><td>PESO PICNÓMETRO + SUELO SECO , gr.</td><td>259</td><td>259</td><td>259</td><td>259</td></tr><tr><td>PESO SUELO SECO , gr. (Ws)</td><td>100</td><td>100</td><td>100</td><td>100</td></tr><tr><td>PESO PICN. + AGUA + SUELO , gr. (W1)</td><td>704.4</td><td>711.5</td><td>696.9</td><td>698.6</td></tr><tr><td>PESO PICN. + AGUA A TEMP. ENSAYO.</td><td>642.90</td><td>649.5</td><td>635.1</td><td>636.5</td></tr><tr><td>GS A TEMPERATURA ENSAYO</td><td>2.60</td><td>2.63</td><td>2.62</td><td>2.64</td></tr><tr><td>TEMPERATURA DE ENSAYO, ° C</td><td>21.4</td><td>21.3</td><td>21.2</td><td>21.2</td></tr></table>					N° DE LABORATORIO	CALICATA	CALICATA	CALICATA	CALICATA	PROFUNDIDAD, (m)					PICNÓMETRO N°	1	2	3	4	CAPACIDAD PICNÓMETRO CM3	500	500	500	500	PESO PICNÓMETRO , gr.	159	159	159	159	PESO PICNÓMETRO + SUELO SECO , gr.	259	259	259	259	PESO SUELO SECO , gr. (Ws)	100	100	100	100	PESO PICN. + AGUA + SUELO , gr. (W1)	704.4	711.5	696.9	698.6	PESO PICN. + AGUA A TEMP. ENSAYO.	642.90	649.5	635.1	636.5	GS A TEMPERATURA ENSAYO	2.60	2.63	2.62	2.64	TEMPERATURA DE ENSAYO, ° C	21.4	21.3	21.2	21.2
N° DE LABORATORIO	CALICATA	CALICATA	CALICATA	CALICATA																																																							
PROFUNDIDAD, (m)																																																											
PICNÓMETRO N°	1	2	3	4																																																							
CAPACIDAD PICNÓMETRO CM3	500	500	500	500																																																							
PESO PICNÓMETRO , gr.	159	159	159	159																																																							
PESO PICNÓMETRO + SUELO SECO , gr.	259	259	259	259																																																							
PESO SUELO SECO , gr. (Ws)	100	100	100	100																																																							
PESO PICN. + AGUA + SUELO , gr. (W1)	704.4	711.5	696.9	698.6																																																							
PESO PICN. + AGUA A TEMP. ENSAYO.	642.90	649.5	635.1	636.5																																																							
GS A TEMPERATURA ENSAYO	2.60	2.63	2.62	2.64																																																							
TEMPERATURA DE ENSAYO, ° C	21.4	21.3	21.2	21.2																																																							
<table><tr><td>RESULTADOS</td><td>PROMEDIO</td></tr><tr><td>GS A TEMPERATURA ENSAYO</td><td>2.6225</td></tr><tr><td>TEMPERATURA DE ENSAYO, ° C</td><td>21.3</td></tr></table>					RESULTADOS	PROMEDIO	GS A TEMPERATURA ENSAYO	2.6225	TEMPERATURA DE ENSAYO, ° C	21.3																																																	
RESULTADOS	PROMEDIO																																																										
GS A TEMPERATURA ENSAYO	2.6225																																																										
TEMPERATURA DE ENSAYO, ° C	21.3																																																										
<table><tr><td colspan="6">DENSIDAD RELATIVA DEL AGUA Y FACTOR DE CONVERSIÓN</td></tr><tr><td colspan="6">"K" PARA VARIAS TEMPERATURAS</td></tr><tr><td>TEMP ° C</td><td>yw</td><td>K</td><td>TEMP. ° C</td><td>yw</td><td>K</td></tr><tr><td>21,0</td><td>0,99799</td><td>0,99979</td><td>21,6</td><td>0,99786</td><td>0,99966</td></tr><tr><td>21,1</td><td>0,99797</td><td>0,99977</td><td>21,7</td><td>0,99784</td><td>0,99963</td></tr><tr><td>21,2</td><td>0,99795</td><td>0,99974</td><td>21,8</td><td>0,99782</td><td>0,99961</td></tr><tr><td>21,3</td><td>0,99793</td><td>0,99972</td><td>21,9</td><td>0,99780</td><td>0,99959</td></tr><tr><td>21,4</td><td>0,99791</td><td>0,99970</td><td>25,0</td><td>0,99705</td><td>0,99884</td></tr><tr><td>21,5</td><td>0,99789</td><td>0,99968</td><td>25,1</td><td>0,99702</td><td>0,99881</td></tr></table>					DENSIDAD RELATIVA DEL AGUA Y FACTOR DE CONVERSIÓN						"K" PARA VARIAS TEMPERATURAS						TEMP ° C	yw	K	TEMP. ° C	yw	K	21,0	0,99799	0,99979	21,6	0,99786	0,99966	21,1	0,99797	0,99977	21,7	0,99784	0,99963	21,2	0,99795	0,99974	21,8	0,99782	0,99961	21,3	0,99793	0,99972	21,9	0,99780	0,99959	21,4	0,99791	0,99970	25,0	0,99705	0,99884	21,5	0,99789	0,99968	25,1	0,99702	0,99881	
DENSIDAD RELATIVA DEL AGUA Y FACTOR DE CONVERSIÓN																																																											
"K" PARA VARIAS TEMPERATURAS																																																											
TEMP ° C	yw	K	TEMP. ° C	yw	K																																																						
21,0	0,99799	0,99979	21,6	0,99786	0,99966																																																						
21,1	0,99797	0,99977	21,7	0,99784	0,99963																																																						
21,2	0,99795	0,99974	21,8	0,99782	0,99961																																																						
21,3	0,99793	0,99972	21,9	0,99780	0,99959																																																						
21,4	0,99791	0,99970	25,0	0,99705	0,99884																																																						
21,5	0,99789	0,99968	25,1	0,99702	0,99881																																																						
<table><tr><td colspan="3">ENSAYO DE GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SÓLIDOS ASTM D854</td></tr><tr><td colspan="3">MÉTODO DE ENSAYO "B"</td></tr><tr><td>Gravedad específica de sólidos</td><td>(g)</td><td>2.6225</td></tr><tr><td>Temperatura del agua destilada durante el ensayo</td><td>°C</td><td>21.3</td></tr><tr><td>Coefficiente de Temperatura (K)</td><td>---</td><td>0.99972</td></tr><tr><td>Gravedad específica de sólidos corregida por T°</td><td>(g)</td><td>2.62</td></tr><tr><td>Peso específico de masa</td><td>(g/cm³)</td><td>1.62</td></tr></table>					ENSAYO DE GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SÓLIDOS ASTM D854			MÉTODO DE ENSAYO "B"			Gravedad específica de sólidos	(g)	2.6225	Temperatura del agua destilada durante el ensayo	°C	21.3	Coefficiente de Temperatura (K)	---	0.99972	Gravedad específica de sólidos corregida por T°	(g)	2.62	Peso específico de masa	(g/cm³)	1.62																																		
ENSAYO DE GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SÓLIDOS ASTM D854																																																											
MÉTODO DE ENSAYO "B"																																																											
Gravedad específica de sólidos	(g)	2.6225																																																									
Temperatura del agua destilada durante el ensayo	°C	21.3																																																									
Coefficiente de Temperatura (K)	---	0.99972																																																									
Gravedad específica de sólidos corregida por T°	(g)	2.62																																																									
Peso específico de masa	(g/cm³)	1.62																																																									
OBSERVACIONES: LAS MUESTRAS FUERON MUESTREADAS POR EL SOLICITANTE.																																																											
RESPONSABLES DE ENSAYO			TÉCNICO DE LABORATORIO		ASESOR																																																						
					 Ing. Karina del Rocío Silva Torralba Asesor																																																						
					 Dra. Carmen Cárdenas Rosales Coasesora																																																						

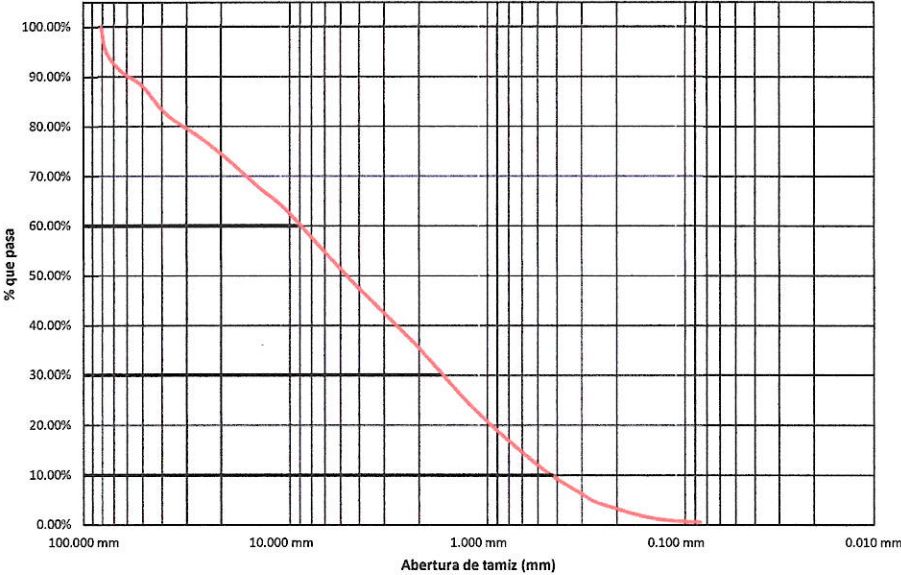
CALICATA 1

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS-UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA				
PROTOCOLO				
ENSAYO	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DEL SUELO POR TAMIZADO EN SECO DE MUESTRA NATURAL		M-I NATURAL	
NORMA	NTP 339.128			
PROYECTO	Nivel de vulnerabilidad y factores que inciden en la socavación local y general del puente Chontabamba, Chota, 2025			
MUESTRA		01	PROFUNDIDAD:	1.50 m
Estribo Izquierdo, puente Chontabamba			RESPONSABLE:	Alexander Fernandez Bustamante
24/11/2025				
26/11/2025			REVISADO POR:	Ing. Walter Manuel Vásquez Tapia

Masa seca de la muestra ensayada (g): 30000.0 g

Malla	Abertura	Masa retenida parcial	% Retenido parcial	% Retenido Acumulado	% que pasa
3 1/2 pulg	80.890 mm	0.0 g	0.00%	0.00%	100.00%
3 pulg	76.200 mm	1544.2 g	5.15%	5.15%	94.85%
2 1/2 pulg	63.500 mm	1177.0 g	3.92%	9.07%	90.93%
2 pulg	50.800 mm	783.7 g	2.61%	11.68%	88.32%
1 1/2 pulg	38.100 mm	1737.5 g	5.79%	17.47%	82.53%
1 pulg	25.400 mm	1439.2 g	4.80%	22.27%	77.73%
3/4 pulg	19.000 mm	1186.2 g	3.95%	26.23%	73.77%
1/2 pulg	12.700 mm	1855.8 g	6.19%	32.41%	67.59%
3/8 pulg	9.500 mm	1227.9 g	4.09%	36.51%	63.50%
No 4	4.750 mm	3882.6 g	12.94%	49.45%	50.55%
No 8	2.360 mm	3608.2 g	12.03%	61.47%	38.53%
No 10	2.000 mm	858.5 g	2.86%	64.34%	35.66%
No 16	1.190 mm	3013.8 g	10.05%	74.38%	25.62%
No 20	0.840 mm	1745.7 g	5.82%	80.20%	19.80%
No 30	0.600 mm	1528.8 g	5.10%	85.30%	14.70%
No 40	0.425 mm	1395.1 g	4.65%	89.95%	10.05%
No 50	0.300 mm	1099.1 g	3.66%	93.61%	6.39%
No 60	0.250 mm	538.5 g	1.80%	95.41%	4.59%
No 100	0.150 mm	779.6 g	2.60%	98.00%	2.00%
No 140	0.106 mm	298.4 g	0.99%	99.00%	1.00%
No 200	0.075 mm	98.6 g	0.33%	99.33%	0.67%
Cazoleta		201.6 g	0.67%	100.00%	0.00%

CURVA GRANULOMÉTRICA

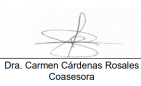


% GRAVA	49.45%	% ARENA	49.88%	% FINOS	0.67%
---------	--------	---------	--------	---------	-------

Porcentaje de suelo que pasa la malla N° 200	0.67%	Total de masa del suelo:	30000.0 g
Porcentaje de suelo que pasa la malla N°4	50.55%		
Límite líquido		$C_c = D_{30}^2 / (D_{10} \times D_{60}) =$	0.71
Índice de plasticidad		$C_u = D_{60} / D_{10} =$	19.64
D10	0.424 mm		
D60	8.320 mm		
D30	1.577 mm		
Tipo de suelo	SP		

OBSERVACIONES: MUESTRA NATURAL 1.50 m

RESPONSABLES DE ENSAYO	 TECNICO DE MECANICA DE CHOYA  Walter Manuel Pasquez Tapia RESPONSABLE DEL LABORATORIO DE MECANICA DE SIELOS ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL	ASESOR  Eng. Karina del Rocio Silva Torrealba Asesor	 Dra. Carmen Cárdenas Rosales Coasesora
------------------------	--	--	--

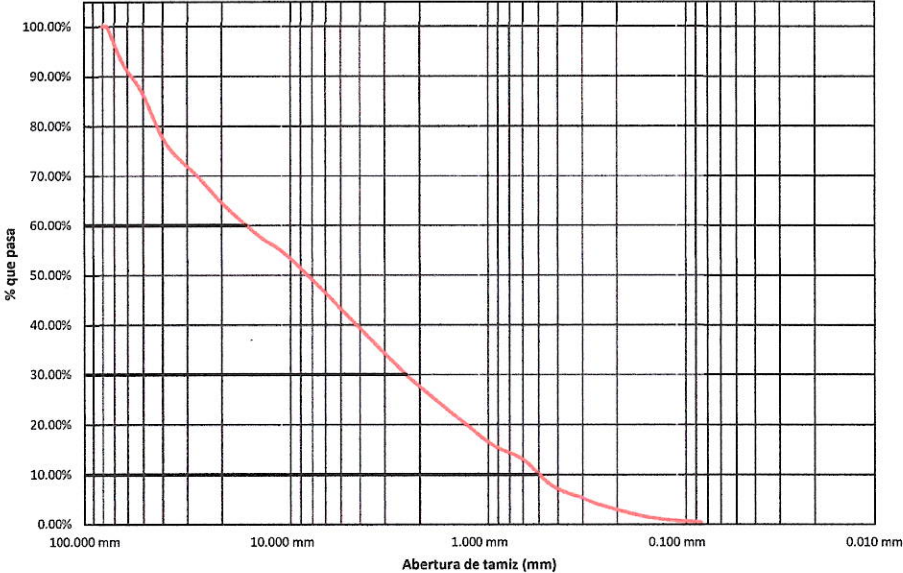
	LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS-UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA																																																									
	PROTOCOLO																																																									
	ENSAYO	ENSAYO DE GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SÓLIDOS ASTM D854		M-1 NATURAL																																																						
	NORMA	ASTM D854																																																								
PROYECTO	Nivel de vulnerabilidad y factores que inciden en la socavación local y general del puente Chontabamba, Chota, 2025																																																									
CALICATA:	Nº 1	EXTRAIDO Y MUESTREO DE CALICATA	ESTRATO:	TERRENO NATURAL																																																						
UBICACIÓN:	Estribo izquierdo, puente Chontabamba		RESPONSABLE:	Alexander Fernandez Bustamante																																																						
FECHA DE MUESTREO:	24/11/2025																																																									
FECHA DE ENSAYO:	26/11/2025		REVISADO POR:	Ing. Walter Manuel Vásquez Tapia																																																						
				COORDENADAS UTM																																																						
				ESTE 783208.280																																																						
				NORTE 9274557.846																																																						
<table><tr><td>Nº DE LABORATORIO</td><td>CALICATA Nº 01</td></tr><tr><td>PROFUNDIDAD, (m)</td><td>1.25 m</td></tr><tr><td>PICNÓMETRO Nº</td><td>1</td></tr><tr><td>CAPACIDAD PICNÓMETRO CM3</td><td>500</td></tr><tr><td>PESO PICNÓMETRO , gr.</td><td>159</td></tr><tr><td>PESO PICNÓMETRO + SUELO SECO , gr.</td><td>259</td></tr><tr><td>PESO SUELO SECO , gr. (Ws)</td><td>100</td></tr><tr><td>PESO PICN. + AGUA + SUELO , gr. (W1)</td><td>704.4</td></tr><tr><td>PESO PICN. + AGUA A TEMP. ENSAYO.</td><td>642.90</td></tr><tr><td>GS A TEMPERATURA ENSAYO</td><td>2.60</td></tr><tr><td>TEMPERATURA DE ENSAYO, ° C</td><td>21.4</td></tr></table>					Nº DE LABORATORIO	CALICATA Nº 01	PROFUNDIDAD, (m)	1.25 m	PICNÓMETRO Nº	1	CAPACIDAD PICNÓMETRO CM3	500	PESO PICNÓMETRO , gr.	159	PESO PICNÓMETRO + SUELO SECO , gr.	259	PESO SUELO SECO , gr. (Ws)	100	PESO PICN. + AGUA + SUELO , gr. (W1)	704.4	PESO PICN. + AGUA A TEMP. ENSAYO.	642.90	GS A TEMPERATURA ENSAYO	2.60	TEMPERATURA DE ENSAYO, ° C	21.4																																
Nº DE LABORATORIO	CALICATA Nº 01																																																									
PROFUNDIDAD, (m)	1.25 m																																																									
PICNÓMETRO Nº	1																																																									
CAPACIDAD PICNÓMETRO CM3	500																																																									
PESO PICNÓMETRO , gr.	159																																																									
PESO PICNÓMETRO + SUELO SECO , gr.	259																																																									
PESO SUELO SECO , gr. (Ws)	100																																																									
PESO PICN. + AGUA + SUELO , gr. (W1)	704.4																																																									
PESO PICN. + AGUA A TEMP. ENSAYO.	642.90																																																									
GS A TEMPERATURA ENSAYO	2.60																																																									
TEMPERATURA DE ENSAYO, ° C	21.4																																																									
<table><tr><td>RESULTADOS</td><td>PROMEDIO</td></tr><tr><td>GS A TEMPERATURA ENSAYO</td><td>2.60</td></tr><tr><td>TEMPERATURA DE ENSAYO, ° C</td><td>21.4</td></tr></table>					RESULTADOS	PROMEDIO	GS A TEMPERATURA ENSAYO	2.60	TEMPERATURA DE ENSAYO, ° C	21.4																																																
RESULTADOS	PROMEDIO																																																									
GS A TEMPERATURA ENSAYO	2.60																																																									
TEMPERATURA DE ENSAYO, ° C	21.4																																																									
<table><tr><td colspan="6">DENSIDAD RELATIVA DEL AGUA Y FACTOR DE CONVERSIÓN</td></tr><tr><td colspan="6">"K" PARA VARIAS TEMPERATURAS</td></tr><tr><td>TEMP ° C</td><td>yw</td><td>K</td><td>TEMP. ° C</td><td>yw</td><td>K</td></tr><tr><td>21,0</td><td>0,99799</td><td>0,99979</td><td>21,6</td><td>0,99786</td><td>0,99966</td></tr><tr><td>21,1</td><td>0,99797</td><td>0,99977</td><td>21,7</td><td>0,99784</td><td>0,99963</td></tr><tr><td>21,2</td><td>0,99795</td><td>0,99974</td><td>21,8</td><td>0,99782</td><td>0,99961</td></tr><tr><td>21,3</td><td>0,99793</td><td>0,99972</td><td>21,9</td><td>0,99780</td><td>0,99959</td></tr><tr><td>21,4</td><td>0,99791</td><td>0,9997</td><td>25,0</td><td>0,99705</td><td>0,99884</td></tr><tr><td>21,5</td><td>0,99789</td><td>0,99968</td><td>25,1</td><td>0,99702</td><td>0,99881</td></tr></table>					DENSIDAD RELATIVA DEL AGUA Y FACTOR DE CONVERSIÓN						"K" PARA VARIAS TEMPERATURAS						TEMP ° C	yw	K	TEMP. ° C	yw	K	21,0	0,99799	0,99979	21,6	0,99786	0,99966	21,1	0,99797	0,99977	21,7	0,99784	0,99963	21,2	0,99795	0,99974	21,8	0,99782	0,99961	21,3	0,99793	0,99972	21,9	0,99780	0,99959	21,4	0,99791	0,9997	25,0	0,99705	0,99884	21,5	0,99789	0,99968	25,1	0,99702	0,99881
DENSIDAD RELATIVA DEL AGUA Y FACTOR DE CONVERSIÓN																																																										
"K" PARA VARIAS TEMPERATURAS																																																										
TEMP ° C	yw	K	TEMP. ° C	yw	K																																																					
21,0	0,99799	0,99979	21,6	0,99786	0,99966																																																					
21,1	0,99797	0,99977	21,7	0,99784	0,99963																																																					
21,2	0,99795	0,99974	21,8	0,99782	0,99961																																																					
21,3	0,99793	0,99972	21,9	0,99780	0,99959																																																					
21,4	0,99791	0,9997	25,0	0,99705	0,99884																																																					
21,5	0,99789	0,99968	25,1	0,99702	0,99881																																																					
<table><tr><td colspan="3">ENSAYO DE GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SÓLIDOS ASTM D854</td></tr><tr><td colspan="3">MÉTODO DE ENSAYO "B"</td></tr><tr><td>Gravedad específica de sólidos</td><td>(g)</td><td>2.60</td></tr><tr><td>Temperatura del agua destilada durante el ensayo</td><td>°C</td><td>21.4</td></tr><tr><td>Coefficiente de Temperatura (K)</td><td>---</td><td>0.99970</td></tr><tr><td>Gravedad específica de sólidos corregida por T°</td><td>(g)</td><td>2.60</td></tr><tr><td>Peso específico de masa</td><td>(g/cm³)</td><td>1.60</td></tr></table>					ENSAYO DE GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SÓLIDOS ASTM D854			MÉTODO DE ENSAYO "B"			Gravedad específica de sólidos	(g)	2.60	Temperatura del agua destilada durante el ensayo	°C	21.4	Coefficiente de Temperatura (K)	---	0.99970	Gravedad específica de sólidos corregida por T°	(g)	2.60	Peso específico de masa	(g/cm³)	1.60																																	
ENSAYO DE GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SÓLIDOS ASTM D854																																																										
MÉTODO DE ENSAYO "B"																																																										
Gravedad específica de sólidos	(g)	2.60																																																								
Temperatura del agua destilada durante el ensayo	°C	21.4																																																								
Coefficiente de Temperatura (K)	---	0.99970																																																								
Gravedad específica de sólidos corregida por T°	(g)	2.60																																																								
Peso específico de masa	(g/cm³)	1.60																																																								
OBSERVACIONES: LAS MUESTRAS FUERON MUESTREADAS POR EL SOLICITANTE.																																																										
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA																																																										
RESPONSABLES DE ENSAYO		TÉCNICO DE LABORATORIO	ASESOR																																																							
		 Walter Manuel Vásquez Tapia RESPONSABLE TÉCNICO DE LABORATORIO	 Ing. Karina del Rocío Silva Torrallo Asesor  Dra. Carmen Cárdenas Rosales Coasesora																																																							

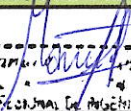
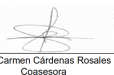
CALICATA 02

	LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS-UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA				
	PROTOCOLO				
	ENSAYO	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DEL SUELO POR TAMIZADO EN SECO DE MUESTRA NATURAL		M-2 NATURAL	
	NORMA	NTP 339.128			
PROYECTO	Nivel de vulnerabilidad y factores que inciden en la socavación local y general del puente Chontabamba, Chota, 2025				
CALICATA:	Nº 2	MUESTRA	01	PROFUNDIDAD:	1.50 m
UBICACIÓN:	Estribo izquierdo, puente Chontabamba			RESPONSABLE:	Alexander Fernandez Bustamante
FECHA DE MUESTREO:	24/11/2025			REVISADO POR:	Ing. Walter Manuel Vásquez Tapia
FECHA DE ENSAYO:	26/11/2025			COORDENADAS UTM	
				ESTE	783219.983
				NORTE	9274552.221
Masa seca de la muestra ensayada (g): 30000.0 g					
Malla	Abertura	Masa retenida parcial	% Retenido parcial	% Retenido Acumulado	% que pasa
3 1/2 pulg	80.890 mm	0.0 g	0.00%	0.00%	100.00%
3 pulg	76.200 mm	1544.2 g	5.15%	5.15%	94.85%
2 1/2 pulg	63.500 mm	1177.0 g	3.92%	9.07%	90.93%
2 pulg	50.800 mm	783.7 g	2.61%	11.68%	88.32%
1 1/2 pulg	38.100 mm	1737.5 g	5.79%	17.47%	82.53%
1 pulg	25.400 mm	1439.2 g	4.80%	22.27%	77.73%
3/4 pulg	19.000 mm	1186.2 g	3.95%	26.23%	73.77%
1/2 pulg	12.700 mm	1855.8 g	6.19%	32.41%	67.59%
3/8 pulg	9.500 mm	1227.9 g	4.09%	36.51%	63.50%
No 4	4.750 mm	3882.6 g	12.94%	49.45%	50.55%
No 8	2.360 mm	3608.2 g	12.03%	61.47%	38.53%
No 10	2.000 mm	858.5 g	2.86%	64.34%	35.66%
No 16	1.190 mm	3013.8 g	10.05%	74.38%	25.62%
No 20	0.840 mm	1745.7 g	5.82%	80.20%	19.80%
No 30	0.600 mm	1528.8 g	5.10%	85.30%	14.70%
No 40	0.425 mm	1395.1 g	4.65%	89.95%	10.05%
No 50	0.300 mm	1099.1 g	3.66%	93.61%	6.39%
No 60	0.250 mm	538.5 g	1.80%	95.41%	4.59%
No 100	0.150 mm	779.6 g	2.60%	98.00%	2.00%
No 140	0.106 mm	298.4 g	0.99%	99.00%	1.00%
No 200	0.075 mm	98.6 g	0.33%	99.33%	0.67%
Cazoleta		201.6 g	0.67%	100.00%	0.00%
CURVA GRANULOMÉTRICA					
% GRAVA	49.45%	% ARENA	49.88%	% FINOS	0.67%
Porcentaje de suelo que pasa la malla Nº 200		0.67%		Total de masa del suelo: 30000.0 g	
Porcentaje de suelo que pasa la malla Nº 4		50.55%		Cc = D30² / (D10xD60)= 0.71	
Límite líquido				Cu = D60/D10 = 19.64	
Índice de plasticidad					
D10		0.424 mm			
D60		8.320 mm			
D30		1.577 mm			
Tipo de suelo		SP			
OBSERVACIONES: MUESTRA NATURAL 1.50 m					
RESPONSABLES DE ENSAYO		UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA TECNICO DE LABORATORIO		ASESOR	
		 RESPONSABLE DEL LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		 Ing. Karina del Rocio Silva Torralbo Asesor	
				 Dra. Carmen Cárdenas Rosales Coasesora	

	LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS-UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA																																																									
	PROTOCOLO																																																									
	ENSAYO	ENSAYO DE GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SÓLIDOS ASTM D854		M-2 NATURAL																																																						
	NORMA	ASTM D854																																																								
PROYECTO	Nivel de vulnerabilidad y factores que inciden en la socavación local y general del puente Chontabamba, Chota, 2025																																																									
CALICATA:	Nº 2	EXTRAIDO Y MUESTREO DE CALICATA	ESTRATO:	TERRENO NATURAL																																																						
UBICACIÓN:	Estribo derecho, puente Chontabamba		RESPONSABLE:	Alexander Fernandez Bustamante																																																						
FECHA DE MUESTREO:	24/11/2025																																																									
FECHA DE ENSAYO:	26/11/2025		REVISADO POR:	Ing. Walter Manuel Vásquez Tapia																																																						
				COORDENADAS UTM																																																						
				ESTE 783219.983																																																						
				NORTE 9274552.221																																																						
<table><tr><td>Nº DE LABORATORIO</td><td>CALICATA Nº 02</td></tr><tr><td>PROFUNDIDAD, (m)</td><td>1.50 m</td></tr><tr><td>PICNÓMETRO Nº</td><td>2</td></tr><tr><td>CAPACIDAD PICNÓMETRO CM3</td><td>500</td></tr><tr><td>PESO PICNÓMETRO , gr.</td><td>159</td></tr><tr><td>PESO PICNÓMETRO + SUELO SECO , gr.</td><td>259</td></tr><tr><td>PESO SUELO SECO , gr. (Ws)</td><td>100</td></tr><tr><td>PESO PICN. + AGUA + SUELO , gr. (W1)</td><td>711.5</td></tr><tr><td>PESO PICN. + AGUA A TEMP. ENSAYO.</td><td>649.5</td></tr><tr><td>GS A TEMPERATURA ENSAYO</td><td>2.63</td></tr><tr><td>TEMPERATURA DE ENSAYO, ° C</td><td>21.3</td></tr></table>					Nº DE LABORATORIO	CALICATA Nº 02	PROFUNDIDAD, (m)	1.50 m	PICNÓMETRO Nº	2	CAPACIDAD PICNÓMETRO CM3	500	PESO PICNÓMETRO , gr.	159	PESO PICNÓMETRO + SUELO SECO , gr.	259	PESO SUELO SECO , gr. (Ws)	100	PESO PICN. + AGUA + SUELO , gr. (W1)	711.5	PESO PICN. + AGUA A TEMP. ENSAYO.	649.5	GS A TEMPERATURA ENSAYO	2.63	TEMPERATURA DE ENSAYO, ° C	21.3																																
Nº DE LABORATORIO	CALICATA Nº 02																																																									
PROFUNDIDAD, (m)	1.50 m																																																									
PICNÓMETRO Nº	2																																																									
CAPACIDAD PICNÓMETRO CM3	500																																																									
PESO PICNÓMETRO , gr.	159																																																									
PESO PICNÓMETRO + SUELO SECO , gr.	259																																																									
PESO SUELO SECO , gr. (Ws)	100																																																									
PESO PICN. + AGUA + SUELO , gr. (W1)	711.5																																																									
PESO PICN. + AGUA A TEMP. ENSAYO.	649.5																																																									
GS A TEMPERATURA ENSAYO	2.63																																																									
TEMPERATURA DE ENSAYO, ° C	21.3																																																									
<table><tr><td>RESULTADOS</td><td>PROMEDIO</td></tr><tr><td>GS A TEMPERATURA ENSAYO</td><td>2.63</td></tr><tr><td>TEMPERATURA DE ENSAYO, ° C</td><td>21.3</td></tr></table>					RESULTADOS	PROMEDIO	GS A TEMPERATURA ENSAYO	2.63	TEMPERATURA DE ENSAYO, ° C	21.3																																																
RESULTADOS	PROMEDIO																																																									
GS A TEMPERATURA ENSAYO	2.63																																																									
TEMPERATURA DE ENSAYO, ° C	21.3																																																									
<table><tr><td colspan="6">DENSIDAD RELATIVA DEL AGUA Y FACTOR DE CONVERSIÓN</td></tr><tr><td colspan="6">"K" PARA VARIAS TEMPERATURAS</td></tr><tr><td>TEMP ° C</td><td>yw</td><td>K</td><td>TEMP. ° C</td><td>yw</td><td>K</td></tr><tr><td>21,0</td><td>0,99799</td><td>0,99979</td><td>21,6</td><td>0,99786</td><td>0,99966</td></tr><tr><td>21,1</td><td>0,99797</td><td>0,99977</td><td>21,7</td><td>0,99784</td><td>0,99963</td></tr><tr><td>21,2</td><td>0,99795</td><td>0,99974</td><td>21,8</td><td>0,99782</td><td>0,99961</td></tr><tr><td>21,3</td><td>0,99793</td><td>0,99972</td><td>21,9</td><td>0,99780</td><td>0,99959</td></tr><tr><td>21,4</td><td>0,99791</td><td>0,99970</td><td>25,0</td><td>0,99705</td><td>0,99884</td></tr><tr><td>21,5</td><td>0,99789</td><td>0,99968</td><td>25,1</td><td>0,99702</td><td>0,99881</td></tr></table>					DENSIDAD RELATIVA DEL AGUA Y FACTOR DE CONVERSIÓN						"K" PARA VARIAS TEMPERATURAS						TEMP ° C	yw	K	TEMP. ° C	yw	K	21,0	0,99799	0,99979	21,6	0,99786	0,99966	21,1	0,99797	0,99977	21,7	0,99784	0,99963	21,2	0,99795	0,99974	21,8	0,99782	0,99961	21,3	0,99793	0,99972	21,9	0,99780	0,99959	21,4	0,99791	0,99970	25,0	0,99705	0,99884	21,5	0,99789	0,99968	25,1	0,99702	0,99881
DENSIDAD RELATIVA DEL AGUA Y FACTOR DE CONVERSIÓN																																																										
"K" PARA VARIAS TEMPERATURAS																																																										
TEMP ° C	yw	K	TEMP. ° C	yw	K																																																					
21,0	0,99799	0,99979	21,6	0,99786	0,99966																																																					
21,1	0,99797	0,99977	21,7	0,99784	0,99963																																																					
21,2	0,99795	0,99974	21,8	0,99782	0,99961																																																					
21,3	0,99793	0,99972	21,9	0,99780	0,99959																																																					
21,4	0,99791	0,99970	25,0	0,99705	0,99884																																																					
21,5	0,99789	0,99968	25,1	0,99702	0,99881																																																					
<table><tr><td colspan="3">ENSAYO DE GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SÓLIDOS ASTM D854</td></tr><tr><td colspan="3">MÉTODO DE ENSAYO "B"</td></tr><tr><td>Gravedad específica de sólidos</td><td>(g)</td><td>2.6300</td></tr><tr><td>Temperatura del agua destilada durante el ensayo</td><td>°C</td><td>21.3</td></tr><tr><td>Coefficiente de Temperatura (K)</td><td>---</td><td>0.99972</td></tr><tr><td>Gravedad específica de sólidos corregida por T°</td><td>(g)</td><td>2.63</td></tr><tr><td>Peso específico de masa</td><td>(g/cm³)</td><td>1.63</td></tr></table>					ENSAYO DE GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SÓLIDOS ASTM D854			MÉTODO DE ENSAYO "B"			Gravedad específica de sólidos	(g)	2.6300	Temperatura del agua destilada durante el ensayo	°C	21.3	Coefficiente de Temperatura (K)	---	0.99972	Gravedad específica de sólidos corregida por T°	(g)	2.63	Peso específico de masa	(g/cm³)	1.63																																	
ENSAYO DE GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SÓLIDOS ASTM D854																																																										
MÉTODO DE ENSAYO "B"																																																										
Gravedad específica de sólidos	(g)	2.6300																																																								
Temperatura del agua destilada durante el ensayo	°C	21.3																																																								
Coefficiente de Temperatura (K)	---	0.99972																																																								
Gravedad específica de sólidos corregida por T°	(g)	2.63																																																								
Peso específico de masa	(g/cm³)	1.63																																																								
OBSERVACIONES: LAS MUESTRAS FUERON MUESTREADAS POR EL SOLICITANTE.																																																										
<table><tr><td>RESPONSABLES DE ENSAYO</td><td> UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA Escuela Profesional de Ingeniería Civil Walter Manuel Vásquez Tapia RESPONSABLE DEL LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS</td><td>ASESOR</td></tr><tr><td></td><td></td><td> Ing. Karina del Rocío Silva Torralba Asesor  Dra. Carmen Cárdenas Rosales Coasesora</td></tr></table>					RESPONSABLES DE ENSAYO	 UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA Escuela Profesional de Ingeniería Civil Walter Manuel Vásquez Tapia RESPONSABLE DEL LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS	ASESOR			 Ing. Karina del Rocío Silva Torralba Asesor  Dra. Carmen Cárdenas Rosales Coasesora																																																
RESPONSABLES DE ENSAYO	 UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA Escuela Profesional de Ingeniería Civil Walter Manuel Vásquez Tapia RESPONSABLE DEL LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS	ASESOR																																																								
		 Ing. Karina del Rocío Silva Torralba Asesor  Dra. Carmen Cárdenas Rosales Coasesora																																																								

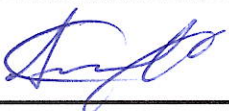
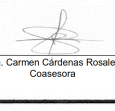
CALICATA 03

		LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS-UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA			
		PROTOCOLO			
		ENSAYO	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DEL SUELO POR TAMIZADO EN SECO DE MUESTRA NATURAL		M-3 NATURAL
		NORMA	NTP 339.128		
PROYECTO		Nivel de vulnerabilidad y factores que inciden en la socavación local y general del puente Chontabamba, Chota, 2025			
CALICATA:	Nº 3	MUESTRA	01	PROFUNDIDAD:	1.30 m
UBICACIÓN:		Estribo Izquierdo, puente Chontabamba		RESPONSABLE:	Alexander Fernandez Bustamante
FECHA DE MUESTREO:		24/11/2025		REVISADO POR:	Ing. Walter Manuel Vásquez Tapia
FECHA DE ENSAYO:		26/11/2025		COORDENADAS UTM	
				ESTE	783206.014
				NORTE	9274536.661
Masa seca de la muestra ensayada (g): 30000.0 g					
Malla	Abertura	Masa retenida parcial	% Retenido parcial	% Retenido Acumulado	% que pasa
3 1/2 pulg	80.890 mm	0.0 g	0.00%	0.00%	100.00%
3 pulg	76.200 mm	0.0 g	0.00%	0.00%	100.00%
2 1/2 pulg	63.500 mm	2191.2 g	7.30%	7.30%	92.70%
2 pulg	50.800 mm	1763.4 g	5.88%	13.18%	86.82%
1 1/2 pulg	38.100 mm	3138.5 g	10.46%	23.64%	76.36%
1 pulg	25.400 mm	2152.8 g	7.18%	30.82%	69.18%
3/4 pulg	19.000 mm	1631.1 g	5.44%	36.26%	63.74%
1/2 pulg	12.700 mm	1834.8 g	6.12%	42.37%	57.63%
3/8 pulg	9.500 mm	1029.2 g	3.43%	45.80%	54.20%
No 4	4.750 mm	3562.7 g	11.88%	57.68%	42.32%
No 8	2.360 mm	3656.3 g	12.19%	69.87%	30.13%
No 10	2.000 mm	742.5 g	2.48%	72.34%	27.66%
No 16	1.190 mm	2195.1 g	7.32%	79.66%	20.34%
No 20	0.840 mm	1375.0 g	4.58%	84.24%	15.76%
No 30	0.600 mm	812.8 g	2.71%	86.95%	13.05%
No 40	0.425 mm	1605.9 g	5.35%	92.30%	7.70%
No 50	0.300 mm	729.1 g	2.43%	94.73%	5.27%
No 60	0.250 mm	384.7 g	1.28%	96.02%	3.98%
No 100	0.150 mm	688.8 g	2.30%	98.31%	1.69%
No 140	0.106 mm	255.5 g	0.85%	99.16%	0.84%
No 200	0.075 mm	121.1 g	0.40%	99.57%	0.43%
Cazoleta		129.5 g	0.43%	100.00%	0.00%
CURVA GRANULOMÉTRICA					
					
% GRAVA	57.68%	% ARENA	41.89%	% FINOS	0.43%
Porcentaje de suelo que pasa la malla Nº 200		0.43%		Total de masa del suelo:	30000.0 g
Porcentaje de suelo que pasa la malla Nº4		42.32%		Cc = D30² / (D10xD60)=	0.70
Limite líquido				Cu = D60/D10 =	29.74
Índice de plasticidad					
D10	0.512 mm				
D60	15.220 mm				
D30	2.341 mm				
Tipo de suelo		SP			
OBSERVACIONES: MUESTRA NATURAL 1.30 m					
RESPONSABLES DE ENSAYO		UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA		ASESOR	
		 Ing. Karina del Rocío Silva Tarrillo Asesor		 Dra. Carmen Cárdenas Rosales Coasesora	
		Ing. Walter Manuel Vásquez Tapia RESPONSABLE DEL LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL			

	LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS-UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA																																																									
	PROTOCOLO																																																									
	ENSAYO	ENSAYO DE GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SÓLIDOS ASTM D854		M-3 NATURAL																																																						
	NORMA	ASTM D854																																																								
PROYECTO	Nivel de vulnerabilidad y factores que inciden en la socavación local y general del puente Chontabamba, Chota, 2025																																																									
CALICATA:	Nº 3	EXTRAIDO Y MUESTREO DE CALICATA	ESTRATO:	TERRENO NATURAL																																																						
UBICACIÓN:	Aguas arriba, puente Chontabamba		RESPONSABLE:	Alexander Fernandez Bustamante																																																						
FECHA DE MUESTREO:	24/11/2025																																																									
FECHA DE ENSAYO:	26/11/2025		REVISADO POR:	Ing. Walter Manuel Vásquez Tapia																																																						
				COORDENADAS UTM																																																						
				ESTE 783206.014																																																						
				NORTE 9274536.661																																																						
<table><tr><td>Nº DE LABORATORIO</td><td>CALICATA Nº 03</td></tr><tr><td>PROFUNDIDAD, (m)</td><td>1.30 m</td></tr><tr><td>PICNÓMETRO Nº</td><td>3</td></tr><tr><td>CAPACIDAD PICNÓMETRO CM3</td><td>500</td></tr><tr><td>PESO PICNÓMETRO , gr.</td><td>159</td></tr><tr><td>PESO PICNÓMETRO + SUELO SECO , gr.</td><td>259</td></tr><tr><td>PESO SUELO SECO , gr. (Ws)</td><td>100</td></tr><tr><td>PESO PICN. + AGUA + SUELO , gr. (W1)</td><td>696.9</td></tr><tr><td>PESO PICN. + AGUA A TEMP. ENSAYO.</td><td>635.1</td></tr><tr><td>GS A TEMPERATURA ENSAYO</td><td>2.62</td></tr><tr><td>TEMPERATURA DE ENSAYO, ° C</td><td>21.2</td></tr></table>					Nº DE LABORATORIO	CALICATA Nº 03	PROFUNDIDAD, (m)	1.30 m	PICNÓMETRO Nº	3	CAPACIDAD PICNÓMETRO CM3	500	PESO PICNÓMETRO , gr.	159	PESO PICNÓMETRO + SUELO SECO , gr.	259	PESO SUELO SECO , gr. (Ws)	100	PESO PICN. + AGUA + SUELO , gr. (W1)	696.9	PESO PICN. + AGUA A TEMP. ENSAYO.	635.1	GS A TEMPERATURA ENSAYO	2.62	TEMPERATURA DE ENSAYO, ° C	21.2																																
Nº DE LABORATORIO	CALICATA Nº 03																																																									
PROFUNDIDAD, (m)	1.30 m																																																									
PICNÓMETRO Nº	3																																																									
CAPACIDAD PICNÓMETRO CM3	500																																																									
PESO PICNÓMETRO , gr.	159																																																									
PESO PICNÓMETRO + SUELO SECO , gr.	259																																																									
PESO SUELO SECO , gr. (Ws)	100																																																									
PESO PICN. + AGUA + SUELO , gr. (W1)	696.9																																																									
PESO PICN. + AGUA A TEMP. ENSAYO.	635.1																																																									
GS A TEMPERATURA ENSAYO	2.62																																																									
TEMPERATURA DE ENSAYO, ° C	21.2																																																									
<table><tr><td>RESULTADOS</td><td>PROMEDIO</td></tr><tr><td>GS A TEMPERATURA ENSAYO</td><td>2.62</td></tr><tr><td>TEMPERATURA DE ENSAYO, ° C</td><td>21.2</td></tr></table>					RESULTADOS	PROMEDIO	GS A TEMPERATURA ENSAYO	2.62	TEMPERATURA DE ENSAYO, ° C	21.2																																																
RESULTADOS	PROMEDIO																																																									
GS A TEMPERATURA ENSAYO	2.62																																																									
TEMPERATURA DE ENSAYO, ° C	21.2																																																									
<table><tr><td colspan="6">DENSIDAD RELATIVA DEL AGUA Y FACTOR DE CONVERSIÓN</td></tr><tr><td colspan="6">"K" PARA VARIAS TEMPERATURAS</td></tr><tr><td>TEMP ° C</td><td>γw</td><td>K</td><td>TEMP. ° C</td><td>γw</td><td>K</td></tr><tr><td>21,0</td><td>0,99799</td><td>0,99979</td><td>21,6</td><td>0,99786</td><td>0,99966</td></tr><tr><td>21,1</td><td>0,99797</td><td>0,99977</td><td>21,7</td><td>0,99784</td><td>0,99963</td></tr><tr><td>21,2</td><td>0,99795</td><td>0,99974</td><td>21,8</td><td>0,99782</td><td>0,99961</td></tr><tr><td>21,3</td><td>0,99793</td><td>0,99972</td><td>21,9</td><td>0,99780</td><td>0,99959</td></tr><tr><td>21,4</td><td>0,99791</td><td>0,99970</td><td>25,0</td><td>0,99705</td><td>0,99884</td></tr><tr><td>21,5</td><td>0,99789</td><td>0,99968</td><td>25,1</td><td>0,99702</td><td>0,99881</td></tr></table>					DENSIDAD RELATIVA DEL AGUA Y FACTOR DE CONVERSIÓN						"K" PARA VARIAS TEMPERATURAS						TEMP ° C	γw	K	TEMP. ° C	γw	K	21,0	0,99799	0,99979	21,6	0,99786	0,99966	21,1	0,99797	0,99977	21,7	0,99784	0,99963	21,2	0,99795	0,99974	21,8	0,99782	0,99961	21,3	0,99793	0,99972	21,9	0,99780	0,99959	21,4	0,99791	0,99970	25,0	0,99705	0,99884	21,5	0,99789	0,99968	25,1	0,99702	0,99881
DENSIDAD RELATIVA DEL AGUA Y FACTOR DE CONVERSIÓN																																																										
"K" PARA VARIAS TEMPERATURAS																																																										
TEMP ° C	γw	K	TEMP. ° C	γw	K																																																					
21,0	0,99799	0,99979	21,6	0,99786	0,99966																																																					
21,1	0,99797	0,99977	21,7	0,99784	0,99963																																																					
21,2	0,99795	0,99974	21,8	0,99782	0,99961																																																					
21,3	0,99793	0,99972	21,9	0,99780	0,99959																																																					
21,4	0,99791	0,99970	25,0	0,99705	0,99884																																																					
21,5	0,99789	0,99968	25,1	0,99702	0,99881																																																					
<table><tr><td colspan="3">ENSAYO DE GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SÓLIDOS ASTM D854</td></tr><tr><td colspan="3">MÉTODO DE ENSAYO "B"</td></tr><tr><td>Gravedad específica de sólidos</td><td>(g)</td><td>2.62</td></tr><tr><td>Temperatura del agua destilada durante el ensayo</td><td>°C</td><td>21.2</td></tr><tr><td>Coefficiente de Temperatura (K)</td><td>---</td><td>0.99974</td></tr><tr><td>Gravedad específica de sólidos corregida por T°</td><td>(g)</td><td>2.62</td></tr><tr><td>Peso específico de masa</td><td>(g/cm³)</td><td>1.62</td></tr></table>					ENSAYO DE GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SÓLIDOS ASTM D854			MÉTODO DE ENSAYO "B"			Gravedad específica de sólidos	(g)	2.62	Temperatura del agua destilada durante el ensayo	°C	21.2	Coefficiente de Temperatura (K)	---	0.99974	Gravedad específica de sólidos corregida por T°	(g)	2.62	Peso específico de masa	(g/cm³)	1.62																																	
ENSAYO DE GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SÓLIDOS ASTM D854																																																										
MÉTODO DE ENSAYO "B"																																																										
Gravedad específica de sólidos	(g)	2.62																																																								
Temperatura del agua destilada durante el ensayo	°C	21.2																																																								
Coefficiente de Temperatura (K)	---	0.99974																																																								
Gravedad específica de sólidos corregida por T°	(g)	2.62																																																								
Peso específico de masa	(g/cm³)	1.62																																																								
OBSERVACIONES: LAS MUESTRAS FUERON MUESTREADAS POR EL SOLICITANTE.																																																										
RESPONSABLES DE ENSAYO		UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA		ASESOR																																																						
		  RESPONSABLE ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		 Ing. Karina del Rocío Silva Torrallo Asesor  Dra. Carmen Cárdenas Rosales Coasesora																																																						

CALICATA 04

		LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS-UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA			
		PROTOCOLO			
		ENSAYO	ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DEL SUELO POR TAMIZADO EN SECO DE MUESTRA NATURAL		M-4 NATURAL
		NORMA	NTP 339.128		
PROYECTO		Nivel de vulnerabilidad y factores que inciden en la socavación local y general del puente Chontabamba, Chota, 2025			
CALICATA:	Nº 4	MUESTRA	01	PROFUNDIDAD:	1.40 m
UBICACION:		Estribo Izquierdo, puente Chontabamba		RESPONSABLE:	Alexander Fernandez Bustamante
FECHA DE MUESTREO:		24/11/2025		REVISADO POR:	Ing. Walter Manuel Vásquez Tapia
FECHA DE ENSAYO:		26/11/2025		COORDENADAS UTM	
				ESTE	783220.763
				NORTE	9274500.849
Masa seca de la muestra ensayada (g): 30000.0 g					
Malla	Abertura	Masa retenida parcial	% Retenido parcial	% Retenido Acumulado	% que pasa
3 1/2 pulg	80.890 mm	0.0 g	0.00%	0.00%	100.00%
3 pulg	76.200 mm	1043.7 g	3.48%	3.48%	96.52%
2 1/2 pulg	63.500 mm	1572.0 g	5.24%	8.72%	91.28%
2 pulg	50.800 mm	1216.3 g	4.05%	12.77%	87.23%
1 1/2 pulg	38.100 mm	1521.1 g	5.07%	17.84%	82.16%
1 pulg	25.400 mm	2662.8 g	8.88%	26.72%	73.28%
3/4 pulg	19.000 mm	1744.9 g	5.82%	32.54%	67.46%
1/2 pulg	12.700 mm	2288.0 g	7.63%	40.16%	59.84%
3/8 pulg	9.500 mm	1427.6 g	4.76%	44.92%	55.08%
No 4	4.750 mm	3850.2 g	12.83%	57.76%	42.24%
No 8	2.360 mm	3138.3 g	10.46%	68.22%	31.78%
No 10	2.000 mm	827.1 g	2.76%	70.97%	29.03%
No 16	1.190 mm	2207.0 g	7.36%	78.33%	21.67%
No 20	0.840 mm	1224.5 g	4.08%	82.41%	17.59%
No 30	0.600 mm	1167.2 g	3.89%	86.30%	13.70%
No 40	0.425 mm	1269.1 g	4.23%	90.53%	9.47%
No 50	0.300 mm	999.5 g	3.33%	93.86%	6.14%
No 60	0.250 mm	592.5 g	1.98%	95.84%	4.16%
No 100	0.150 mm	684.6 g	2.28%	98.12%	1.88%
No 140	0.106 mm	290.7 g	0.97%	99.09%	0.91%
No 200	0.075 mm	94.1 g	0.31%	99.40%	0.60%
Cazoleta		178.8 g	0.60%	100.00%	0.00%
CURVA GRANULOMÉTRICA					
% GRAVA	57.76%	% ARENA	41.65%	% FINOS	0.60%
Porcentaje de suelo que pasa la malla Nº 200		0.60%	Total de masa del suelo:		30000.0 g
Porcentaje de suelo que pasa la malla Nº 4		42.24%	Cc = D30² / (D10xD60)=		0.78
Límite líquido			Cu = D60/D10 =		28.48
Índice de plasticidad					
D10	0.451 mm				
D60	12.843 mm				
D30	2.131 mm				
Tipo de suelo		SP			
OBSERVACIONES: MUESTRA NATURAL 1.40 m					
RESPONSABLES DE ENSAYO		UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA		ASESOR	
Walter Manuel Vásquez Tapia		TÉCNICO DE LABORATORIO		Asesor	
RESPONSABLE DEL LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS		ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		Dra. Carmen Cárdenas Rosales	
				Coasesora	

	LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS-UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA																																																									
	PROTOCOLO																																																									
	ENSAYO	ENSAYO DE GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SÓLIDOS ASTM D854		M-4 NATURAL																																																						
	NORMA	ASTM D854																																																								
PROYECTO	Nivel de vulnerabilidad y factores que inciden en la socavación local y general del puente Chontabamba, Chota, 2025																																																									
CALICATA:	Nº 4	EXTRAÍDO Y MUESTREO DE CALICATA	ESTRATO:	TERRENO NATURAL																																																						
UBICACIÓN:	Aguas arriba, puente Chontabamba		RESPONSABLE:	Alexander Fernandez Bustamante																																																						
FECHA DE MUESTREO:	24/11/2025																																																									
FECHA DE ENSAYO:	26/11/2025		REVISADO POR:	Ing. Walter Manuel Vásquez Tapia																																																						
				COORDENADAS UTM																																																						
				ESTE 783220.763																																																						
				NORTE 9274500.849																																																						
<table><tr><td>Nº DE LABORATORIO</td><td>CALICATA Nº 04</td></tr><tr><td>PROFUNDIDAD, (m)</td><td>1.40 m</td></tr><tr><td>PICNÓMETRO Nº</td><td>4</td></tr><tr><td>CAPACIDAD PICNÓMETRO CM3</td><td>500</td></tr><tr><td>PESO PICNÓMETRO , gr.</td><td>159</td></tr><tr><td>PESO PICNÓMETRO + SUELO SECO , gr.</td><td>259</td></tr><tr><td>PESO SUELO SECO , gr. (Ws)</td><td>100</td></tr><tr><td>PESO PICN. + AGUA + SUELO , gr. (W1)</td><td>698.6</td></tr><tr><td>PESO PICN. + AGUA A TEMP. ENSAYO.</td><td>636.5</td></tr><tr><td>GS A TEMPERATURA ENSAYO</td><td>2.64</td></tr><tr><td>TEMPERATURA DE ENSAYO, ° C</td><td>21.2</td></tr></table>					Nº DE LABORATORIO	CALICATA Nº 04	PROFUNDIDAD, (m)	1.40 m	PICNÓMETRO Nº	4	CAPACIDAD PICNÓMETRO CM3	500	PESO PICNÓMETRO , gr.	159	PESO PICNÓMETRO + SUELO SECO , gr.	259	PESO SUELO SECO , gr. (Ws)	100	PESO PICN. + AGUA + SUELO , gr. (W1)	698.6	PESO PICN. + AGUA A TEMP. ENSAYO.	636.5	GS A TEMPERATURA ENSAYO	2.64	TEMPERATURA DE ENSAYO, ° C	21.2																																
Nº DE LABORATORIO	CALICATA Nº 04																																																									
PROFUNDIDAD, (m)	1.40 m																																																									
PICNÓMETRO Nº	4																																																									
CAPACIDAD PICNÓMETRO CM3	500																																																									
PESO PICNÓMETRO , gr.	159																																																									
PESO PICNÓMETRO + SUELO SECO , gr.	259																																																									
PESO SUELO SECO , gr. (Ws)	100																																																									
PESO PICN. + AGUA + SUELO , gr. (W1)	698.6																																																									
PESO PICN. + AGUA A TEMP. ENSAYO.	636.5																																																									
GS A TEMPERATURA ENSAYO	2.64																																																									
TEMPERATURA DE ENSAYO, ° C	21.2																																																									
<table><tr><td>RESULTADOS</td><td>PROMEDIO</td></tr><tr><td>GS A TEMPERATURA ENSAYO</td><td>2.64</td></tr><tr><td>TEMPERATURA DE ENSAYO, ° C</td><td>21.2</td></tr></table>					RESULTADOS	PROMEDIO	GS A TEMPERATURA ENSAYO	2.64	TEMPERATURA DE ENSAYO, ° C	21.2																																																
RESULTADOS	PROMEDIO																																																									
GS A TEMPERATURA ENSAYO	2.64																																																									
TEMPERATURA DE ENSAYO, ° C	21.2																																																									
<table><tr><td colspan="6">DENSIDAD RELATIVA DEL AGUA Y FACTOR DE CONVERSIÓN</td></tr><tr><td colspan="6">"K" PARA VARIAS TEMPERATURAS</td></tr><tr><td>TEMP. ° C</td><td>yw</td><td>K</td><td>TEMP. ° C</td><td>yw</td><td>K</td></tr><tr><td>21,0</td><td>0,99799</td><td>0,99979</td><td>21,6</td><td>0,99786</td><td>0,99966</td></tr><tr><td>21,1</td><td>0,99797</td><td>0,99977</td><td>21,7</td><td>0,99784</td><td>0,99963</td></tr><tr><td>21,2</td><td>0,99795</td><td>0,99974</td><td>21,8</td><td>0,99782</td><td>0,99961</td></tr><tr><td>21,3</td><td>0,99793</td><td>0,99972</td><td>21,9</td><td>0,99780</td><td>0,99959</td></tr><tr><td>21,4</td><td>0,99791</td><td>0,99970</td><td>25,0</td><td>0,99705</td><td>0,99884</td></tr><tr><td>21,5</td><td>0,99789</td><td>0,99968</td><td>25,1</td><td>0,99702</td><td>0,99881</td></tr></table>					DENSIDAD RELATIVA DEL AGUA Y FACTOR DE CONVERSIÓN						"K" PARA VARIAS TEMPERATURAS						TEMP. ° C	yw	K	TEMP. ° C	yw	K	21,0	0,99799	0,99979	21,6	0,99786	0,99966	21,1	0,99797	0,99977	21,7	0,99784	0,99963	21,2	0,99795	0,99974	21,8	0,99782	0,99961	21,3	0,99793	0,99972	21,9	0,99780	0,99959	21,4	0,99791	0,99970	25,0	0,99705	0,99884	21,5	0,99789	0,99968	25,1	0,99702	0,99881
DENSIDAD RELATIVA DEL AGUA Y FACTOR DE CONVERSIÓN																																																										
"K" PARA VARIAS TEMPERATURAS																																																										
TEMP. ° C	yw	K	TEMP. ° C	yw	K																																																					
21,0	0,99799	0,99979	21,6	0,99786	0,99966																																																					
21,1	0,99797	0,99977	21,7	0,99784	0,99963																																																					
21,2	0,99795	0,99974	21,8	0,99782	0,99961																																																					
21,3	0,99793	0,99972	21,9	0,99780	0,99959																																																					
21,4	0,99791	0,99970	25,0	0,99705	0,99884																																																					
21,5	0,99789	0,99968	25,1	0,99702	0,99881																																																					
<table><tr><td colspan="3">ENSAYO DE GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SÓLIDOS ASTM D854</td></tr><tr><td colspan="3">MÉTODO DE ENSAYO "B"</td></tr><tr><td>Gravedad específica de sólidos</td><td>(g)</td><td>2.6400</td></tr><tr><td>Temperatura del agua destilada durante el ensayo</td><td>°C</td><td>21.2</td></tr><tr><td>Coeficiente de Temperatura (K)</td><td>---</td><td>0.99970</td></tr><tr><td>Gravedad específica de sólidos corregida por T°</td><td>(g)</td><td>2.64</td></tr><tr><td>Peso específico de masa</td><td>(g/cm³)</td><td>1.64</td></tr></table>					ENSAYO DE GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SÓLIDOS ASTM D854			MÉTODO DE ENSAYO "B"			Gravedad específica de sólidos	(g)	2.6400	Temperatura del agua destilada durante el ensayo	°C	21.2	Coeficiente de Temperatura (K)	---	0.99970	Gravedad específica de sólidos corregida por T°	(g)	2.64	Peso específico de masa	(g/cm³)	1.64																																	
ENSAYO DE GRAVEDAD ESPECÍFICA DE LOS SÓLIDOS ASTM D854																																																										
MÉTODO DE ENSAYO "B"																																																										
Gravedad específica de sólidos	(g)	2.6400																																																								
Temperatura del agua destilada durante el ensayo	°C	21.2																																																								
Coeficiente de Temperatura (K)	---	0.99970																																																								
Gravedad específica de sólidos corregida por T°	(g)	2.64																																																								
Peso específico de masa	(g/cm³)	1.64																																																								
OBSERVACIONES: LAS MUESTRAS FUERON MUESTREADAS POR EL SOLICITANTE.																																																										
RESPONSABLES DE ENSAYO		UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA		ASESOR																																																						
		 Walter Manuel Vásquez Tapia RESPONSABLE DEL LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		 Ing. Karina del Rocio Silva Tarrillo Asesor  Dra. Carmen Cárdenas Rosales Coasesora																																																						

*Anexo E. Muestreo superficial de piedras mayores a 3” del puente Chontabamba en río
Llaucano*

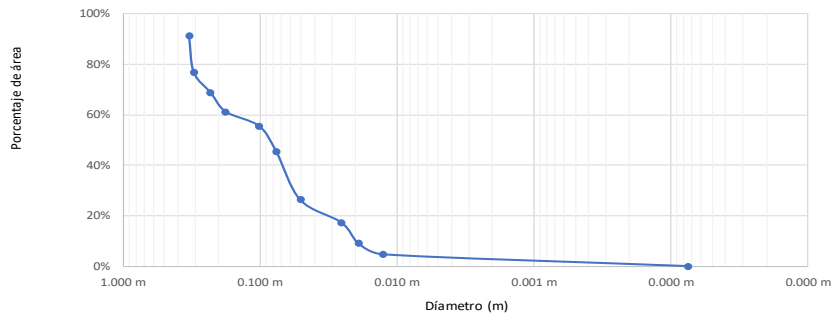
	UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA					
	PROTOCOLO					
	ENSAYO	MUESTREO SUPERFICIAL DE GIJARROS Y PIEDRAS MAYORES				M-1 NATURAL
	NORMA	NTP 339.150 y ASTM D420				
PROYECTO	Nivel de vulnerabilidad y factores que inciden en la socavación local y general del puente Chontabamba, Chota, 2025					
CALICATA:	Nº 1	MUESTRA	01	AREA DE MUESTREO:	10 m ²	
UBICACIÓN:	Aguas arriba, puente Chontabamba			RESPONSABLE:	Alexander Fernandez Bustamante	
FECHA DE MUESTREO:	24/11/2025			REVISADO POR:		
FECHA DE ENSAYO:	24/11/2025					

COORDENADAS UTM	
ESTE	783209.805
NORTE	9274543.222

MUESTREO SUPERFICIAL DE GIJARROS Y PIEDRAS MAYORES			
UBICACION	Próximo al puente Chontabamba		
ÁREA DE MUESTREO (m ²)	10	m ²	
ÁREA DE REFERENCIA (m ²)	1	m ²	

Malla	Abertura	Área	Cantidad	Área parcial (m ²)	Área parcial (%)	Área Acum (%)	Área Acum (%)
in	m	m ²					
13 pulg	0.330 m	0.0856	1	0.09	8.56%	8.56%	91.44%
12 pulg	0.305 m	0.0730	2	0.15	14.59%	23.16%	76.84%
9 pulg	0.229 m	0.0410	2	0.08	8.21%	31.37%	68.63%
7 pulg	0.178 m	0.0248	3	0.07	7.45%	38.81%	61.19%
4 pulg	0.102 m	0.0081	7	0.06	5.68%	44.49%	55.51%
3 pulg	0.076 m	0.0046	22	0.10	10.03%	54.52%	45.48%
2 pulg	0.051 m	0.0020	95	0.19	19.25%	73.78%	26.22%
1 pulg	0.025 m	0.0005	177	0.09	8.97%	82.75%	17.25%
3/4"	0.019 m	0.0003	290	0.08	8.27%	91.01%	8.99%
1/2"	0.013 m	0.0001	340	0.04	4.31%	95.32%	4.68%
< 1/2"	0.000 m			0.05	4.68%	100.00%	0.00%
Total				1.00	100.00%		

Curva granulométrica





DIÁMETROS SOLICITADOS		
Símbolo	Valor	
	m	mm
D m =	0.1207	120.66
D50 =	0.0883	88.28

OBSERVACIONES: AREA DE MUESTREO 1 m²

RESPONSABLES DE ENSAYO	ASESOR

*Anexo F. Carta de autorización de laboratorio de suelos de la Universidad Nacional
Autónoma De Chota*



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA
COORDINACIÓN DE LA FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA

"Año de la recuperación y consolidación de la economía peruana"

Colpa Matara, 04 de setiembre del 2025

CARTA N°143- 2025-UNACH-CFCL-ENCHV

Señor:

Ing. Hugo Pantoja Tapia.

Gerente General del SENAMHI

Universidad Nacional Autónoma de Chota.

Presente.

Asunto : Solicito datos.

Referencia : FUT N°320: Alexander Fernández Bustamante.
RESOLUCIÓN N°182-2025-FCI/UNACH

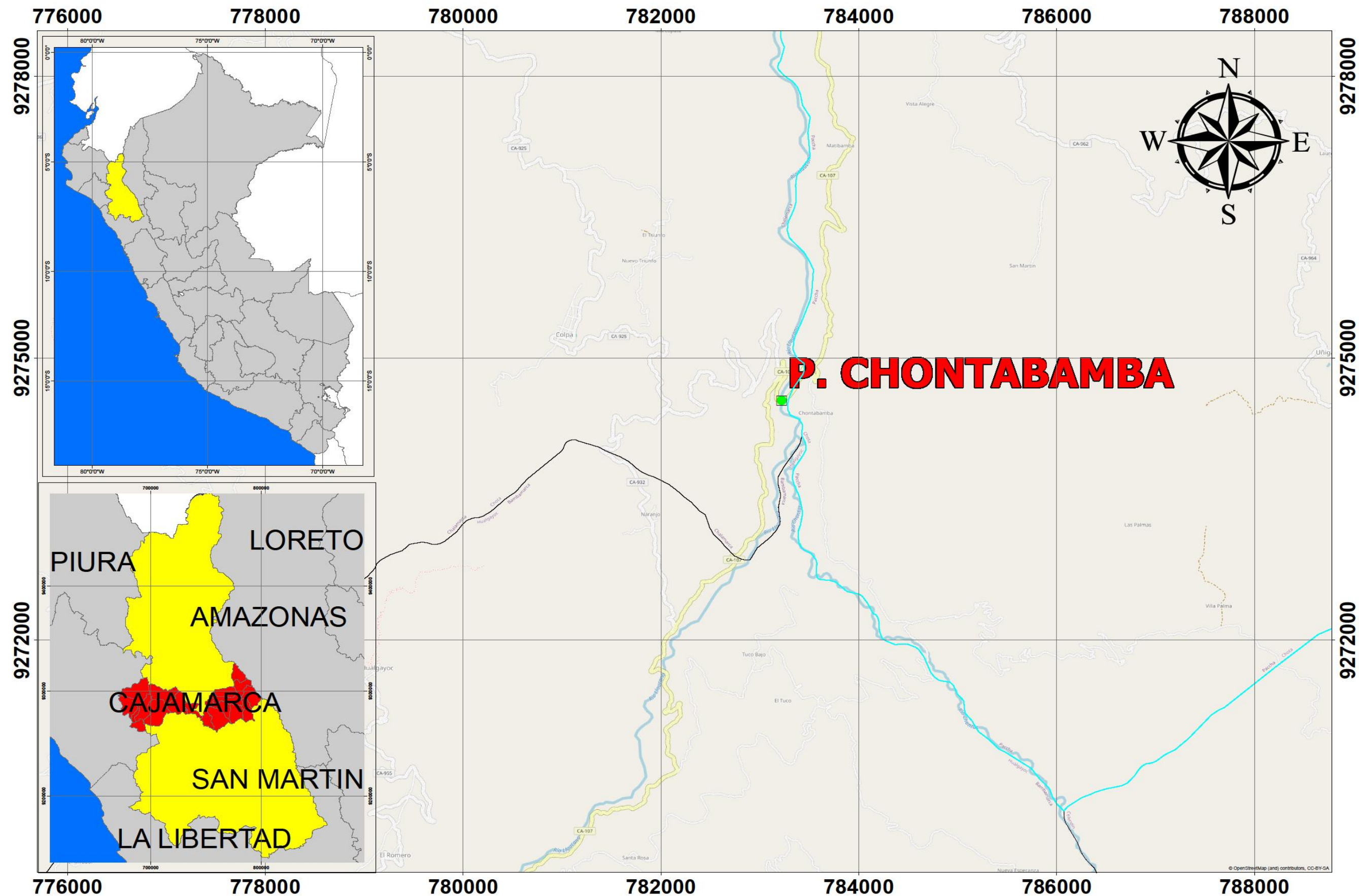
Tengo a bien dirigirme al despacho de su digno cargo, para expresarle mi saludo, así mismo presentarle ante su persona a nuestro bachiller: **Alexander Fernández Bustamante**, quien tiene aprobado su Proyecto de Tesis: "**Nivel de vulnerabilidad y factores que inciden en la socavación local y general del puente Chontabamba, Chota, 2025**", motivo por el cual solicito a vuestra representada, tenga a bien apoyar el trabajo de investigación **donando** los datos sobre registros de precipitación pluvial correspondiente al periodo desde 1989-2024, los cuales servirán de vital importancia para el desarrollo de su proyecto de tesis. En nombre de la Facultad de Ciencias de la Ingeniería, Escuela Profesional de Ingeniería Civil y del propio tesisista, le expresamos nuestro profundo agradecimiento por su atención y apoyo al desarrollo de la investigación en beneficio de quienes los necesitan.

Sin otro particular, me despido de usted no sin antes reiterarle las muestras de mi especial consideración y estima personal.

Atentamente,

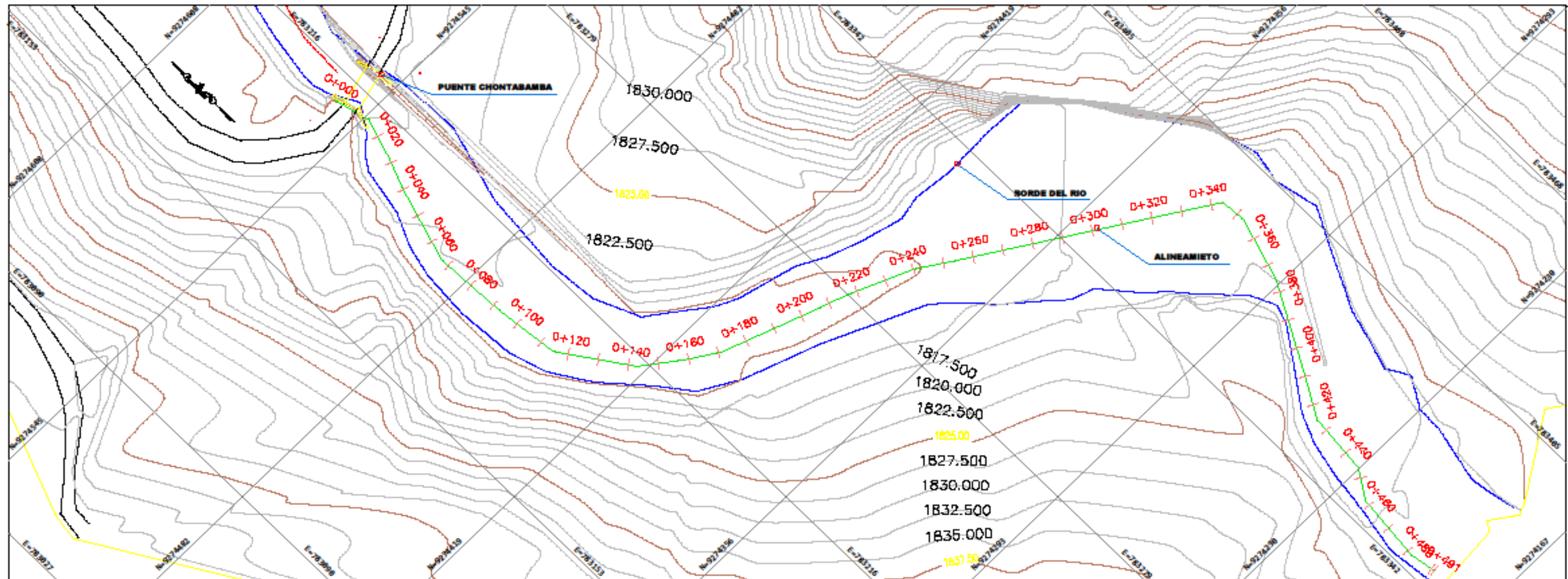
DR. ING. ELMER NATIVIDAD CHÁVEZ VÁSQUEZ
COORDINADOR DE LA FCI
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE CHOTA.

Anexo G. Relación de Planos del puente Chontabamba en condiciones actuales.



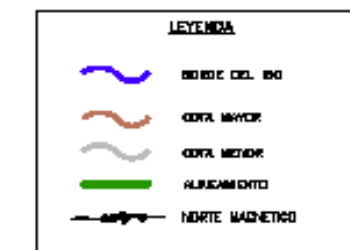
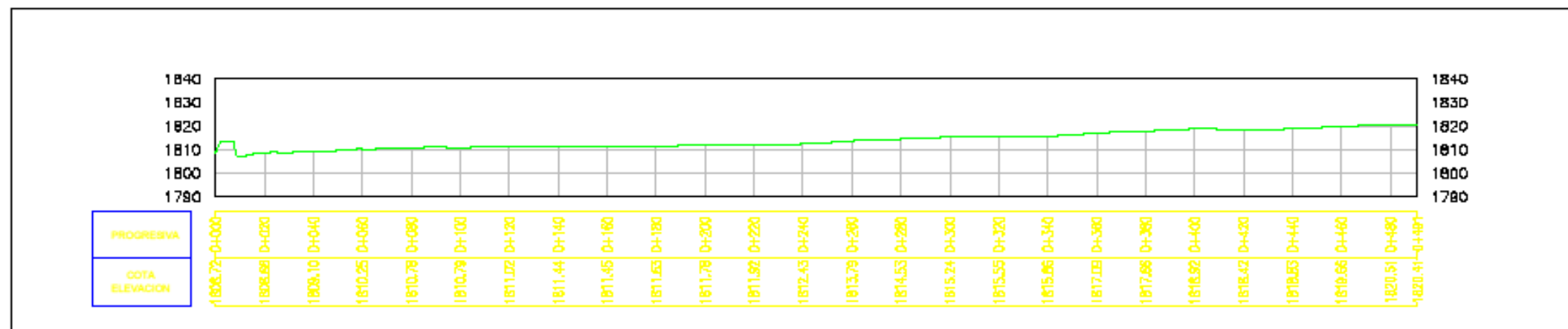
PLANO EN PLANTA - AGUAS ARRIBA DEL PUENTE CHONTABAMBA

Escala: 1:1500



PERFIL LONGITUDINAL - AGUAS ARRIBA DEL PUENTE CHONTABAMBA

Escala: 1:2000



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE CHOTA
¡UN SUEÑO HECHO REALIDAD!

REVISOR:

ALEXANDER FERNÁNDEZ BUSTAMANTE

PROYECTISTA:

"NIVEL DE VULNERABILIDAD Y FACTORES QUE INCIDEN EN LA SOCAVACIÓN LOCAL
Y GENERAL DEL PUENTE CHONTABAMBA, CHOTA, 2025"

PLANO:

PLANO DE PLANTA Y PERFIL LONGITUDINAL

FECHA: MARZO 2025

UBICACIÓN:

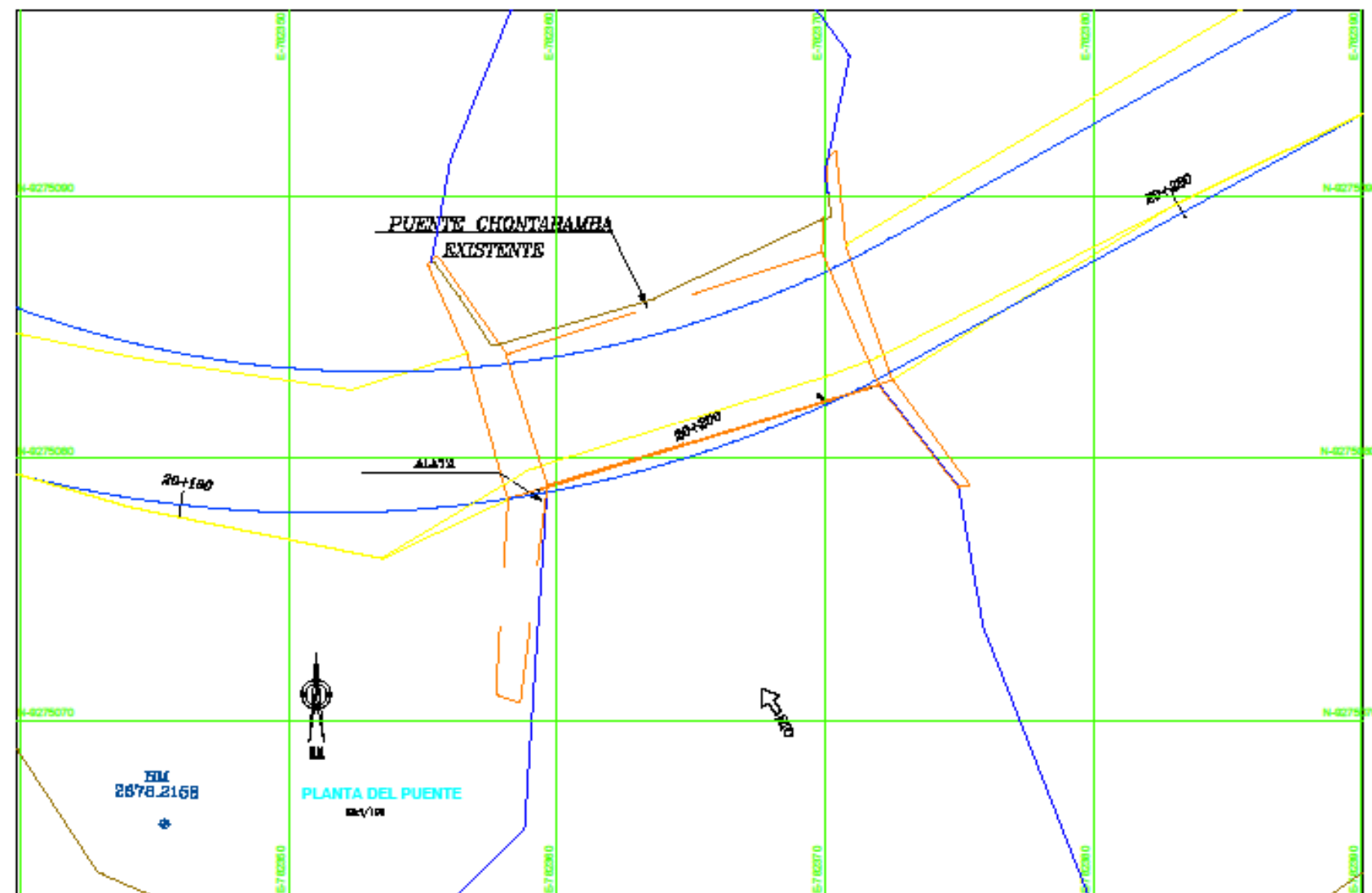
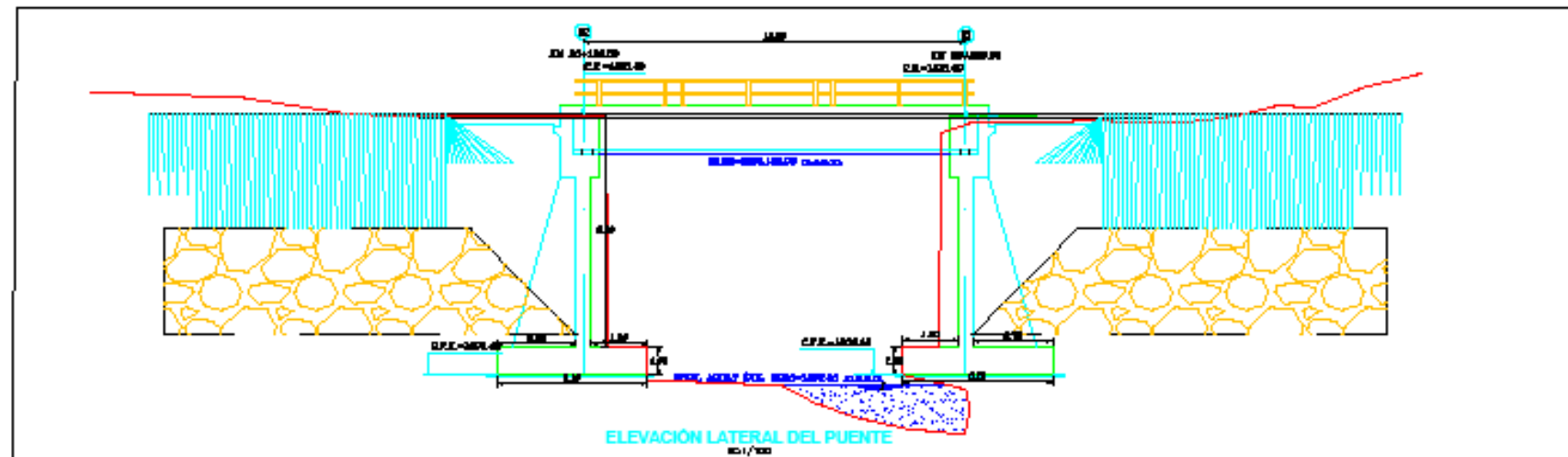
CUJAMARCA - CHOTA - PACCAR

SECCION: INDICADA

UTM - WGS84

HOJA:

A3



LEYENDA	
	BORDE DEL RPO
	PERFIL TERRENO NATURAL
	NORTE MAGNÉTICO



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE CHOTA
(UN BUERO HECHO REALIDAD)

TESISTA:
ALEXANDER FERNÁNDEZ BUSTAMANTE

PROYECTO:
"NIVEL DE VULNERABILIDAD Y FACTORES QUE INCIDEN EN LA SOCAVACIÓN LOCAL
Y GENERAL DEL PUENTE CHONTABAMBA, CHOTA, 2025"

TÍTULO	FECHA	MODELO
PLANTA Y ELEVACION	10/03/2025	10/03/2025
UBICACIÓN	UTM - WGS84	10/03/2025
CAJAMARCA - CHOTA - PACCHA		10/03/2025